

# **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 LORETO ZONA 2 PERÚ CON  
EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR**

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

**RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS**

**ricardo.carrillo@epn.edu.ec**

**DIRECTOR/A: ING. MARÍA BELÉN CORREA M.SC**

**maria.corream@epn.edu.ec**

**DMQ, agosto 2023**

## **CERTIFICACIONES**

Yo, RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS 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.

---

**RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS**

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por RICARDO JOSE CARRILLO EGAS , bajo mi supervisión.

---

**ING. MARÍA BELÉN CORREA M.SC.**  
**DIRECTOR**

## **DECLARACIÓN DE AUTORIA**

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.

RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS

MARIA BELÉN CORREA VALLEJO

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a mis padres por el apoyo durante toda mi formación académica.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a mi familia por el apoyo y a mis profesores de la carrera por impartir sus conocimientos durante estos años, en especial a mi tutora quien ha sabido con paciencia y dedicación guiarme en el desarrollo de este trabajo.

# ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIONES.....	I
DECLARACIÓN DE AUTORIA.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTOS .....	IV
ÍNDICE DE CONTENIDOS .....	V
ÍNDICE DE FIGURAS .....	XVI
ÍNDICE DE ECUACIONES.....	XXI
ÍNDICE DE TABLAS.....	XXVI
RESUMEN .....	XXX
ABSTRACT .....	XXXI
1. DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO .....	1
1.1. Objetivo general.....	2
1.2. Objetivos específicos.....	2
1.3. Alcance.....	2
1.4. Marco Teórico .....	4
1.4.1. Sismicidad en América latina.....	4
1.4.2. Peligro sísmico en la región de estudio .....	5
1.4.3. Peligro sísmico del Ecuador .....	6
1.4.3.1. Factor de zona Z.....	6
1.4.3.2. Tipo de perfiles de suelo para el diseño sísmico.....	6
1.4.3.3. Coeficientes de perfil de suelo $F_a$ , $F_d$ y $F_s$ .....	7
1.4.3.4. Fallas locales.....	9
1.4.4. Peligro sísmico en Perú .....	10
1.4.4.1. Factor de zona Z.....	10
1.4.4.2. Tipo de perfil de suelo.....	10
1.4.5. Cargas .....	10

1.4.5.1.	Carga muerta.....	10
1.4.5.2.	Carga viva .....	11
1.4.5.3.	Carga muerta y carga viva según la NEC 15 .....	11
1.4.5.4.	Carga muerta y carga viva según la NTE E.020 .....	13
1.4.6.	Diseño basado en fuerzas (DBF) NEC 15 .....	15
1.4.6.1.	Objetivos generales y requisitos .....	15
1.4.6.2.	Filosofía de diseño.....	15
1.4.6.3.	Requisitos mínimos de diseño .....	16
1.4.7.	Análisis sísmico (DBF) NTE E.030.....	16
1.4.7.1.	Análisis Estático o de fuerzas estáticas equivalentes .....	16
1.4.7.1.1.	Generalidades.....	16
2.	METODOLOGÍA.....	17
2.1.	Descripción de la configuración arquitectónica. ....	17
2.2.	Ubicación del proyecto.....	20
2.2.1.	Ecuador.....	20
2.2.2.	Perú .....	21
2.3.	Análisis del perfil del suelo en el sitio de implantación de la edificación. ....	22
2.3.1.	Perú .....	22
2.3.2.	Ecuador.....	22
2.4.	Análisis de carga muerta y viva (NEC Y NTE) .....	23
2.4.1.	Carga muerta .....	23
2.4.1.1.	Carga de mampostería .....	23
2.4.1.2.	Carga de contrapiso y acabados de piso .....	26
2.4.2.	Carga viva según la NEC 15 (Ecuador) y según la NTE (Perú).....	26
2.4.2.1.	Resumen de cargas.....	26
2.5.	Propiedades de los materiales.....	27
2.5.1.	Resistencia a la compresión del hormigón ( $f_c$ ) .....	27
2.5.2.	Resistencia a la fluencia del acero .....	28
2.5.3.	Inercias agrietadas.....	28

2.5.4.	Recubrimiento .....	28
2.6.	Combinaciones de carga modelo NEC 15 y NTE.....	29
2.6.1.	Combinaciones de carga NEC 15 .....	29
2.6.2.	Combinaciones de carga NTE.....	30
2.7.	Predimensionamiento de los elementos estructurales .....	30
2.7.1.	Predimensionamiento de losas .....	30
2.7.1.1.	Losa maciza .....	30
2.7.1.2.	Losa alivianada.....	32
2.7.2.	Predimensionamiento de vigas .....	34
2.7.2.1.	Predimensionamiento viga eje X.....	34
2.7.2.2.	Predimensionamiento viga eje Y.....	35
2.7.2.3.	Repartición de cargas (segundo criterio) .....	36
2.7.2.4.	Carga ultima sobre las vigas.....	37
2.7.2.5.	Método de análisis en vigas.....	38
2.7.2.6.	Ejemplo de cálculo(segundo criterio) .....	38
2.7.2.7.	Revisión de capacidad.....	44
2.7.3.	Predimensionamiento de columnas.....	47
2.7.3.1.	Consideraciones de prediseño.....	47
2.7.3.2.	Resistencia última y nominal para fuerza axial .....	48
2.7.3.3.	Sección mínima de columnas .....	48
2.8.	Diseño basado en fuerza (DBF) según NEC 15.....	50
2.8.1.	Parámetros para definir el cortante basal .....	50
2.8.1.1.	Coefficiente de importancia de la estructura .....	51
2.8.1.2.	Periodo fundamental de vibración de la estructura $T_a$ .....	51
2.8.1.3.	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones .....	52
2.8.1.3.1.	Periodos límites $T_c$ y $T_o$ y periodo máximo de vibración espectro $S_a(T_a)$ .....	53
2.8.1.4.	Factor de reducción de resistencia sísmica (R) .....	55
2.8.1.5.	Factor de irregularidad en planta y en elevación.....	56
2.8.1.6.	Carga sísmica reactiva .....	59



2.8.2.	Calculo manual del cortante basal estático .....	59
2.9.	Análisis sísmico (DBF) NTE E.030.....	61
2.9.1.	Análisis Estático o de fuerzas estáticas equivalentes .....	61
2.9.1.1.	Parámetros para el cálculo de la fuerza cortante en la base .....	61
2.9.1.1.1.	Factor de Zona.....	61
2.9.1.1.2.	Factor de uso .....	61
2.9.1.1.3.	Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R.....	61
2.9.1.1.4.	Periodo fundamental de vibración T .....	62
2.9.1.1.5.	Periodos $T_P$ y $T_L$ .....	62
2.9.1.1.6.	Factor de amplificación sísmica .....	63
2.9.1.1.7.	Factor de amplificación del suelo .....	63
2.9.1.2.	Cálculo del cortante basal.....	63
2.9.1.3.	Fuerza sísmica .....	64
2.10.	Modelamiento estructural en software computacional .....	65
2.10.1.	Modelamiento estructural aplicando NEC 15 .....	65
2.10.1.1.	Supuestos de modelación y definiciones .....	65
2.10.1.2.	Definición de materiales estructurales .....	65
2.10.1.3.	Definición de secciones iniciales.....	66
2.10.1.3.1.	Vigas.....	66
2.10.1.3.2.	Columnas.....	67
2.10.1.3.3.	Losa .....	69
2.10.1.4.	Asignación de cargas .....	69
2.10.1.4.1.	Patrones de carga y casos de carga .....	69
2.10.1.4.2.	Asignación de carga viva .....	70
2.10.1.4.3.	Asignación de carga muerta.....	70
2.10.1.5.	Combinaciones de carga .....	71
2.10.1.6.	Tipos de análisis .....	72
2.10.1.6.1.	Análisis Dinámico espectral.....	72
2.10.1.6.2.	Análisis estático lineal .....	74

2.10.1.7.	Consideraciones generales .....	74
2.10.1.7.1.	Peso de la estructura. ....	74
2.10.1.7.2.	Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico ....	75
2.10.1.7.3.	Uniones vigas-columnas .....	76
2.10.1.7.4.	coeficiente k relacionado con el periodo.....	76
2.10.1.8.	Revisiones globales de la estructura.....	77
2.10.1.8.1.	Derivas.....	77
2.10.1.8.2.	Modos de vibración .....	79
2.10.1.8.3.	Peso y cortante basal.....	80
2.10.2.	Modelamiento estructural aplicando NTE (PERÚ) .....	81
2.10.2.1.	Definición de materiales estructurales .....	81
2.10.2.2.	Definición de secciones iniciales.....	82
2.10.2.2.1.	Vigas .....	82
2.10.2.2.2.	Columnas.....	82
2.10.2.2.3.	Losa .....	84
2.10.2.2.4.	Muro.....	84
2.10.2.3.	Asignación de cargas .....	85
2.10.2.3.1.	Patrones de carga y casos de carga .....	85
2.10.2.3.2.	Asignación de carga viva .....	85
2.10.2.3.3.	Asignación de carga muerta.....	85
2.10.2.4.	Combinaciones de carga .....	86
2.10.2.5.	Tipos de análisis .....	86
2.10.2.5.1.	Análisis Dinámico espectral.....	86
2.10.2.5.2.	Análisis estático lineal .....	88
2.10.2.6.	Consideraciones generales .....	88
2.10.2.6.1.	Peso de la estructura. ....	88
2.10.2.6.2.	Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico ....	89
2.10.2.7.	Revisiones globales de la estructura.....	89
2.10.2.7.1.	Derivas.....	89

2.10.2.8.	Modos de vibración.....	91
2.10.2.8.1.	Peso y cortante basal.....	92
2.10.2.8.2.	Cortante basal en muros.....	92
2.11.	Diseño de elementos estructurales.....	94
2.11.1.	Diseño de vigas.....	95
2.11.1.1.	Refuerzo Longitudinal.....	95
2.11.1.2.	Límites del refuerzo longitudinal.....	95
2.11.1.3.	Acero mínimo.....	95
2.11.1.4.	Acero Máximo.....	96
2.11.1.5.	Requisitos sismorresistentes y consideraciones para el acero a flexión.....	96
2.11.1.6.	Requisito sismorresistente del acero de refuerzo.....	97
2.11.1.7.	Requisitos para el diseño a corte.....	97
2.11.1.8.	Cortante requerido.....	97
2.11.1.9.	Cortante probable por sismo.....	97
2.11.1.10.	Momento probable por sismo.....	98
2.11.1.11.	Resistencia a corte proporcionada por el hormigón.....	98
2.11.1.12.	Resistencia a corte proporcionada por el refuerzo transversal.....	98
2.11.1.13.	Espaciamiento del refuerzo transversal.....	99
2.11.1.14.	Área del refuerzo transversal.....	99
2.11.1.15.	Consideración del diseño a corte.....	100
2.11.2.	Ejemplo de cálculo del diseño a flexión y corte de vigas.....	101
2.11.3.	Diseño de columnas.....	104
2.11.3.1.	Límites dimensionales.....	104
2.11.3.2.	Refuerzo longitudinal.....	104
2.11.3.3.	Resistencia de diseño a flexión.....	105
2.11.3.4.	Resistencia requerida.....	106
2.11.3.5.	Diseño a corte por capacidad.....	106
2.11.3.5.1.	Resistencia al cortante proporcionada por el hormigón.....	106
2.11.3.5.1.	Resistencia al cortante proporcionada por el acero.....	106

2.11.3.5.2.	Espaciamiento del refuerzo a corte .....	107
2.11.3.5.3.	Área del refuerzo transversal .....	108
2.11.3.6.	Diseño del refuerzo transversal por confinamiento .....	108
2.11.3.6.1.	Espaciamiento del refuerzo transversal.....	109
2.11.4.	Ejemplo de cálculo de diseño de una columna.....	110
2.11.5.	Conexión viga -columna.....	114
2.11.5.1.	Control de adherencia .....	114
2.11.5.2.	Control de anclaje.....	115
2.11.5.3.	Resistencia requerida a corte del nudo.....	115
2.11.5.4.	Resistencia nominal a corte del nudo .....	117
2.11.5.5.	Área efectiva en el nudo .....	118
2.11.5.6.	Verificación de cortante.....	118
2.11.5.7.	Cortante vertical en nudos .....	118
2.11.5.8.	Revisión cortante vertical.....	119
2.11.5.9.	Refuerzo transversal por confinamiento.....	119
2.11.5.10.	Columna fuerte y viga débil.....	119
2.11.6.	Ejemplo de cálculo del diseño de una conexión- viga columna .....	120
2.11.7.	Diseño de losas.....	124
2.11.7.1.	Método de coeficientes.....	124
2.11.7.2.	Resistencia requerida .....	126
2.11.7.3.	Resistencia nominal.....	126
2.11.7.4.	Límites del refuerzo .....	127
2.11.7.4.1.	Acero mínimo en la losa.....	127
2.11.7.4.2.	Acero máximo en la losa .....	128
2.11.7.4.3.	Acero mínimo de flexión en nervaduras .....	128
2.11.7.5.	Resistencia nominal a cortante .....	128
2.11.7.6.	Ejemplo de cálculo del diseño de losas alivianadas.....	129
2.11.8.	Diseño de muros estructurales.....	135
2.11.8.1.	Refuerzos mínimos en $0.15L_w$ y el alma .....	135

2.11.8.2.	Diseño a flexo compresión.....	137
2.11.8.3.	Diseño a corte .....	137
2.11.8.3.1.	Resistencia requerida.....	137
2.11.8.3.2.	Factor de sobre resistencia $\Omega_v$ .....	137
2.11.8.3.3.	Factor de amplificación dinámica $\omega_v$ .....	138
2.11.8.3.4.	Cortante de diseño.....	138
2.11.8.3.5.	Verificación del ancho mínimo del alma .....	139
2.11.8.3.6.	Cortante nominal.....	139
2.11.8.3.7.	Refuerzo de corte.....	140
2.11.8.3.8.	Cabezales .....	141
2.11.8.3.9.	Diseño por confinamiento.....	141
2.11.8.3.10.	Espaciamiento vertical.....	142
2.11.9.	Ejemplo de cálculo de muros .....	142
2.12.	Detallamiento del refuerzo.....	149
2.12.1.	Espaciamiento del refuerzo longitudinal.....	150
2.12.1.1.	Vigas .....	150
2.12.1.2.	Columnas .....	150
2.12.2.	Ganchos estándar , sísmicos y suplementarios .....	150
2.12.3.	Longitud de anclaje y desarrollo. ....	152
2.12.3.1.	Longitud de desarrollo de barras corrugadas en tracción $L_a$ .....	152
2.12.3.2.	Longitud de desarrollo para ganchos estándar en tracción ( $L_{dh}$ ).....	154
2.12.3.3.	Longitud de desarrollo para barras en compresión $L_{dc}$ .....	155
2.12.4.	Traslapes.....	157
2.12.4.1.	Longitud de traslape en varillas corrugadas a tracción.....	157
2.12.4.2.	Longitud de traslape en varilla corrugadas a compresión $L_{sc}$ .....	158
2.12.4.3.	Consideración de los traslapes en vigas, columnas y losas.....	159
2.12.4.4.	Dimensiones de traslapes en varillas corrugadas usadas en la edificación .....	160
2.13.	Cantidades de Obra .....	160
2.13.1.	Cantidades de hormigón.....	160

2.13.1.1.	Cantidad Hormigón modelo NEC.....	161
2.13.1.2.	Cantidad de hormigón modelo NTE.....	161
2.13.2.	Cantidad de acero .....	161
2.13.2.1.	Cantidad de acero modelo NEC .....	161
2.13.2.2.	Cantidad de acero en Modelo NTE.....	162
2.14.	Análisis de precios unitarios .....	163
2.14.1.	Metodología.....	163
2.14.2.	Equipos .....	163
2.14.3.	Manos de obra.....	163
2.14.4.	Materiales .....	164
2.14.5.	Transporte .....	164
2.14.6.	Rubros utilizados .....	164
2.14.6.1.	Rubros Ecuador.....	165
2.14.6.1.1.	Hormigón Premezclado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .....	165
2.14.6.1.2.	Acero de refuerzo.....	166
2.14.6.1.3.	Malla electrosoldada .....	167
2.14.6.2.	Rubros Perú .....	168
2.14.6.2.1.	Hormigón premezclado de $210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	168
2.14.6.2.2.	Acero de refuerzo.....	169
2.14.6.2.3.	Malla electrosoldada .....	170
3.	RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	171
3.1.	Resultados comparativos y pruebas .....	171
3.1.1.	Análisis dinámico espectral .....	171
3.1.1.1.	Modelo basado en la NEC 15 ( NEC-SE-DS) .....	171
3.1.1.2.	Modelo basado en la NTE E.030 .....	171
3.1.1.3.	Sistemas estructurales.....	172
3.1.1.3.1.	Modelo NEC.....	172
3.1.1.3.2.	Modelo NTE .....	172
3.1.1.4.	Modelo basado en la NTE E.030 .....	174

3.1.2.	Peso.....	174
3.1.2.1.	Modelo NEC 15 .....	174
3.1.2.2.	Modelo NTE.....	175
3.1.3.	Periodo de vibración.....	175
3.1.3.1.	Modelo NEC 15 .....	175
3.1.3.2.	Modelo NTE.....	175
3.1.4.	Cortante basal.....	176
3.1.5.	Comportamiento modal de la estructura.....	176
3.1.5.1.	Modelo NEC 15 .....	176
3.1.5.2.	Modelo NTE.....	177
3.1.6.	Derivas de piso .....	178
3.1.6.1.	Modelo NEC 15 .....	178
3.1.6.2.	Modelo NTE.....	180
3.1.7.	Irregularidad de rigidez y de masa .....	182
3.1.7.1.	Irregularidad en rigidez .....	182
3.1.7.2.	Irregularidad en masa.....	183
3.2.	Secciones finales y armado de los elementos .....	183
3.2.1.	Vigas.....	183
3.2.1.1.	Modelo Ecuador .....	183
3.2.1.2.	Modelo NTE.....	186
3.2.2.	Columnas.....	187
3.2.3.	Losas .....	187
3.2.4.	Muros.....	187
3.3.	Cantidades de obra y presupuesto referencial.....	189
3.3.1.	Cantidad de acero y hormigón .....	189
3.3.2.	Presupuesto edificio en Ecuador .....	189
3.3.3.	Presupuesto referencial en Perú .....	190
3.4.	Conclusiones .....	192
3.5.	Recomendaciones .....	196

4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	197
5. ANEXOS .....	199



## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Fig 1.</b>	Mapa de peligro sísmico de Ecuador y Perú .....	5
<b>Fig 2.</b>	Mapa de zonas de amenazas por movimientos en masas del cantón Tiwintza.[4] ..	9
<b>Fig 3.</b>	Distribución arquitectónica en la planta baja .....	17
<b>Fig 4.</b>	Planta arquitectónica Tipo .....	18
<b>Fig 5.</b>	Vista en elevación de la fachada norte .....	19
<b>Fig 6.</b>	Vista en elevación de la fachada oeste .....	20
<b>Fig 7.</b>	Mapa de la provincia de morona Santiago distribuida por cantones [8]. .....	21
<b>Fig 8.</b>	Mapa de la provincia de Daten del Marañón ( izquierda) y el distrito Morona ( Derecha). [9] .....	22
<b>Fig 9.</b>	Cantidad de bloques por metro cuadrado.....	24
<b>Fig 10.</b>	Panel más critico .....	30
<b>Fig 11.</b>	Dimensiones losa alivianada para un ancho unitario .....	32
<b>Fig 12.</b>	Vanos en la dirección x.....	34
<b>Fig 13.</b>	Vanos en la dirección Y .....	36
<b>Fig 14.</b>	Distribución de cargas en la losa .....	37
<b>Fig 15.</b>	Distribución de cargas en la viga de análisis del eje Y .....	39
<b>Fig 16.</b>	Resultados de la carga uniforme equivalente para la viga del eje C .....	40
<b>Fig 17.</b>	Diagrama Momentos últimos aproximados para vigas continuas.....	40
<b>Fig 18.</b>	Momentos calculados para todos los vanos de la viga del eje C.....	41
<b>Fig 19.</b>	Distribución de cargas sobre la viga del eje 3.....	42
<b>Fig 20.</b>	Carga uniforme equivalente para la viga del Eje 3 .....	43
<b>Fig 21.</b>	Diagrama de momentos.....	43
<b>Fig 22.</b>	Área cooperante de la columna 3C.....	47
<b>Fig 23.</b>	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones Sa. [3] .....	52
<b>Fig 24.</b>	Espectro de diseño elástico .....	60
<b>Fig 25.</b>	Definición de propiedades lineales del hormigón .....	66
<b>Fig 26.</b>	Definición vigas de 25x40 .....	67
<b>Fig 27.</b>	Vigas agrietadas al 50% .....	67

<b>Fig 28.</b>	Definición de la columna.....	68
<b>Fig 29.</b>	Agrietamiento de columnas al 80%.....	68
<b>Fig 30.</b>	Definición de la losa aligerada tipo waffle .....	69
<b>Fig 31.</b>	Patrones de carga .....	69
<b>Fig 32.</b>	Patrones de carga con live 1 y live 2.....	70
<b>Fig 33.</b>	cargas en el piso 1 ( izquierda) y pisos 5 (derecha).....	71
<b>Fig 34.</b>	Ingreso de combinaciones de carga al modelo matemático.....	72
<b>Fig 35.</b>	Función de espectro de respuesta según la NEC .....	72
<b>Fig 36.</b>	Caso de carga de sismo dinámico en X.....	73
<b>Fig 37.</b>	Caso de carga de sismo dinámico en Y .....	73
<b>Fig 38.</b>	Ingreso del factor C en el patrón de carga del sismo estático en X.....	74
<b>Fig 39.</b>	Ingreso del factor C en el patrón de carga del sismo estático en Y .....	74
<b>Fig 40.</b>	Configuración del cálculo del peso de la estructura. ....	75
<b>Fig 41.</b>	Ajuste de sismos estáticos y dinámicos .....	75
<b>Fig 42.</b>	Asignación de un factor de zona rígida 0.5 de y vista 3D.....	76
<b>Fig 43.</b>	Corrección factor k ,sismo en x.....	77
<b>Fig 44.</b>	Corrección factor k , sismo en Y .....	77
<b>Fig 45.</b>	Deriva de piso por el sismo dinámico en X .....	78
<b>Fig 46.</b>	Relaciones de masa de participación modal para 3 modos de vibración. ....	80
<b>Fig 47.</b>	Peso de la estructura.....	80
<b>Fig 48.</b>	Definición de las propiedades lineales del hormigón.....	81
<b>Fig 49.</b>	Definición vigas de 25x40 .....	82
<b>Fig 50.</b>	Vigas agrietadas al 50% .....	82
<b>Fig 51.</b>	Definición de la columna.....	83
<b>Fig 52.</b>	Agrietamiento de columnas al 80%.....	83
<b>Fig 53.</b>	Definición de la losa aligerada tipo waffle .....	84
	Se definió un Muro con las siguientes dimensiones .....	84
<b>Fig 54.</b>	Sección de muro definida .....	84
<b>Fig 55.</b>	Patrones de carga modelo Perú .....	85

<b>Fig 56.</b>	cargas en el piso 1 ( izquierda) y pisos 5 (derecha) edificio Perú.....	86
<b>Fig 57.</b>	Ingreso de combinaciones de carga al modelo matemático.....	86
<b>Fig 58.</b>	Función de espectro de respuesta según la NEC .....	87
<b>Fig 59.</b>	Caso de carga de sismo dinámico en X.....	87
<b>Fig 60.</b>	Caso de carga de sismo dinámico en Y, NTE .....	88
<b>Fig 61.</b>	Ingreso coeficiente C del patrón de carga sismo en x , NTE.....	88
<b>Fig 62.</b>	Ingreso coeficiente C del patrón de carga sismo en Y, NTE.....	88
<b>Fig 63.</b>	Configuración del cálculo del peso de la estructura según la NTE E.020.....	89
<b>Fig 64.</b>	Ajuste de sismos estáticos y dinámicos .....	89
<b>Fig 65.</b>	Deriva de piso por el sismo dinámico en X .....	90
<b>Fig 66.</b>	Relaciones de masa de participación modal para 3 modos de vibración modelo Perú 92	
<b>Fig 67.</b>	Peso de la estructura modelado con NTE.....	92
<b>Fig 68.</b>	Colocación de los muros estructurales. ....	93
<b>Fig 69.</b>	Diseño a flexión viga eje 3 Nivel 1 .....	102
<b>Fig 70.</b>	Diseño a corte .....	103
<b>Fig 71.</b>	Revisiones y consideraciones del diseño a corte.....	103
<b>Fig 72.</b>	Espaciamiento del refuerzo transversal y revision de área de acero.....	103
<b>Fig 73.</b>	Número de ramales y espaciamiento por vano.....	104
<b>Fig 74.</b>	Seccion de viga eje 3 Nv+3.60 .....	104
<b>Fig 75.</b>	Combinación de carga critica en columnas.[15].....	105
<b>Fig 76.</b>	Diagrama de interacción de la columna 3C- piso 1 .....	112
<b>Fig 77.</b>	Diseño a corte por capacidad de la columna 3C piso 1.....	113
<b>Fig 78.</b>	Diseño a corte por confinamiento y acero colocado.....	113
<b>Fig 79.</b>	Esquema de la columna 3C Nv+3.60.....	114
<b>Fig 80.</b>	Resumen columna 3C piso 1.....	120
<b>Fig 81.</b>	Resumen vigas eje E y C piso 1 .....	120
<b>Fig 82.</b>	Verificación de resistencia al corte del nudo 3C Piso 1 .....	121
<b>Fig 83.</b>	Diseño de confinamiento del nudo 3C del piso 1 .....	122

<b>Fig 84.</b>	Verificación de adherencia del nudo 3C Piso 1 .....	122
<b>Fig 85.</b>	Revision columna fuerte viga débil .....	123
<b>Fig 86.</b>	Momento nominal de la columna a través de la curva de interacción carga-momento. 124	
<b>Fig 87.</b>	Esquema de franjas de diseño en ambas direcciones .....	130
<b>Fig 88.</b>	Coeficientes de carga para todas las franjas .....	131
<b>Fig 89.</b>	Coeficientes de momento negativo para todas las franjas .....	132
<b>Fig 90.</b>	Coeficientes de momento positivo para todas las franjas.....	132
<b>Fig 91.</b>	Cortantes y momentos requeridos por nervio .....	133
<b>Fig 92.</b>	Verificación de la condición de corte .....	133
<b>Fig 93.</b>	Diseño a flexión y resumen de acero colocado.....	134
<b>Fig 94.</b>	Losa alivianada con malla electrosoldada.....	135
<b>Fig 95.</b>	Diseño a flexión del muro .....	143
<b>Fig 96.</b>	Centroide de la seccion del muro.....	144
<b>Fig 97.</b>	Diagrama de interacción carga-momento muro eje 1 entre A y B.....	145
<b>Fig 98.</b>	Cálculo de $V_u$ y factor de sobre resistencia .....	146
<b>Fig 99.</b>	Momento probable vs Eje neutro, incluye ecuación de ajuste .....	146
<b>Fig 100.</b>	Factor de amplificación dinámica.....	147
<b>Fig 101.</b>	Obtención del cortante nominal y verificaciones .....	147
<b>Fig 102.</b>	Refuerzo por corte .....	148
<b>Fig 103.</b>	Diseño de cabezales .....	148
<b>Fig 104.</b>	Diseño por confinamiento de cabezales .....	149
<b>Fig 105.</b>	Espectro de diseño elástico NEC 15.....	171
<b>Fig 106.</b>	Deriva elástica por sismo dinámico en X .....	178
<b>Fig 107.</b>	Deriva elástica por sismo dinámico en Y.....	179
<b>Fig 108.</b>	Deriva elástica por sismo dinámico en X .....	180
<b>Fig 109.</b>	Deriva elástica por sismo dinámico en “Y” edificio Perú.....	181
<b>Fig 110.</b>	Resumen de armado a flexión y secciones de vigas en la dirección Y.....	184
<b>Fig 111.</b>	Resumen de secciones y armado a flexión en vigas en la dirección X.....	185

<b>Fig 112.</b>	Vigas en la dirección x.....	186
<b>Fig 113.</b>	Vigas en dirección x.....	186
<b>Fig 114.</b>	Armado y sección de los muros en X.....	188
<b>Fig 115.</b>	Armado y sección en muro en Y.....	188
<b>Fig 116.</b>	Armado y sección en muro en Y.....	188
<b>Fig 117.</b>	Participación del acero y el hormigón en el presupuesto del modelo de la NEC 15 190	
<b>Fig 118.</b>	Participación del acero y el hormigón en el presupuesto del modelo de la NTE191	

## ÍNDICE DE ECUACIONES

<b>Ecuación 1.</b>	Módulo de elasticidad del hormigón en Ecuador.....	27
<b>Ecuación 2.</b>	Módulo de elasticidad del hormigón en Perú .....	28
<b>Ecuación 3.</b>	Altura mínima para losas macizas en dos direcciones cuando $\alpha f_m > 2$ .....	31
<b>Ecuación 4.</b>	Teorema de ejes paralelos para la inercia en x.....	33
<b>Ecuación 5.</b>	Centroide de la figura .....	33
	.....	33
<b>Ecuación 6.</b>	Inercia de la losa alivianada.....	33
<b>Ecuación 7.</b>	Equivalencia de carga triangular a rectangular .....	37
<b>Ecuación 8.</b>	Equivalencia de carga trapezoidal a rectangular.....	37
<b>Ecuación 9.</b>	Carga ultima mayorada .....	37
<b>Ecuación 10.</b>	Condición de resistencia a flexión .....	44
<b>Ecuación 11.</b>	Peralte efectivo de la viga .....	44
<b>Ecuación 12.</b>	Resistencia máxima de diseño.....	45
<b>Ecuación 13.</b>	Acero longitudinal máximo .....	45
<b>Ecuación 14.</b>	Carga axial última .....	48
<b>Ecuación 15.</b>	Resistencia máxima axial.....	48
<b>Ecuación 16.</b>	Resistencia nominal axial.....	48
<b>Ecuación 17.</b>	Resistencia nominal axial en términos de cuantía de acero. ....	48
<b>Ecuación 18.</b>	Po para un $f'_c$ de 210 kg/cm <sup>2</sup> y 1% de cuantía de acero .....	49
<b>Ecuación 19.</b>	Resistencia a carga axial requerida en función de Po .....	49
<b>Ecuación 20.</b>	Área bruta de hormigón en función de la resistencia ultima para un $f'_c$ de 210 kg/cm <sup>2</sup> y cuantía de acero del 1 %.....	50
<b>Ecuación 21.</b>	Cortante basal de diseño V .....	50
<b>Ecuación 22.</b>	Periodo fundamental de vibración ( método 1).....	51
<b>Ecuación 23.</b>	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico.....	53
<b>Ecuación 24.</b>	Período límite de vibración de Sa(T) .....	54
<b>Ecuación 25.</b>	Periodo máximo de vibración .....	54
<b>Ecuación 26.</b>	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones Sa en función del periodo de vibración.	54

<b>Ecuación 27.</b>	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones $S_a$ en función del periodo de vibración.	54
<b>Ecuación 28.</b>	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.....	55
<b>Ecuación 29.</b>	Coeficiente de regularidad en planta.....	59
<b>Ecuación 30.</b>	Coeficiente de regularidad en elevación.....	59
<b>Ecuación 31.</b>	Carga sísmica reactiva $W$ .....	59
<b>Ecuación 32.</b>	Cortante basal (NTE) .....	61
<b>Ecuación 33.</b>	Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (NTE).....	61
<b>Ecuación 34.</b>	Periodo fundamental de vibración (NTE).....	62
<b>Ecuación 35.</b>	Factor de amplificación sísmica en función de los periodos de vibración .	63
<b>Ecuación 36.</b>	Fuerzas sísmicas horizontales (NTE).....	64
<b>Ecuación 37.</b>	Resistencia a flexión requerida .....	95
<b>Ecuación 38.</b>	Acero longitudinal mínimo según el ACI .....	96
<b>Ecuación 39.</b>	Acero longitudinal máximo ( opción a).....	96
<b>Ecuación 40.</b>	Acero longitudinal máximo en vigas ( opción b) .....	96
<b>Ecuación 41.</b>	Resistencia ultima a cortante en vigas .....	97
<b>Ecuación 42.</b>	Cortante probable por sismo en vigas .....	97
<b>Ecuación 43.</b>	Resistencia a corte proporcionada por el hormigón.....	98
<b>Ecuación 44.</b>	Resistencia a corte proporcionada por el refuerzo transversal .....	98
<b>Ecuación 45.</b>	Revision resistencia a corte proporcionada por el acero. ....	99
<b>Ecuación 46.</b>	Área del refuerzo transversal .....	99
<b>Ecuación 47.</b>	Área mínima del refuerzo transversal.....	100
<b>Ecuación 48.</b>	Numero de ramales.....	100
<b>Ecuación 49.</b>	Condiciones para nulidad de $V_c$ .....	100
<b>Ecuación 50.</b>	Límites para la cuantía del refuerzo longitudinal en columnas.....	105
<b>Ecuación 51.</b>	Esfuerzo máximo y mínimo axial en columnas.....	106
<b>Ecuación 52.</b>	Resistencia requerida de la columna ( simplificada).....	106
<b>Ecuación 53.</b>	Resistencia a corte proporcionada por el hormigón.....	106
<b>Ecuación 54.</b>	Resistencia a corte proporcionada por el refuerzo transversal .....	107

<b>Ecuación 55.</b>	Revisión resistencia a corte proporcionada por el acero. ....	107
<b>Ecuación 56.</b>	Longitud de la zona de confinamiento de una columna .....	107
<b>Ecuación 57.</b>	Espaciamiento de la zona de confinamiento de una columna .....	107
<b>Ecuación 58.</b>	Espaciamiento en la zona central de una columna.....	108
<b>Ecuación 59.</b>	Área del refuerzo transversal a cortante.....	108
<b>Ecuación 60.</b>	Área mínima del refuerzo transversal.....	108
<b>Ecuación 61.</b>	Numero de ramales del refuerzo transversal a corte .....	108
<b>Ecuación 62.</b>	Factores de resistencia del concreto y efectividad del confinamiento. ....	109
<b>Ecuación 63.</b>	Espaciamiento $S_o$ .....	109
<b>Ecuación 64.</b>	Control de adherencia en el nudo .....	114
<b>Ecuación 65.</b>	Control de adherencia en vigas y columna (simplificado).....	115
<b>Ecuación 66.</b>	Condición de altura de las vigas con respecto a la conexión.....	115
<b>Ecuación 67.</b>	Longitud de desarrollo de varilla en nudos .....	115
<b>Ecuación 68.</b>	Momento probable de acero negativo y tracción superior de la viga en el nudo	116
<b>Ecuación 69.</b>	Momento probable de acero positivo y tracción inferior de la viga en el nudo	116
<b>Ecuación 70.</b>	Cortante en la columna .....	116
<b>Ecuación 71.</b>	Cortante requerido para nudos interiores y exteriores .....	116
<b>Ecuación 72.</b>	Cortante requerido para nudos exteriores en dirección no continua y nudos esquineros	117
<b>Ecuación 73.</b>	Cortante de diseño para nudos .....	117
<b>Ecuación 74.</b>	Consideraciones para el cálculo de $\gamma$ .....	118
<b>Ecuación 75.</b>	Área efectiva del nudo.....	118
<b>Ecuación 76.</b>	Revisión a corte horizontal en nudos.....	118
<b>Ecuación 77.</b>	Cortante vertical en el nudo .....	118
<b>Ecuación 78.</b>	Revisión de cortante vertical y secciones en nudos. ....	119
<b>Ecuación 79.</b>	Disminución de cuantía por confinamiento en nudos interiores .....	119
<b>Ecuación 80.</b>	Verificación columna fuerte-viga débil .....	119
<b>Ecuación 81.</b>	Segundo Criterio conexión columna fuerte viga débil .....	123



<b>Ecuación 82.</b>	Momento requerido por franja de 1m .....	126
<b>Ecuación 83.</b>	Cortante requerido por franja de 1m.....	126
<b>Ecuación 84.</b>	Condición de resistencia a flexión .....	126
<b>Ecuación 85.</b>	Resistencia nominal a corte .....	127
<b>Ecuación 86.</b>	Condición de resistencia a corte .....	127
<b>Ecuación 87.</b>	Acero mínimo de flexión en losas ( retracción y temperatura) .....	127
<b>Ecuación 88.</b>	Acero máximo a flexión en losas.....	128
<b>Ecuación 89.</b>	Acero longitudinal mínimo en nervaduras .....	128
<b>Ecuación 90.</b>	Capacidad de resistencia a corte .....	128
<b>Ecuación 91.</b>	Resistencia a corte proporcionada por el hormigón.....	128
<b>Ecuación 92.</b>	Espaciamiento de varillas en la seccion del alma.....	136
<b>Ecuación 93.</b>	Cuantía de acero en la seccion a $0.15 L_w$ .....	136
<b>Ecuación 94.</b>	Cuantía del refuerzo en el alma de la seccion del muro .....	136
<b>Ecuación 95.</b>	Esfuerzos máximos y mínimos de flexo compresión .....	137
<b>Ecuación 96.</b>	Condiciones para el cálculo de $\omega v$ .....	138
<b>Ecuación 97.</b>	Cortante de diseño en muros .....	138
<b>Ecuación 98.</b>	Condición de cortante de diseño .....	139
<b>Ecuación 99.</b>	Condición cortante de diseño .....	139
<b>Ecuación 100.</b>	Ancho mínimo del alma.....	139
<b>Ecuación 101.</b>	Cortante nominal de muros .....	139
<b>Ecuación 102.</b>	Cortante máximo para un muro sin aberturas .....	140
<b>Ecuación 103.</b>	Cortante máximo para un muro con aberturas .....	140
<b>Ecuación 104.</b>	Aporte del acero en el cortante .....	140
<b>Ecuación 105.</b>	Área del refuerzo por corte.....	141
<b>Ecuación 106.</b>	Condición requerimiento de cabezales.....	141
<b>Ecuación 107.</b>	Criterios del espaciamiento del refuerzo por confinamiento en cabezales 142	
<b>Ecuación 108.</b>	Espaciamiento vertical del refuerzo.....	142
<b>Ecuación 109.</b>	Longitud de desarrollo para varillas en tracción con diámetro mayor a 18 mm	154

<b>Ecuación 110.</b>	Longitud de desarrollo para varillas en tracción con diámetro mayor a 20 mm	154
<b>Ecuación 111.</b>	Longitud de desarrollo en ganchos de tracción. ....	154
<b>Ecuación 112.</b>	Expresión reducida para la longitud de desarrollo en barras con gancho a tracción	155
<b>Ecuación 113.</b>	Longitud de desarrollo para barras en compresión $l_{dc}$ .....	156
<b>Ecuación 114.</b>	Longitud de traslape para $d_b < 18\text{mm}$ .....	158
<b>Ecuación 115.</b>	Longitud de traslape a tracción para varillas menores a 18 mm .....	158
	Si el diámetro de la varilla a tracción es mayor o igual a 20 mm se aplica la siguiente ecuación .....	158
<b>Ecuación 116.</b>	Longitud de traslape a tracción con $d_b > 20$ .....	158
<b>Ecuación 117.</b>	Longitud de traslape a tracción para varillas mayores a 20 mm .....	158
<b>Ecuación 118.</b>	Volumen de hormigón .....	160
<b>Ecuación 119.</b>	Deriva inelástica .....	178

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b>	Valores del factor Z.....	6
<b>Tabla 2.</b>	Clasificación de los perfiles de suelo .....	7
<b>Tabla 3.</b>	Factor Fa en función del tipo de suelo y de Z .....	8
<b>Tabla 4.</b>	Factor Fd en función del tipo de suelo y de Z .....	8
<b>Tabla 5.</b>	Factor Fs en función del tipo de suelo y de Z.....	9
<b>Tabla 6.</b>	factores de zona Z.....	10
<b>Tabla 7.</b>	Perfiles de suelo según la NTE.....	10
<b>Tabla 8.</b>	Pesos unitarios de materiales .....	11
<b>Tabla 9.</b>	Sobrecargas mínimas de carga viva .....	12
<b>Tabla 10.</b>	Pesos unitarios.....	13
<b>Tabla 11.</b>	Cargas vivas mínimas repartidas .....	14
<b>Tabla 12.</b>	Carga total del bloque de 10 cm.....	24
<b>Tabla 13.</b>	Carga total del bloque de 15 cm.....	25
<b>Tabla 14.</b>	Peso total de la mampostería.....	25
<b>Tabla 15.</b>	Carga de mampostería.....	25
<b>Tabla 16.</b>	Carga total de contrapiso .....	26
<b>Tabla 17.</b>	Carga por acabados de piso .....	26
<b>Tabla 18.</b>	Desglose de cargas .....	27
<b>Tabla 19.</b>	Inercias agrietadas para elementos estructurales .....	28
<b>Tabla 20.</b>	Recubrimiento para miembros de hormigón no prees forzados.....	29
<b>Tabla 21.</b>	Combinaciones de carga NEC .....	29
<b>Tabla 22.</b>	Combinaciones de carga NTE.....	30
<b>Tabla 23.</b>	Relación de aspecto de las losas .....	31
<b>Tabla 24.</b>	Cálculo de la altura mínima de losa.....	31
<b>Tabla 25.</b>	Dimensiones de la losa alivianada .....	33
<b>Tabla 26.</b>	Inercia y peso de la losa alivianada.....	34
<b>Tabla 27.</b>	Altura mínima de vigas no prees forzadas .....	35
<b>Tabla 28.</b>	Momentos aproximados para vigas continuas.....	38

<b>Tabla 29.</b>	Valores de $\beta_1$ para el hormigón.....	44
<b>Tabla 30.</b>	Parámetros de diseño a flexión .....	45
<b>Tabla 31.</b>	Segundo cálculo de los parámetros de diseño .....	46
<b>Tabla 32.</b>	Coeficiente de importancia de la estructura.....	51
<b>Tabla 33.</b>	Coeficientes $C_t$ y $\alpha$ .....	52
<b>Tabla 34.</b>	Parámetros del espectro de respuesta elástico de aceleraciones. ....	53
<b>Tabla 35.</b>	Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles .....	55
<b>Tabla 36.</b>	Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.....	56
<b>Tabla 37.</b>	Configuraciones estructurales recomendadas.....	56
<b>Tabla 38.</b>	Coeficientes de irregularidad en planta .....	57
<b>Tabla 39.</b>	Coeficientes de irregularidad en elevación .....	58
<b>Tabla 40.</b>	Parámetros para el cálculo del cortante basal.....	60
<b>Tabla 41.</b>	Valores del coeficiente $C_T$ .....	62
<b>Tabla 42.</b>	Parámetros adoptados para el cortante basal (NTE).....	63
<b>Tabla 43.</b>	Propiedades lineales del hormigón.....	66
<b>Tabla 44.</b>	Combinaciones de carga según la NEC 15.....	71
<b>Tabla 45.</b>	coeficiente K en función del periodo T.....	76
<b>Tabla 46.</b>	Combinaciones de carga según la NEC 15.....	86
<b>Tabla 47.</b>	Porcentaje del cortante en muros en la dirección x .....	93
<b>Tabla 48.</b>	Porcentaje del cortante en muros en la dirección Y .....	94
<b>Tabla 49.</b>	Propiedades de los materiales .....	101
<b>Tabla 50.</b>	Dimensiones y límites de refuerzo de cada seccion .....	101
<b>Tabla 51.</b>	Refuerzo transversal por confinamiento para columnas .....	109
<b>Tabla 52.</b>	propiedad , datos y cálculos previos de la columna 3C (Nv+3.60).....	110
<b>Tabla 53.</b>	Revisiones de limites dimensionales y área del refuerzo longitudinal.....	110
<b>Tabla 54.</b>	Inercias de la seccion transversal de la columna en cada dirección .....	111
<b>Tabla 55.</b>	Carga axial y momentos de la columna 3C del piso 1 .....	111
<b>Tabla 56.</b>	Resistencia nominal del nudo a cortante $V_n$ .....	117
<b>Tabla 57.</b>	Coeficiente de carga para losas en dos direcciones.....	125

<b>Tabla 58.</b>	Coeficiente de momento positivo de la losa en dos direcciones .....	125
<b>Tabla 59.</b>	Dimensiones losa alivianada .....	129
<b>Tabla 60.</b>	Propiedades de los materiales .....	129
<b>Tabla 61.</b>	Análisis de cargas aplicadas en la losa alivianada .....	130
<b>Tabla 62.</b>	Factor de sobre resistencia $\Omega_v$ .....	138
<b>Tabla 63.</b>	Combinaciones más desfavorables de esfuerzo a flexo compresión.....	144
<b>Tabla 64.</b>	Curvas para el diagrama de interacción carga momento del muro .....	145
<b>Tabla 65.</b>	Geometría del gancho estándar en barras corrugadas a tracción .....	151
<b>Tabla 66.</b>	Dimensiones del gancho en los diámetros de barras usadas en el edificio de Ecuador .....	151
<b>Tabla 67.</b>	Dimensiones del gancho para estribos cerrados de confinamiento .....	152
<b>Tabla 68.</b>	Dimensiones de los ganchos en estribos usados en el edificio de Ecuador y Perú .....	152
<b>Tabla 69.</b>	Longitud de desarrollo en barras corrugadas en tracción. ....	153
<b>Tabla 70.</b>	Factores de modificación para el cálculo de $l_d$ .....	153
<b>Tabla 71.</b>	Factores de modificación para longitud de desarrollo en barras con ganchos en tracción .....	155
<b>Tabla 72.</b>	Factores de modificación para el cálculo de $l_{dc}$ .....	156
<b>Tabla 73.</b>	longitudes de desarrollo de barras y ganchos usados en el modelo de Ecuador y Perú .....	157
<b>Tabla 74.</b>	Longitud del traslape en barras y alambres corrugados a tracción .....	157
<b>Tabla 75.</b>	Dimensiones mínimas de traslapes usadas en el proyecto .....	160
<b>Tabla 76.</b>	Cantidad total de acero modelo NEC .....	161
<b>Tabla 77.</b>	Peso por metro cuadrado de una malla de 4.5 mm (15 x15) .....	162
<b>Tabla 78.</b>	Cantidad total de acero modelo NTE.....	162
<b>Tabla 79.</b>	APU Hormigón Premezclado 210 kg/cm <sup>2</sup> no incluye encofrado. Equipo: vibrador y bomba de hormigonado.....	165
<b>Tabla 80.</b>	Acero de refuerzo en varillas para hormigón $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ .....	166
<b>Tabla 81.</b>	APU Malla electrosoldada de 15 x 15 x 4.5 mm .....	167
<b>Tabla 82.</b>	APU hormigón premezclado de 210 kg/cm <sup>2</sup> (Perú).....	168

<b>Tabla 83.</b>	APU de acero de refuerzo en varillas de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (Perú) .....	169
<b>Tabla 84.</b>	APU malla electrosoldada 4.5 x15x15 (Perú) .....	170
<b>Tabla 85.</b>	Porcentaje de cortante absorbido por los muros en dirección X .....	173
<b>Tabla 86.</b>	Porcentaje del cortante en muros en la dirección Y .....	174
<b>Tabla 87.</b>	cortante basal según la NEC y NTE .....	176
<b>Tabla 88.</b>	Modos de vibración de la estructura ( Modelo NEC 15).....	177
<b>Tabla 89.</b>	Modos de vibración modelo NTE .....	177
<b>Tabla 90.</b>	Resultados de derivas en ambos modelos NEC Y NTE .....	182
<b>Tabla 91.</b>	Análisis de rigidez por sismo dinámico en la dirección X.....	182
<b>Tabla 92.</b>	Análisis rigidez por sismo dinámico en la dirección Y.....	182
<b>Tabla 93.</b>	Análisis de regularidad en masa .....	183
<b>Tabla 94.</b>	armado y secciones finales de columnas .....	187
<b>Tabla 95.</b>	cantidad total de acero y hormigón.....	189
<b>Tabla 96.</b>	Cantidad de acero y hormigón por metro cuadrado de construcción.....	189
<b>Tabla 97.</b>	Presupuesto referencial construcción de estructura Ecuador .....	189
<b>Tabla 98.</b>	precio por metro cuadrado de construcción.....	190
<b>Tabla 99.</b>	Presupuesto referencial para edificio en Perú .....	191
<b>Tabla 100.</b>	costo por metro cuadrado de construcción.....	191

## RESUMEN

A nivel regional, Ecuador y Perú se encuentran dentro de una zona sísmica muy peligrosa, en donde es necesario por la altura de las circunstancias realizar un correcto diseño sismorresistente de las estructuras. Las normativas de cada país son muy rigurosas en cuanto a sus procedimientos y se adaptan a su entorno, justamente como parte del objetivo de este trabajo es comparar las normativas más vigentes de sismorresistencia de dichos países, como es el caso de la NEC-SE-DS (Ecuador) y la NTE E.030 (Perú), a través del análisis y diseño estructural de un edificio de hormigón armado, simulando un hipotético emplazamiento de este en la frontera entre ambos países.

Como primer paso se estableció un modelo arquitectónico que nos permitió empezar con el predimensionamiento de cada uno de los miembros estructurales, como vigas, columnas, losas y muros. El siguiente paso fue realizar el modelo numérico computacional en el que se asignó las cargas a las que estuvo sometida cada estructura y también se introdujo en el modelo el análisis sísmico según cada normativa, además en este paso se verificó parámetros claves, como derivas máximas y análisis modal. Finalmente se realizó el diseño de cada miembro estructural en base a los criterios del código ACI 318-19 y en cada caso se trató de en lo posible hacer estructuras más eficientes en tema de costos, puesto que el último paso de este trabajo se enfocó en el análisis del presupuesto de obra de cada estructura así como su comparativa en relación costo-comportamiento estructural.

**PALABRAS CLAVE :** NEC-SE-DS, NTE E.030, ACI 318-19, análisis sísmico, diseño sismorresistente, hormigón armado.

## ABSTRACT

At a regional level, Ecuador and Peru are located within a very dangerous seismic zone, where it is necessary, due to the height of the circumstances, to carry out a correct seismic-resistant design of the structures. The regulations of each country are very rigorous in terms of their procedures and are adapted to their environment, precisely as part of the objective of this work is to compare the most current seismic resistance regulations of these countries, such as NEC-SE-DS (Ecuador) and NTE E.030 (Peru), through the analysis and structural design of a reinforced concrete building, simulating a hypothetical location of this building on the border between both countries.

As a first step, an architectural model was established that allowed us to start with the pre-dimensioning of each of the structural members, such as beams, columns, slabs, and walls. The next step was to perform the computational numerical model in which the loads to which each structure was subjected were assigned and the seismic analysis was also introduced in the model according to each standard, also in this step key parameters were verified, such as maximum drifts and modal analysis. Finally, the design of each structural member was carried out based on the criteria of the ACI 318-19 code and in each case, we tried to make structures as cost efficient as possible, since the last step of this work was focused on the analysis of the construction budget of each structure as well as its comparison with the ACI 318-19 code.

**KEY WORDS:** NEC-SE-DS, NTE E.030, ACI 318-19, seismic analysis, seismic-resistant design, reinforced concrete.



## **1. DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO**

Dentro de este componente se realizará un análisis del comportamiento sísmico-estructural de una edificación de 5 pisos,, destinada a vivienda con una configuración regular tanto en planta como en elevación, la cual estará emplazada en la zona fronteriza entre Ecuador y Perú ( Zona III y Zona II, respectivamente) para lo cual se empezará planteando una configuración arquitectónica, esto con la finalidad de conocer principalmente la distribución de espacios y las posibles solicitaciones a la cual estará sometida la estructura y de esta forma empezar con el análisis de cargas y el posterior predimensionamiento de los elementos estructurales ,lo que nos permitirá tener una primera idea de cómo quedará armada nuestra estructura.

El componente también incluye la generación de un modelo numérico computacional que nos permitirá representar a la estructura con todas sus características acercándonos lo más posible a la realidad y de esta forma realizar una comparativa de los comportamientos estructurales de ambas edificaciones a través del uso de las diversas herramientas presentes en el programa de modelación que, para nuestro caso será el ETABS. El diseño sismorresistente como tal de las edificaciones estará regido en base a normativas vigentes de construcción de cada país como son la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC,15) y el Reglamento Nacional de Edificaciones NTE. E.030. Se incluye también una comparativa de presupuestos y cantidades de obra para determinar los costos en cada estructura.

La importancia de este estudio está relacionada con la necesidad de comprender el comportamiento de estructuras con las características propuestas ubicadas en una zona sísmica común, en este caso en la frontera entre Ecuador y Perú. En el contexto de la aplicabilidad de las normativas de construcción sismorresistente de cada es muy probable que estas tengan mucha similitud en el sentido que la referencia regional para el diseño sísmico de hormigón armado es el código ACI 318, además podremos tener la oportunidad de comparar tanto la NEC como la NTE y ver cuál de las dos es más exigente y con que parámetros específicamente para en un futuro realizar cambios o mejorar en el código de nuestro país de ser el caso en diseño sismorresistente.

## **1.1. Objetivo general**

Analizar una estructura tipo de hormigón armado, la cual se emplazará en los límites fronterizos de Ecuador y Perú, a fin de comparar el comportamiento estructural y los costos, a través del diseño sismorresistente, específicamente aplicando el método de Diseño basado en fuerzas.

## **1.2. Objetivos específicos**

1. Plantear la configuración arquitectónica con el fin conocer la distribución de espacios dentro de la edificación y las posibles cargas que deberá soportar en función de su uso.
2. Realizar el predimensionamiento de los elementos estructurales de ambas edificaciones.
3. Generar un modelo numérico computacional en ETABS el cual nos permita representar todas las características estructurales de la edificación.
4. Plantear el diseño sismorresistente de la edificación en Morona Santiago zona III utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 15).
5. Plantear el diseño sismorresistente de la edificación en Loreto Zona 2 utilizando el Reglamento Nacional de Edificaciones NTE. E.030.
6. Comparar el comportamiento estructural de ambas edificaciones.
7. Obtener las cantidades de obra de cada edificación a fin de obtener un presupuesto referencial, a través del análisis de precios unitarios.

## **1.3. Alcance**

En el componente descrito lo que se pretende realizar es un análisis comparativo del comportamiento estructural de un edificio aparcado de hormigón armado, de 5 plantas destinado a viviendas con una configuración regular en planta y elevación, el cual se encuentra emplazado en la zona fronteriza de Ecuador y Perú, (Zona III y Zona II , respectivamente) a través de un diseño estructural sismorresistente aplicando el método de diseño de basado en fuerzas (DBF) descrito en la NEC-SE-DS y el análisis sísmico dispuesto en la NTE E.030 y en base a este análisis evaluar todas las características de la estructura de estudio.

El componente se dividirá en cinco fases: la primera, consiste en la configuración arquitectónica y la determinación del lugar de emplazamiento de la estructura en la zona fronteriza de Ecuador y Perú lo que nos permitirá conocer las características geotécnicas necesarias para el posterior diseño. La segunda abarca el análisis de las cargas actuantes en la estructura, el prediseño de los elementos estructurales y la aplicabilidad de método del diseño basado en fuerzas. En la tercera fase con la ayuda del software ETABS se realizarán

las modelaciones y análisis estructurales que evaluarán el comportamiento de las estructuras ante las diferentes cargas y parámetros aplicados. En la cuarta fase, se realizará el diseño de los elementos estructurales en base a la normativa de cada país y los requisitos del ACI 318-19. En la última fase se realizará el análisis de costos y finalmente las respectivas comparaciones de los resultados obtenidos en la aplicabilidad de ambas normativas (peruana y ecuatoriana) en cuanto a amenaza sísmica para terminar con las conclusiones del trabajo realizado.

## **1.4. Marco Teórico**

### **1.4.1. Sismicidad en América latina**

El riesgo sísmico en la actualidad es entendido como cualquier tipo de riesgo, el cual combina la amenaza sísmica y la vulnerabilidad propia de los sistemas, comprendiendo que la primera es de origen natural y entendiendo que cuanto mejor sea acotada, medida y definida dicha amenaza el riesgo se podrá caracterizar y cuantificar de una manera más efectiva y sobre todo más realista, es por ello por lo que se debe centrar más los esfuerzos en la región por estudiar más a detalle la amenaza y buscar un trasfondo en las fuentes generadoras de los sismos como son las fallas geológicas existentes [1].

Para tener una idea de la amenaza sísmica en América Latina, se pueden citar algunos de los sismos más recientes y de mayor afectación:

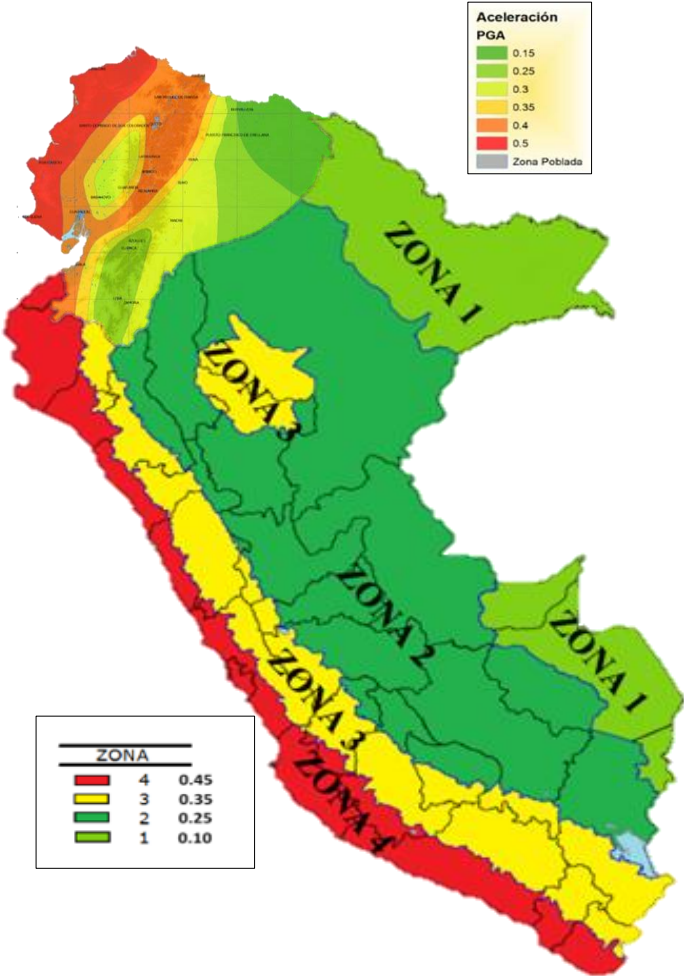
El sismo del Eje Cafetero (25 de enero de 1999), también en Colombia, de magnitud 6.1 en la escala local de Richter, considerado como uno de los más mortíferos de ese país, que afectó 9 municipios con la pérdida de 1.185 vidas humanas y 32.495 viviendas destruidas. [...] el sismo 7.6 Mw ocurrido al sur-este de San Salvador (13 de enero de 2001) que afectó 80 municipios, con un saldo de al menos 904 personas fallecidas y 95.961 viviendas destruidas; la región con mayor afectación fue Santa Tecla donde el sismo desencadenó un deslizamiento de tierra de aproximadamente 150.000 m<sup>3</sup> que sepultó 687 casas y a unas 485 personas. [...] el sismo de 7.9 Mw en Pisco, Perú (15 de agosto de 2007) que ocasionó la pérdida de 575 vidas humanas y la destrucción de 83.116 viviendas en 17 distritos. También está el movimiento telúrico de magnitud 8,8 Mw ocurrido el 27 de febrero de 2010 en Chile que provocó un tsunami que dejó 521 personas fallecidas, 2 millones de damnificados y cerca de 500 mil viviendas con daño severo. Igualmente vale traer a colación el denominado terremoto de Ecuador del 16 de abril de 2016 con una magnitud igual 7,8 Mw y cuyo epicentro se localizó entre la provincia de Manabí y Esmeraldas, dejando por lo menos 660 fallecidos y más de 28.000 personas en albergues.[2].

Los países con mayor índice de sismicidad en América latina tienen algo en común, todos están ubicados en el llamado cinturón de fuego del Pacífico, zona caracterizada por la presencia de actividad sísmica y volcánica frecuente, asociada también a grandes formaciones montañosas, por mencionar una, la más importante en Suramérica: la cordillera de los Andes la cual atraviesa 7 países.

Como ya se mencionó antes se debe redoblar los esfuerzos en investigación en este campo enfocándose en el análisis, zonificación de las amenazas sísmicas y sobre todo ser muy rigurosos con la normativa de construcción sismorresistente para en un futuro está más preparados en caso de un gran evento sísmico y evitar en lo posible pérdidas humanas y reducir los daños materiales.

**1.4.2. Peligro sísmico en la región de estudio**

Tanto en Ecuador como en Perú se han producido a lo largo de los años eventos sísmicos que han provocado daños tanto materiales como en pérdidas humanas, una de las principales razones es que ambos países se encuentran en el cinturón de fuego del pacífico, es por ello, que se han creado los mapas de peligro sísmico, con la finalidad de conocer el riesgo de sismicidad en las distintas zonas de un país, a continuación se presentan los mapas de peligros sísmico de Ecuador y Perú unidos con la finalidad de que nos sirva para el presente estudio comparativo.



**Fig 1.** Mapa de peligro sísmico de Ecuador y Perú

### 1.4.3. Peligro sísmico del Ecuador

#### 1.4.3.1. Factor de zona Z

Para edificaciones de uso normal, se hará uso de un factor de zona Z, el cual según la norma ecuatoriana de construcción en su capítulo de diseño sismorresistente [3] menciona que: “La aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad”.

A continuación, se muestra la tabla 1 de valores del factor Z en función de la zona sísmica. Como aclaración si nos referimos a la figura 1 la zona sísmica 1 será la que, en el caso de Ecuador, tenga un PGA de 0.15 y de esa forma en orden ascendente hasta la zona sísmica 6 con un PGA de 0.5.

**Tabla 1.** Valores del factor Z

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: Se muestran los valores de Z tomando en cuenta la peligrosidad sísmica [3].

Si nos fijamos en la Tabla 1 la mayor parte del país está catalogada como de alta peligrosidad sísmica, exceptuando la zona nororiental con amenaza sísmica intermedia y la zona del litoral la cual presenta una amenaza sísmica muy alta [3].

#### 1.4.3.2. Tipo de perfiles de suelo para el diseño sísmico

Según la NEC 15 se definen seis tipos de perfiles de suelo los tipos A,B,C,D E y F. Para el perfil F se aplican criterios diferentes a los demás los cuales se exponen en la sección 10.5.4. de [3]. A continuación, en la Tabla 2 se presentan un resumen de los perfiles de suelos y sus consideraciones geotécnicas.

**Tabla 2.** Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Nota: Se colocan los 6 perfiles de suelo en función de parámetros geotécnicos [3].

### 1.4.3.3. Coeficientes de perfil de suelo $F_a$ , $F_d$ y $F_s$

- $F_a$ : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Para el diseño en roca, el coeficiente  $F_a$  amplifica las ordenadas del espectro de respuestas elástico de aceleraciones [3].

En la Tabla 3 se muestran los valores del coeficiente  $F_a$  en función del perfil de suelo y el factor Z.

**Tabla 3.** Factor  $F_a$  en función del tipo de suelo y de Z

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	$\geq 0.5$
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

Nota: Se presentan los valores de  $F_a$  [3].

- $F_d$ : **amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.**

En la Tabla 4 se muestra el coeficiente  $F_d$  en función del tipo de suelos y zona sísmica

**Tabla 4.** Factor  $F_d$  en función del tipo de suelo y de Z

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	$\geq 0.5$
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

Nota: Se presentan los valores de  $F_d$  [3].



- **F<sub>s</sub>: comportamiento no lineal de los suelos**

El coeficiente **F<sub>s</sub>** considera el comportamiento no lineal, la degradación del periodo del sitio y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos [3]. En la Tabla 5 se muestra el factor F<sub>s</sub> en función del tipo de suelo y zona sísmica

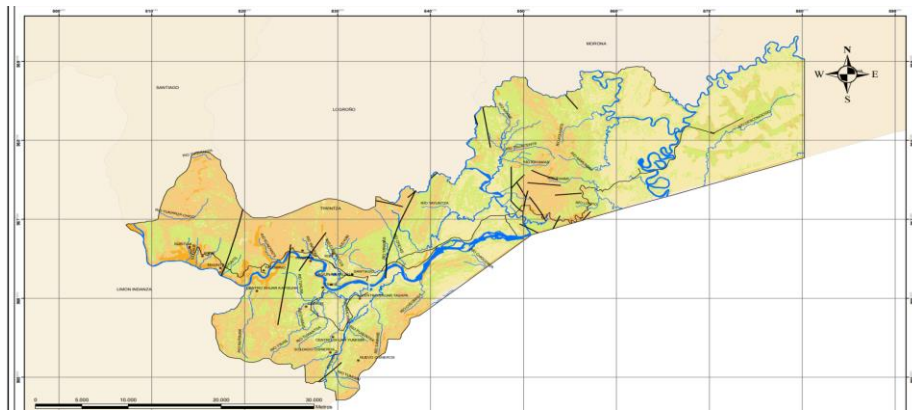
**Tabla 5.** Factor F<sub>s</sub> en función del tipo de suelo y de Z

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

Nota : Se presentan los valores de F<sub>s</sub> [3]

#### 1.4.3.4. Fallas locales

A continuaciones se muestra en la figura 3 , el mapa preliminar de zonas de amenazas por movimientos en masas del cantón tiwintza- provincia de morona Santiago.



**Fig 2.** Mapa de zonas de amenazas por movimientos en masas del cantón Tiwintza.[4]

En general en la zona se observa zonas de amenaza por movimientos en masa de baja a media y presenta algunas fallas geológicas en la zona fronteriza.

Los sismos de profundidades superficiales (menores a 15 kilómetros en este caso), responden a la actividad sísmica de fallas relacionadas con el levantamiento suban Dino Cutucú

## 1.4.4. Peligro sísmico en Perú

### 1.4.4.1. Factor de zona Z

A cada zona de La figura 1 se le asigna un valor de Z , según [5] “Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años”. En la Tabla 6 se muestra este factor en función de la zona sísmica.

**Tabla 6.** factores de zona Z

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

### 1.4.4.2. Tipo de perfil de suelo

La NTE a diferencia de la NEC, dividen en cinco a los perfiles de suelos, en función de la velocidad promedio de propagación de ondas ( $V_s$ ), alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los N60 obtenido a través de un ensayo SPT o el promedio ponderado de la resistencia al corte no drenado ( $S_u$ ), esto último para suelos cohesivos. A continuación se muestra la tabla 7 de clasificación de suelos según la norma peruana.

**Tabla 7.** Perfiles de suelo según la NTE

Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{s}_u$
S <sub>0</sub>	> 1500 m/s	-	-
S <sub>1</sub>	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S <sub>2</sub>	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S <sub>3</sub>	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S <sub>4</sub>	Clasificación basada en el EMS		

**Nota:** Para cada suelo existen parámetros geotécnicos [5].

## 1.4.5. Cargas

Para el análisis del presente trabajo se considerarán cargas muertas y cargas vivas.

### 1.4.5.1. Carga muerta

Cuando hablamos de carga muerta, hacemos referencia al peso constante de una estructura incluyendo su propio peso y junto con esta todos los dispositivos destinados a ser permanentes, tales como : tuberías, mampostería, tabiquería, pisos, recubrimientos, etc.

### 1.4.5.2. Carga viva

la carga viva hace referencia a todas las cargas que no sean consideraras permanentes dentro de la estructura tales como: las personas, el mobiliario no permanente, Para asignar una carga viva a la estructura es necesario conocer para que vaya a estar destinada, es decir, el uso que se le va a dar. Las cargas de sismo, si bien no son permanentes , la NEC las clasifica como cargas accidentales.

### 1.4.5.3. Carga muerta y carga viva según la NEC 15

Para la carga muerta o permanente de los materiales en si la NEC toma en cuenta los pesos unitarios de cada material ( $\text{kN/m}^3$ ) y los clasifica de la siguiente manera como se muestra en la tabla 8

**Tabla 8.** Pesos unitarios de materiales

Material	Peso Unitario
	$\text{kN/m}^3$
<b>A. Rocas</b>	
Basalto	29.0 - 30.0
Granito	26.0 - 28.0
Andesita	26.0 - 28.0
Sienita	27.0 - 29.0
Pórfido	26.0 - 27.0
Gabro	29.0 - 31.0
Arenisca	26.0 - 27.5
Calizas compactas y mármoles	27.0 - 28.0
Pizarra para tejados	28.0
<b>B. Piedras artificiales</b>	
Adobe	16.0
Amianto-cemento	20.0
Baldosa cerámica	18.0
Baldosa de gres	19.0
Hormigón simple	22.0

Nota: Algunos materiales de construcción con sus respectivos pesos unitarios [6].

La Tabla 8 es un extracto de la tabla completa.

Para la carga viva la NEC propone una tabla de sobrecargas mínima según la ocupación o uso a continuación se muestra la tabla 9, en la que se visualiza los campos de ocupación, carga uniforme y carga concentrada en las unidades especificadas.

**Tabla 9.** Sobrecargas mínimas de carga viva

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )	Carga concentrada (kN)
<b>Hospitales</b>		
Sala de quirófanos, laboratorios	2.90	4.50
Sala de pacientes	2.00	4.50
Corredores en pisos superiores a la planta baja	4.00	4.50
<b>Instituciones penales</b>		
Celdas	2.00	
Corredores	4.80	
<b>Pasamanos, guardavías y agarraderas de seguridad</b>	Véase sección <a href="#">4.5 ASCE/SEI 7-10</a>	
<b>Pasarelas y plataformas elevadas (excepto rutas de escape)</b>	3.00	
<b>Patios y terrazas peatonales</b>	4.80	
<b>Pisos para cuarto de máquinas de elevadores (áreas de 2600 mm<sup>2</sup>)</b>		1.40
<b>Residencias</b>		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares	2.00	
Habitaciones	4.80	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	
<b>Salas de baile</b>	4.80	
<b>Salas de billar, bolos y otras áreas de recreación similares</b>	3.60	
<b>Salida de emergencia</b>	4.80	
Únicamente para residencias unifamiliares	2.00	
<b>Sistemas de pisos para circulación</b>		
Para oficinas	2.40	9.00
Para centros de cómputo	4.80	9.00

Nota: Cargas vivas uniformes y concentradas según la ocupación o uso [6].

La Tabla 9 es un extracto de la tabla completa

#### 1.4.5.4. Carga muerta y carga viva según la NTE E.020

Para la carga muerta se tomará en cuenta los pesos unitarios de los materiales. Los cuales se presentan en la Tabla 10, cabe mencionar que si se requiere empelar pesos unitarios menores a los de dicha tabla, se deberá justificar apropiadamente.

**Tabla 10.** Pesos unitarios

MATERIALES	PESO kN/m <sup>3</sup> (Kg/m <sup>3</sup> )
<b>Aislamientos de:</b>	
Corcho	2,0 (200)
Fibra de Vidrio	3,0 (300)
Fibro cemento	6,0 (600)
Poliuretano y poliestireno	2,0 (200)
<b>Albañilería de:</b>	
Adobe	16,0 (1600)
Unidades de albañilería cocida sólidas	18,0 (1800)
Unidades de albañilería cocida huecas	13,5 (1350)
<b>Concreto Simple de:</b>	
Cascote de ladrillo	18,0 (1800)
Grava	23,0 (2300)
Pómez	16,0 (1600)
<b>Concreto Armado</b>	Añadir 1,0 (100) al peso del concreto simple.
<b>Enlucido o Revoque de:</b>	
Mortero de cemento	20,0 (2000)
Mortero de cal y cemento	18,5 (1850)
Mortero de cal	17,0 (1700)
Yeso	10,0 (1000)
<b>Líquidos:</b>	
Aceites	9,3 (930)
Ácido Muriático	12,0 (1200)
Acido Nítrico	15,0 (1500)
Acido sulfúrico	18,0 (1800)
Agua dulce	10,0 (1000)
Agua de mar	10,3 (1030)
Alcohol	8,0 (800)
Gasolina	6,7 (670)
Kerosene	8,7 (870)

Nota: se presentan algunos pesos unitarios [7].

La Tabla 10 es un extracto de la tabla completa

Para la asignación de la carga viva la normativa peruana hace uso de una tabla de cargas repartidas en función de la ocupación y uso. En la Tabla 11 se muestran las cargas repartidas ( kgf/cm<sup>2</sup>) dependiendo de la ocupación de la estructura.

**Tabla 11.** Cargas vivas mínimas repartidas

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa ( kgf/m <sup>2</sup> )
<b>Almacenaje</b>	5,0 (500)
<b>Baños</b>	Igual a la carga principal del resto del área sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
<b>Bibliotecas</b>	
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de almacenaje con estantes fijos ( no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 ( 400)
<b>Centros de educación</b>	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350)
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo con lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
<b>Garajes</b>	
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2,40 m	2,5 ( 250)
<b>Hospitales</b>	
Salas de operación , laboratorios y zonas de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
<b>Hoteles</b>	
Cuartos	2,0 (200)
Salas públicas	De acuerdo con lugares de asamblea
Almacenaje y servicios	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
<b>Instituciones Penales</b>	
Celdas y zonas de habitación	2,0 ( 200)
Zonas públicas	De acuerdo con lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4,0 ( 400)
<b>Lugares de Asamblea</b>	
Con asientos fijos	3,0 ( 300)
Con asientos móviles	4,0 (400)

OCUPACION O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa ( kgf/m <sup>2</sup> )
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)
Graderías y tribunas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
<b>Oficinas (*)</b>	
Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de computación	2,5 (250)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
<b>Teatros</b>	
Vestidores	2,0 ( 200)
Cuartos de proyección	3,0 ( 300)
Escenario	7,5 (750)
Zonas publicas	De acuerdo a lugares de asamblea
<b>Tiendas</b>	5,0 ( 500)
Corredores y escaleras	5,0 ( 500)
<b>Viviendas</b>	2,0 ( 200)
Corredores y escaleras	2,0 ( 200)
(*) Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil	

Nota: se muestran las cargas vivas mínimas distribuidas. [7]

#### 1.4.6. Diseño basado en fuerzas (DBF) NEC 15

Para todo tipo de estructuras el método DFB es de uso obligatorio. En la NEC 15 en su capítulo de sismo resistencia se estipulan objetivos generales y requisitos, los cuales están basados en una filosofía de diseño, cada uno de estos puntos se detallarán a continuación en los siguientes apartados [3].

##### 1.4.6.1. Objetivos generales y requisitos

Entre los objetivos generales se plantean: seguir la filosofía de diseño. Determinar las fuerzas sísmicas de diseño, es decir, encontrar una fuerza equivalente en la dirección lateral, además se deberá verificar la condición de  $E \leq R_d$  y finalmente también se tiene que verificar deformaciones tomando énfasis en las derivas máximas de la estructura [3].

##### 1.4.6.2. Filosofía de diseño

La filosofía de diseño tiene como objetivo comprobar el nivel de seguridad de vida. Para el diseño basado en fueras se toma en cuenta el sismo de diseño, el cual se obtiene a partir la zonificación peligrosidad sísmica de la zona y cuyos efectos podrán modelarse a través de un espectro de respuesta así como mediante el uso de un grupo de acelerogramas dinámicos representativos de la zona de estudio.

### **1.4.6.3. Requisitos mínimos de diseño**

Los requisitos presentados a continuación son para estructuras de ocupación normal, misma que será la que analicemos en nuestro caso de estudio. así según la NEC en su capítulo 4.2 menciona que los objetivos de diseño son los expuestos a continuación:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Así la filosofía plantea que se debe diseñar la estructura para que

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificidad por la NEC
- Presente las derivas de piso inferiores a las admisibles
- Pueda disipar energía de deformación inelástica.

## **1.4.7. Análisis sísmico (DBF) NTE E.030**

### **1.4.7.1. Análisis Estático o de fuerzas estáticas equivalentes**

#### **1.4.7.1.1. Generalidades**

Este método consiste en la representación de las solicitaciones sísmicas a través de fuerzas las cuales actúan en el centro de masa de cada piso de la edificación [5]. Las estructuras regulares entran en este caso de análisis siempre y cuando se ubiquen en la zona 1 de peligro sísmico para las demás zonas también se puede emplear el método pero la condición es que la edificación no sobrepase los 30 m de altura.

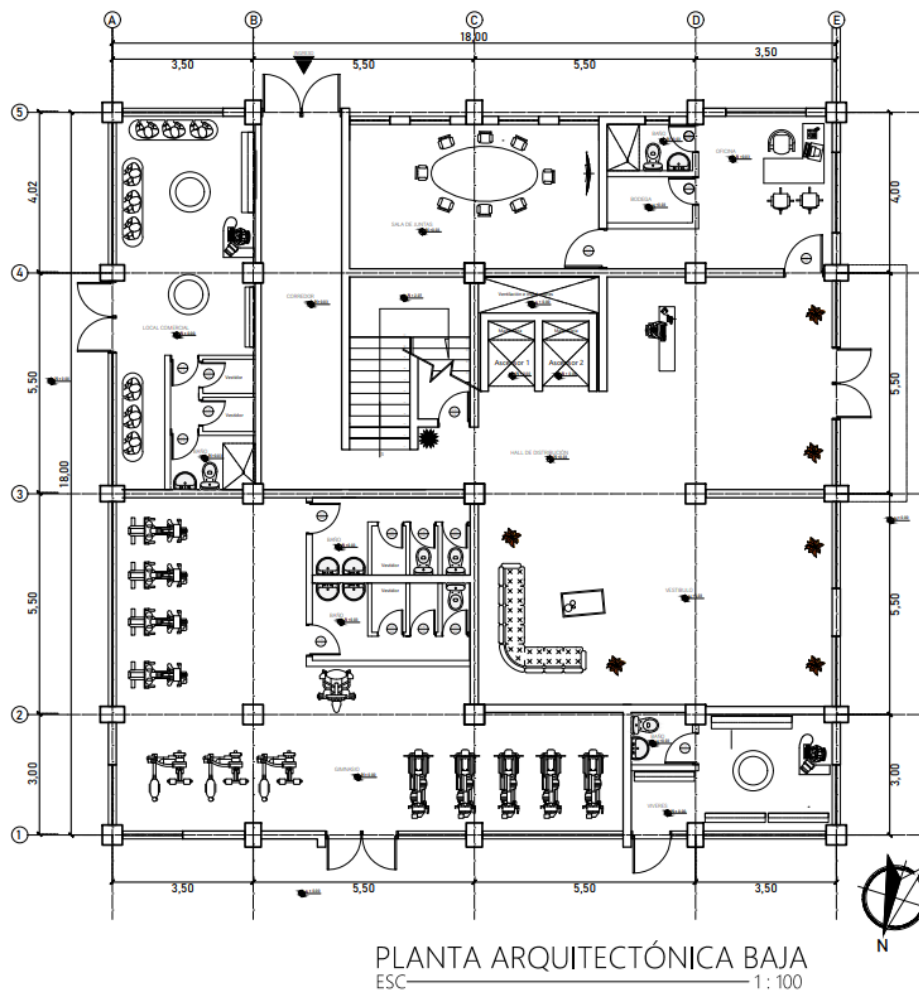


## 2. METODOLOGÍA

La mayor parte de esta sección estará conformada por los criterios y métodos que se usarán tanto para el tratamiento de las cargas asignadas a la estructura así como el predimensionamiento de los elementos estructurales, como losas, vigas y columnas, además, del análisis sísmico, para el cual se describirán los parámetros y criterios para desarrollar cada uno los métodos planteados en el marco teórico (estático lineal y dinámico espectral). Las normas que se harán uso en esta sección son, por parte del Ecuador, la NEC-SE-CG de cargas no sísmicas y la NEC-SE-DS de peligro sísmico, para el caso de Perú se usarán las normas E.020 de Cargas y la E.030 de Diseño sismorresistente. Para el diseño estructural en manos caso se usará el ACI 319-19 aplicando excepciones puntuales según cada normativa nacional.

### 2.1. Descripción de la configuración arquitectónica.

A continuación en la figura 3 se muestra la planta baja arquitectónica del edificio propuesto

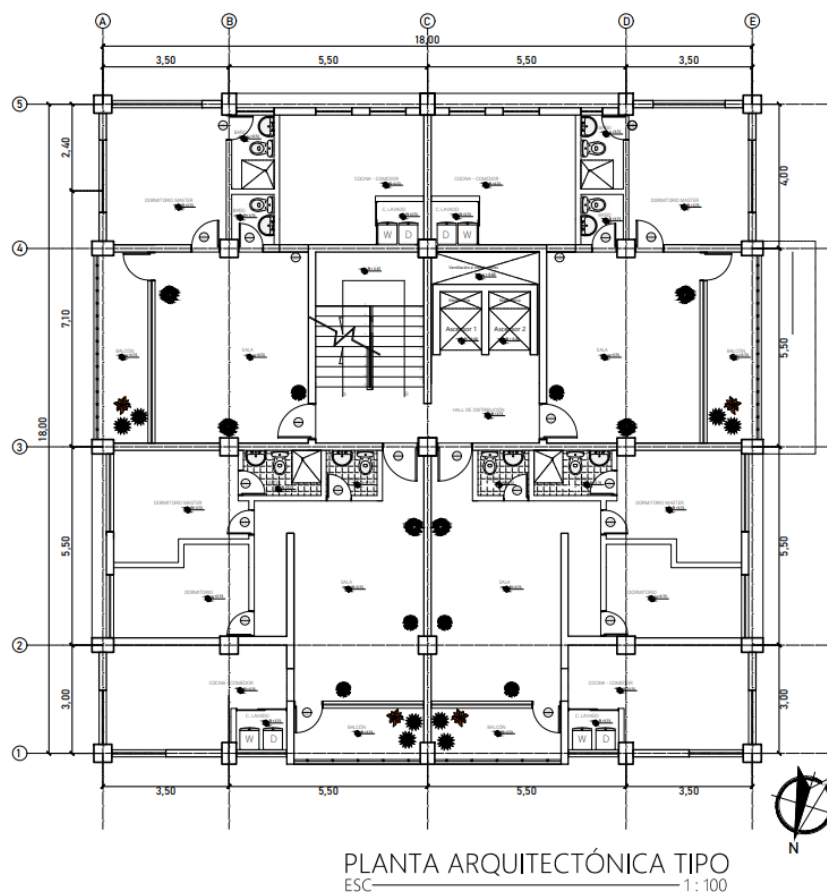


**Fig 3.** Distribución arquitectónica en la planta baja

El área en planta baja es de 324 m<sup>2</sup>, la cual está distribuida en varios espacios. En la entrada principal cuenta con un vestíbulo de distribución en el que se ubica una recepción, junto a este se encuentra un vestíbulo con espacios para sentarse. En la parte de atrás de la recepción están los ductos para dos ascensores, ductos de ventilación e instalaciones y de maquinaria, junto a ellos se encuentran las escaleras que conducen a los pisos superiores.

A la derecha de la entrada principal existe un espacio destinado para oficinas el cual cuenta con un baño completo, un espacio para bodega y una sala de juntas. Se cuenta con otro ingreso exterior para un espacio el cual será destinado para un gimnasio que tiene espacio para baños de hombres y mujeres, cada uno con un vestidor, dos inodoros y dos lavabos. Existe también un espacio para una tienda de víveres con ingreso únicamente desde el exterior, que cuenta con un baño propio.

La distribución arquitectónica de la planta baja es única y exclusiva, para los demás pisos existe una planta tipo, es decir, se repite la misma distribución para los 5 niveles



**Fig 4.** Planta arquitectónica Tipo

Como se observa en la figura 3 los únicos accesos a los pisos superiores son mediante los ascensores y gradas, es decir, no existen gradas de emergencia. Cada planta cuenta con 4 departamentos con distribuciones similares, dos de ellos con un área de aproximadamente 68 m<sup>2</sup> cada uno (parte sur) y los otros dos (norte) con una de 76.5 m<sup>2</sup> como se indican en la

figura 4, cuentan al ingresar con una sala espaciosa la cual tiene un acceso a un balcón exterior, dos dormitorios, un baño privado completo y un baño social, cocina y comedor, además cuenta con espacio para máquinas de lavado.

Como ya se mencionó el edificio cuenta con 5 niveles, por lo tanto se cuenta en total con 20 departamentos. En la figura 5 y 6 se muestra una vista en elevación del edificio propuesto.

**Fig 5.** Vista en elevación de la fachada norte



En la figura 5 se muestra la fachada norte del edificio propuesto y se tiene una altura total de 16.40 m. cabe mencionar que el edificio no cuenta con ningún subsuelo.



Fig 6. Vista en elevación de la fachada oeste

## 2.2. Ubicación del proyecto

### 2.2.1. Ecuador

La zona de estudio, según el mapa de zonificación sísmica de Ecuador corresponde a la Zona 3 la cual comprende la provincia de Morona Santiago, pero debido a que se tiene que buscar una localización entre Ecuador y Perú se decidió escoger la zona fronteriza del cantón Tiwintza. A continuación, se muestra el mapa de la provincia de Morona Santiago distribuida por cantones en el cual se puede observar la ubicación en la cual se implantará la edificación

En la figura 7 se muestra un mapa de la zona de estudio en Ecuador.



Fig 7. Mapa de la provincia de morona Santiago distribuida por cantones [8].

Tal como se observa en la figura 7, se tiene que el cantón Tiwintza es la población que limita con Perú y cotejándolo con la figura 1 se observa que está dentro de la zona 3 de Ecuador.

### 2.2.2. Perú

La ubicación del proyecto en Perú cotejando los mapas de peligro sísmico teniendo en cuenta que debe ubicarse en la zona 2 en el departamento de Loreto, y teniendo en cuenta la ubicación que se escogió en Ecuador, la provincia que limita con el cantón Tiwintza es la de Datem del Marañón en Perú, específicamente se escogerá el sitio de implantación al distrito de Morona.

En la figura 8 se muestra el mapa del Departamento de Loreto distribuido por provincias y a lado se muestra a la provincia de Datem del Marañón distribuida por distritos, si observamos la figura 1 del mapa de peligro sísmico de Perú y Ecuador se podrá apreciar que dicha ubicación está dentro de la zona 2 de Perú, cumpliendo así con lo establecido como zona de estudio.

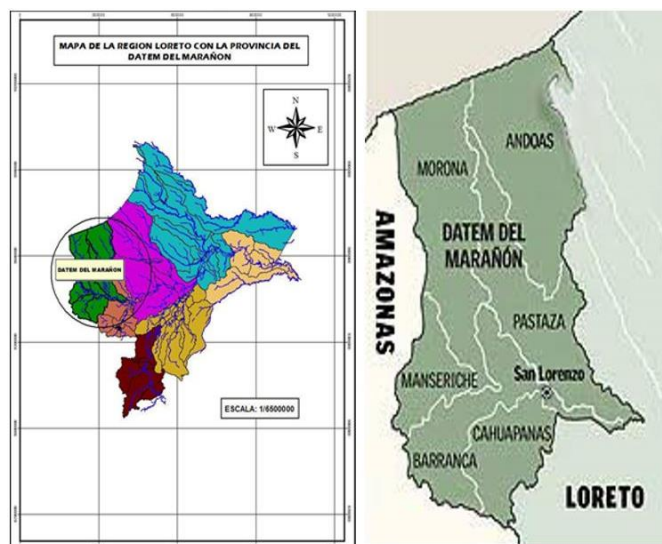


Fig 8. Mapa de la provincia de Daten del Marañón ( izquierda) y el distrito Morona ( Derecha). [9]

## 2.3. Análisis del perfil del suelo en el sitio de implantación de la edificación.

### 2.3.1. Perú

Según un estudio de suelos con fines de cimentación publicado por el Laboratorio Ikam Sac y avalado por la municipalidad provincial de Datem del Marañón en la zona de San Lorenzo, distrito de Barraca, provincia de Datem del Marañón, en [10] se concluyó que en esa zona se tiene un tipo de suelo  $S_3$  con un periodo del suelo de 0.90", si bien la ubicación no está en la frontera exactamente, se encuentra en la misma provincia cerca hacia el sur y dado que para el análisis no se tomará en consideración la interacción suelo-estructura podemos aceptar ese tipo de suelo para un análisis sísmico de la estructura.

### 2.3.2. Ecuador

Según un estudio realizado en [11], en la Parroquia Sevilla Don Bosco, perteneciente al Cantón Morona, Provincia de Morona Santiago ,debido a la cercanía del cantón morona con la frontera de Perú ,se puede llegar a una conclusión respecto al tipo de suelo.

El ensayo concluye que en base a los SPT se determina que la capacidad de carga en ambos sondeos es baja en los primeros 3 m, con valores de 1.76 T/m<sup>2</sup> para el sondeo uno (1) y 7.22 T/m<sup>2</sup> para el sondeo dos (2). De igual manera se comprueba que la calidad del suelo mejora conforme se profundizan los sondeos obteniendo a los 4 m una capacidad de carga de 31.54 T/m<sup>2</sup> en el sondeo uno (1) y 25.58 T/m<sup>2</sup> en el sondeo dos (2).

El tipo de suelo al que hace referencia según la profundidad de los ensayos SPT es al suelo tipo E, puesto que hasta los 3 m los suelos en su mayoría son limos de alta plasticidad lo que se corresponde al tipo de suelo mencionado si se hace una comparación con la NEC, incluso en el mismo estudio existe una tabla en la que se determina estas correlaciones entre la nomenclatura SUCS y la NEC.

## **2.4. Análisis de carga muerta y viva (NEC Y NTE)**

### **2.4.1. Carga muerta**

En este apartado se calcularán las cargas permanentes debidas al peso de mampostería, revestimientos de suelos e instalaciones diversas. Como ya se mencionó en 1.4.6. Se utilizará el peso unitario de los materiales.

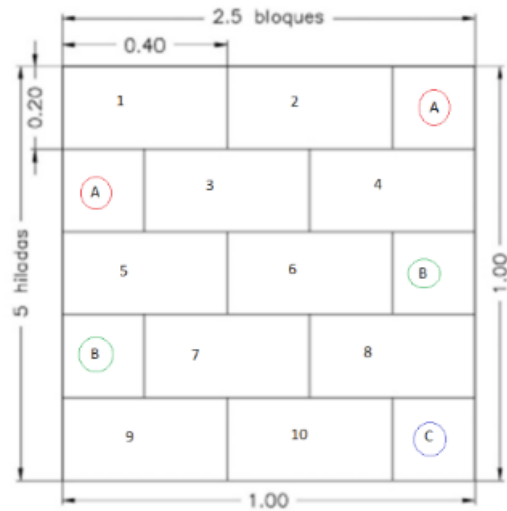
#### **2.4.1.1. Carga de mampostería**

La carga de la mampostería se la obtiene a partir de la distribución arquitectónica real en planta, para ello tendremos que analizar los muros y considerar el peso propio de los bloques a utilizarse, para la unión de estos se utilizará un mortero y para los acabados se realizará un enlucido, por lo que habrá que considerar también el peso que estos últimos aporten a la estructura.

Según el plano arquitectónico existen muros de 15 y 20 cm de espesor, por lo tanto se analizará la colocación de bloques de 10 y 15 cm respectivamente, pues con la adición de las capas del enlucidos y demás acabados podrá acercarse a los espesores del modelo original planteado. Se tendrá que tomar en cuenta los espesores máximos permitidos según cada norma ( NEC Y NTE).

#### **Cálculo carga total de los bloques**

Para el caso del mortero se utilizará uno a base de cemento. Según la NEC en el apéndice 4.1.El Peso específico del mortero de cemento y arena es de  $2000 \text{ kg/m}^3$  utilizando una gravedad de  $10 \text{ m}^2/\text{s}$ , este mismo valor considera la norma peruana, se utilizará bloque hueco de hormigón el cual según la NEC tiene un peso específico de  $1200 \text{ kg/m}^3$  .Para el cálculo del peso del mortero por cada metro cuadrado, analizaremos una pared de  $1 \text{ m}^2$  en la cual caben 12.5 unidades de bloque, tal como se muestra en la figura 9.



**Fig 9.** Cantidad de bloques por metro cuadrado

Se consideran 8 metros lineales de mortero, con un espesor de 1.5 cm ya que en [12] menciona que: "En la albañilería con unidades asentadas con mortero, todas las juntas horizontales y verticales quedarán completamente llenas de mortero. El espesor de las juntas de mortero será como mínimo 10 mm y el espesor máximo será 15 mm". Para el enlucido se considerará también mortero y un espesor de 2 cm. En la Tabla 12 se muestra el cálculo de la carga para el bloque de 10 cm y en la Tabla 13 para el bloque de 15 cm.

**Tabla 12.** Carga total del bloque de 10 cm

Materiales	VALORES			
	Peso Unitario [kg/m <sup>3</sup> ]	Espesor [cm]	Volumen [m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ]	Peso [kg/m <sup>2</sup> ]
Bloque Hueco de hormigón (40x20x15)	1200		0.008	120
Mortero ( Cemento y arena 1:3 a 1:5)	2000	1.5	0.012	24
Enlucido	2000	4	0.04	80
<b>Peso total bloque/area [kg/m<sup>2</sup>]</b>				<b>224</b>

El peso total del bloque por unidad de área es de 224 kg/m<sup>2</sup>.



**Tabla 13.** Carga total del bloque de 15 cm

Materiales	VALORES			
	Peso Unitario [kg/m <sup>3</sup> ]	Espesor [cm]	Volumen [m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ]	Peso [kg/m <sup>2</sup> ]
Bloque Hueco de hormigón (40x20x15)	1200		0.012	180
Mortero ( Cemento y arena 1:3 a 1:5)	2000	1.5	0.018	36
Enlucido	2000	4	0.04	80
<b>Peso total bloque/area [kg/m<sup>2</sup>]</b>				<b>296</b>

El peso total del bloque por unidad de área es de 296 kg/m<sup>2</sup> de esta forma

### Cálculo del peso de la mampostería

Para este cálculo se basó en la geometría de los muros y paredes delgadas en base a la arquitectura para la planta baja y la planta tipo.

**Tabla 14.** Peso total de la mampostería

BLOQUES	Peso bloque/area (P <sub>B</sub> ) [kg/m <sup>2</sup> ]	Largo [m]		Altura [m]		Area (A <sub>Tm</sub> ) [m <sup>2</sup> ]		Peso total mamposteria A <sub>Tm</sub> *P <sub>B</sub> [kg]	
		P. baja	P. Tipo	P. baja	P. Tipo	P. baja	P. Tipo	P. baja	P. Tipo
Bloque 10 cm ( 40x20x10)- pared delgada	224	19.3	70	3	2.6	57.9	182	12969.6	40768
Bloque 15 cm ( 40x20x15)-pared gruesa	296	92.9	96.5	3	2.6	278.7	250.9	82495.2	74266.4
<b>Peso Total de mamposteria [kN]</b>								<b>95464.8</b>	<b>115034</b>

Teniendo un área de losa de aproximadamente 324 m<sup>2</sup>, se puede obtener ya la carga de la mampostería por metro cuadrado distribuida en toda el área de la planta.

**Tabla 15.** Carga de mampostería

Planta	Área losa [m <sup>2</sup> ]	Peso total mampostería A <sub>Tm</sub> *P <sub>B</sub> [kg]	Carga total de mampostería [kg/m <sup>2</sup> ]
Planta Baja	324	95464.8	294.644
Planta Tipo	324	115034.4	355.044

Cabe aclarar que este valor de carga de mampostería es el mismo para Ecuador y Perú, pues ambas normas utilizan los mismos pesos unitarios para los materiales.

### 2.4.1.2. Carga de contrapiso y acabados de piso

#### Cálculo carga de Contrapiso

Se consideró un contrapiso de hormigón simple, el cual tendrá un espesor de 2 cm.

**Tabla 16.** Carga total de contrapiso

Materiales/Parametros	Valores		
	Espesor [cm]	Peso Unitario [kg/m <sup>3</sup> ]	Carga [kg/m <sup>2</sup> ]
Mortero de hormigon simple / cm espesor	2	2200	44

#### Cálculo carga de acabados de pisos

Aquí se incluyen las cargas producidas por la colocación sobre la losa de un revestimiento que puede ser de cerámica, piso flotante, porcelanato, etc. Se utilizará una ligera capa de mortero a base de cemento, que, para fines prácticos no se considerara pues no es una carga representativa, como si lo es el peso de la cerámica, material que se usará como revestimiento de piso.

**Tabla 17.** Carga por acabados de piso

Materiales	Valores		
	Espesor [cm]	Peso Unitario [kg/m <sup>3</sup> ]	Carga [kg/m <sup>2</sup> ]
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento	1	2000	20

Como se observa en la tabla 16 y 17, los valores de carga por contrapiso y acabados son mínimos en comparación con la carga de la mampostería,

### 2.4.2. Carga viva según la NEC 15 (Ecuador) y según la NTE (Perú)

Tanto en la Norma ecuatoriana de la construcción (NEC) en su capítulo de cargas no sísmicas como en la norma NTE.020 en su capítulo de cargas, se estipulan valores de 200 kg/m<sup>2</sup> para la carga viva en viviendas. En la tabla 9 del capítulo anterior se muestran estos valores.

#### 2.4.2.1. Resumen de cargas

Una vez considerado todas las posibles cargas a la cual estará sometida nuestra edificación se concluye que para cada nivel de piso se asignará una carga muerta de 439 kg/cm<sup>2</sup> esto considerando también una sobrecarga extra de 20 kg/m<sup>2</sup> y para el caso de la carga viva se

considerará un valor de 200 kg/m<sup>2</sup> a continuación, se presenta desglosado las cargas que se usaran en el diseño.

**Tabla 18.** Desglose de cargas

<b>Carga</b>	<b>Planta baja</b>	<b>Planta tipo</b>
Carga total de mampostería [kg/m <sup>2</sup> ]	294.64	355.04
Carga contrapiso [kg/m <sup>2</sup> ]	44.00	44.00
Carga acabados de piso [kg/m <sup>2</sup> ]	20.00	20.00
Sobrecarga permanente	20.00	20.00
<b>TOTAL CARGA MUERTA [kg/m<sup>2</sup>]</b>	<b>378.64</b>	<b>439.04</b>
<b>TOTAL CARGA VIVA [kg/m<sup>2</sup>]</b>	<b>200</b>	

## 2.5. Propiedades de los materiales

### 2.5.1. Resistencia a la compresión del hormigón (f'c)

Según la NEC en su capítulo de estructuras de hormigón armado, propone que el valor mínimo para la resistencia a la compresión del hormigón (f'c) sea de 21 MPa y el valor máximo para elementos de hormigón liviano de 35 MPa, mientras que en la NTE.060 (norma peruana) menciona que el valor mínimo no debe ser inferior a los 17 MPa y mantiene como 35 MPa su valor máximo para hormigón ligero.

#### Modelo NEC 15

Para el caso del Ecuador según [13] la ecuación para el cálculo del módulo de elasticidad en hormigones de peso normal es la siguiente:

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

**Ecuación 1.** Módulo de elasticidad del hormigón en Ecuador

## Modelo NTE

Para el caso de Perú, según [14] para Concretos de Peso Normal (aproximadamente 2,300 kg/m<sup>3</sup>) el ACI y la Norma peruana permiten estimar  $E_c$  mediante:

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

**Ecuación 2.** Módulo de elasticidad del hormigón en Perú

Cabe mencionar que las ecuaciones 1 y 2 no consideran el tipo de agregado utilizado, es así que cuando se requiera una estimación más precisa del módulo de elasticidad, se recomienda obtener dicho valor a través de ensayos.

### 2.5.2. Resistencia a la fluencia del acero

Dentro del desarrollo de este proyecto, para el armado del hormigón se utilizarán varillas de acero corrugado con una resistencia a la fluencia ( $f_y$ ) de 4200 kg/cm<sup>2</sup> está tanto para el modelo según la NEC 15 como para el de la NTE.

### 2.5.3. Inercias agrietadas

Tanto la normativa ecuatoriana, como la normativa de Perú toman en cuenta las inercias agrietadas en las secciones de hormigón, tanto de vigas, columnas y muros, estos valores son similares a los que propone el código ACI, los parámetros que se usarán en este trabajo serán los dispuestos en la tabla 19.

**Tabla 19.** Inercias agrietadas para elementos estructurales

Elemento	Inercia agrietada
Vigas-losa	0.5 $I_g$
Columnas	0.8 $I_g$
Muros	0.6 $I_g$

Nota: estos valores se usan para el modelo de Ecuador como de Perú.

Donde:

$I_g$ : es la inercia bruta de la sección, cm<sup>4</sup>

### 2.5.4. Recubrimiento

Este valor se refiere a la distancia que hay de hormigón desde la cara externa hasta el refuerzo en su parte tangencial, según el código ACI 318-19 en su sección 20.5.1.3.1, para vigas, columnas, losas y muros estos valores se especifican en la siguiente tabla

**Tabla 20.** Recubrimiento para miembros de hormigón no prees forzados

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 19 a No. 57	50
		Barra No. 16, alambre MW200 ó MD200, y menores	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras No. 43 y No. 57	40
		Barra No. 36 y menores	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	40

Nota: Para miembros construidos en sitio. [15]

## 2.6. Combinaciones de carga modelo NEC 15 y NTE

Una estructura en todo su periodo de vida útil estará sometida a la combinación de varias cargas, es necesario para el diseño considerar las más desfavorables, sobre todo en una región con alta presencia de sismos y eventos naturales.

Entre ambas normativas existe una variación en cuantos a los factores de mayoración, las cuales se presentarán en los siguientes apartados.

### 2.6.1. Combinaciones de carga NEC 15

La normativa de cargas no sísmicas (NEC-SE-CG) en la sección 3.4.3 hace referencia a la combinación de cargas, las cuales toman en cuenta: carga muerta, viva y sísmicas.

**Tabla 21.** Combinaciones de carga NEC

Nombre	Combinación de carga
Combinación 1	C1 = 1.4D
Combinación 2	C2 = 1.2D + 1.6L
Combinación 3	C3 = 1.2D + L + Ex
Combinación 4	C4 = 1.2D + L - Ex
Combinación 5	C5 = 1.2D + L + Ey
Combinación 6	C6 = 1.2D + L - Ey
Combinación 7	C7 = 0.9D + Ex
Combinación 8	C8 = 0.9D - Ex
Combinación 9	C9 = 0.9D + Ey
Combinación 10	C10 = 0.9D - Ey

## 2.6.2. Combinaciones de carga NTE

La norma E.060 en su sección 9.2 menciona las siguientes combinaciones de carga

**Tabla 22.** Combinaciones de carga NTE

Nombre	Combinación de carga
Combinación 1	$C1= 1.4D+1.7L$
Combinación 2	$C2=1.25(D+L)+Ex$
Combinación 3	$C3=1.25(D+L)-Ex$
Combinación 4	$C4=1.25(D+L)+Ey$
Combinación 5	$C5=1.25(D+L)-Ey$
Combinación 6	$C6=0.9D+Ex$
Combinación 7	$C6=0.9D-Ex$
Combinación 8	$C6=0.9D+Ey$
Combinación 9	$C6=0.9D-Ey$

Fuente:[16]

Donde:

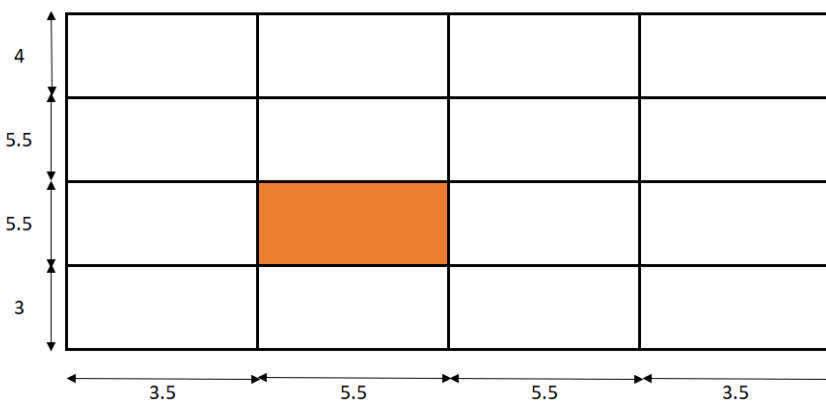
D: carga muerta o permanente  
L: carga viva  
Ex: carga de sismo en la dirección X.  
Ey: carga de sismo en la dirección Y.

## 2.7. Predimensionamiento de los elementos estructurales

### 2.7.1. Predimensionamiento de losas

#### 2.7.1.1. Losa maciza

Para el predimensionamiento se seguirá los criterios de [15], en su capítulo 8 de losas en dos direcciones. A continuación se presenta un pequeño esquema de la distribución de las losas.



**Fig 10.**Panel más crítico

Como se visualiza en la Tabla 19 , en todos los vanos las relaciones entre el lado largo y corto son menores a 2 , por lo que se las diseñara como losas en dos direcciones.

**Tabla 23.** Relación de aspecto de las losas

Losa Tipo	luz sentido X [m]	Luz sentido Y [m]	Relación luz larga/luz corta
1	3.5	4	1.14
2	5.5	5.5	1.00
3	5.5	4	1.38
4	3.5	3	1.17
5	5.5	3	1.83
6	3.5	5.5	1.57

Para la determinación del espesor o altura inicial de la losa, se utilizara la tabla 8.3.1.2 del capítulo 8 de [15] , en la que asumiremos que el valor de  $\alpha_{fm} > 2$ , la misma indica que con dicha condición el espesor mínimo  $h$  en mm se calcula con la siguiente ecuación:

$$h = \frac{l_n \left( 0.8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

**Ecuación 3.** Altura mínima para losas macizas en dos direcciones cuando  $\alpha_{fm} > 2$

Donde:

$h$ :Espesor mínimo de las losas macizas en dos direcciones, mm.

$l_n$ :Luz libre en la dirección más larga, medida cara a cara de las vigas, mm

$\alpha_{fm}$ :valor promedio de  $\alpha_f$  para todas las vigas de borde de un panel.

$\alpha_f$ :Relación entre la rigidez a flexión entre la sección de la viga y la franja de losa definida por lo paneles de losa a cada lado de la viga.

$\beta$ : Relación entre la dirección larga y la luz libre en la dirección corta de la losa

$fy$ : Resistencia a la fluencia del acero,  $fy = 420 \text{ MPa}$

La siguiente tabla resumen los cálculos efectuados con la ecuación 8.

**Tabla 24.** Cálculo de la altura mínima de losa

Parámetros	Valores	
$L_{\text{corta}}$	5.5	m
$Ln_{\text{corta}}$	5.25	m
$L_{\text{larga}}$	5.5	m
$Ln_{\text{larga}}$	5.25	m
$Fy$	420	Mpa
$\beta$	1	
$h$	0.1283	m
$H_{\text{adoptada}}$	0.15	m

Además, para una losa maciza con un ancho unitario y el peralte de 15 cm se tiene lo siguiente:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$h = 12.83 \text{ cm}$$

considerando un hormigón de peso normal, es decir, de  $\gamma_h = 2.4 \text{ T/m}^3$ , el peso propio de la losa macizas viene dado por

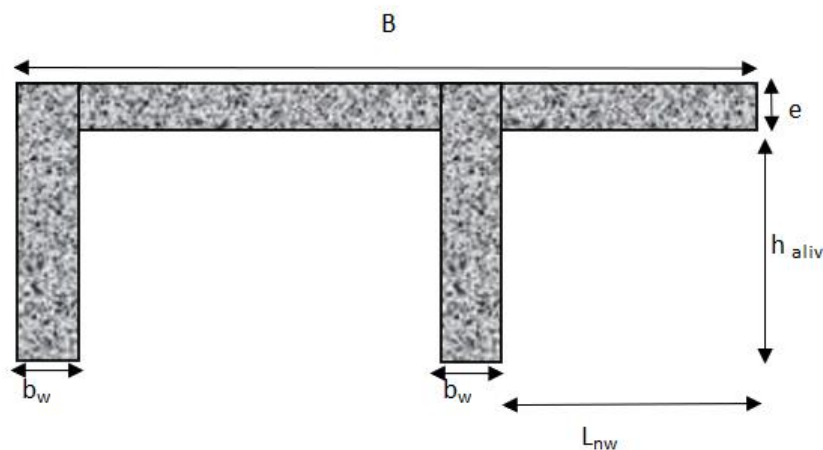
$$P_{propio \text{ losa maciza}} = \gamma_h \cdot h = 2.4 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} \cdot 0.1283 \text{ m} = 0.308 \text{ T/m}^2$$

Y la inercia de la losa maciza

$$I_{losa maciza} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm}}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

### 2.7.1.2. Losa alivianada

Con la losa alivianada se generará un menor peso en la estructura, las dimensiones adoptadas se basan en criterios que nos garanticen que las deformaciones no sobrepasen a la permitidas. Las dimensiones de la losa alivianada que se muestra en la figura 11 cumplen con los requisitos propuestos en la sección 8.8.1 y 8.7.3 de [15]. El objetivo es partir con dichas dimensiones y variar parámetros si es necesario hasta que la inercia de la losa aligerada iguale o exceda a la losa maciza.



**Fig 11.** Dimensiones losa alivianada para un ancho unitario

En la tabla 25 se muestran las dimensiones de la figura 11.



**Tabla 25.** Dimensiones de la losa alivianada

	valores	
<b>B</b>	100	cm
<b>e</b>	5	cm
<b>L<sub>nw</sub></b>	40	cm
<b>bw</b>	10	cm
<b>H<sub>aliv</sub></b>	16	cm
<b>H<sub>total</sub></b>	21	cm

La altura del alivianamiento se colocó de 16 cm para optimizar el peralte de la losa alivianada ,es decir, que la inercia no supere en gran número a la inercia de la losa maciza .Con estas dimensiones se procederá a calcular la inercia de la losa alivianada, aplicando las siguientes ecuaciones:

$$I_{XX} = I_{xc} + A * y^2$$

**Ecuación 4.** Teorema de ejes paralelos para la inercia en x

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i * y_i}{\sum A}$$

**Ecuación 5.** Centroide de la figura

$$I_{losa aliv} = I_{xx} - A * \bar{y}^2$$

**Ecuación 6.** Inercia de la losa alivianada

En la siguiente tabla se muestra parte del análisis y resultados de la inercia de la losa alivianada además del peso de la losa alivianada con casetones removibles de 40x40x15.

**Tabla 26.** Inercia y peso de la losa alivianada

Elemento	b [cm]	h [cm]	A [cm <sup>2</sup> ]	y [cm]	A.y [cm <sup>3</sup> ]	Ixc [cm <sup>4</sup> ]	A*y <sup>2</sup> [cm <sup>4</sup> ]	Ixx [cm <sup>4</sup> ]
1	100	5	500	2.5	1250	1041.67	3125.00	4166.67
2	10	16	160	13	2080	3413.33	27040.00	30453.33
3	10	16	160	13	2080	3413.33	27040.00	30453.33
<b>Σ</b>			820		5410			65073.33
			$\bar{y}$				6.60	cm
			$I_{xx}$				<b>29380.528</b>	<b>cm<sup>4</sup></b>
			<b>Peso alivianamiento removible</b>				<b>0.25824</b>	<b>T/m<sup>2</sup></b>

El peso de la losa alivianada por unidad de área fue de 0.26 T/m<sup>2</sup> el cual es menor al de la losa maciza que fue de 0.31 T/m<sup>2</sup>. Además se cumplió que:

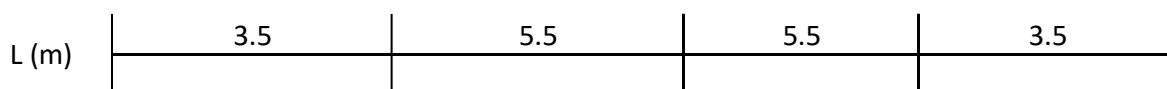
$$I_{\text{losa alivianada}} > I_{\text{losa maciza}}$$

## 2.7.2. Predimensionamiento de vigas

Se analizará las vigas de ambos ejes pues tienen longitudes diferentes. Y se lo hará mediante dos criterios, el primero en función de la longitud de sus vanos y condición de apoyo y el segundo criterio a través de la revisión de capacidad analizando los momentos últimos de carga muerta y viva, calculados a partir de las cargas transmitidas por la losa.

### 2.7.2.1. Predimensionamiento viga eje X

Según el plano arquitectónico que se muestra en la figura 4 los vanos de las vigas son los que se muestran en el siguiente esquema



**Fig 12.** Vanos en la dirección x

Para obtener las dimensiones mínimas de la viga, se hará uso de los criterios que se mencionan en [15], en su capítulo 9.

**Tabla 27.** Altura mínima de vigas no prees forzadas

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

Nota: valores aplicables al hormigón de peso normal.[15]

Con referencia a la Tabla 27 , para nuestro caso tenemos dos condiciones de apoyo, para los vanos de 3.5 m tenemos una condición con un extremo continuo y para los vanos de 5.5 m, ambos extremos continuos.

Con un extremo continuo:

$$h = \frac{l}{18.5} = \frac{3.5 \text{ m}}{18.5} = 0.19 \text{ m} = 19 \text{ cm}$$

con ambos extremos continuos

$$h = \frac{l}{21} = \frac{5.5 \text{ m}}{21} = 0.26 \text{ m} = 26 \text{ cm}$$

por lo tanto, la altura adoptada sería igual a  $h = 30 \text{ cm}$ .

para el ancho de la viga se tienen que cumplir las siguientes condiciones

$$b = \text{el mayor entre } (25 \text{ cm}; 0.3 \cdot h)$$

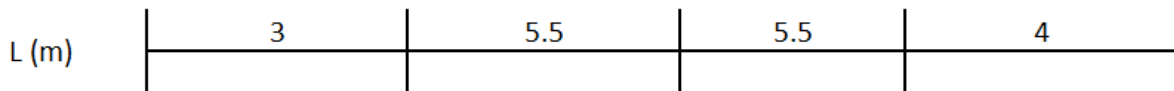
$$b = \text{el mayor entre } (25 \text{ cm}; 9 \text{ cm}) \rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

Para las vigas del eje x la sección adoptada es :

**V 25 X 30**

### **2.7.2.2. Predimensionamiento viga eje Y**

Según el plano arquitectónico en planta, los vanos de las vigas en el eje Y se esquematizan a continuación:



**Fig 13.** Vanos en la dirección Y

De manera similar, tenemos dos condiciones de apoyo: un extremo continuo en los vanos exteriores y ambos extremos continuos en los vanos interiores.

Con un extremo continuo:

$$h = \frac{l}{18.5} = \frac{4 \text{ m}}{18.5} = 0.22 \text{ m} = 22 \text{ cm}$$

con ambos extremos continuos

$$h = \frac{l}{18.5} = \frac{5.5 \text{ m}}{21.5} = 0.26 \text{ m} = 26 \text{ cm}$$

por lo tanto, la altura adoptada sería igual a  $h = 30 \text{ cm}$ .

para el ancho de la viga se tienen que cumplir las siguientes condiciones

$$b = \text{el mayor entre } (25 \text{ cm}; 0.3 \cdot h)$$

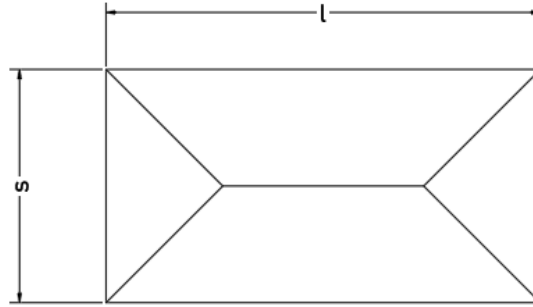
$$b = \text{el mayor entre } (25 \text{ cm}; 9 \text{ cm}) \rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

Para las vigas del eje Y la sección adoptada es :

**V 25 X 30**

### **2.7.2.3. Repartición de cargas (segundo criterio)**

Para este caso se tendrá que analizar las áreas tributarias en la losa para saber las cargas que se van a distribuir en las vigas, para lo cual se tendrá que trazar bisectrices a  $45^\circ$  desde la esquina de cada vano y buscar la intersección de estas hasta formar ya sea triángulos o trapecios en cada uno de los vanos, de esta forma a través de ecuaciones que se mencionaran más adelante se podrá obtener una carga rectangular que este distribuida de manera uniforme en la viga.



**Fig 14.**Distribución de cargas en la losa

Como se observa en la figura 15 , el lado corto del vano viene dado por  $s$  y el lado largo viene dado por  $L$ . así se tiene que las ecuaciones para las cargas equivalentes se presentan a continuación.

$$w_{\Delta} = \frac{W \cdot s}{3}$$

**Ecuación 7.** Equivalencia de carga triangular a rectangular

$$w_T = \frac{W \cdot s}{3} \left( 3 - \frac{m^2}{2} \right)$$

**Ecuación 8.** Equivalencia de carga trapezoidal a rectangular

Donde:

$m$ :Relación del lado corto sobre el lado largo ( $s/L$ )  
 $W$ :carga uniforme distribuida sobre la losa  $T/m^2$

#### 2.7.2.4. Carga ultima sobre las vigas

Para la obtención de la carga ultima se utilizarán cargas distribuidas mayoradas a través de las combinaciones de carga método LRFD. Se escogerá entre el mayor valor de la combinación  $1.4D$  y  $1.2D+1.6L$ . por la experiencia en ejercicios previos se conoce que la carga ultima vendrá dada de la siguiente manera

$$W_u = (1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L)$$

**Ecuación 9.** Carga ultima mayorada

Donde:

$W_u$ :Carga mayorada,  $T/m$ .  
 $D$ : carga muerta,  $T/m$ .  
 $L$ : Carga viva,  $T/m$ .

### 2.7.2.5. Método de análisis en vigas

Para el cálculo de los momentos últimos, se hará uso del método simplificado para vigas continuas, este se encuentra en el capítulo 6 de [15], en la sección 6.5. Como se mencionó se trata de un método aproximado y la tabla se muestra a continuación

**Tabla 28.** Momentos aproximados para vigas continuas

Momento	Ubicación	Condición	Mu
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo.	$\frac{w_u l_n^2}{14}$
		El extremo discontinuo no está restringido.	$\frac{w_u l_n^2}{11}$
	Vanos interiores	Todos.	$\frac{w_u l_n^2}{16}$
Negativo	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$\frac{w_u l_n^2}{24}$
		Miembros construidos monolíticamente con columnas como apoyo.	$\frac{w_u l_n^2}{16}$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos.	$\frac{w_u l_n^2}{9}$
		Más de dos vanos.	$\frac{w_u l_n^2}{10}$
	Las demás caras de apoyos	Todas.	$\frac{w_u l_n^2}{11}$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3m. (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 de vano.	$\frac{w_u l_n^2}{12}$
*Para calcular los momentos negativos (ln) debe ser el promedio de las luces de los vanos adyacentes.			

Nota: valores aproximados de momentos .[15]

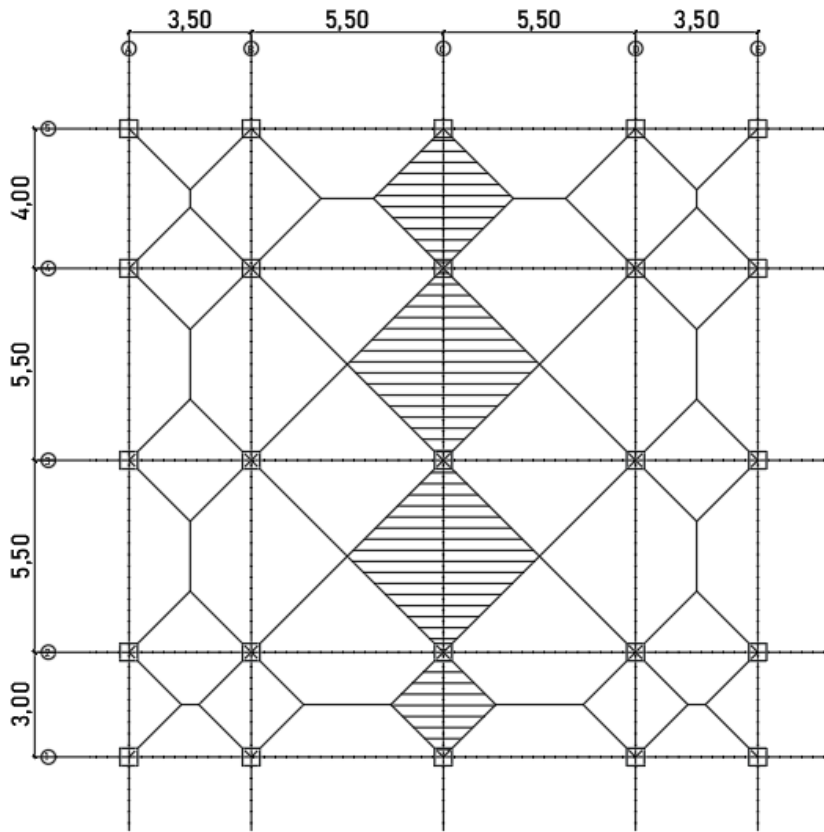
### 2.7.2.6. Ejemplo de cálculo(segundo criterio)

En este apartado y en los que siguen se calculara la resistencia a flexión de una viga y una losa alivianada con casetón removible, para realizar la revision por capacidad.

#### Análisis de Repartición de cargas en vigas del eje Y

Para simplificación de cálculos se analizará a detalle el vano 2 de 5.5 m y se mostrará una tabla de resultados finales.

Tomando en cuenta el plano en planta, se realizará el análisis para la viga del eje 3 la cual está en dirección “Y” y es la que está sometida a las más grandes solicitaciones. En el siguiente esquema se observa la distribución de cargas triangulares y trapezoidales en planta haciendo énfasis en la viga de estudio.



**Fig 15.** Distribución de cargas en la viga de análisis del eje Y

En base a la tabla 18 y 26 y a la ecuación 9 , se tiene que :

$$D = \text{carga muerta} + \text{peso propio de la losa} = 0.439 \frac{T}{m^2} + 0.258 \frac{T}{m^2} = 0.697 \frac{T}{m^2}$$

$$L = 0.2 T/m^2$$

así:

$$W_u = (1.2 \cdot 0.697 + 1.6 \cdot 0.2) = 1.157 T/m^2.$$

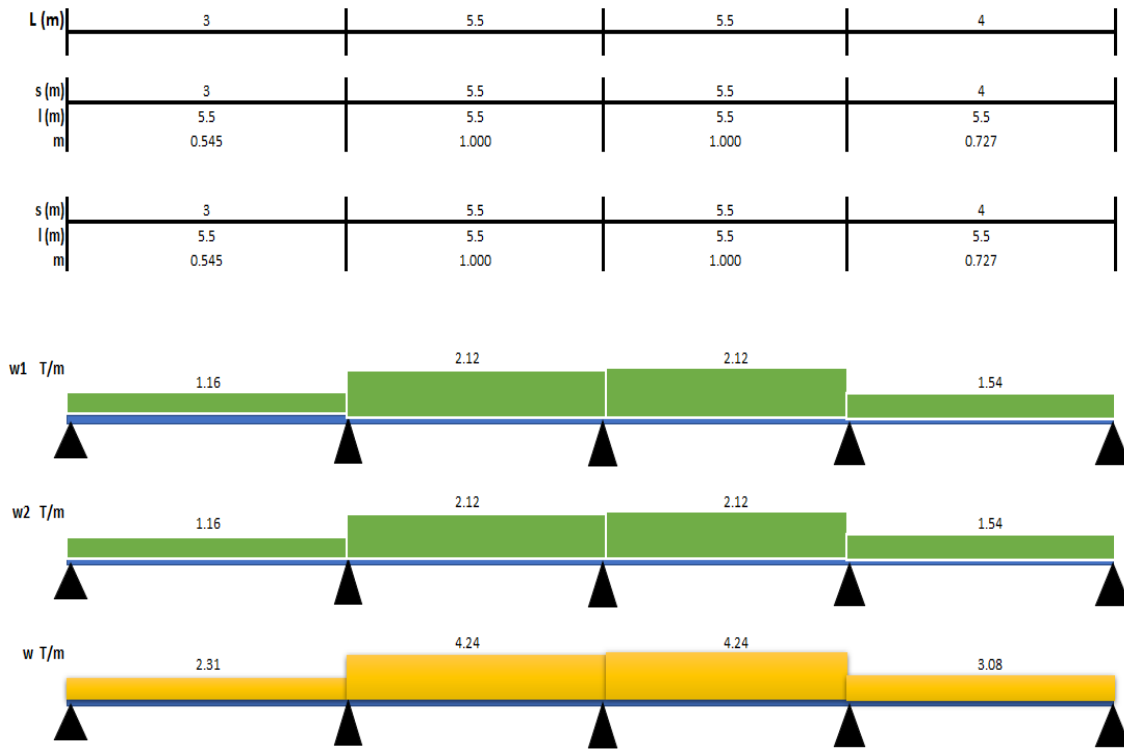
Para el vano de 5.5 m se tiene una distribución de cargas triangular para ambos lados de la viga, por tal motivo se aplicará la **ecuación 7**. Al tener un vano simétrico:

$$w_{\Delta 1} = w_{\Delta 2} = \frac{1.157 \cdot 5.5}{3} = 1.28 T/m$$

así la carga total en el vano de 5.5 m es de

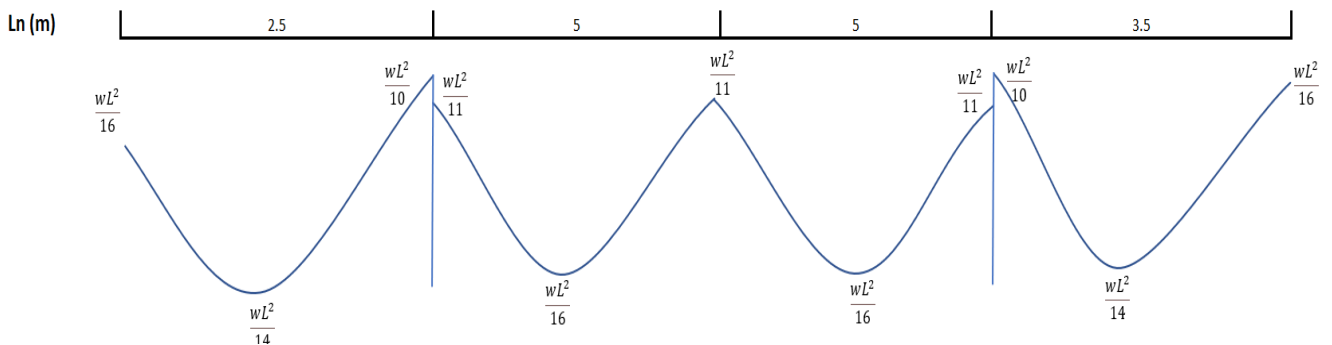
$$w_T = 2.56 T/m$$

a continuación en la figura se muestra los resultados de la carga uniforme equivalente para los demás vanos.



**Fig 16.** Resultados de la carga uniforme equivalente para la viga del eje C

A continuación se realizará el cálculo de los momentos últimos por el método simplificado para vigas continuas descrito en la tabla 28 de esta misma sección. A continuación se muestra un esquema de los momentos últimos colocados en función de los criterios de la tabla 28.



**Fig 17.** Diagrama Momentos últimos aproximados para vigas continuas



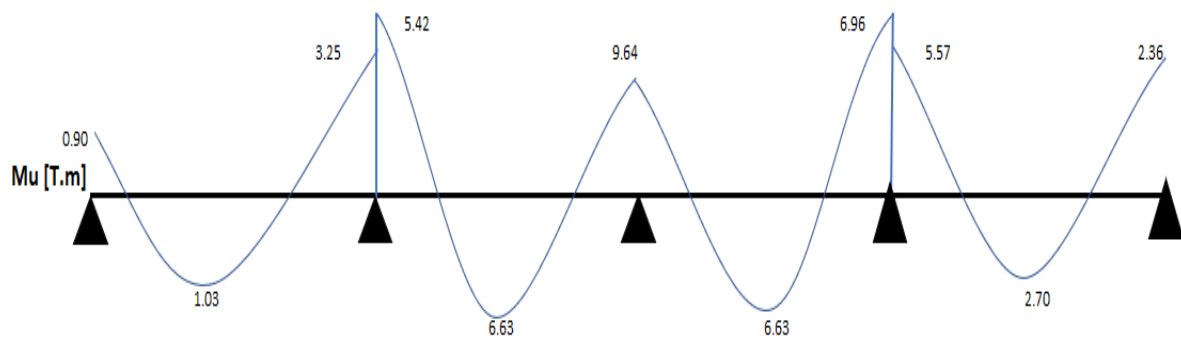
así para el vano de estudio se tiene una longitud libre de 5 m considerando una columna de 50 x 50 en base al plano arquitectónico, dicho valor será corroborado en el diseño de columnas y de ser necesario se rectificará esta parte del cálculo.

$$M_{iz}^- = \frac{wL^2}{11} = \frac{4.24 \text{ T/m} \cdot 3.75^2 \text{ m}^2}{11} = 5.42 \text{ T.m}$$

$$M^+ = \frac{wL^2}{16} = \frac{4.24 \text{ T/m} \cdot 5^2 \text{ m}^2}{16} = 6.63 \text{ T.m}$$

$$M_{de}^- = \frac{wL^2}{11} = \frac{4.24 \text{ T/m} \cdot 5^2 \text{ m}^2}{11} = 9.64 \text{ T.m}$$

En la figura 18 se muestran los momentos últimos para todos los vanos

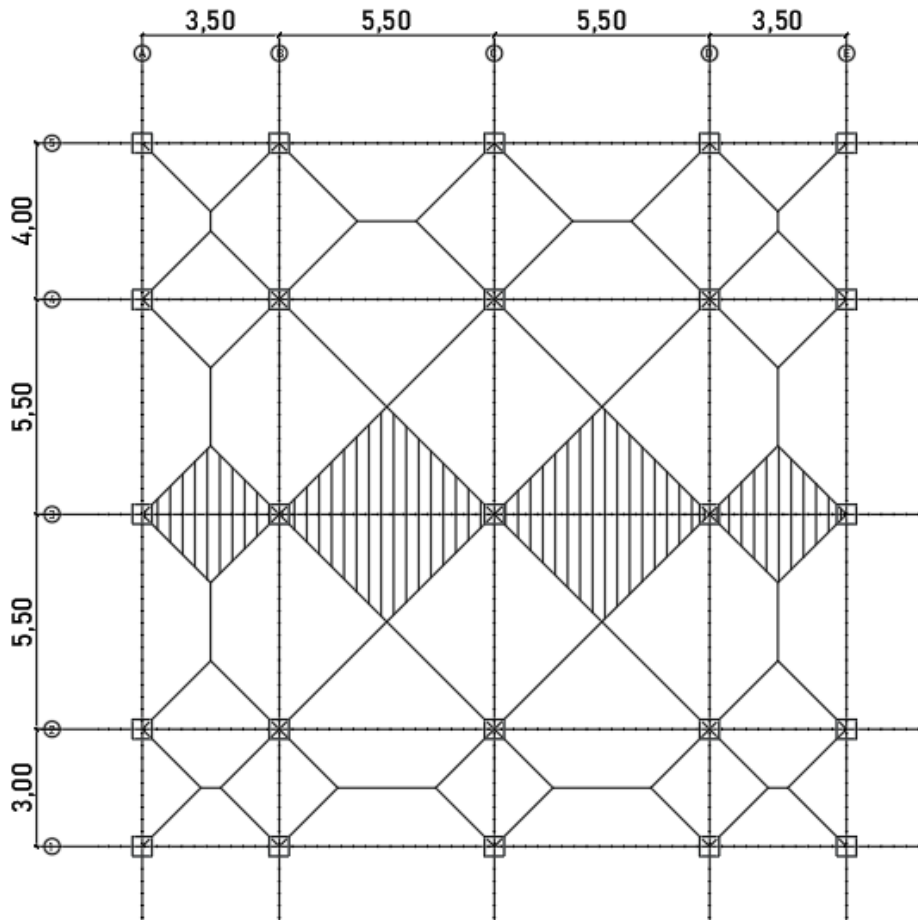


**Fig 18.** Momentos calculados para todos los vanos de la viga del eje C

En base a la figura 19 podemos observar que el  $M_{max} = 9.64 \text{ T.m}$ .

### **Análisis de Repartición de cargas en vigas del eje X**

De manera similar al eje Y, se realizará el análisis para el eje X pues se trata de una viga de 4 vanos, en este caso la más crítica es la que se presenta en la figura 19. A continuación, se muestra la distribución de cargas para la viga del eje 3. En este apartado se obviarán algunos cálculos pues el tratamiento matemático es similar al cálculo del eje Y

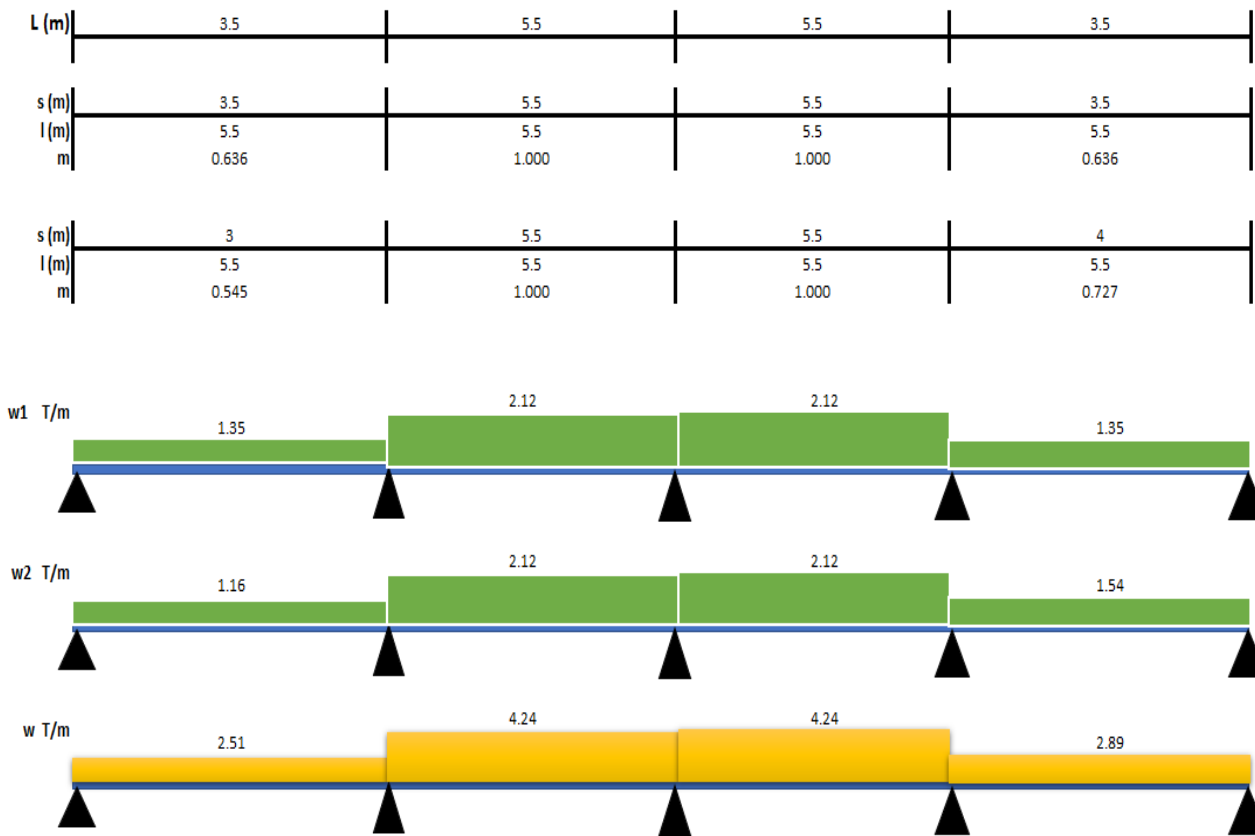


**Fig 19.**Distribución de cargas sobre la viga del eje 3

La carga y muerta se mantiene igual por lo que

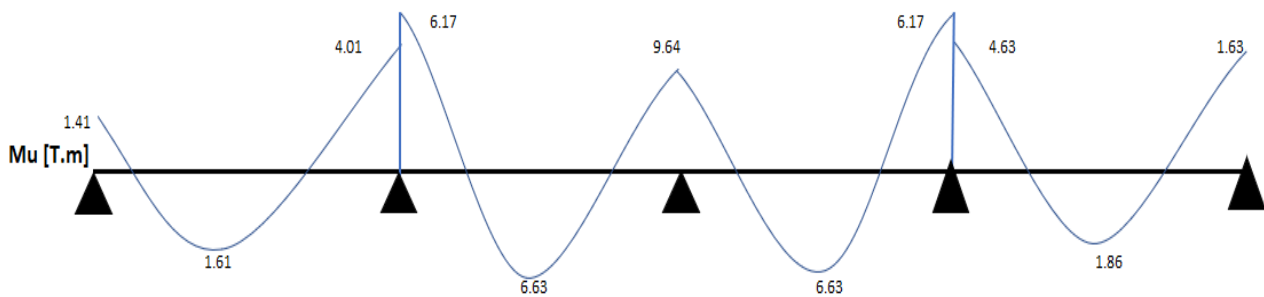
$$W_u = 1.157 T/m^2.$$

Por la figura 19 se observa que tiene una distribución de carga triangular , para todos los vanos , por lo tanto para calcular la carga uniforme equivalente se utilizara la ecuación 7, tomando en cuenta el lado corto y lado largo de cada vano, así en la figura 20 se muestra el resultado de cálculo de la carga uniforme equivalente para cada tramo.



**Fig 20.** Carga uniforme equivalente para la viga del Eje 3

así mismo para el cálculo de los momentos últimos aproximados se hará uso de la tabla 28, en la figura 21 se indica el diagrama de momentos correspondiente a la viga del eje 3.



**Fig 21.** Diagrama de momentos

Al igual que en la viga del eje Y el  $M_{max} = 9.64 T.m$

### 2.7.2.7. Revisión de capacidad

En base a las dimensiones obtenidas por el primer criterio, se hará una verificación de la condición de resistencia a flexión.

$$\phi M_n \geq M_u$$

**Ecuación 10.** Condición de resistencia a flexión

Donde

$\phi$ : factor de reducción de resistencia a la flexión, generalmente igual a 0.9.  
 $M_n$ : Momento nominal, T.m  
 $M_u$ : Momento último, T.m

Dado que tanto para la viga del eje X como Y se tienen las mismas dimensiones del primer prediseño y además se tiene el mismo momento último máximo como se verificó en la sección anterior, podemos realizar un mismo análisis para ambos casos.

Se realizará el diseño considerando una resistencia a la compresión de 210 kg/cm<sup>2</sup> o 21 MPa y una fluencia de acero  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>. En la tabla 29 se muestra la ecuación para hallar  $\beta_1$  en función de  $f'_c$ .

**Tabla 29.** Valores de  $\beta_1$  para el hormigón

$f'_c$ MPa	$\beta_1$
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85
$28 \leq f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$
$f'_c \geq 55$	0.65

Nota: Los valores de  $f'_c$  tiene que ingresar en MPa.[15]

Para nuestro caso un hormigón de 21 Mpa, el valor de  $\beta_1 = 0.85$

Un parámetro importante para tener en cuenta es el peralte efectivo, el cual se puede obtener aplicando la siguiente ecuación.

$$d = h - r - \frac{\phi_{vl}}{2} - \phi_E$$

**Ecuación 11.** Peralte efectivo de la viga

Donde:

h: Altura de la viga, cm  
d: Peralte efectivo de la viga, cm  
r: recubrimiento libre, cm  
 $\phi_{vl}$ : Diámetro de la varilla longitudinal  
 $\phi_E$ : Diámetro del estribo, cm

Con el fin de analizar la condición más desfavorable o crítica se comparará el momento nominal máximo con el momento último máximo, para ello se requiere calcular este con la siguiente ecuación

$$\phi M_{n_{max}} = \phi A_{s_{max}} \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{A_{s_{max}} \cdot f_y}{1,7 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

**Ecuación 12.** Resistencia máxima de diseño.

Para ello necesitamos el área máxima de acero longitudinal, la cual se obtiene con la siguiente expresión.

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0,5 \cdot 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6300}{6300 + f_y} \right) \cdot b \cdot d$$

**Ecuación 13.** Acero longitudinal máximo

Donde:

$f'_c$ : resistencia a la compresión, kg/cm<sup>2</sup>  
 $f_y$ : fluencia del acero, kg/cm<sup>2</sup>

En base a todo lo anterior se calcularán los parámetros de diseño a flexión indicados en la Tabla 30.

**Tabla 30.** Parámetros de diseño a flexión

Parámetros de diseño	
b[cm]	25
h [cm]	30
$f'_c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	210
$f_y$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	4200
d[cm]	24
$\beta_1$	0.85
$A_s$ máx [cm <sup>2</sup> ]	6.50
$M_n$ máx [t.m]	5.72
$\phi_{FLEXIÓN}$	0.9
$\phi M_n$ máx[t.m]	5.15
$M_u$ máx [T.m]	9.64

Como se observa en la tabla 26 no se cumple que:

$$\phi M_n \geq M_u$$

Por lo tanto hay que rediseñar la sección del primer prediseño.

Para que el momento de inercia de la sección aumente en función del peralte, se va a optar por una viga de 25x40

Recalculando los parámetros se obtiene los resultados mostrados en la tabla 27.

**Tabla 31.** Segundo cálculo de los parámetros de diseño

<b>parametros de diseño</b>	
b[cm]	25
h [cm]	40
d[cm]	34
As máx [cm <sup>2</sup> ]	9.21
Mn máx [t.m]	11.48
ΦMn máx[t.m]	10.33
Mu máx [T.m]	9.64

como ya se observa esta vez si se cumple que:

$$\Phi M_n \geq M_u$$

$$10.33 \text{ T.m} > 9.64$$

Y observamos que son valores muy similares, por lo que en principio no se estaría sobredimensionando el elemento, así tenemos que la sección transversal para realizar el diseño de las vigas en los ejes X y Y es de:

**V 25X40**

A manera de comentario se podría aumentar el peralte de la viga con el fin de controlar las deformaciones, sin embargo, ese análisis se lo realizara más a profundidad en la parte del modelado y cálculos estructural en el programa destinado.

## 2.7.3. Predimensionamiento de columnas

### 2.7.3.1. Consideraciones de prediseño

Para el prediseño de las columnas se seguirán los criterios del ACI 318 [15] en su capítulo 22. Se escogerá la columna más crítica a la cual se calculará su área cooperante y se procederá a calcular la carga última ( $P_u$ )

Se escogió la columna central debido a que es la que más área cooperante recibe tal como se muestra en la figura 21

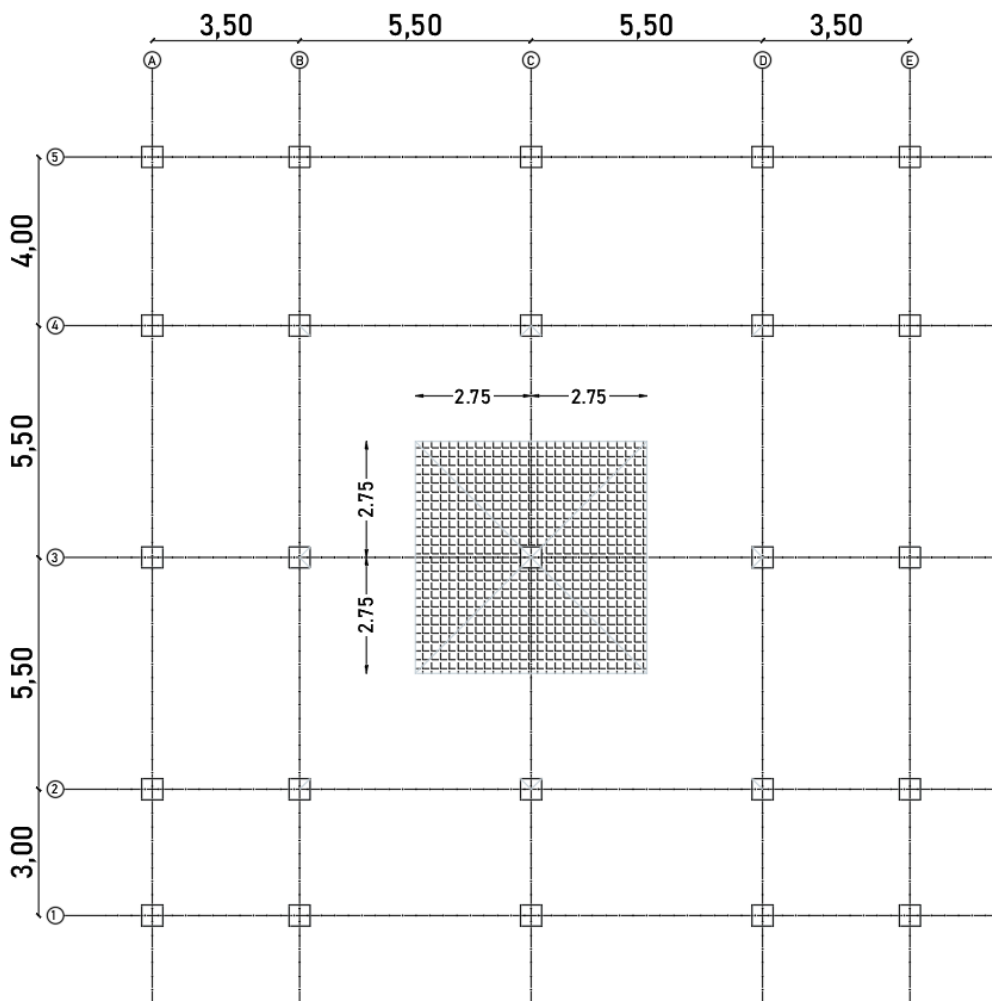


Fig 22. Área cooperante de la columna 3C

El área cooperante para la columna 3-C es de 30.25 m<sup>2</sup>.

### 2.7.3.2. Resistencia última y nominal para fuerza axial

#### Resistencia ultima

La resistencia ultima se obtiene a partir de la Carga ultima, el área cooperante y el número de pisos.

$$P_u = W_u \cdot A_c \cdot \#pisos$$

**Ecuación 14.** Carga axial última

Donde:

$W_u$ : Carga ultima, kg/m<sup>2</sup>  
 $A_c$ : Area cooperante, m<sup>2</sup>

#### Resistencia nominal

Según la sección 22. 4 del ACI 318-19 [15] , cuando se coloca refuerzo transversal tipo estribos se debe cumplir que

$$P_n \leq 0.80 \cdot P_o$$

**Ecuación 15.** Resistencia máxima axial

Po se calcula con la siguiente ecuación

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

**Ecuación 16.** Resistencia nominal axial

Sabiendo que  $A_{st} = \rho_s \cdot A_g$  , la ecuación 16 en términos de la cuantía de acero ( $\rho_s$ ) esta dada por

$$P_o = A_g \cdot [0.85 \cdot f'c \cdot (1 - \rho_s) + f_y \cdot \rho_s]$$

**Ecuación 17.** Resistencia nominal axial en términos de cuantía de acero.

### 2.7.3.3. Sección mínima de columnas

A fin de verificar el requisito básico de diseño estructural por ultima resistencia, como se muestra a continuación

$$\phi P_n \geq P_u$$

donde



$\phi$ : Factor de reducción de resistencia, para miembros a compresión es igual a 0.65

La carga ultima  $W_u$  se calcula aplicando la combinación de carga

$$W_u = 1.2 D + 1.6 L$$

$$W_u = 1.2 \cdot 697 \frac{kg}{m^2} + 1.6 \cdot 200 \frac{kg}{m^2} = 1156.4 \frac{T}{m^2}$$

Teniendo en cuenta que es la carga solo para un piso de la ecuación 14 se tiene que

$$P_u = 1156.4 \frac{kg}{m^2} \cdot 30.25 m^2 \cdot 5 \text{ pisos} = 174905.5 kg$$

La resistencia nominal axial considerando una cuantía de acero del 1% , un  $f'c$  de 210 kg/cm<sup>2</sup> y un  $f_y$  de 4200 kg/cm<sup>2</sup> , aplicando la ecuación 17 es:

$$P_o = A_g \cdot [0.85 \cdot f'c \cdot (1 - \rho_s) + f_y \cdot \rho_s]$$

$$P_o = A_g \cdot [0.85 \cdot 210 kg/cm^2 \cdot (1 - 0.01) + 4200 kg/cm^2 \cdot 0.01]$$

$$P_o = A_g \cdot [0.85 \cdot 210 kg/cm^2 \cdot (1 - 0.01) + 4200 kg/cm^2 \cdot 0.01]$$

$$P_o = 218.71 \cdot A_g$$

**Ecuación 18.**  $P_o$  para un  $f'c$  de 210 kg/cm<sup>2</sup> y 1% de cuantía de acero

A fin de garantizar un comportamiento dúctil de las columnas y que la sollicitación este por debajo del punto de cuantía balanceada en el diagrama de interacción se propone que:

$$\phi P_n = P_u$$

para considerar una resistencia nominal por debajo de la máxima se asume un valor de

$$P_n = \frac{P_o}{3} < 0.80 \cdot P_o$$

$$\phi \frac{P_o}{3} = P_u$$

**Ecuación 19.** Resistencia a carga axial requerida en función de  $P_o$

Con el factor de reducción de 0.65 y de la ecuación 18

$$P_u = 0.65 \cdot \frac{218.71 \cdot A_g}{3}$$

$$P_u = 47.39 \cdot A_g$$

De donde

$$A_g = \frac{P_u}{47.39}$$

**Ecuación 20.** Área bruta de hormigón en función de la resistencia última para un  $f'_c$  de 210 kg/cm<sup>2</sup> y cuantía de acero del 1 %

Se asumirá una columna cuadrada, por lo tanto el ancho mínimo para la columna central escogida es de

$$A_g = \frac{174905.5 \text{ kg}}{47.39} = 3690,77 \text{ cm}^2$$

$$b_{min} = h_{min} = \sqrt{3690,77 \text{ cm}^2} = 60.75 \text{ cm}$$

Por lo tanto se escoge una columna de **65x65**

Se advierte que estas dimensiones de vigas, columnas y losas pueden variar en función del modelo numérico y el diseño que se realice más adelante.

## 2.8. Diseño basado en fuerza (DBF) según NEC 15

### 2.8.1. Parámetros para definir el cortante basal

El cortante basal total  $V$ , aplicado a una estructura se determinará mediante la siguiente expresión.

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

**Ecuación 21.** Cortante basal de diseño  $V$

Donde:

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración;  
 $\phi_P$  y  $\phi_E$ : Coeficientes de configuración en planta y elevación  
 I :Coeficiente de importancia;  
 R Factor de reducción de resistencia sísmica;  
 V :Cortante basal total de diseño  
 W :Carga sísmica reactiva.  
 Ta:Período de vibración.

### 2.8.1.1. Coeficiente de importancia de la estructura

Para calcular este coeficiente, se deberá determinar la categoría de nuestra estructura y el uso para la cual va a estar destinada. En la siguiente tabla se muestra el coeficiente de importancia en función de los parámetros antes mencionados.

**Tabla 32.** Coeficiente de importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
<b>Edificaciones esenciales</b>	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
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	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
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Nota: se muestra los tres tipos de categoría con su respectivo coeficiente.[3]

### 2.8.1.2. Periodo fundamental de vibración de la estructura $T_a$

Para el cálculo del periodo de vibración aproximado  $T$  se usan dos métodos, para el presente estudio al tratarse de una edificación de uso normal se usará solo el método 1 descrito en la sección 6.3.3 de [3].

#### Método 1

Mediante la siguiente ecuación

$$T_a = C_t h_n^\alpha$$

**Ecuación 22.** Periodo fundamental de vibración ( método 1)

Donde :

$C_t$ :Coeficiente que depende del tipo de edificación.

$h_n$ :máxima altura de la edificación con n pisos, medida desde la base, m

$T$ :Periodo de vibración, s

A continuación se presenta la tabla donde se encuentran los coeficientes para el cálculo del periodo de vibración por el método 1.

**Tabla 33.** Coeficientes  $C_t$  y  $\alpha$

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

Nota: se muestran los factores del periodo de vibración en función del tipo de estructura.[3]

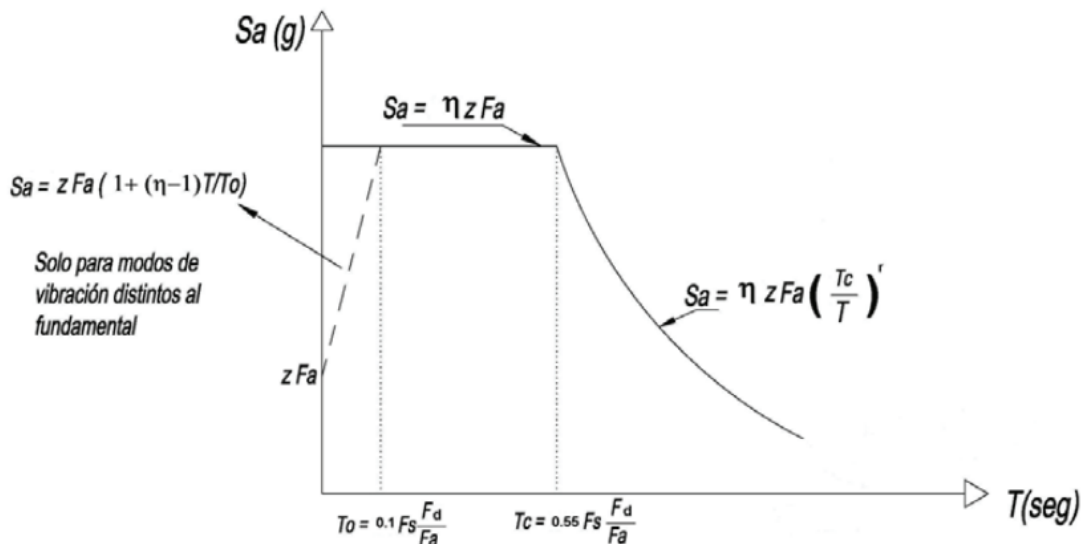
Considerando la edificación de estudio, la cual consiste en un edificio de 16.4 m de altura. Según la tabla 33 y dado que nuestra edificación es un pórtico de hormigón armado, sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores se escoge un  $C_t = 0.055$  y un  $\alpha = 0.9$ , con lo cual aplicando la ecuación 15 se tiene que:

$$T_a = C_t h_n^\alpha$$

$$T_a = 0.055 \cdot 16.4^{0.9} = 0.682 \text{ [s]}$$

### 2.8.1.3. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

Este espectro se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad y es consistente con la figura 23



**Fig 23.** Espectro de respuesta elástica de aceleraciones  $S_a$ . [3]

Donde:

- $\eta$  : Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el período de retorno seleccionado  
 $\eta = 1.80$  : Provincias de la Costa ( excepto Esmeraldas),  
 $\eta = 2.48$  : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos  
 $\eta = 2.60$  : Provincias del Oriente,  
**T**: Período fundamental de vibración de la estructura.  
**T<sub>o</sub>**: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.  
**T<sub>c</sub>**: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño  
**S<sub>a</sub>**: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (Este espectro se calcula con las ecuaciones 1.3 y 1.4 respectivamente)  
**r** :Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto  
 $r = 1$  para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E  
 $r = 1.5$  para tipo de suelo E.  
**Z**: aceleración máxima en roca, expresada con una fracción de la gravedad  $g$ .

En base al lugar de emplazamiento de la estructura , los perfiles de suelo y el factor de zona sísmica, en la tabla 34 se muestran los parámetros adoptados para el cálculo del espectro de aceleraciones.

**Tabla 34.** Parámetros del espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

Parámetro	Valor	Justificación	Referencia	
Coeficientes de amplificación de perfil del suelo	$F_a$	1.25	Zona sísmica III y tipo de suelo E	Tabla 3
	$F_d$	1.7	Zona sísmica III y tipo de suelo E	Tabla 4
	$F_s$	1.7	Zona sísmica III y tipo de suelo E	Tabla 5
Factor usado en el espectro de diseño elástico	$r$	1.5	Suelo tipo E	Figura 21
Relación de amplificación espectral	$\eta$	2.75	Provincia del Oriente	Figura 21
Factor Z	Z	0.3	Zona sísmica III	Tabla 1

### 2.8.1.3.1. Periodos limites $T_c$ y $T_o$ y periodo máximo de vibración espectro $S_a(T_a)$

Estos periodos se calculan con las siguientes ecuaciones, conforme a la sección 3.3.1 de [3]:

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

**Ecuación 23.** Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico.

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

**Ecuación 24.** Período límite de vibración de Sa(T)

$$T_{max} = 1.3 \cdot T_a$$

**Ecuación 25.** Periodo máximo de vibración

La ecuación 25 propuesta por la NEC-SE-DS en el apartado 6.3.2.b. menciona que el periodo modal obtenido mediante la modelación (método 2) no deberá superar en un 30% al periodo calculado con la ecuación 22, es decir, con el método 1 propuesto en la misma norma.

Teniendo en cuenta los valores de la tabla 34 y las ecuaciones 23, 24 y 25 se tiene que :

$$T_c = 0.55 \cdot 1.7 \cdot \frac{1.7}{1.25} = 1.27 [s]$$

$$T_0 = 0.10 \cdot 1.7 \cdot \frac{1.7}{1.25} = 0.231 [s]$$

$$T_L = 2.4 \cdot 1.7 = 4.08 [s]$$

Las ecuaciones para el cálculo del espectro elástico de aceleración en función de su periodo de vibración son las siguientes:

$$S_a = \eta Z F_a \quad 0 \leq T \leq T_c$$

**Ecuación 26.** Espectro de respuesta elástico de aceleraciones Sa en función del periodo de vibración.

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

**Ecuación 27.** Espectro de respuesta elástico de aceleraciones Sa en función del periodo de vibración.

Dado que  $0 \leq T \leq T_c$  , por los cálculos anteriores, para el cálculo el espectro de respuesta elástico de aceleraciones se utilizará la ecuación 26 , además teniendo en cuenta los parámetros de la tabla 30 ,se tiene que:

$$S_a(T_a) = 2.75 \cdot 0.30 \cdot 1.25 = \mathbf{1.031 \text{ g}}$$

Para el análisis dinámico, el valor de  $S_a$  debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de período de vibración menores a  $T_0$ :

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

**Ecuación 28.** Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

Para determinar el espectro elástico para diferentes períodos de retorno, siempre que el valor de PGA obtenido se encuentre en el rango entre 0.15 g y 0.50 g, se podrá estimar dicho espectro mediante el procedimiento descrito a principio de esta sección.

**2.8.1.4. Factor de reducción de resistencia sísmica (R)**

Este factor es usado para reducir las fuerzas sísmicas cuando se puede prever el mecanismo de falla. Para el diseño basado en fuerzas (DBF) este factor de reducción se lo considerará constante el cual dependerá única y exclusivamente de la tipología estructural. En las siguientes tablas se muestra el factor R en función de 2 grupos estructurales: sistemas estructurales dúctiles y de ductilidad limitada.

**Tabla 35.** Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

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

Nota: Se presenta el coeficiente R para cada subclasificación de los sistemas estructurales dúctiles. [3]

**Tabla 36.** Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.

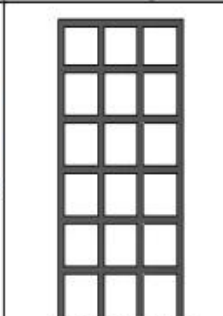
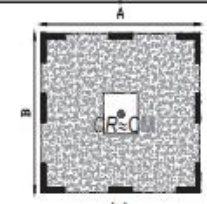
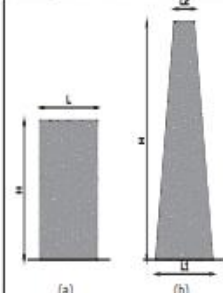
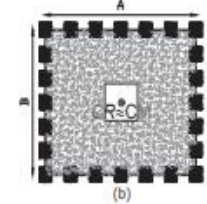
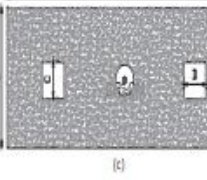
Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Nota: Se presenta el coeficiente R para cada subclasificación [3].

### 2.8.1.5. Factor de irregularidad en planta y en elevación

Dentro de lo posible en los diseños arquitectónicos se procura tener una regularidad tanto en planta como en elevación, cuando eso ocurre ambos factores tanto en planta ( $\phi_P$ ) como en elevación ( $\phi_E$ ) tiene el valor de 1, tal como se muestra en la tabla 32.

**Tabla 37.** Configuraciones estructurales recomendadas

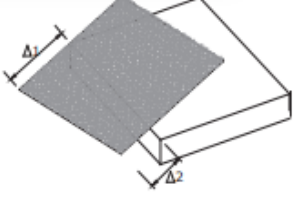
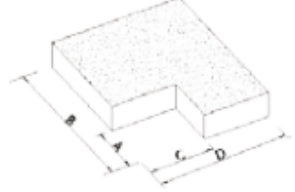
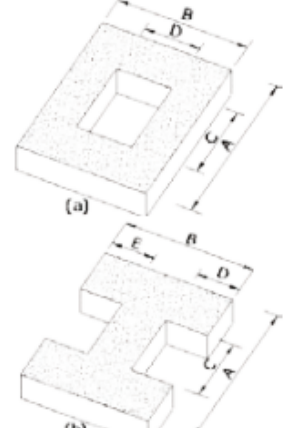

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_E=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_P=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_E=1$			
			

Nota: Las configuraciones regulares en planta y elevación [3].



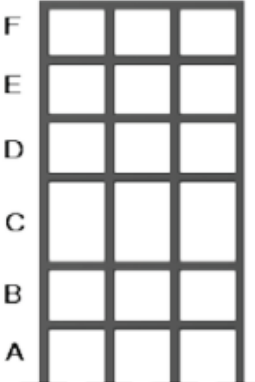
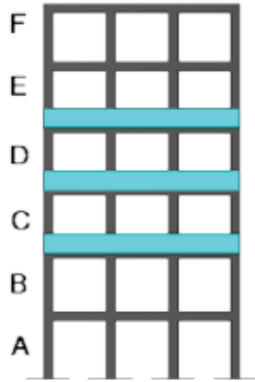
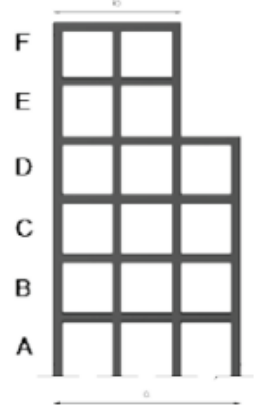
Cuando no se cumple lo descrito en la tabla 37, se procede a utilizar criterios de irregularidad los cuales se describen en las tablas 38 y 39 para planta y elevación respectivamente, las cuales nos permitirán asignar un factor para cada parámetro, el cual más adelante nos servirá para calcular el factor final aplicando ecuaciones en cada caso.

**Tabla 38.** Coeficientes de irregularidad en planta

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{pi}=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math>                      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><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_{pi}=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math>                      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><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_{pi}=0.9</math>                      a) <math>CxD &gt; 0.5AxB</math>                      b) <math>[CxD + CxE] &gt; 0.5AxB</math>                      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><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_{pi}=0.9</math>                      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>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Nota: Se muestran los 4 tipos de irregularidades en planta. [3]

**Tabla 39.** Coeficientes de irregularidad en elevación

<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  <math>Rigidez &lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></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><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></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><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></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>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Nota: se muestran los 3 tipos de irregularidades en elevación.[3]

Como se mencionó antes los coeficientes de regularidad en planta y en elevación se calcularán aplicando las siguientes ecuaciones. Si se realizar un análisis cualitativo y se llega a determinar la regularidad no haría falta ocupar las ecuaciones descritas.

$$\phi_P = \phi_{PA} \cdot \phi_{PB}$$

**Ecuación 29.** Coeficiente de regularidad en planta

Donde :

- $\phi_P$  : Coeficiente de regularidad en planta
- $\phi_{PA}$  : Mínimo valor  $\phi_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3
- $\phi_{PB}$  : Mínimo valor  $\phi_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4
- $\phi_{Pi}$  : Coeficiente de configuración en planta.

$$\phi_E = \phi_{EA} \cdot \phi_{EB}$$

**Ecuación 30.** Coeficiente de regularidad en elevación

Dónde:

- $\phi_E$  : Coeficiente de regularidad en elevación
- $\phi_{EA}$  : Mínimo valor  $\phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\phi_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1
- $\phi_{EB}$  : Mínimo valor  $\phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\phi_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3.
- $\phi_{Ei}$  : Coeficiente de configuración en elevación.

### 2.8.1.6. Carga sísmica reactiva

Como se menciona en [3] : “La carga sísmica  $W$  representa la carga reactiva por sismo”, esta es independiente del método de análisis sísmico y para el caso general viene dada por

$$W = D$$

**Ecuación 31.** Carga sísmica reactiva  $W$

Donde:

$D$ : Carga muerta total de la estructura, T/m<sup>2</sup>

En el proyecto la carga muerta total viene dada por el peso de todos los miembros estructurales y a eso se le suma la carga muerta por mampostería y acabados, este valor se lo obtiene de los resultados de la modelación en el software.

### 2.8.2. Calculo manual del cortante basal estático

En los apartados anteriores se han ido mostrando los parámetros para el cálculo del cortante basal estático, en la siguiente tabla se presentaron los valores adoptados de cada uno de ellos, los cuales nos permitirán obtener un valor numérico aplicando la ecuación 21

**Tabla 40.** Parámetros para el cálculo del cortante basal

Parámetro		Valor	Justificación	Referencia
Coficiente de importancia	$I$	1	Otras estructuras	Tabla 28
Factor de reducción de resistencia sísmica	$R$	8	Considera que la estructura tendrá un comportamiento dúctil, para pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas	Tabla 31
Periodo de vibración	$T_a$	0.68	valor obtenido mediante cálculo	Sección 2.6.2.2. /Ecuación 15
coeficiente de configuración en planta	$\phi_p$	1	configuración regular en planta	Sección 2.6.2.6. /Tabla 33 y 34
coeficiente de configuración en elevación	$\phi_E$	1	configuración regular en elevación	Sección 2.6.2.6. /Tabla 33 y 35
Espectro de diseño en aceleración	$S_a(T_a)$	1.031 g	valor obtenido mediante cálculo	Sección 2.6.2.3.1. /Ecuación 18

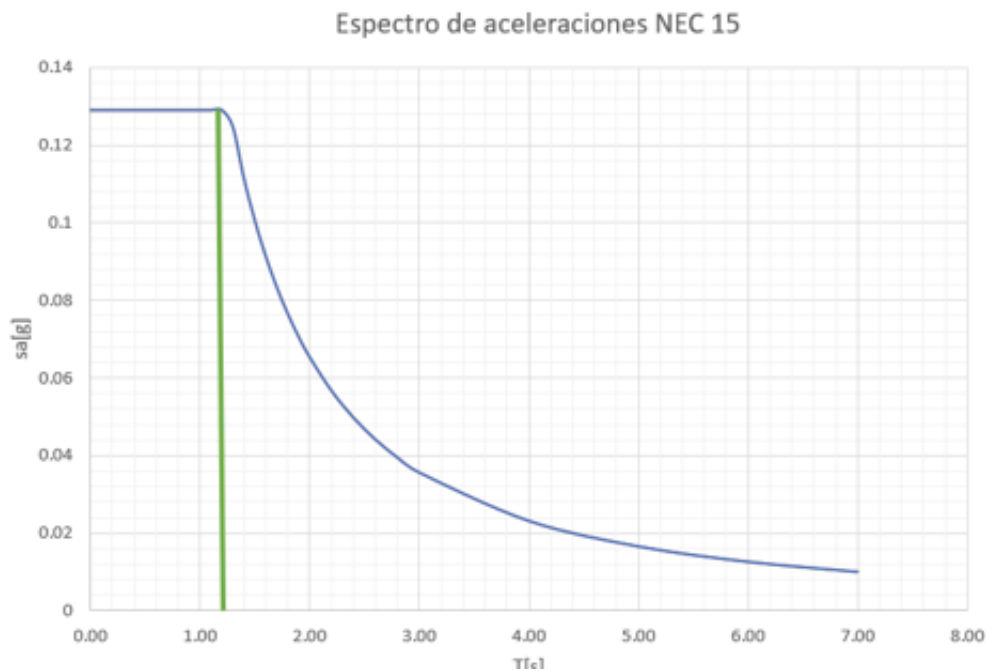
En base a la tabla 40 y a la ecuación 21 se tiene que :

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E}W = \frac{1 \cdot 1.031 \text{ g}}{8 \cdot 1 \cdot 1}W$$

$$V = 0.1288 W$$

### 2.8.3. Espectro de aceleraciones

Se grafica el espectro de diseño para diferentes intervalos de tiempo



**Fig 24.** Espectro de diseño elástico

## 2.9. Análisis sísmico (DBF) NTE E.030

### 2.9.1. Análisis Estático o de fuerzas estáticas equivalentes

#### 2.9.1.1. Parámetros para el cálculo de la fuerza cortante en la base

Corresponde al cortante total en la base de la estructura, el cual se lo obtiene con la siguiente ecuación:

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

**Ecuación 32.** Cortante basal (NTE)

Se tiene que cumplir que  $\frac{C}{R} \geq 0.11$ .

Donde:

- Z: factor de zona.
- U: factor de uso.
- R: Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.
- C: factor de amplificación sísmica.
- S: factor de amplificación del suelo.
- P: peso total de la edificación.

##### 2.9.1.1.1. Factor de Zona

Cada zona tiene asignado un valor de Z, según la Tabla 6 para la zona de estudio la cual es la II en el territorio peruano se corresponde un valor de Z igual a 0.25.

##### 2.9.1.1.2. Factor de uso

Este factor, también llamado de importancia, está en función del uso que se le va a dar a la estructura, por lo que se considera varios aspectos dentro de estos parámetros.

##### 2.9.1.1.3. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R.

Este coeficiente dependerá del sistema estructural sísmico adoptado para la edificación y de la irregularidad en planta y en elevación.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

**Ecuación 33.** Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (NTE)

Donde:

$R_0$ : Coeficiente básico de reducción  
 $I_a$ : irregularidad en altura  
 $I_p$ : irregularidad en planta.

#### 2.9.1.1.4. Periodo fundamental de vibración T

Se calcula mediante la siguiente ecuación

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

#### Ecuación 34. Periodo fundamental de vibración (NTE)

Donde  $C_T$  se puede escoger de entre 3 casos, que se muestran en la Tabla 41 en referencia a la norma E.030.

**Tabla 41.** Valores del coeficiente  $C_T$

CT	Descripción
35	Para edificios donde sus elementos resistentes en la dirección considerada sean: a) Pórticos de hormigón armado sin muros de corte. b) Pórticos de acero sin arriostramiento
45	Para edificios donde sus elementos resistentes en la dirección considerada sean: a) Pórticos de hormigón armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras b) Pórticos de acero con arriostramiento
60	Para edificios de albañilería, duales, de muros estructurales y de muros de ductilidad limitada

Para nuestro caso se escogerá un  $C_T$  de 35 por la configuración de pórticos de hormigón armado sin muros de corte. Más adelante se modificará este factor en base a análisis posteriores, en su momento se justificarán las razones

$$T = \frac{16.4}{35} = 0.468 \text{ s}$$

#### 2.9.1.1.5. Periodos $T_P$ y $T_L$

Estos periodos, conocidos como periodos límites, dependerán únicamente del perfil de suelo, estos valores los podremos hallar en la Tabla 4 de la Norma E.030 [5], cuyo valor se colocará más adelante en las tablas de resumen.

### 2.9.1.1.6. Factor de amplificación sísmica

Este factor se define en función de las siguientes expresiones

$$C = 2.5 \quad T < T_p$$

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad T_p < T < T_L$$

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \quad T > T_L$$

**Ecuación 35.** Factor de amplificación sísmica en función de los periodos de vibración

### 2.9.1.1.7. Factor de amplificación del suelo

Este factor dependerá de la zona sísmica y del perfil del suelo se ubican en la tabla 3 de la Norma E.030 [5].

### 2.9.1.2. Cálculo del cortante basal

En la Tabla 42 se resumen los valores adoptados de los parámetros mencionados en los apartados anteriores con su respectiva justificación y referencia a la norma.

**Tabla 42.** Parámetros adoptados para el cortante basal (NTE)

Parámetro		Valor	Justificación	Referencia Norma E.030
Factor de Zona	Z	0.25	Zona 2	Tabla N°1 pág. 13
Factor de uso	U	1	C- Edificaciones comunes	Tabla N°5 pág. 18
Periodos de vibración	T	0.4686	Altura del edificio en metros y pórtico de hormigón armado sin muros de corte	
	T <sub>p</sub>	1	Perfil de suelo s3	Tabla N°4 pág. 16
	T <sub>L</sub>	1.6	Perfil de suelo s4	Tabla N°4 pág. 16
Factor de amplificación sísmica	C	2.5	T < T <sub>p</sub>	Artículo 14 pag 17
Coeficiente de irregularidad en planta	I <sub>a</sub>	1	Sin irregularidades en planta	Tabla N°9 pág. 23
Coeficiente de irregularidad en elevación	I <sub>p</sub>	1	Sin irregularidades en elevación	Tabla N°8 pag.22-23
Coeficiente básico de reducción	R <sub>o</sub>	8	Pórticos de concreto armado	Tabla N°7 pág. 21
Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas	R	8	R=R <sub>o</sub> * I <sub>p</sub> * I <sub>a</sub>	
Factor de amplificación del suelo	S	1.4	Zona 2 y suelo S3	Tabla N°3 pág. 16

aplicando la ecuación 32 y los valores de la tabla 42 se tiene que

$$V = \frac{0.25 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1.4}{8} \cdot P$$

$$V = 0.1093 \cdot P$$

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{8} = 0.31 > 0.11 \rightarrow OK$$

### 2.9.1.3. Fuerza sísmica

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

**Ecuación 36.** Fuerzas sísmicas horizontales (NTE)



## **2.10. Modelamiento estructural en software computacional**

Varios programas facilitan la representación de modelos numéricos computacionales y ayudan a realizar análisis estructurales y diseño de edificios. En este proyecto en particular, se utilizará el software ETABS 20, ya que es una herramienta de modelado útil para edificios y, en general, es muy popular para analizar estructuras de hormigón armado. La ventaja destacable de este programa es la aplicabilidad de la normativa ACI 318-19 dentro de sus opciones de diseño así como de la normativa local, que en nuestro caso de estudio sería NEC 15 y en el modelo de Perú, la norma NTE E.030.

El objetivo de la modelación es representar de la forma más real posible todas las características de la estructura partiendo de un modelo arquitectónico de tal forma que al final se cumplan con los requisitos mínimos que plantea cada normativa, tales como derivas máximas, deformaciones, periodos límites, entre otros. Para lograr el cumplimiento de dichos requisitos muy probablemente se deberá seguir un proceso iterativo con la finalidad de que nuestra edificación cuente con las mínimas secciones posibles, pero que no conlleve problemas estructurales y que cumplan con todos los requisitos, esto se lo sugiere realizar para abaratar costos.

### **2.10.1. Modelamiento estructural aplicando NEC 15**

#### **2.10.1.1. Supuestos de modelación y definiciones**

En este apartado se presentarán los materiales definidos así como se definirán las secciones utilizadas para el modelo, considerando que aún no se trata de un diseño definitivo, pues más adelante se diseñara cada elemento utilizando plantillas de Excel con los diversos criterios sobre el diseño de elementos estructurales.

#### **2.10.1.2. Definición de materiales estructurales**

Al tratarse de un edificio de hormigón armado y tal como se presentó en la fase de predimensionamiento se utilizará uno con una resistencia a la compresión ( $f'c$ ) de 210 kg/cm<sup>2</sup> y el módulo de elasticidad se lo calculará utilizando la ecuación 1, para el caso de Ecuador, además se considerará un hormigón de peso normal. Con todo esto se tiene a continuación una tabla con los valores a ingresar en el programa y la definición del material.

**Tabla 43.** Propiedades lineales del hormigón

Propiedad	Símbolo	valor	unidad
Peso por unidad de volumen	$\gamma$	2400	kg/cm <sup>3</sup>
Resistencia a la compresión	$f'_c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
Modulo de Poisson	$\mu$	0.2	
Módulo de elasticidad $12500 \sqrt{f'_c}$	E	181142.21	kg/cm <sup>2</sup>
Modulo de Corte	G	754.76	kg/mm <sup>2</sup>

Se introducen los valores anteriores en el programa para definir el material

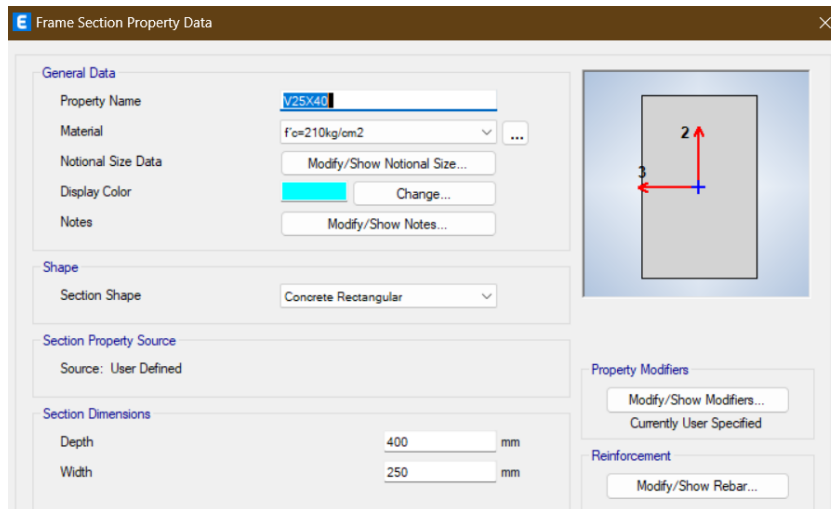
**Fig 25.**Definición de propiedades lineales del hormigón

### 2.10.1.3. Definición de secciones iniciales

#### 2.10.1.3.1. Vigas

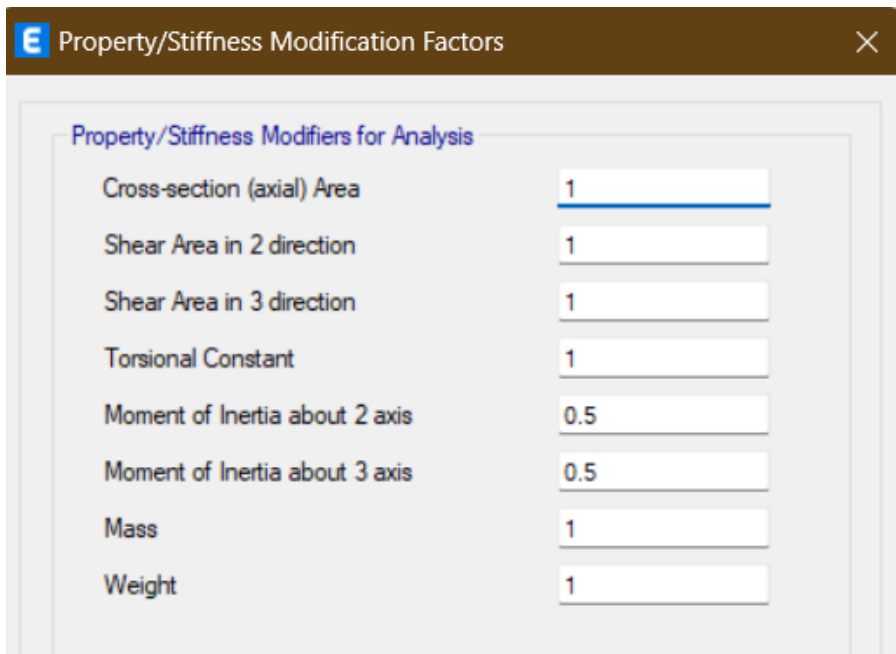
Como secciones iniciales se tomarán las mismas del predimensionamiento, es decir, en ambas direcciones y en todos los pisos vigas de 25x40 cm

para definir será necesario seleccionar el hormigón definido antes



**Fig 26.** Definición vigas de 25x40

Tal como se menciona en el apartado de propiedades de los materiales , será necesario agrietar las secciones tal como nos indica la norma, sobre todo porque lo que nos interesa será extraer los momentos de la envolvente para el posterior diseño. El agrietamiento se muestra en la figura 27.

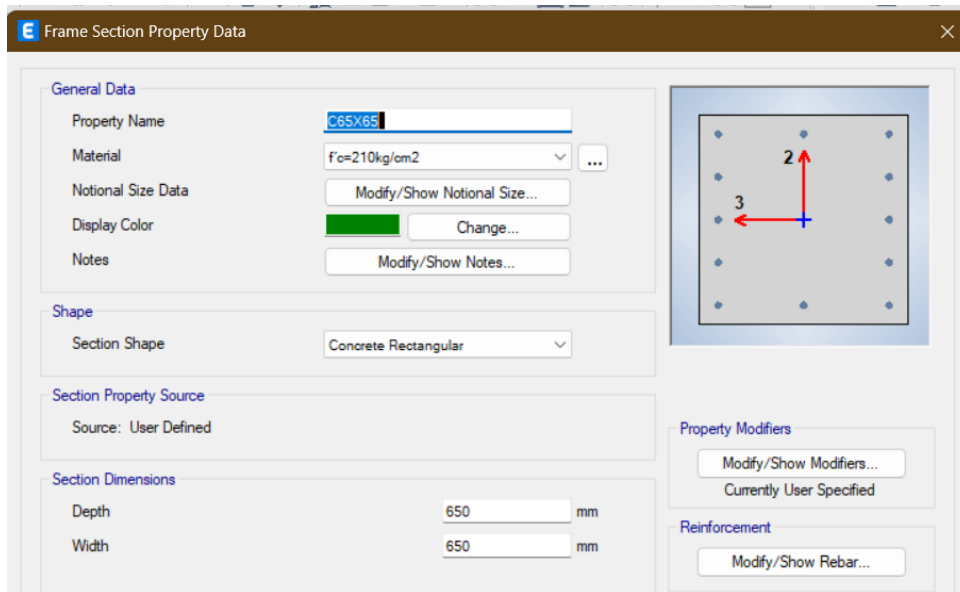


**Fig 27.** Vigas agrietadas al 50%

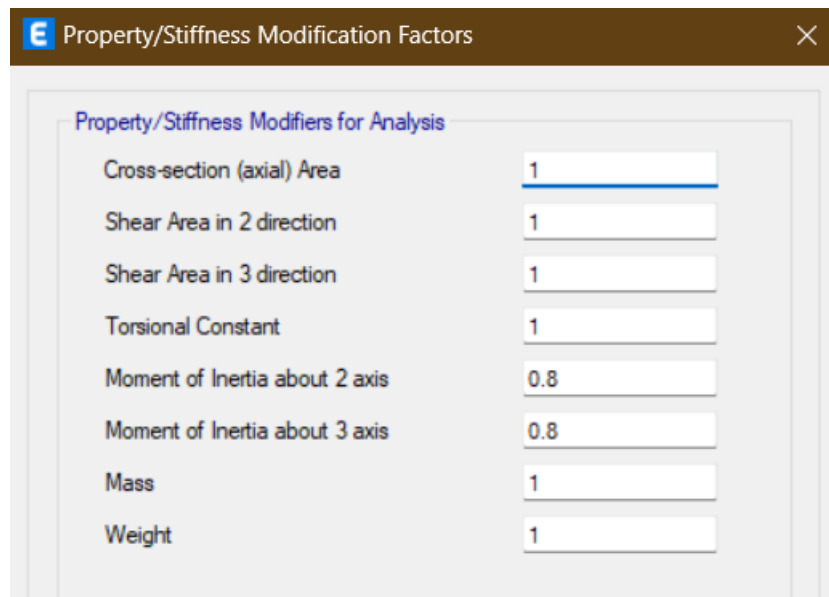
### 2.10.1.3.2. Columnas

De la misma forma se utilizarán las columnas utilizadas en el predimensionamiento , por lo tanto se definirán columnas de 65x65 para todos los pisos.

**Fig 28.**Definición de la columna



De la misma forma que las vigas, la inercia de las columnas deberá agrietarse tal como indica la norma.



**Fig 29.**Agrietamiento de columnas al 80%

### 2.10.1.3.3. Losa

Para la losa se definirá una losa aligerada tipo waffle, con las mismas dimensiones del predimensionamiento, las cuales se muestran en la tabla 25.

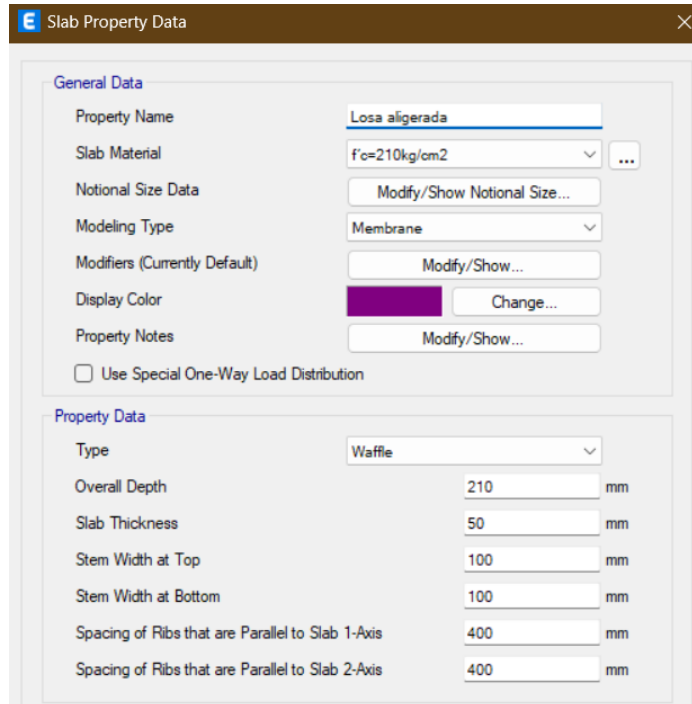
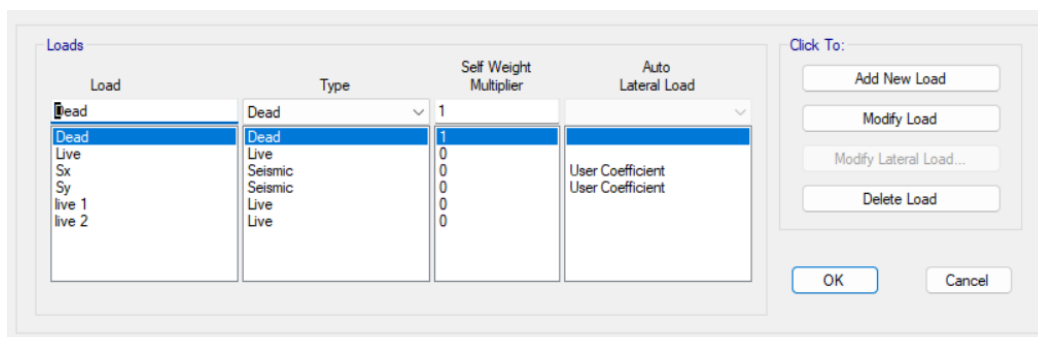


Fig 30. Definición de la losa aligerada tipo waffle

### 2.10.1.4. Asignación de cargas

#### 2.10.1.4.1. Patrones de carga y casos de carga

Se crearán los patrones de carga muerta, viva, sismo estático en la dirección x y en la dirección y , además de dos patrones adicionales de carga viva para simular la variabilidad de ocupación de los espacios dentro de la estructura. Estos patrones de carga nos servirán para posteriormente asignar las cargas a los elementos estructurales.



Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Dead	Dead	1	
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	User Coefficient
Sx	Seismic	0	User Coefficient
Sy	Seismic	0	
live 1	Live	0	
live 2	Live	0	

Fig 31. Patrones de carga

#### 2.10.1.4.2. Asignación de carga viva

Para los pisos 1,2,3 y 4 se asignará una carga viva de  $200 \text{ kg/m}^2$  tal como especifica la norma para edificios destinados a viviendas. Para la terraza al ser esta modelada de manera inaccesible se considerada como cubierta por lo tanto se asignará una carga viva de  $150 \text{ kg/m}^2$ . Se asignará carga tipo Shell , es decir, aplicada en un área en este caso la losa alivianada.

Como se mencionó antes se asignará una carga viva adicional con los patrones de carga *live 1* y *live 2* de  $200 \text{ kg/m}^2$ . Se asignará alternando en los vanos de cada piso.

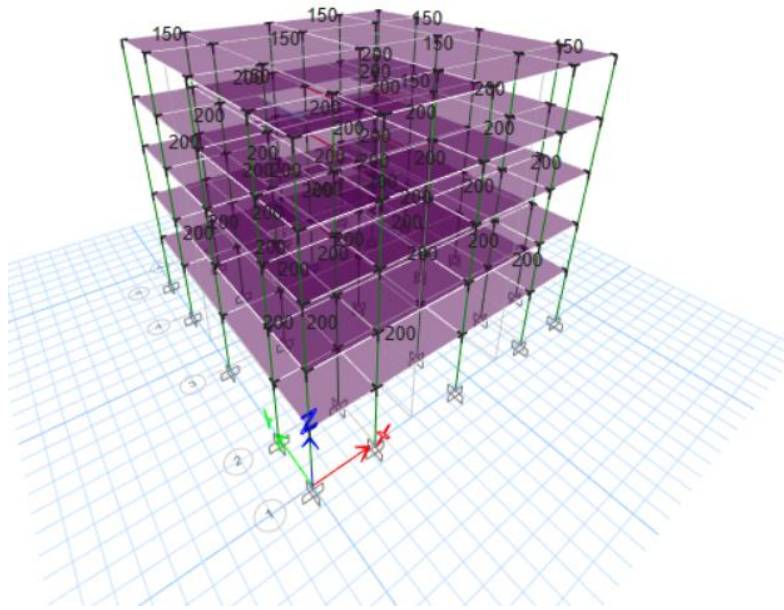


Fig 32. Patrones de carga con live 1 y live 2

#### 2.10.1.4.3. Asignación de carga muerta

La carga muerta se asignará sin considerar el peso de la losa, es decir, solo se considerará peso de la mampostería y acabados, tal como se muestra en la tabla 18 una carga de  $440 \text{ kg/m}^2$  aproximadamente. En el piso 5 no se considerará carga de mampostería por lo que se colocará una carga de  $84 \text{ kg/m}^2$ . Se aplicará una carga uniforme tipo Shell en un área que para nuestro caso será la losa alivianada.

En la figura 33 se muestra la asignación de cargas en un vano del piso 1 y del piso 5 (techo)

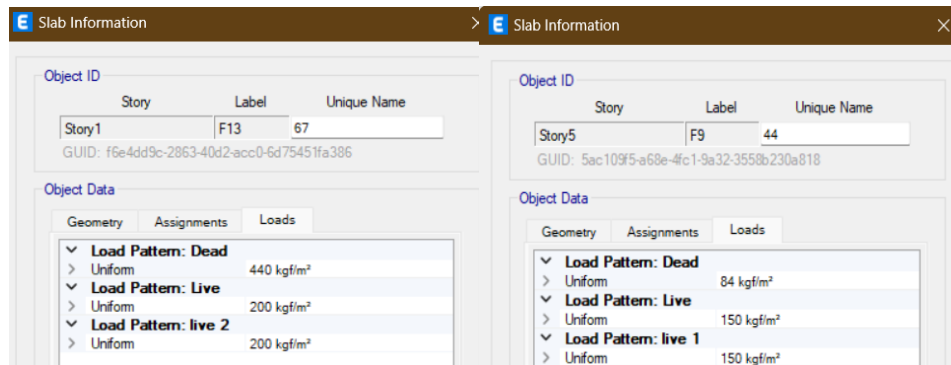


Fig 33. cargas en el piso 1 (izquierda) y pisos 5 (derecha)

### 2.10.1.5. Combinaciones de carga

Teniendo en cuenta los patrones de carga creados anteriormente, para el caso de los análisis dinámicos será necesario crear dos casos de carga, para los sismos dinámicos en Y y en X, por el momento se mostrarán las combinaciones de carga, más adelante en el apartado de análisis dinámico se indicará la configuración de estos casos de carga. En base a la tabla 21 se tienen las siguientes combinaciones.

Tabla 44. Combinaciones de carga según la NEC 15

	Combinaciones
1	C1=1.4*D
2	C2.1=1.2*D+1.6 Live
3	C2.2=1.2*D+1.6 Live 1
4	C2.3=1.2*D+1.6 Live 2
5	C3.1=1.2*D+live +sx
6	C3.2=1.2*D+live-sx
7	C3.3=1.2*D+live1+sx
8	C3.4=1.2*D+live 1-sx
9	C3.5=1.2*D+live2 +sx
10	C3.6=1.2*D+ live2 - sx
11	C3.7=1.2*D+live +sy
12	C3.8=1.2*D+live-sy
13	C3.9=1.2*D+live1+sy
14	C3.10=1.2*D+live 1-sy
15	C3.11=1.2*D+live2 + sy
16	C3.12=1.2*D+ live2 - sy
17	C3.13=1.2*D+live +dina x
18	C3.14=1.2*D+live-dina x
19	C3.15=1.2*D+live1+dina x
20	C3.16=1.2*D+live 1-dina x
21	C3.17=1.2*D+live2 + dina x
22	C3.18=1.2*D+ live2 - dina x
23	C3.19=1.2*D+live +dina y
24	C3.20=1.2*D+live-dina y
25	C3.21=1.2*D+live1+dina y
26	C3.22=1.2*D+live 1-dina y
27	C3.23=1.2*D+live2 + dina y
28	C3.24=1.2*D+ live2 - dina y
29	C4.1=0.9*D +sx
30	C4.2=0.9*D-sx
31	C4.3= 0.9*D+sy
32	C4.4=0.9*D-sy
33	C4.5= 0.9*D+dina x
34	C4.6=0.9*D-dina x
35	C4.7= 0.9*D+dina y
36	C4.8=0.9*D-dina y

Las combinaciones de la tabla 44 se ingresaron en el modelo utilizando una envolvente

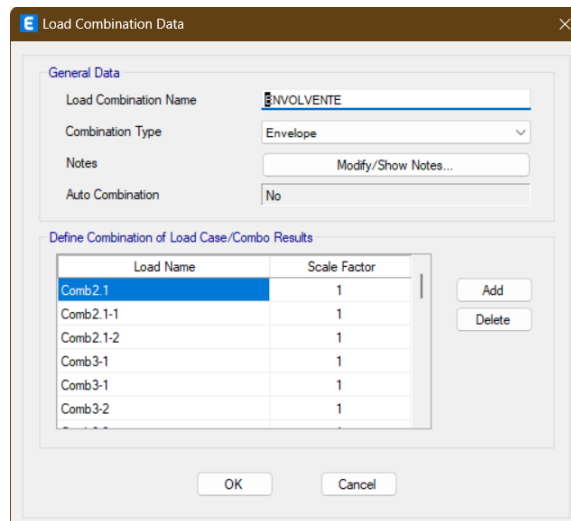


Fig 34. Ingreso de combinaciones de carga al modelo matemático

### 2.10.1.6. Tipos de análisis

Se realizarán dos análisis un estáticos lineal y un dinámico espectral.

#### 2.10.1.6.1. Análisis Dinámico espectral

En este apartado se ingresará la función de espectro de respuesta con todos los parámetros indicados en la tabla 36.

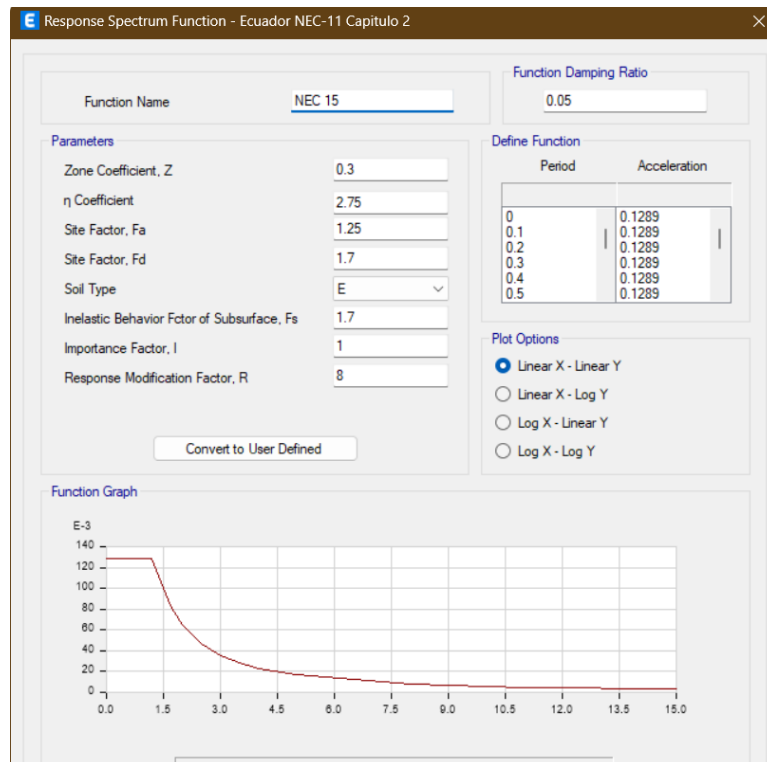
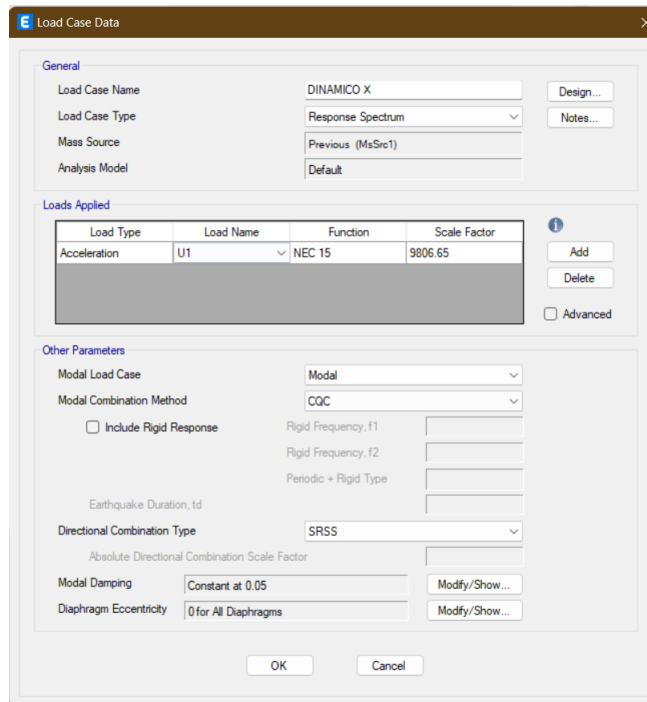


Fig 35. Función de espectro de respuesta según la NEC

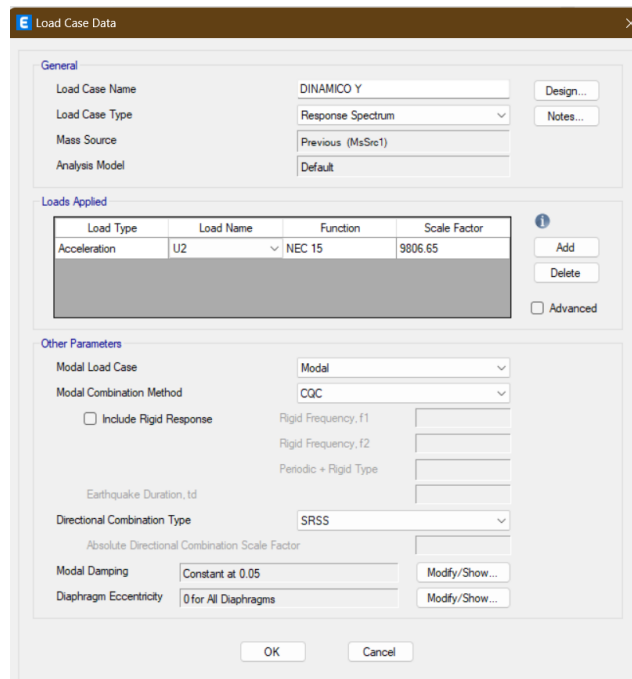


Una vez creada la función ya podremos crear los dos casos de carga mencionados en la sección 2.10.1.5. de este documento. Para cada uno de los casos se le asignara el espectro de respuesta creado.



**Fig 36.** Caso de carga de sismo dinámico en X

De la misma forma para el sismo en la dirección y



**Fig 37.** Caso de carga de sismo dinámico en Y

### 2.10.1.6.2. Análisis estático lineal

Con el valor de la aceleración espectral calculado por la función creada del espectro de respuesta, nos dirigimos a los patrones de carga de los sismos estáticos e ingresamos dicho valor en el Factor C en ambos patrones de sismos estáticos.

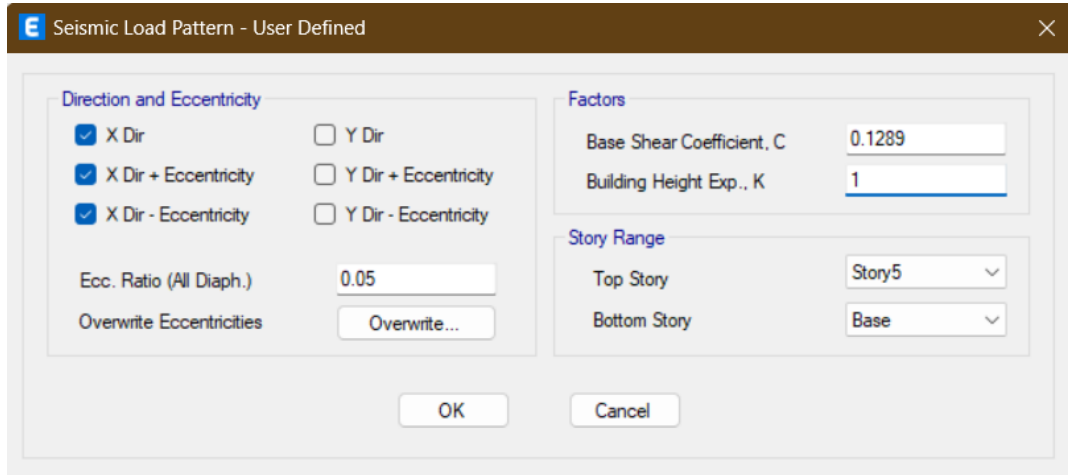


Fig 38. Ingreso del factor C en el patrón de carga del sismo estático en X

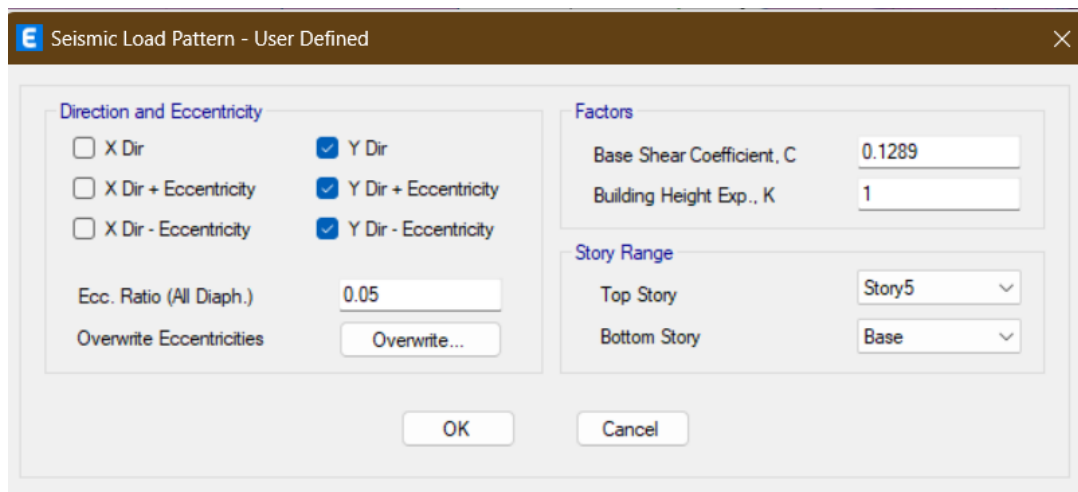


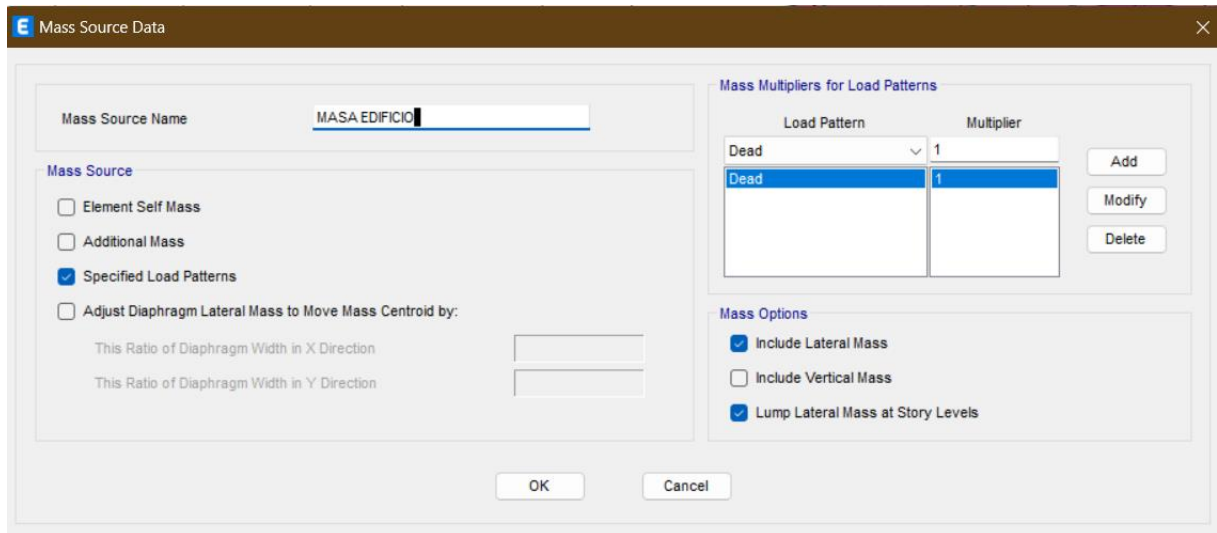
Fig 39. Ingreso del factor C en el patrón de carga del sismo estático en Y

### 2.10.1.7. Consideraciones generales

#### 2.10.1.7.1. Peso de la estructura.

Considerado lo dicho en la NEC-SD-DS en su apartado 9.3.1. Para la obtención del peso de la estructura se considerarán el 100 % de las cargas muertas, eso se lo configura con la opción de *Mass source*, de la siguiente forma.

En la figura se observa la configuración para que el peso de la estructura se calcule en base a los patrones de carga especificados y para el cual se colocara el 100 % de las cargas muertas.



**Fig 40.** Configuración del cálculo del peso de la estructura.

### 2.10.1.7.2. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico

Para estructurales regulares, como la de estudio, según la NEC-SE-DS se de cumplir que

$$V_{dinamico} \geq 0.80 V_{estatico}$$

Pero para nuestra modelación ajustaremos al 100 % , es decir, el cortante dinámico será igual al estático.

**Fig 41.** Ajuste de sismos estáticos y dinámicos

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story1	Sx	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-221.7559	0
Story1	Sx	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-221.7559	0
Story1	Sx	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-221.7559	0
Story1	Sy	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-221.7559
Story1	Sy	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	0	-221.7559
Story1	Sy	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	0	-221.7559
Story1	DINAMICO X	LinRespSpec	Max		Bottom	0	221.8372	0.053
Story1	DINAMICO Y	LinRespSpec	Max		Bottom	0	0.0531	221.8598

### 2.10.1.7.3. Uniones vigas-columnas

Para garantizar la transferencia de momentos de las vigas a las columnas es necesario hacer un mejoramiento en la rigidez de la unión, para lo cual seleccionaremos todos los elementos *Frame*.

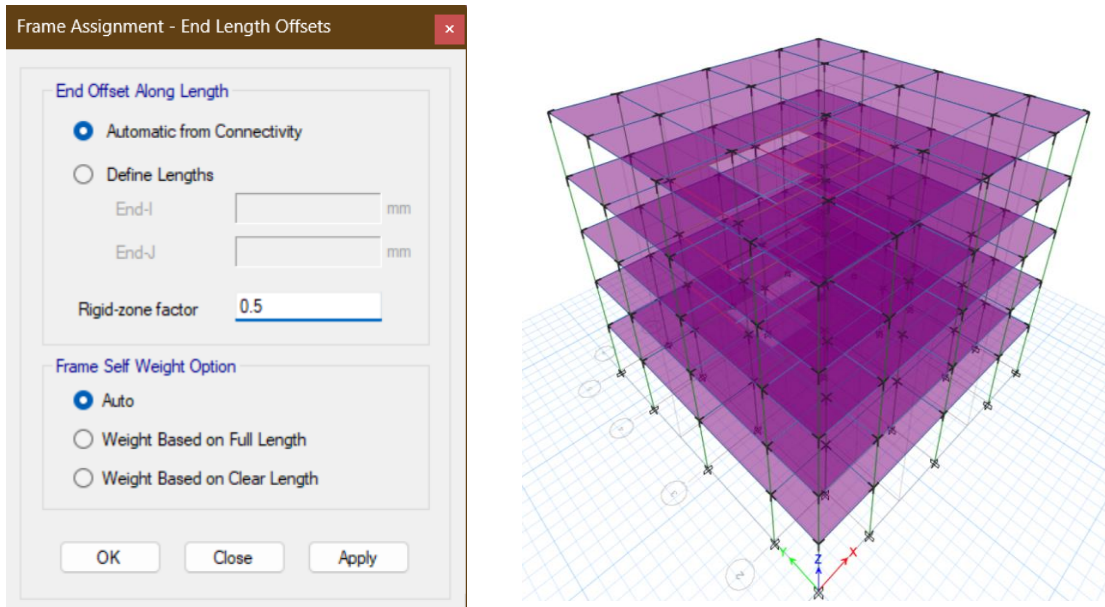


Fig 42. Asignación de un factor de zona rígida 0.5 de y vista 3D

### 2.10.1.7.4. coeficiente k relacionado con el periodo

El coeficiente k se solo corregirá tomando en cuenta la tabla 45, en función del periodo de vibración obtenido, para nuestro caso el  $T = 0.68$  s corresponde a la segunda ecuación, por lo tanto

Tabla 45. coeficiente K en función del periodo T

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

$$K = 0.75 + 0.50 \cdot 0.68 = 1.09$$

En el patrón de carga sísmica se cambiará el factor k

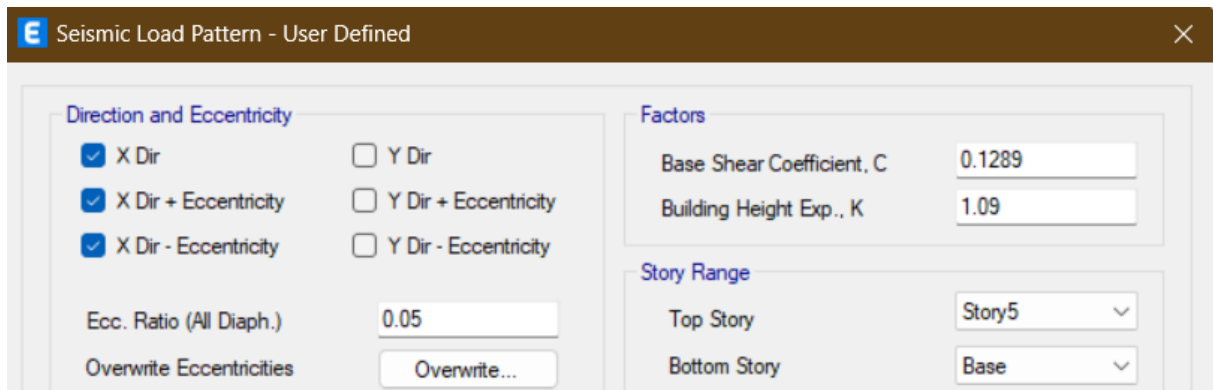


Fig 43. Corrección factor k , sismo en x

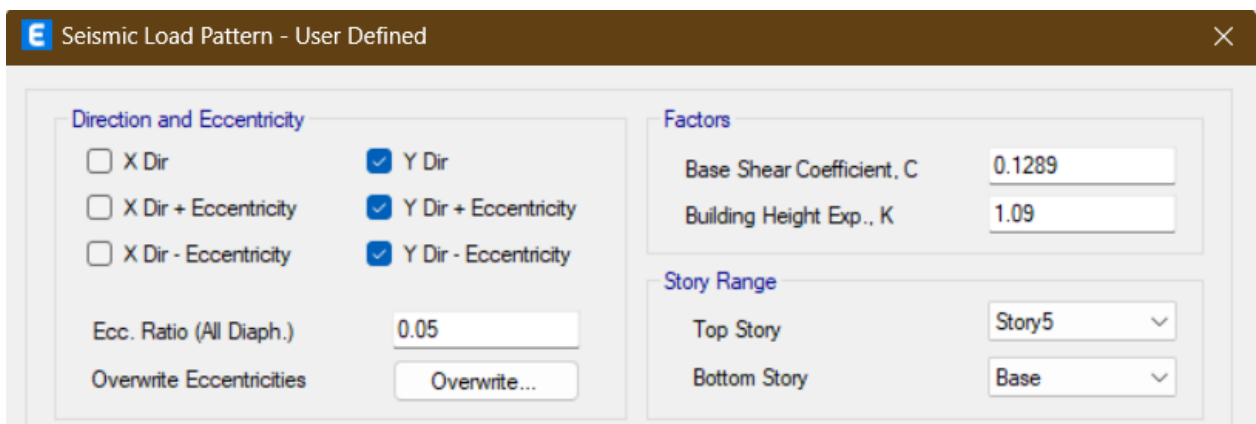
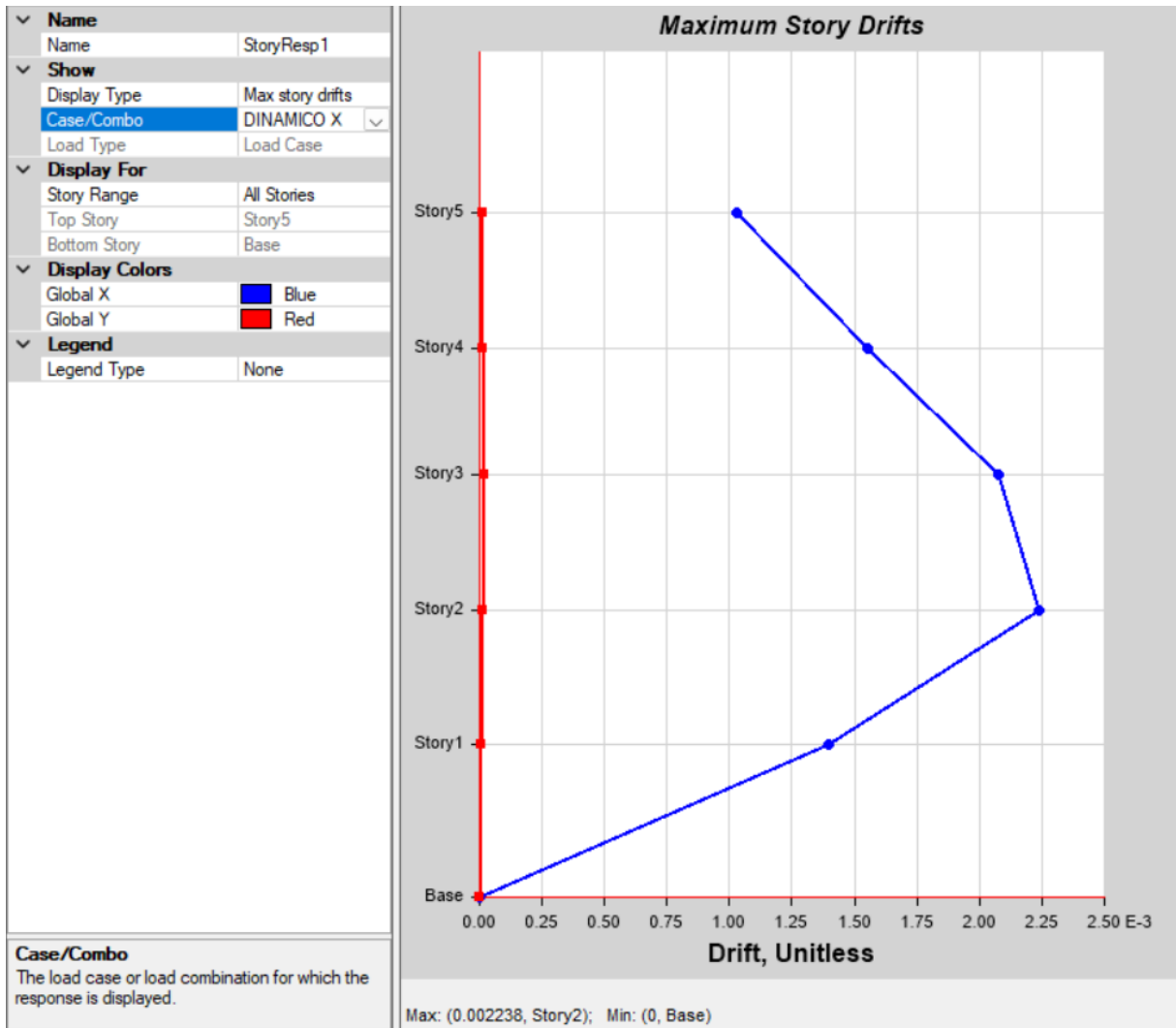


Fig 44. Corrección factor k , sismo en Y

## 2.10.1.8. Revisiones globales de la estructura

### 2.10.1.8.1. Derivas

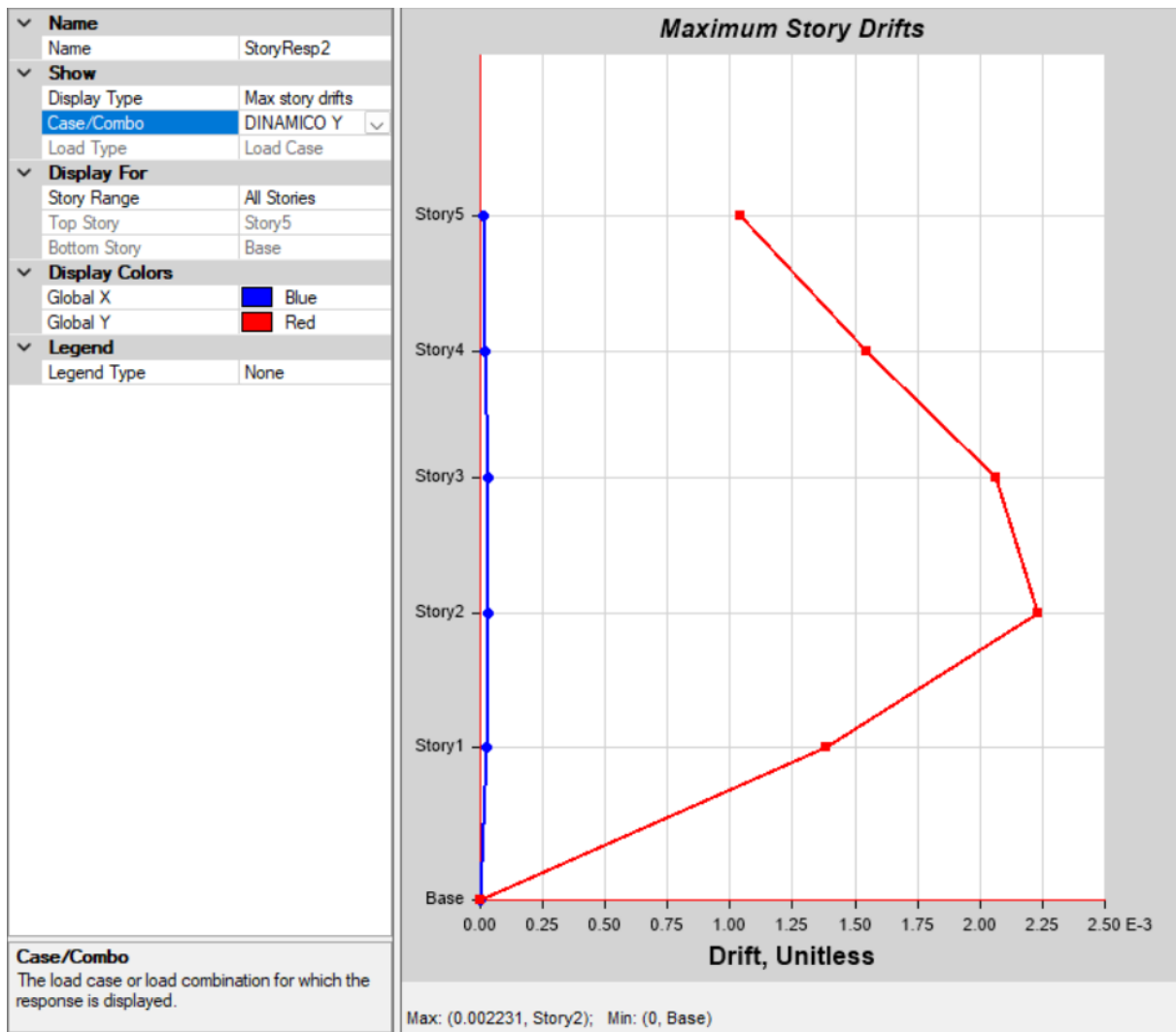
Para la revisión se considerará los sismos dinámicos, pues ya se realizó el ajuste con los estáticos, se mostrarán los esquemas que en un inicio nos arroje el modelo, de ser necesario optimizar secciones para cumplir con los parámetros, en la sección de resultados se colocaran las derivas definitivas obtenidas, se advierte además que estas podrían aumentar en base a otros factores pero siempre se buscara cumplir con las derivas máximas.



**Fig 45.** Deriva de piso por el sismo dinámico en X

Por el sismo dinámico en X se tiene una deriva elástica máxima de  $\Delta_E = 0.002238$  alcanzada en el piso 2, se sabe que el factor de reducción de resistencia sísmica  $R = 8$ , por lo tanto la deriva inelástica es igual a  $\Delta_M = 0.75 \cdot 8 \cdot 0.002238 = 0.0134 = 1.34\%$  como es menor al 2% estipulado en la NEC, cumple con el criterio de deriva admisible.

De la misma forma se analizar la otra dirección de aplicación del sismo.



Por el sismo dinámico en Y se tiene una deriva elástica máxima de  $\Delta_E = 0.002231$  alcanzada de igual forma que en X, en el piso 2, con un  $R = 8$ , por lo tanto la deriva inelástica es igual a  $\Delta_M = 0.75 \cdot 8 \cdot 0.002231 = 0.0133 = 1.33\%$  como es menor al 2% estipulado en la NEC, cumple con el criterio de deriva admisible.

### 2.10.1.8.2. Modos de vibración

Se analizarán los 3 modos de vibración, lo que se espera es que en los dos primeros solo exista un desplazamiento en ambas direcciones y en el e tercer modo de vibración la estructura ya tenga una rotación. Adicional se obtendrán los periodos de vibración que está calculando el programa.

A continuación se muestra la tabla con los 3 modos de vibración, calculados en base a las relaciones de masa de participación modal

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
▶	Modal	1	0.717	0.8221	5.2E-06	5.031E-06
	Modal	2	0.713	5.471E-06	0.8208	0.0002
	Modal	3	0.624	1.602E-05	0.0001	0.822

**Fig 46.** Relaciones de masa de participación modal para 3 modos de vibración.

### 2.10.1.8.3. Peso y cortante basal

En la siguiente figura se muestra el peso de la estructura y el cortante basal calculado mediante el programa. Nos arrojó un peso total de 1720.37 T.

Name	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sx	0.1289	1.09		
Sx(1/3)	0.1289	1.09	1720.37166	221.7559
Sx(2/3)	0.1289	1.09	1720.37166	221.7559
Sx(3/3)	0.1289	1.09	1720.37166	221.7559
Sy	0.1289	1.09		
Sy(1/3)	0.1289	1.09	1720.37166	221.7559
Sy(2/3)	0.1289	1.09	1720.37166	221.7559
Sy(3/3)	0.1289	1.09	1720.37166	221.7559

**Fig 47.** Peso de la estructura.

Se advierte que este peso no es el definitivo, pues en base al diseño posterior de los miembros estructurales puede cambiar, el peso definitivo se colocara en la seccion de resultados, así como el periodo y análisis modal.



## 2.10.2. Modelamiento estructural aplicando NTE (PERÚ)

Para este modelamiento se siguió un procedimiento similar al del modelo seguido en la norma ecuatoriana, se obviarán algunos pasos que se consideren ya tratados antes y se enfocara más a la diferencia en cuanto a los criterios de ambas normas.

Al redactar este apartado ya habremos realizado el modelado , por lo que ya podremos advertir que para el caso de la estructura con normativa peruana, se modelara un sistema con muros estructurales, pues las derivas con un sistema de marcos simples no cumplieron y fue necesario optar por rigidizar más la estructura a través de la inserción de muros para mejorar su comportamiento estructural.

### 2.10.2.1. Definición de materiales estructurales

Al tratarse de un edificio de hormigón armado y tal como se presentó en la fase de predimensionamiento se utilizará un hormigón con una resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) de  $210 \text{ kg/cm}^2$  y el módulo de elasticidad se lo calculará utilizando la ecuación 2 , para el caso de Perú , además se considerará un hormigón de peso normal.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	f'c=210kg/cm2	
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	[Blue]	
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
	Specify Mass Density	<input type="radio"/>	
	Weight per Unit Volume	2400	kgf/m <sup>3</sup>
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	217370.65	kgf/cm <sup>2</sup>
	Poisson's Ratio, U	0.2	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
	Shear Modulus, G	905.71	kgf/mm <sup>2</sup>

Fig 48. Definición de las propiedades lineales del hormigón

## 2.10.2.2. Definición de secciones iniciales

### 2.10.2.2.1. Vigas

Como secciones iniciales se tomarán las mismas del predimensionamiento, es decir, en ambas direcciones y en todos los pisos vigas de 25x40 cm

Para definir será necesario seleccionar el hormigón ya definido

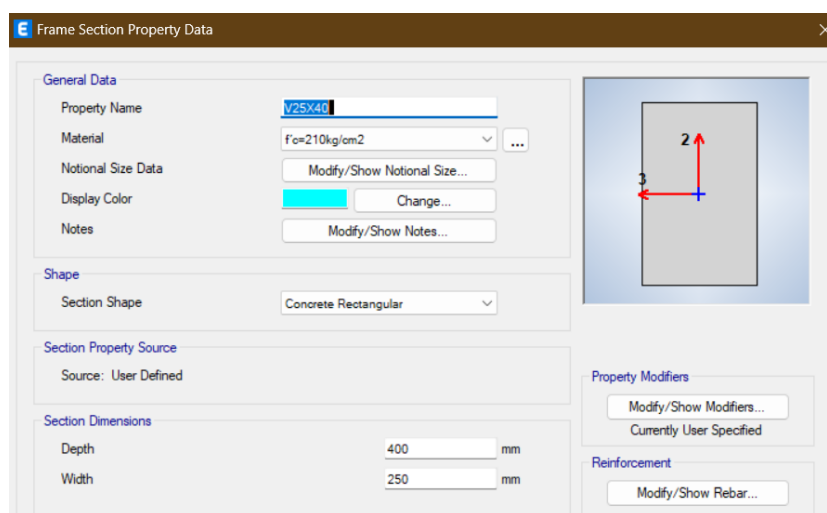


Fig 49. Definición vigas de 25x40

Tal como se menciona en el apartado de propiedades de los materiales, será necesario agrietar las secciones tal como nos indica la norma, sobre todo porque lo que nos interesa será extraer los momentos de la envolvente para el posterior diseño. El agrietamiento se muestra en la figura 26.

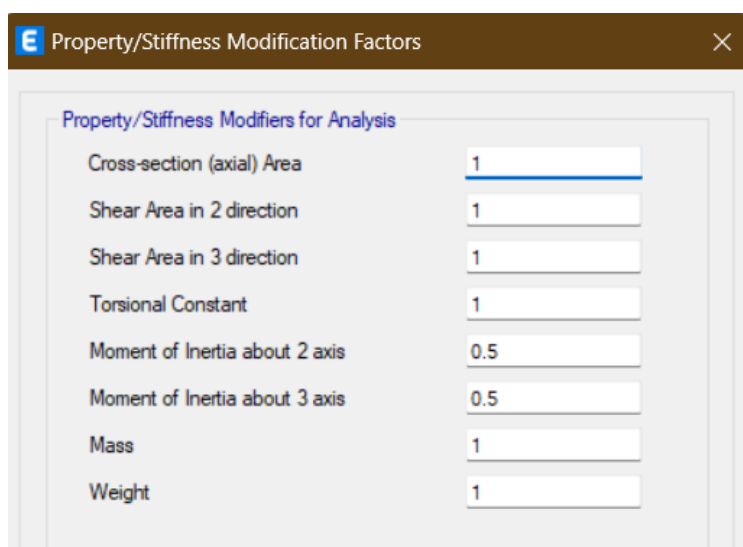
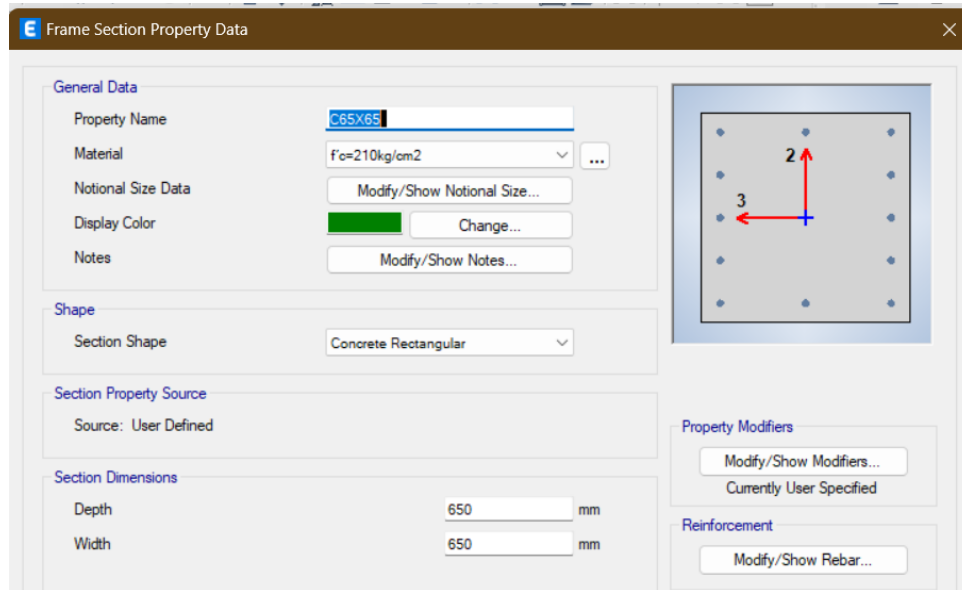


Fig 50. Vigas agrietadas al 50%

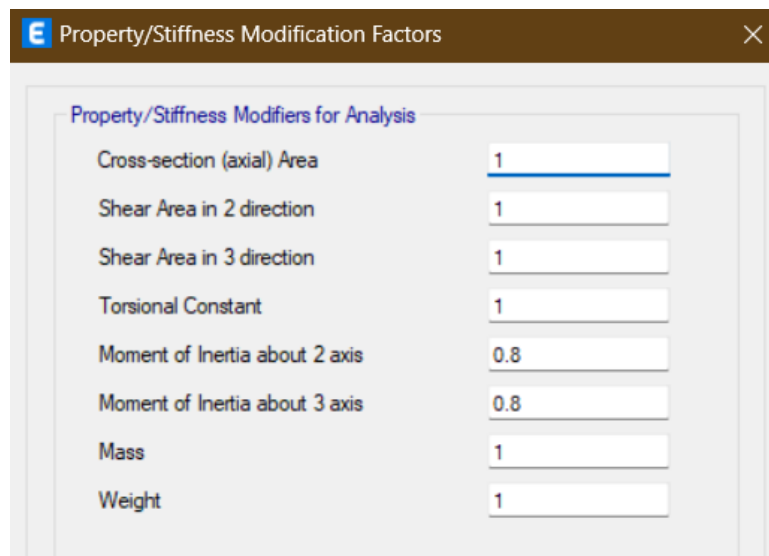
### 2.10.2.2.2. Columnas

De la misma forma se utilizarán las columnas utilizadas en el predimensionamiento , por lo tanto se definirán columnas de 65x65 para todos los pisos.



**Fig 51.**Definición de la columna

De la misma forma que las vigas, la inercia de las columnas deberá agrietarse tal como indica la norma.



**Fig 52.**Agrietamiento de columnas al 80%

### 2.10.2.2.3. Losa

Para la losa se definirá una losa aligerada tipo waffle, con las mismas dimensiones del predimensionamiento, las cuales se muestran en la tabla 21.

General Data	
Property Name	Losa aligerada
Slab Material	f'c=210kg/cm2
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...
<input type="checkbox"/> Use Special One-Way Load Distribution	

Property Data	
Type	Waffle
Overall Depth	210 mm
Slab Thickness	50 mm
Stem Width at Top	100 mm
Stem Width at Bottom	100 mm
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis	400 mm
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis	400 mm

Fig 53. Definición de la losa aligerada tipo waffle

### 2.10.2.2.4. Muro

Se definió un Muro con las siguientes dimensiones

General Data	
Property Name	MURO
Property Type	Specified
Wall Material	f'c=210kg/cm2
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently User Specified)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Thickness	250 mm
<input type="checkbox"/> Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall	

OK Cancel

Fig 54. Sección de muro definida

### 2.10.2.3. Asignación de cargas

#### 2.10.2.3.1. Patrones de carga y casos de carga

Se crearán los patrones de carga muerta, viva, sismo estático en la dirección x y en la dirección y , además de dos patrones adicionales de carga viva para simular la variabilidad de ocupación de los espacios dentro de la estructura. Estos patrones de carga nos servirán para posteriormente asignar las cargas a los elementos estructurales.

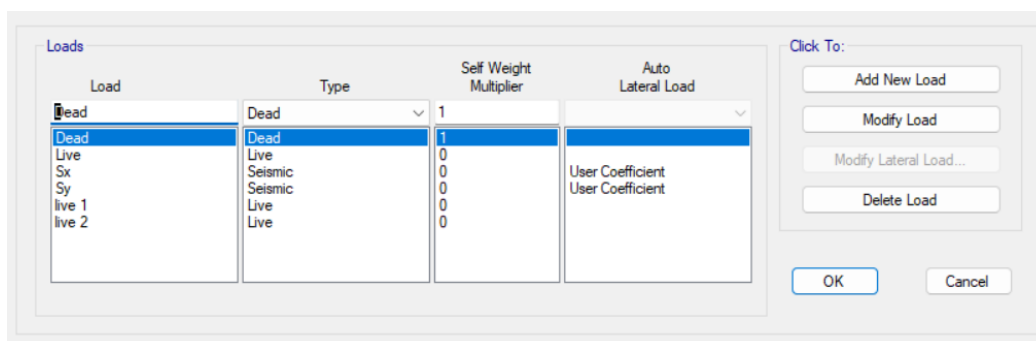


Fig 55. Patrones de carga modelo Perú

#### 2.10.2.3.2. Asignación de carga viva

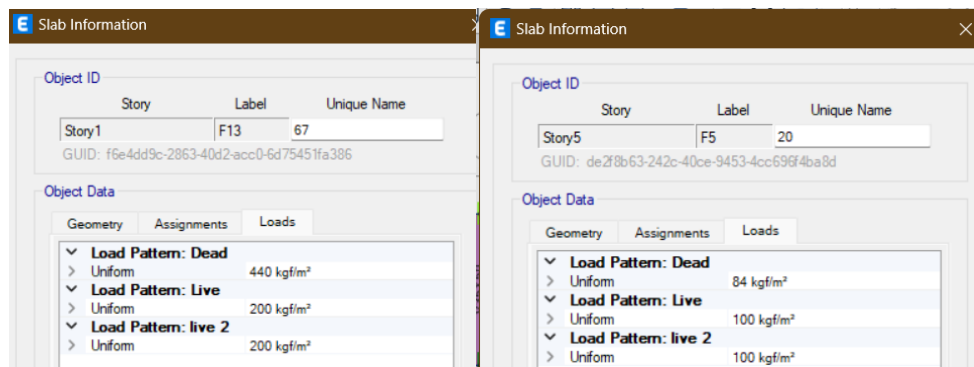
Para los pisos 1,2,3 y 4 se asignará una carga viva de 200 kg/m<sup>2</sup> tal como especifica la norma para edificios destinados a viviendas. Al techo se asumirá una inclinación de hasta 3°, por lo tanto según la norma se destinará una carga vida de 100 kg/m<sup>2</sup> .Se asignará carga tipo Shell, es decir, aplicada en un área en este caso la losa alivianada.

Como se mencionó antes se asignará una carga viva adicional con los patrones de carga live 1 y live 2 de 200 kg/m<sup>2</sup>. Se asignará alternando en los vanos de cada piso

#### 2.10.2.3.3. Asignación de carga muerta

La carga muerta se asignará sin considerar el peso de la losa, es decir, solo se considerará peso de la mampostería y acabados, tal como se muestra en la tabla 18 una carga de 440 kg/m<sup>2</sup> aproximadamente. En el piso 5 no se considerará carga de mampostería por lo que se colocará una carga de 84 kg/m<sup>2</sup>. Se aplicará una carga uniforme tipo Shell en un área que para nuestro caso será la losa alivianada.

En la figura 56 se muestra la asignación de cargas en un vano del piso 1 y del piso 5 (techo)



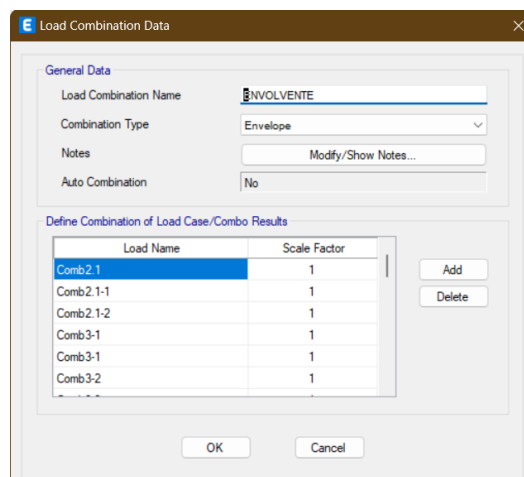
**Fig 56.** cargas en el piso 1 ( izquierda) y pisos 5 (derecha) edificio Perú

### 2.10.2.4. Combinaciones de carga

Teniendo en cuenta los patrones de carga creado anteriormente, para el caso de los análisis dinámicos será necesario crear dos casos de carga , para los sismos dinámicos en Y y en X, por el momento se mostrarán las combinaciones de carga, más adelante en el apartado de análisis dinámico se indicará la configuración de estos casos de carga.

**Tabla 46.** Combinaciones de carga según la NEC 15

Las combinaciones de la tabla 41 se ingresaron en el modelo utilizando una envolvente



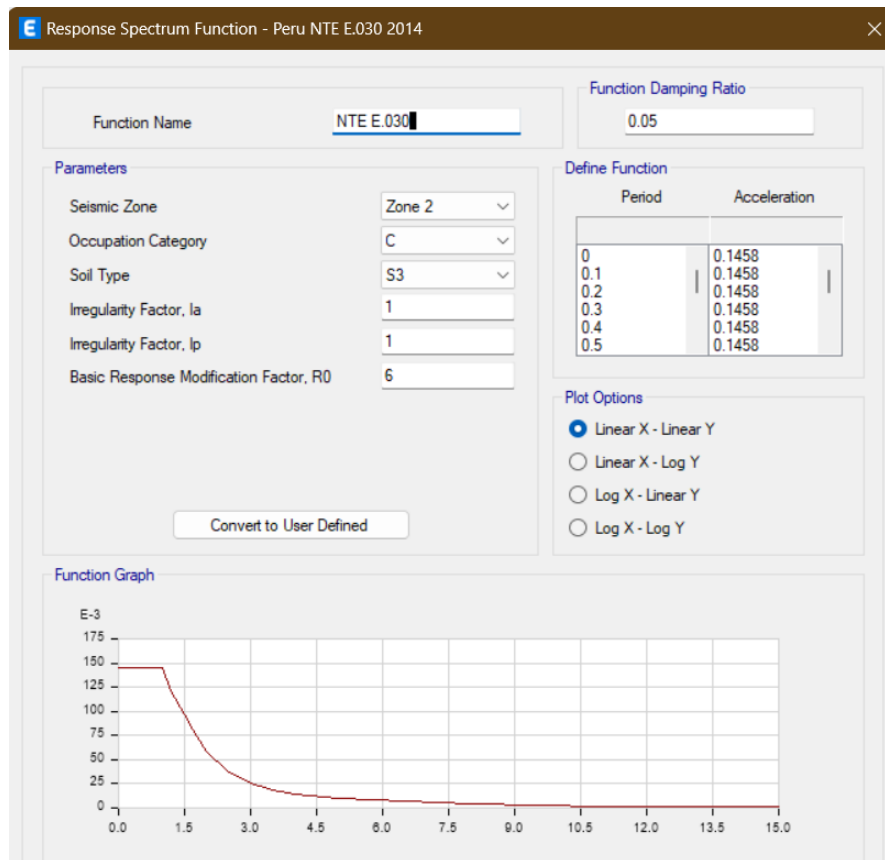
**Fig 57.**Ingreso de combinaciones de carga al modelo matemático

### 2.10.2.5. Tipos de análisis

Se realizarán dos análisis un estáticos lineal y un dinámico espectral.

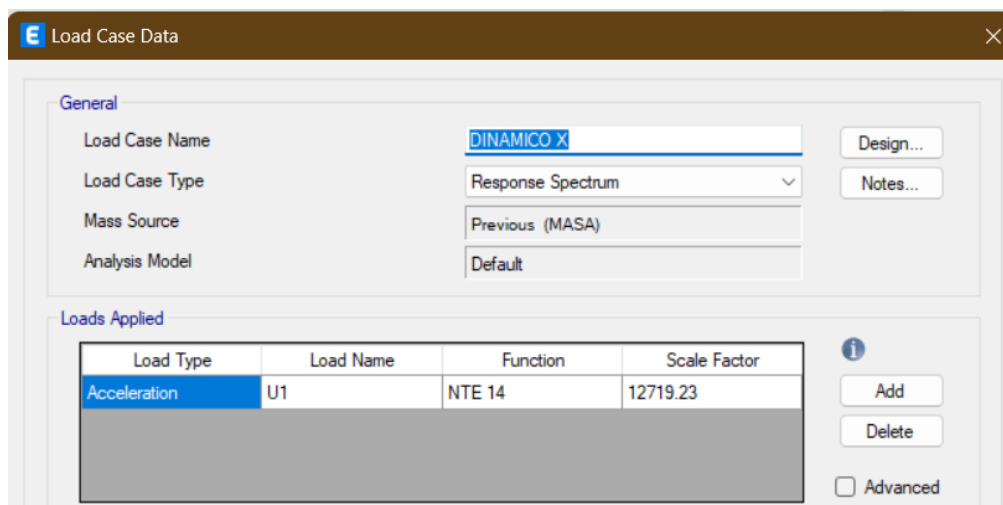
#### 2.10.2.5.1. Análisis Dinámico espectral

En este apartado se ingresará la función de espectro de respuesta con todos los parámetros indicados en la tabla 42.



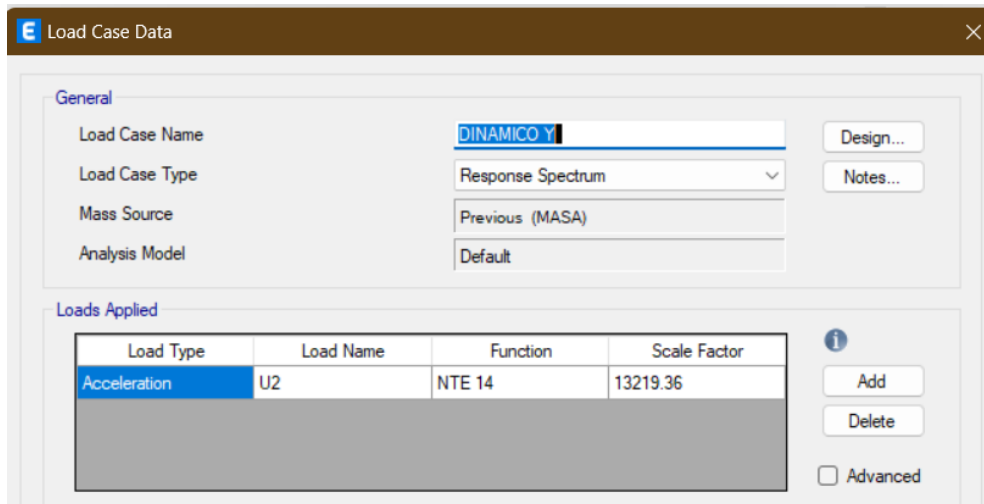
**Fig 58.**Función de espectro de respuesta según la NEC

Una vez creada la función ya podremos crear los dos casos de carga mencionados en la sección 2.8.5.4. de este documento. Para cada uno de los casos se le asignara el espectro de respuesta creado.



**Fig 59.**Caso de carga de sismo dinámico en X

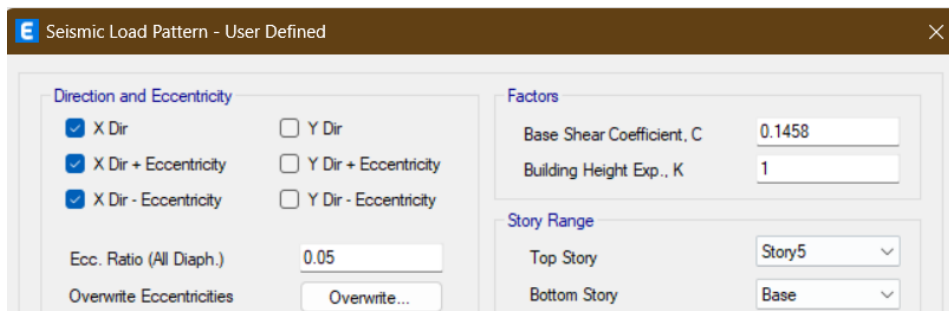
De la misma forma para el sismo dinámico en Y



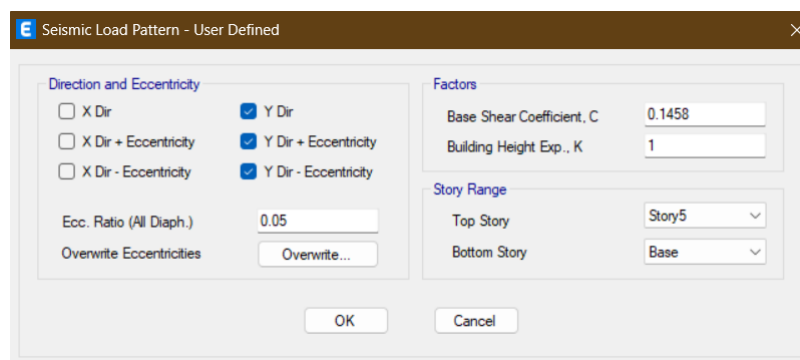
**Fig 60.** Caso de carga de sismo dinámico en Y, NTE

### 2.10.2.5.2. Análisis estático lineal

Con el valor de la aceleración espectral calculado por la función creada del espectro de respuesta, nos dirigimos a los patrones de carga de los sismos estáticos e ingresamos dicho valor en el Factor C en ambos patrones de sismos estáticos.



**Fig 61.** Ingreso coeficiente C del patrón de carga sismo en x , NTE



**Fig 62.** Ingreso coeficiente C del patrón de carga sismo en Y, NTE

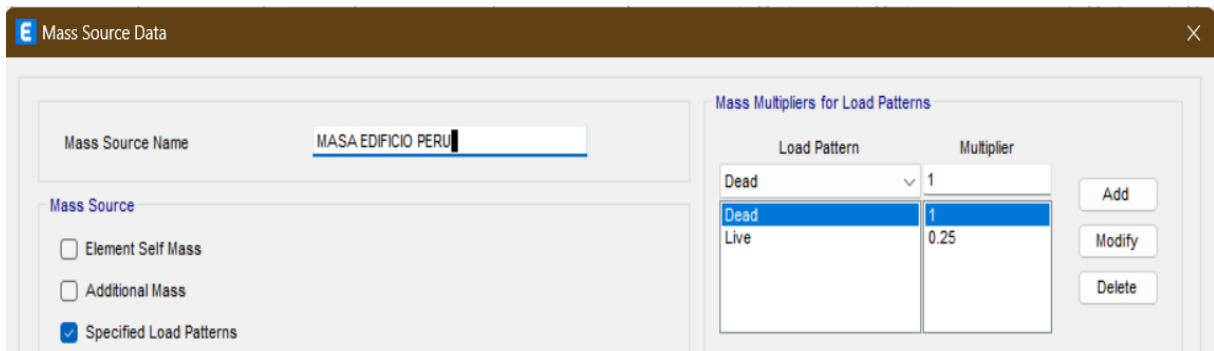
### 2.10.2.6. Consideraciones generales

#### 2.10.2.6.1. Peso de la estructura.



Considerado lo dicho en la NTE E.030 en el artículo 26 para este caso por la categoría de la edificación tipo C el cálculo del peso de la estructura se considerará el 100 % de las cargas muertas y un 25 % de las cargas vivas.

En la figura 63 se observa la configuración para que el peso de la estructura se calcule en base a los patrones de carga especificados y para el cual se colocara el 100 % de las cargas muertas y el 25 % de las cargas vivas.



**Fig 63.** Configuración del cálculo del peso de la estructura según la NTE E.020

### 2.10.2.6.2. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico

Para estructurales regulares, como la de estudio, según la NEC-SE-DS se de cumplir que

$$V_{dinamico} \geq 0.80 V_{estatico}$$

Pero para nuestra modelación ajustaremos al 100 % , es decir, el cortante dinámico será igual al estático.

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m
▶	Story1	Sx	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-277.1756	0	2460.2297
	Story1	Sx	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-277.1756	0	2460.2297
	Story1	Sx	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-277.1756	0	2460.2297
	Story1	Sy	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-277.1756	-2486.9277
	Story1	Sy	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	0	-277.1756	-2486.9277
	Story1	Sy	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	0	-277.1756	-2486.9277
	Story1	DINAMICO X	LinRespSpec	Max		Bottom	0	278.4874	1.0586	2472.1076
	Story1	DINAMICO Y	LinRespSpec	Max		Bottom	0	1.1002	278.395	2974.1156

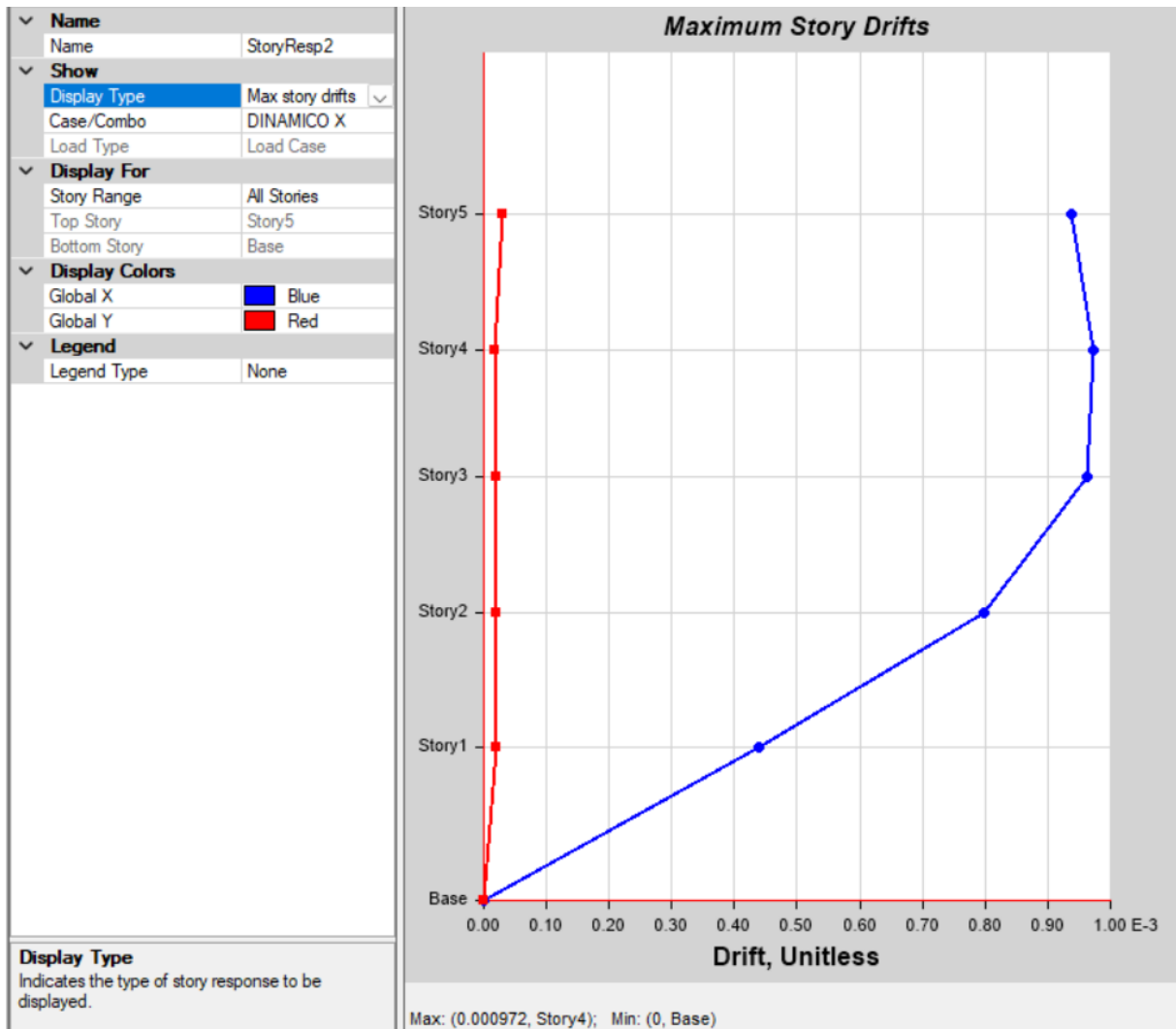
**Fig 64.** Ajuste de sismos estáticos y dinámicos

### 2.10.2.7. Revisiones globales de la estructura

#### 2.10.2.7.1. Derivas

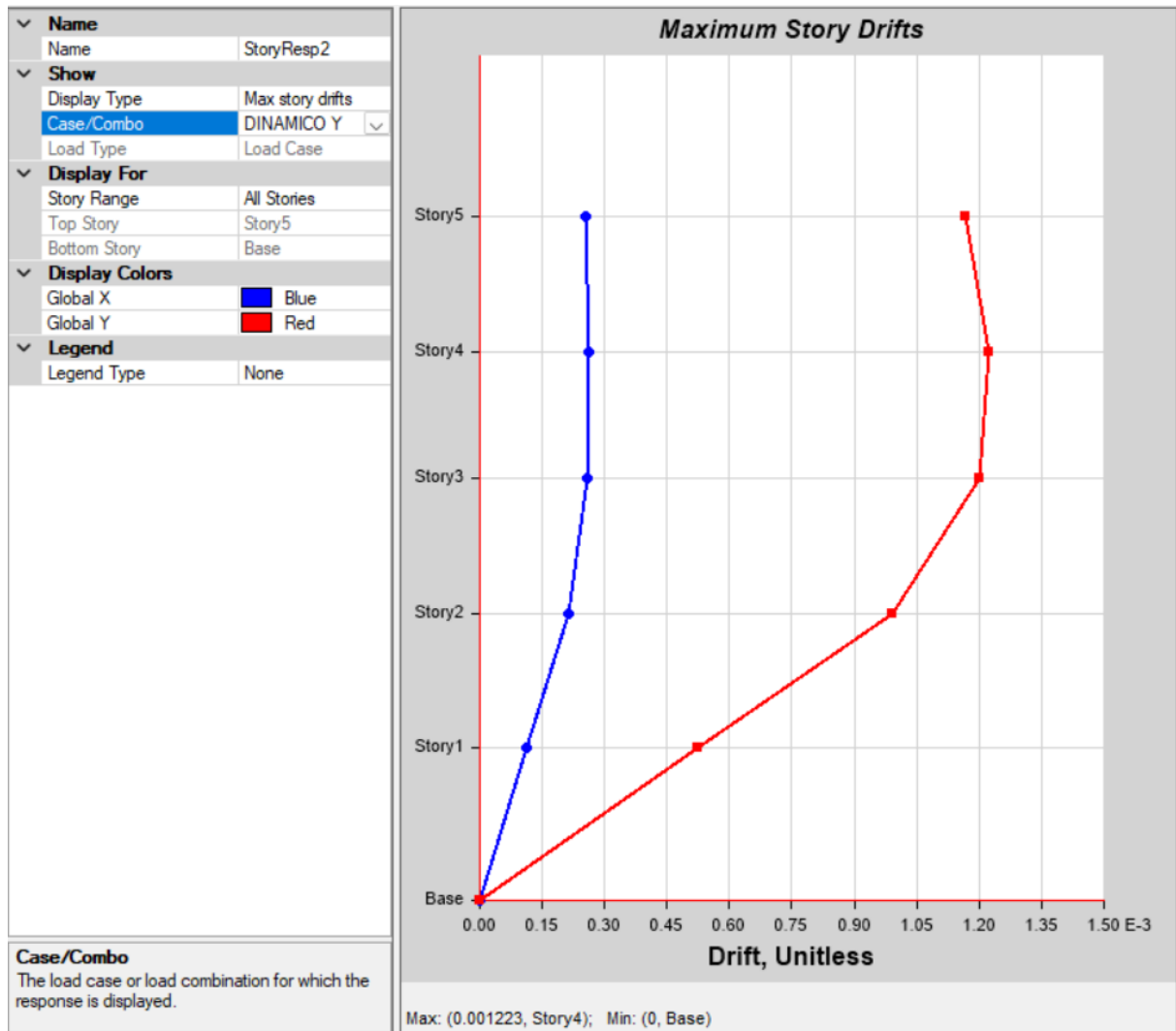
Para la revision se considerará los sismos dinámicos, pues ya se realizó el ajuste con los estáticos,

**Fig 65.** Deriva de piso por el sismo dinámico en X



Por el sismo dinámico en X se tiene una deriva elástica máxima de  $\Delta_E = 0.000972$  alcanzada en el piso 4 , se sabe que el factor de reducción de resistencia sísmica  $R = 6$ , por lo tanto la deriva inelástica es igual a  $\Delta_M = 0.75 \cdot 6 \cdot 0.000972 = 0.0036 = 0.437\%$  como es menor al 0.7 % estipulado en la NTE E.030, cumple con el criterio de deriva admisible.

De la misma forma se analiza la otra dirección de aplicación del sismo



Por el sismo dinámico en Y se tiene una deriva elástica máxima de  $\Delta_E = 0.001223$  alcanzada en el piso 4,  $R = 6$ , por lo tanto la deriva inelástica es igual a  $\Delta_M = 0.75 \cdot 6 \cdot 0.001223 = 0.0055 = 0.55\%$  como es menor al 0.7% estipulado en la NTE E.030, cumple con el criterio de deriva admisible.

### 2.10.2.8. Modos de vibración

Se analizarán los 3 modos de vibración, se espera es que en los dos primeros solo exista un desplazamiento y en el e tercer modo de vibración la estructura ya tenga una rotación. Adicional se obtendrán los periodos de vibración que está calculando el programa.

A continuación se muestra la figura 66 con los 3 modos de vibración, calculados en base a las relaciones de masa de participación modal

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
▶	Modal	1	0.438	0.0004	0.7118	0.0349
	Modal	2	0.431	0.7471	0.0004	0
	Modal	3	0.309	2.003E-05	0.0354	0.6969

**Fig 66.** Relaciones de masa de participación modal para 3 modos de vibración modelo Perú

### 2.10.2.8.1. Peso y cortante basal

En la figura 67 se muestra el peso de la estructura y el cortante basal calculado mediante el programa. Nos arrojó un peso total de 1801.07 T.

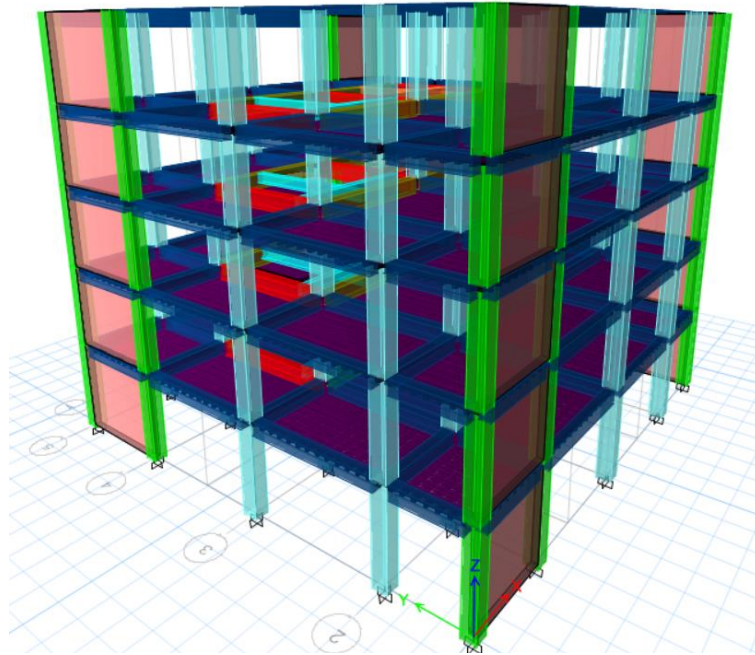
Name	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sx	0.1458	1		
Sx(1/3)	0.1458	1	1801.07586	262.5969
Sx(2/3)	0.1458	1	1801.07586	262.5969
Sx(3/3)	0.1458	1	1801.07586	262.5969
Sy	0.1458	1		
Sy(1/3)	0.1458	1	1801.07586	262.5969
Sy(2/3)	0.1458	1	1801.07586	262.5969
Sy(3/3)	0.1458	1	1801.07586	262.5969

**Fig 67.** Peso de la estructura modelado con NTE

### 2.10.2.8.2. Cortante basal en muros

Los muros se colocaron en una posición de tal forma que no afecten el centro de masa de la estructura , para evitar problemas de torsión se crearon en muros en ambas direcciones y en principio se le asignaron unos cabezales de una sección de 50x50.

A continuación se muestra la disposición de los muros y la verificación que se hizo para determinar cuánto porcentaje del cortante basal absorben los muros, para lo cual se analizó la tabla de los *piers* creados para el muro, para este caso se definieron 4 y se le asigno a cada muro uno diferente.



**Fig 68.** Colocación de los muros estructurales.

La verificación se tomó en cuenta con los sismos dinámicos.

**Tabla 47.** Porcentaje del cortante en muros en la dirección x

Story	Pier	Output Case	V2	V2 por Story	VX	%V muros
			tonf	tonf	tonf	
Story5	P1	DINAMICO X	0.3628	28.937	66.4531	43.5449964
Story5	P2	DINAMICO X	13.8308			
Story5	P3	DINAMICO X	0.3634			
Story5	P4	DINAMICO X	14.38			
Story4	P1	DINAMICO X	0.7635	87.9195	146.2966	60.09674866
Story4	P2	DINAMICO X	43.7315			
Story4	P3	DINAMICO X	0.6144			
Story4	P4	DINAMICO X	42.8101			
Story3	P1	DINAMICO X	1.2439	148.5523	200.7045	74.01543065
Story3	P2	DINAMICO X	74.1937			
Story3	P3	DINAMICO X	0.9494			
Story3	P4	DINAMICO X	72.1653			
Story2	P1	DINAMICO X	1.6224	193.4988	236.1854	81.92665592
Story2	P2	DINAMICO X	96.4003			
Story2	P3	DINAMICO X	1.1781			
Story2	P4	DINAMICO X	94.298			
Story1	P1	DINAMICO X	1.9338	222.6924	254.1748	87.61387832
Story1	P2	DINAMICO X	111.0667			
Story1	P3	DINAMICO X	1.6577			
Story1	P4	DINAMICO X	108.0342			
<b>Promedio</b>						<b>69.43954</b>

**Tabla 48.** Porcentaje del cortante en muros en la dirección Y

Story	Pier	Output Case	V2	V2 por story	VY	%V muros
			tonf	tonf	tonf	
Story5	P1	DINAMICO Y	16.3034	37.2321	66.7979	55.7384289
Story5	P2	DINAMICO Y	4.3563			
Story5	P3	DINAMICO Y	12.1141			
Story5	P4	DINAMICO Y	4.4583			
Story4	P1	DINAMICO Y	46.8326	110.7715	146.3036	75.71344793
Story4	P2	DINAMICO Y	12.4352			
Story4	P3	DINAMICO Y	39.2079			
Story4	P4	DINAMICO Y	12.2958			
Story3	P1	DINAMICO Y	77.3354	184.888	200.507	92.21024702
Story3	P2	DINAMICO Y	19.6365			
Story3	P3	DINAMICO Y	68.516			
Story3	P4	DINAMICO Y	19.4001			
Story2	P1	DINAMICO Y	100.1582	239.6416	236.1104	101.4955716
Story2	P2	DINAMICO Y	24.1362			
Story2	P3	DINAMICO Y	91.2203			
Story2	P4	DINAMICO Y	24.1269			
Story1	P1	DINAMICO Y	113.6469	273.24	254.5626	107.3370558
Story1	P2	DINAMICO Y	26.372			
Story1	P3	DINAMICO Y	106.8806			
Story1	P4	DINAMICO Y	26.3405			
<b>Promedio</b>						<b>86.49895024</b>

En la dirección X los muros absorben el 69.5% del cortante basal, mientras que en la dirección Y un 86 % , por lo tanto se verifica que en realidad se trata de un sistema con muros estructurales ya que en ambos casos se tiene más de un 70 % , en el caso de la dirección X al ser un valor muy cercano se lo toma como aceptable.

### 2.11. Diseño de elementos estructurales

Dentro de este apartado, se realizará el diseño de vigas, columnas, losas, conexiones y muros, para lo cual se seguirán los criterios y recomendaciones del ACI 318-19 tanto para el diseño del edificio en Ecuador, como en Perú, además de la NEC-SE-HM , específicamente para Ecuador y la Norma E.060 , para el caso de Perú. El objetivo principal del diseño estructural independientemente del código a usarse es obtener estructuras con un adecuado comportamiento sismorresistente, dúctiles y sobre todo seguras, para precautelar la vida de las personas en caso de un eventual sismo o cualquier fenómeno natural.

El diseño se lo hará en base al método LRFD ( Load and Resistance Factor Design , en sus siglas en ingles), el cual consiste en aplicar factores de mayoración a las cargas que se aplican en la estructura a fin de obtener las posibles combinaciones de carga a las que estará sometida la estructura en su vida útil y que de esa forma sus miembros puedan resistirlas con

un adecuado margen. El principio básico consistirá en comparar la resistencia de diseño con la requerida a partir de datos obtenidos en la modelación.

### **2.11.1. Diseño de vigas**

Se tomarán las recomendaciones del capítulo 9 y el 18.6 del ACI 318-19, así como también lo dicho en el capítulo 4.2 de la NEC-SE-HM. Recordando que para el caso de Ecuador se estudia una estructura tipo pórtico especial resistente a momento, se diseñaran las vigas a fin de que resistan los efectos de la flexión y el cortante. No se analiza los efectos de la torsión.

#### **2.11.1.1. Refuerzo Longitudinal**

Su principal función es proporcionar una resistencia al hormigón hacia los efectos de flexión, producido por los momentos flectores generados a lo largo del eje longitudinal del miembro. El diseño se rige principalmente por la condición de resistencia a flexión presentada en la **ecuación 10**.

El área del acero longitudinal se la obtiene a partir del despeje del parámetro de la siguiente expresión.

$$Mn = As \cdot Fy \cdot \left( d - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot f'c \cdot b} \right)$$

**Ecuación 37.** Resistencia a flexión requerida

El significado de cada término de la ecuación se encuentra detallado en la parte del predimensionamiento.

#### **2.11.1.2. Límites del refuerzo longitudinal**

Según la sección 18.6.3.1. del ACI 318-19 , se debe colocar como mínimo dos varillas continuas longitudinales, tanto en la parte superior como inferior de la sección, sin embargo, la cantidad de acero colocado no deberá ser inferior que el acero mínimo necesario, el cual se establece en la NEC-SE-DS, sección 4.2.5 y en [15] en su sección 9.6.1.2, además la cantidad de acero longitudinal no deberá exceder el acero máximo permitido según el ACI-318 19, sección 18.6.3.1 y NEC-SE-HM sección 4.2.4.

#### **2.11.1.3. Acero mínimo**

Se tomará el valor más crítico entre las dos ecuaciones siguientes

$$As_{min} = \frac{2.5 \cdot \sqrt{f'c}}{fy} \cdot b \cdot d \dots (a)$$

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

**Ecuación 38.** Acero longitudinal mínimo según el ACI

Donde :

As min: cantidad de acero mínima requerida a flexión, cm<sup>2</sup>  
 f'c: resistencia a la compresión del hormigón, kg/cm<sup>2</sup>  
 fy: fluencia del acero, kg/cm<sup>2</sup>  
 b: ancho de la sección, cm.  
 d: peralte efectivo, cm.

Para el cálculo del peralte se hará uso de la ecuación 11.

#### 2.11.1.4. Acero Máximo

Según los especificado en la sección 18.6.3.1 del ACI 318-19 y en la NEC-SE-HM sección 4.2.4. las cuantías máximas de acero propuestas para el cálculo del refuerzo longitudinal máximo deben ser tales que garanticen una falla a flexión controlada únicamente por la tracción y evitando también colocar una cantidad de acero innecesaria. Se tiene dos opciones, de la cual se usará la más crítica, recordando que el valor de  $\rho$  no puede superar al 0.5 de la cuantía balanceada ( $\rho_b$ ).

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

**Ecuación 39.** Acero longitudinal máximo ( opción a)

$$A_{s_{max}} = 0.5 \cdot \rho_b \cdot b_w \cdot d$$

**Ecuación 40.** Acero longitudinal máximo en vigas ( opción b)

Donde:

Asmax : Cuantía de acero máxima requerida por flexión , cm<sup>2</sup>.  
 bw: ancho de la sección, cm  
 d: peralte efectivo.  
 pb: cuantía balanceada.

#### 2.11.1.5. Requisitos sismorresistentes y consideraciones para el acero a flexión

Se proponen algunas consideraciones en el ACI-318 19 en su sección 18.6.3.2. para el refuerzo longitudinal. Se propone a breves rasgos que en los nudos el acero positivo debe ser mayor o igual al 50% del acero negativo en el mismo nudo, además, se debe garantizar que



el acero a lo largo de toda su sección longitudinal sea mayor al 25 % del acero de la zona más armada.

#### **2.11.1.6. Requisito sismorresistente del acero de refuerzo**

#### **2.11.1.7. Requisitos para el diseño a corte**

El diseño a corte consistirá en la colocación de un refuerzo transversal, llamados estribos cerrados de confinamiento, cuya función principal es confinar al hormigón y servir de apoyo a las varillas longitudinales, de esta forma evitara un desprendimiento del acero longitudinal ante una falla por cortante.

Uno de los requisitos fundamentales para este diseño, es el acero longitudinal, puesto que este será el punto de partida para el cálculo de la resistencia a flexión probable ( $M_{pr}$ ), tal como menciona en [15] en su sección 18.6.5.1. este parámetro justamente nos permite conocer la verdadera capacidad a flexión de la viga de al menos 1.25 veces la fluencia del acero. Para todo el desarrollo de este apartado y de cálculos posteriores el valor de la sobre resistencia se tomará de 1.4 a fin de simular un comportamiento de la varilla lo más real posible.

#### **2.11.1.8. Cortante requerido**

El cortante último se obtendrá mediante la suma del cortante por carga vertical más el cortante hiperestático, es decir, el que se puede llegar a desarrollar por la presencia de un sismo de gran magnitud. A continuación la ecuación con su respectiva nomenclatura.

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

**Ecuación 41.** Resistencia ultima a cortante en vigas

Donde:

$V_u$ : resistencia requerida a corte, T

$V_{cv}$ : cortante por carga vertical, obtenido de la combinación 1.2D+ 1.6L ,T

$V_{hip}$ : Cortante probable por sismo. Asociado a los momentos probables, T.

#### **2.11.1.9. Cortante probable por sismo**

De lo mencionado anteriormente se tiene la siguiente expresión para el cálculo de un cortante provocado por un posible sismo de gran magnitud.

$$V_{hip} = \frac{M_{pr}(+) + M_{pr}(-)}{L_n}$$

**Ecuación 42.** Cortante probable por sismo en vigas

Donde:

$V_{hip}$ : Cortante probable de sismo, T

$M_{pr}$ : momentos probables considerando la capacidad real a flexión de la sección con 1.4  $f_y$

$L_n$ : longitud libre de vano, m

### 2.11.1.10. Momento probable por sismo

De igual forma para el momento probable, por todo lo mencionando antes, se tiene la expresión para el cálculo de la resistencia real a flexión de las vigas con el factor  $\alpha$  de mayoración de la fluencia del acero.

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

Donde:

Mpr: Momentos probables por sismo, kg.cm

As: área del refuerzo longitudinal a tracción, cm<sup>2</sup>

f'c: Resistencia a la compresión del hormigón. Kg/cm<sup>2</sup>

fy: resistencia a la fluencia del acero, kg/cm<sup>2</sup>

$\alpha$ : factor de mayoración del fy igual a 1.4, tomado en función de ensayos experimentales.

b: ancho de la sección, cm

### 2.11.1.11. Resistencia a corte proporcionada por el hormigón

La expresión que se presenta a continuación está extraída del ACI 318-14 en la sección 22.5.5.1, la cual tiene bastante similitud con la mostrada en el ACI 318-19. Esta expresión no considera el valor para la carga axial  $N_u$ .

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

**Ecuación 43.** Resistencia a corte proporcionada por el hormigón

Donde:

Vc: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón, T.

$\lambda$ : Para hormigones de peso normal tiene un valor de 1.

f'c: Resistencia a la compresión del hormigón, Kg/cm<sup>2</sup>

bw: base de la viga, cm.

d: peralte efectivo, cm.

### 2.11.1.12. Resistencia a corte proporcionada por el refuerzo transversal.

Según la sección 22.5.8.5.3. del ACI-318-19 la resistencia a corte que proporciona el acero transversal se calcula con la siguiente ecuación

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

**Ecuación 44.** Resistencia a corte proporcionada por el refuerzo transversal

$$V_s \geq 4V_c$$

**Ecuación 45.** Revisión resistencia a corte proporcionada por el acero.

### 2.11.1.13. Espaciamiento del refuerzo transversal

Para la determinación del espaciamiento de los estribos a lo largo del eje de la viga, se tiene que tomar en cuenta dos zonas dentro de cada vano, la primera es la zona de confinamiento, ( conocida por sus siglas en ingles  $L_o$ ) y la zona central, tomando en cuenta la sección 18.6.4.4 del ACI 319-19 en la que propone que para la zona de confinamiento el espaciamiento del refuerzo transversal será el menor entre

$$S_{L_o} \leq \min\left(\frac{d}{4}; 6 * \phi_{vm}; 15cm\right)$$

Donde:

d: peralte efectivo, cm

$\phi_{vm}$ : el menor diámetro del refuerzo longitudinal

y para la zona central

$$S_{central} \leq \min\left(\frac{d}{2}; 2 * S_{L_o}; 30cm\right)$$

Donde:

$S_{L_o}$ : es el espaciamiento en la zona de confinamiento, cm.

Cabe mencionar que los estribos por normativa deberán empezar desde una distancia igual a 5cm desde la cara de la columna

### 2.11.1.14. Área del refuerzo transversal

La ecuación para calcular el área del refuerzo transversal según la sección 22.5.8.5 del ACI 318-19 es la que se muestra a continuación.

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

**Ecuación 46.** Área del refuerzo transversal

Donde:

$A_v$ : área del refuerzo transversal,  $cm^2$

$V_s$ : resistencia a corte proporcionada por el acero, kg

s: espaciamiento del refuerzo transversal medido de centro a centro, cm

$f_{yt}$ : fluencia del acero transversal,  $kg/cm^2$

d: peralte efectivo, cm

también se tiene un área mínima para el refuerzo transversal, dada por la ecuación 48, mostrada a continuación:

$$Av_{\min} = \frac{3,5 * bw * s}{fy}$$

**Ecuación 47.** Área mínima del refuerzo transversal.

El área del refuerzo transversal será la mayor entre el valor de la ecuación 47 y 48.

Teniendo el área del refuerzo transversal se pueden calcular el número de ramales en función del área unitaria del estribo, es decir, conociendo su diámetro.

$$\#Ramales = \frac{Av}{Area\ del\ estribo}$$

**Ecuación 48.** Numero de ramales

### 2.11.1.15.Consideración del diseño a corte

#### Momentos probables

Para el cálculo de los momentos probables, para tener un diseño más conservador, es importante que mayoremos el área del refuerzo negativo a flexión para que se considere el aporte de la losa sobre este, por lo tanto para vigas interiores se adicionara al acero negativo colocado, 8 cm<sup>2</sup>, mientras que para vigas de borde, serán 6 cm<sup>2</sup>.

#### Resistencia a corte proporcionada por el hormigón

La resistencia a corte que proporcione el hormigón será nula siempre que se cumpla lo siguiente, según la seccion 18.6.5.2 del ACI 318-19.

$$V_{hip} > \frac{1}{2} V_u \rightarrow V_c = 0$$

**Ecuación 49.** Condiciones para nulidad de Vc

Donde:

V<sub>hip</sub>: cortante probable de sismo, kg.

V<sub>u</sub>: Resistencia a cortante requerido, kg.

### 2.11.2. Ejemplo de cálculo del diseño a flexión y corte de vigas

Se tiene que mencionar que para el caso de Ecuador y Perú el diseño de vigas se basó en el ACI 318-19 por lo que es la misma metodología en ambos casos. A continuación se detalla el ejemplo de cálculo para la viga del piso 1 ( Nv+ 3.6 ) del eje 3 del edificio de Ecuador. El diseño se lo realizó mediante hojas de cálculo en Excel. Se replicará el mismo procedimiento para las demás vigas

**Tabla 49.** Propiedades de los materiales

Datos	
$f_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	210
$f_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	4200
$r$ (cm)	4
$\Phi_v$ (cm)	1
$\Phi_E$ (cm)	1
$\beta_1$	0.85
$\Phi$ ( flexión)	0.9
$\Phi$ (corte )	0.75
$\alpha$	1.4
$\lambda$	1
$x$ (cm)	6

### Momentos obtenidos con el programa ETABS

#### VIGAS EJE 3 PISO 1 ( 35X50 / 35x55)

	V35X50			V35X55			V35X55			V35X50			
L (m)	3.5			5.5			5.5			3.5			
Mu (T.m)	M (-)	13.06	0	13.06	15.87	0	16	17.24	0	17.2	13.021	0	13.02
	M(+)	9.68	1.6	9.56	4.83	6.54	4.83	4.052	7.58	4.093	9.51	1.51	9.73

**Tabla 50.** Dimensiones y límites de refuerzo de cada seccion

Dimensiones de la viga		Dimensiones de la viga	
b (cm)	35	b (cm)	35
h (cm)	50	h (cm)	55
d (cm)	44	d (cm)	49

V 35x50	
As min (cm <sup>2</sup> )	5.13
As máximo (cm <sup>2</sup> )	16.690
V 35x55	
As min (cm <sup>2</sup> )	5.72
As máximo (cm <sup>2</sup> )	18.586

A continuación el diseño a flexión de la viga en análisis

DISEÑO A FLEXION													
L (m)		3.5			5.5			5.5			3.5		
Mn (T.m)	M (-)	14.51	0.00	14.51	17.63	0.00	17.78	19.16	0.00	19.11	14.47	0.00	14.47
	M (+)	10.76	1.78	10.62	5.37	7.27	5.37	4.50	8.42	4.55	10.57	1.68	10.81
As calculado (cm <sup>2</sup> )	As (-)	8.39	0.00	8.39	9.14	0.00	9.22	9.99	0.00	9.97	8.36	0.00	8.36
	As (+)	6.10	0.97	6.03	2.66	3.62	2.66	2.22	4.21	2.24	5.99	0.91	6.14
As requerido (cm <sup>2</sup> )	As (-)	8.39	5.13	9.14	9.14	5.72	9.99	9.99	5.72	9.97	9.97	5.13	8.36
	As (+)	6.10	5.13	6.03	6.03	5.72	5.72	5.72	5.72	5.72	5.13	5.13	6.14
<b>Acero Base</b>													
φsup (mm)	18												
φinf (mm)	18							3					
As base (cm <sup>2</sup> )	As (-)	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
	As (+)	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
<b>Acero refuerzo</b>													
φsup (mm)	φ	14		16	16		18	18		18	18		14
	N°	1		1	1		1	1		1	1		1
φinf (mm)	N°												
	φ												
As refuerzo (cm <sup>2</sup> )	As (-)	1.54	0.00	2.01	2.01	0.00	2.54	2.54	0.00	2.54	2.54	0.00	1.54
	As (+)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
As total colocado (cm <sup>2</sup> )	As (-)	9.17	7.63	9.64	9.64	7.63	10.18	10.18	7.63	10.18	10.18	7.63	9.17
	As (+)	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
Revision acero	AS (-)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	As (+)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Fig 69. Diseño a flexión viga eje 3 Nivel 1

DISEÑO A CORTE															
L (m)		3.5			5.5			5.5			3.5				
		$M_{prob} = 1.4 \cdot fy \cdot as + \left( d - \frac{1.4 \cdot As \cdot fy}{1.7 \cdot f'c \cdot b} \right)$						$V_{hip} = \left( \frac{M_{prob(-)} + M_{prob(+)}}{Li} \right)$							
sumar As-	8 cm <sup>2</sup>	As total colocado (cm <sup>2</sup> )	AS (-)	17.17	15.63	17.64	17.64	15.63	18.18	18.18	15.63	18.18	18.18	15.63	17.17
		AS (+)	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
<b>M probables</b>	M prob (-) t.m	40.07		40.94	40.94		41.91	41.91		41.91	41.91		40.07		
	M prob (+) t.m	18.14		18.14	18.14		18.14	18.14		18.14	18.14		18.14		
<b>V hiperestatico</b>	V (+)		20.42			12.18			12.38			21.07			
	V (-)		20.73			12.38			12.38			20.42			
$C_2 = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L$															
<b>Vcv (T)</b>	V cv1	4.72			9.06			9.94			3.75				
	V cv2			3.77			8.51			10.41		4.73			
<b>Vcv max</b>	(T)		4.72			9.06			10.41			4.73			
	(T)														
<b>V hip max</b>	(T)		20.73			12.38			12.38			21.07			
	(T)														
$V_c = \max(V_{cv}) + \max(V_{hip})$															
<b>Vu</b>	(T)		25.450			21.441			22.791			25.800			
	(T)														

**Fig 70. Diseño a corte**

REVISIONES		$\text{Si } V_{hip} > \frac{1}{2} V_u \rightarrow V_c = 0$ $\text{Si } V_{hip} < \frac{1}{2} V_u \rightarrow V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d * \lambda$			
RESISTENCIA AL CORTE PROPORCIONADA POR EL HORMIGON "Vc"					
Vc	(T) (T)	0.00	0.00	0.00	0.00
RESISTENCIA AL CORTE PROPORCIONADA POR EL ACERO "Vs"					
		$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$		$V_s \leq 4V_c \rightarrow V_s \leq 2.2 * \sqrt{f'c} * b * d * \lambda$	
Vs	(T) (T)	33.93	28.59	30.39	34.40
Revision Vs<4Vc		OK	OK	OK	OK

**Fig 71. Revisiones y consideraciones del diseño a corte**

ESPACIAMIENTO					
		$S_{Lo} \leq \min\left(\frac{d}{4}; 6 * \phi_{\text{barra longitudinal más pequeña}}; 15\text{cm}\right)$		$S_{central} \leq \min\left(\frac{d}{2}; 2 * S_{Lo}; 30\text{cm}\right)$	
L (m)		3.5	5.5	5.5	3.5
Zona $Lo=2*h$ (cm)		8.40	8.40	8.40	8.40
S adoptado		9	9	9	9
Zona CENTRAL (cm)		18.00	18.00	18.00	18.00
$A_v$ (cm <sup>2</sup> )		1.65	1.39	1.48	1.68
$A_v$ min (cm <sup>2</sup> )		0.26	0.26	0.26	0.26
revision $A_v$ min		OK	OK	OK	OK

**Fig 72. Espaciamiento del refuerzo transversal y revision de área de acero**

<table border="1"> <tr> <td>Φ estribo</td> <td>10 mm</td> </tr> <tr> <td>Área Estribo</td> <td>0.785 cm<sup>2</sup></td> </tr> </table>		Φ estribo	10 mm	Área Estribo	0.785 cm <sup>2</sup>	$N^{\circ} \text{Ramales} = \frac{A_v}{\text{Área transversal del Estribo}}$	
Φ estribo	10 mm						
Área Estribo	0.785 cm <sup>2</sup>						
L (m)	3.5	5.5	5.5	3.5			
Ramales	2.10 → 3.00 1 Estribo Φ10mm + 1 grapa Φ10mm @9cm @18cm @9cm	1.77 → 2.00 1 Estribo Φ10mm @9cm @18cm @9cm	1.88 → 2.00 1 Estribo Φ10mm @9cm @18cm @9cm	2.13 → 3.00 1 Estribo Φ10mm + 1 grapa Φ10mm @9cm @18cm @9cm			

Fig 73. Número de ramales y espaciamiento por vano

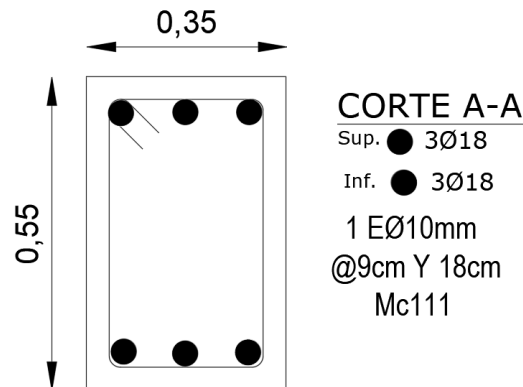


Fig 74. Sección de viga eje 3 Nv+3.60

### 2.11.3. Diseño de columnas

Para el diseño de columnas se tomará como referencia lo mencionado en el capítulo 10 y 18.7 del ACI 318-19 y en caso puntuales se hará uso de la normativa de cada país en su capítulo de concreto armado, NEC-SE-HM para Ecuador y NTE E.060 para Perú.

#### 2.11.3.1. Límites dimensionales

Según la sección 18.7.2.1 del ACI 318-19, las columnas deben cumplir con dos límites dimensionales. La primera es que la menor dimensión de la sección debe ser de al menos 30 cm y la relación entre la dimensión menor y su lado perpendicular debe ser mayor o igual a 0.4.

#### 2.11.3.2. Refuerzo longitudinal

En [15] en su sección 18.7.4.1 propone una cuantía máxima del 6 % para el refuerzo longitudinal. La NEC-SE-HM en su sección 4.3.3 establece límites desde el 1% hasta el 3% , mientras que la NTE E.060 propone algo similar al ACI , un límite entre el 1% y el 6 % de cuantía de refuerzo longitudinal, además menciona que si excede en 4% se deberán establecer detalles constructivos de la armadura en la unión viga columna.

$$0.01 A_g \leq \rho_g \leq 0.06 A_g$$



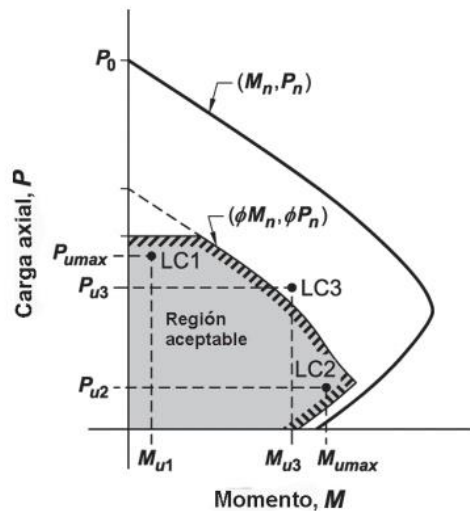
**Ecuación 50.** Límites para la cuantía del refuerzo longitudinal en columnas

Donde:

$\rho_g$ : cuantía refuerzo longitudinal.  
 $A_g$ : Área bruta de la sección,  $\text{cm}^2$

**2.11.3.3. Resistencia de diseño a flexión**

Una vez que se haya verificado los límites dimensionales y la cuantía de acero, se deberá proponer un armado de acero longitudinal, con la finalidad de obtener nuestro diagrama de interacción carga-momento mismo que nos ayudara a determinar si la sección y el armado escogido son suficientes para soportar las diferentes solicitaciones a las cuales está sometido el miembro, esto se lo realizara considerando la simultaneidad de ocurrencia de  $P_u$  y  $M_u$ . Mediante el cálculo de los esfuerzos máximo y mínimos se determinarán los puntos más críticos, mismos que tendrán que caer sobre la región aceptable, la cual se muestra en la figura 69, extraída del ACI 318-19, en la sección R10.4.2.1.



**Fig 75.**Combinación de carga crítica en columnas.[15]

Para el cálculo de los esfuerzo máximos y mínimos se aplicará la siguiente ecuación, la cual considera, la carga axial y los momentos de inercia en cada dirección.

$$\sigma_{max,min} = \frac{P_u}{A} \pm \left( \frac{M_{u_{xx}} * \left(\frac{h}{2}\right)}{I_{xx}} + \frac{M_{u_{yy}} * \left(\frac{h}{2}\right)}{I_{yy}} \right)$$

**Ecuación 51.** Esfuerzo máximo y mínimo axial en columnas

#### 2.11.3.4. Resistencia requerida

Para el diseño del corte por capacidad se puede simplificar de forma conservadora el cálculo de la resistencia requerida a corte de la columna aplicando la siguiente ecuación, la cual se toma como referencia de las anotaciones de la clase de diseño de proyectos estructurales.

$$V_u = \frac{2 M_b}{H_n}$$

**Ecuación 52.** Resistencia requerida de la columna ( simplificada)

Donde:

M<sub>b</sub>: momento balanceado nominal ( obtenido del diagrama de interacción), T.m.  
H<sub>n</sub>: altura libre de la columna, m.

#### 2.11.3.5. Diseño a corte por capacidad

Los criterios para el diseño a corte por capacidad se basarán en la sección 18.7.6 y la seccion 22.5 del ACI 318-19.

##### 2.11.3.5.1. Resistencia al cortante proporcionada por el hormigón

para el cálculo de este parámetro se hará uso de la misma ecuación para el caso de vigas, la cual se muestra a continuación.

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

**Ecuación 53.** Resistencia a corte proporcionada por el hormigón

Donde:

V<sub>c</sub>: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón, T  
λ: Para hormigones de peso normal tiene un valor de 1.  
f'c: Resistencia a la compresión del hormigón, Kg/cm<sup>2</sup>  
b<sub>w</sub>: base de la seccion, cm.  
d: peralte efectivo, cm.

##### 2.11.3.5.1. Resistencia al cortante proporcionada por el acero

Siguiendo lo descrito en la seccion 22.5.8.1 del ACI 318-19, la resistencia nominal a cortante proporcionada por el acero se calcula con la siguiente ecuación:

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

**Ecuación 54.** Resistencia a corte proporcionada por el refuerzo transversal

Al igual que en vigas se debe realizar la verificación del  $V_s$

$$V_s \geq 4V_c$$

**Ecuación 55.** Revisión resistencia a corte proporcionada por el acero.

Donde:

$V_s$ : Resistencia a corte que proporciona el refuerzo transversal, Kg.

$V_u$ : resistencia requerida a cortante de la columna, Kg.

$V_c$ : Resistencia a corte que proporciona el hormigón, Kg.

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia a cortante (sección 21.2.1 ACI 318-19)

### 2.11.3.5.2. Espaciamiento del refuerzo a corte

Para obtener el espaciamiento de los estribos al largo del eje longitudinal de la columna, se debe tomar en cuenta que existe una zona de confinamiento y una zona central, para determinar la longitud de la zona de confinamiento se aplica la siguiente condición, Según el ACI 318-19 en su sección 18.7.5.1

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

**Ecuación 56.** Longitud de la zona de confinamiento de una columna

Según el ACI 318-19 en su sección 18.7.5.3, el espaciamiento en la zona de confinamiento se calcula como:

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

**Ecuación 57.** Espaciamiento de la zona de confinamiento de una columna

y el espaciamiento en la zona central según el ACI 318-19 en su sección 18.7.5.5, se calcula de la siguiente manera.

$$S_{L_1} = \min\left(\frac{d}{2}; 6\phi_{L_{\min}}; 15cm\right)$$

**Ecuación 58.** Espaciamiento en la zona central de una columna

### 2.11.3.5.3. Área del refuerzo transversal

De manera similar al caso de vigas , el área del refuerzo a cortante requerido , se calcula con la siguiente ecuación , en función del espaciamiento de los estribos.

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

**Ecuación 59.** Área del refuerzo transversal a cortante

Donde:

Av:area del refuerzo transversal, cm<sup>2</sup>  
Vs: resistencia a corte proporcionada por el acero, kg  
s: espaciamiento del refuerzo transversal medido de centro a centro.  
fyt:fluencia del acero transversal, kg/cm<sup>2</sup>  
d:peralte efectivo,cm

Al igual que en vigas se tiene un área mínima para el refuerzo transversal

$$A_{v_{\min}} = \frac{3,5 * b_w * s}{f_y}$$

**Ecuación 60.** Área mínima del refuerzo transversal.

Donde:

bw: Ancho de la sección, cm  
fy: fluencia del acero transversal; kg/cm<sup>2</sup>  
s: separación del acero transversal a corte, cm

Finalmente se calcula el número de ramales con la expresión ya conocida por el diseño a corte de vigas.

$$\#Ramales = \frac{A_v}{Area\ del\ estribo}$$

**Ecuación 61.** Numero de ramales del refuerzo transversal a corte

### 2.11.3.6. Diseño del refuerzo transversal por confinamiento

Para obtener el refuerzo transversal por confinamiento se aplicará las condiciones y ecuaciones de la tabla 18.7.5.4 del ACI 318-19, la cual nos presenta

**Tabla 51.** Refuerzo transversal por confinamiento para columnas

Condición	Expresión aplicable	
$P_u \leq 0.3 A_g f'_c$ $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	El mayor entre (a) y (b)	(a) $A_{sh} = 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \cdot s \cdot b_c$ (b) $A_{sh} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \cdot s \cdot b_c$
$P_u > 0.3 A_g f'_c$ $f'_c > 70 \text{ MPa}$	El mayor entre (a) (b) y (c)	(c) $A_{sh} = 0.2 k_f \cdot k_n \cdot \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \cdot s \cdot b_c$

Donde:

Ash: Área total del refuerzo transversal, cm<sup>2</sup>

Ag: Área bruta de la sección, cm<sup>2</sup>

Ach: Área confinada medida entre los bordes tangenciales del refuerzo transversal (bc x hc), cm<sup>2</sup>

s: espaciamiento del refuerzo transversal, cm.

bc: dimensión transversal a la dirección del sismo, medida entre los bordes tangenciales del refuerzo transversal, cm

Pu: Carga máxima axial mayorada, MPa.

Kf y Kn: factores de resistencia del concreto y efectividad del confinamiento, respectivamente.

fyt: fluencia del acero transversal, kg/cm<sup>2</sup>

los factores de resistencia de concreto se calculan con las siguientes expresiones.

$$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1 \quad ; \quad k_n = \frac{nl}{nl - 2}$$

**Ecuación 62.** Factores de resistencia del concreto y efectividad del confinamiento.

Donde:

nl: número de barras longitudinales alrededor del perímetro del núcleo de la columna que están soportadas lateralmente por una esquina del estribo cerrado de confinamiento.

### 2.11.3.6.1. Espaciamiento del refuerzo transversal

El espaciamiento del refuerzo transversal según la sección 18.7.5.3 del ACI 318-19 debe escogerse como la menor entre:

- 1/4 de la dimensión más pequeña de la columna
- 6db ( varilla longitudinal más pequeña) para acero grado 60 , 5 db para acero grado 80
- 15 cm
- So

$$S_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right)$$

**Ecuación 63.** Espaciamiento So

Donde:

hx: distancia entre los refuerzos longitudinales apoyados lateralmente por los estribos, cm

So: espaciamiento de centro a centro del refuerzo transversal, cm

### 2.11.4. Ejemplo de cálculo de diseño de una columna

Para el diseño del edificio de Ecuador y Perú se aplicó el código ACI 318-19 , se colocará un ejemplo de cálculo de una columna en este caso del edificio de Ecuador realizado en una hoja de cálculo de Excel, el procedimiento es el mismo para todos los casos, cambiando únicamente las dimensiones.

Para Ecuador se colocará una columna de interior correspondiente a la de la intersección del eje 3 con el eje C ( Nv+3.60)

**Tabla 52.** propiedad , datos y cálculos previos de la columna 3C (Nv+3.60)

Propiedades del material y Datos			Cálculos previos		
h=	65	cm	$\epsilon_y = f_y/E_s =$	0.002	
b=	65	cm	$r_{\text{efectivo}} =$	6.1	cm
$f'_c =$	210	kgf/cm <sup>2</sup>	$V(x) =$	4	
$f_y =$	4200	kgf/cm <sup>2</sup>	$S(x) =$	15.40	cm
$E_s =$	2100000	kgf/cm <sup>2</sup>	d=	58.90	cm
$r_v =$	4	cm	$\beta_1 =$	0.850	
$\phi =$	0.75		$\lambda =$	1	

en la tabla 48 se observa que la sección a diseñar será una de 65x65 que en principio fue extraída en base al análisis de modelo numérico.

### Diseño a flexo compresión

**Tabla 53.** Revisiones de límites dimensionales y área del refuerzo longitudinal

Dimensiones de la columna			
Columna rectangular	65	X	65
Area bruta de la seccion	$A_g =$	4225	cm <sup>2</sup>
Límites dimensionales			
$L_{\text{menor}}$	>30cm	OK	
$L_{\text{menor}}/L_{\text{perpendicular}}$	>0.4	OK	
Refuerzo Longitudinal			
Número de varillas	#Varillas=	16	
Diametro de la varilla	$\phi_{\text{varilla}} =$	25	mm
Area del refuerzo longitudinal	$A_{st} =$	78.5	cm <sup>2</sup>
cuantía del refuerzo longitudinal	$\rho_s =$	1.9	%

Se muestran las inercias en cada dirección para el cálculo de los esfuerzos máximos y mínimos

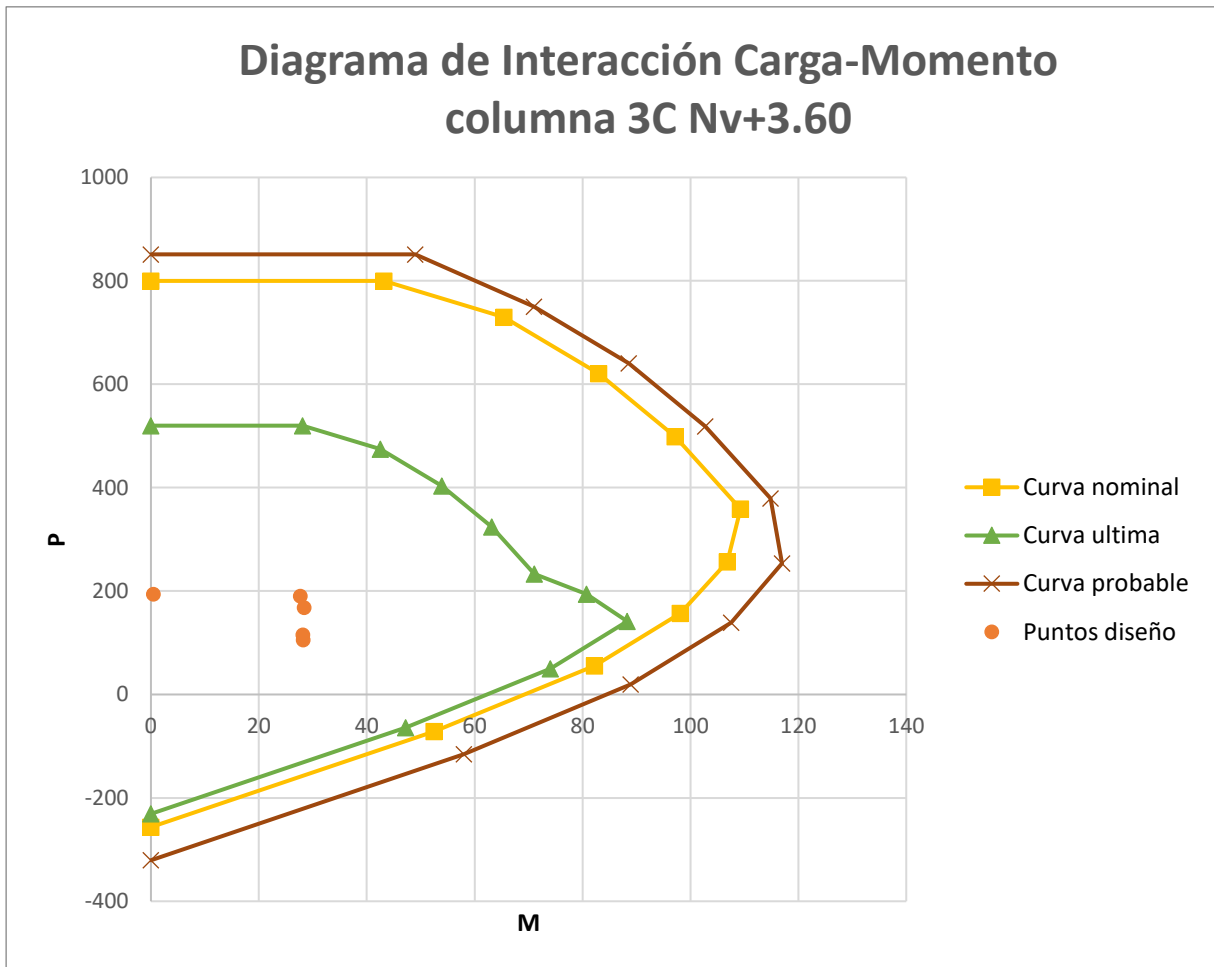
**Tabla 54.** Inercias de la seccion transversal de la columna en cada direcci3n

INERCIAS		
I <sub>xx</sub> =	1487552.08	cm <sup>4</sup>
I <sub>xx</sub> =	0.01487552	m <sup>4</sup>
I <sub>yy</sub> =	1487552.08	cm <sup>4</sup>
I <sub>yy</sub> =	0.01487552	m <sup>4</sup>

**Tabla 55.** Carga axial y momentos de la columna 3C del piso 1

Story	Column	Combinacion	Station	P	M2	M3	σ <sub>max</sub>	σ <sub>min</sub>
			m	T	T.m	T.m		
Story1	C17	1.4 D	0	-180.7694	0.2458	-0.2381	438.43	417.28
Story1	C17	1.4 D	3	-176.5106	-0.0847	0.4194	428.79	406.76
Story1	C17	1.2D+1.6L	0	-193.8014	0.4418	-0.2935	474.77	442.64
Story1	C17	1.2D+1.6L	3	-190.151	-0.3646	0.5136	469.25	430.87
Story1	C17	1.2D+L-Sy	0	-190.1086	-27.6966	-0.2577	1060.71	-160.78
Story1	C17	1.2D+L-Sy	3	-186.4582	1.4017	0.4536	481.86	400.79
Story1	C17	1.2D+L-Sx	0	-178.4073	0.3697	-28.2969	1048.57	-204.04
Story1	C17	1.2D+L-Sx	3	-174.7569	-0.2751	1.3546	449.23	378.02
Story1	C17	1.2D+L+Sy	0	-168.3521	28.4068	-0.2622	1024.83	-227.89
Story1	C17	1.2D+L+Sy	3	-164.7017	-1.9118	0.458	441.60	338.05
Story1	C17	1.2D+L+Sx	0	-155.7683	0.1961	27.8329	981.06	-243.69
Story1	C17	1.2D+L+Sx	3	-152.1179	-0.0525	-0.5393	372.97	347.11
Story1	C17	0,9D-Sy	0	-127.0872	-27.8937	-0.1508	913.51	-311.92
Story1	C17	0,9D-Sy	3	-124.3494	1.6023	0.2674	335.17	253.47
Story1	C17	0,9D+Sx	0	-117.032	0.1435	27.8839	889.34	-335.34
Story1	C17	0,9D-Sx	0	-115.3859	0.1726	-28.19	892.77	-346.56
Story1	C17	0,9D+Sx	3	-114.2942	-0.0344	-0.6291	285.01	256.02
Story1	C17	0,9D-Sx	3	-112.6481	-0.0745	1.1684	293.78	239.47
Story1	C17	0,9D+Sy	0	-105.3307	28.2097	-0.1552	869.02	-370.41
Story1	C17	0,9D+Sy	3	-102.5929	-1.7112	0.2718	286.15	199.50
<b>maximos</b>				<b>193.8014</b>	<b>28.4068</b>	<b>28.2969</b>	<b>1060.70602</b>	<b>442.636723</b>

En base al análisis de la tabla 55 y el cálculo de los esfuerzos máximos y mínimos se obtiene los puntos de diseño o los puntos más crítico, los cuales se verificarán con la gráfica de interacción carga -momento para analizar si la seccion y el armado es suficiente para contare rastra las solicitaciones.



**Fig 76.**Diagrama de interacción de la columna 3C- piso 1

Como se observa los puntos de diseño están dentro de la curva última, es decir la región aceptable.



## Diseño a corte por capacidad

### Diseño a corte

Mb=	109.29	T.m
ϕL=	2.5	cm
Hn=	3.1	m

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

Vu	70.51	T
----	-------	---

### Corte por Capacidad

Vu capacidad=	70.5	T
Vc=	29.40	T
Vs=	64.60	T
Vs <= 4Vc		
<b>ok</b>		

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d; \lambda = 1$$

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

Espaciamiento	
Lo=	45.00 cm
S <sub>Lo</sub> =	10 cm
S <sub>L1</sub> =	15 cm
S <sub>sumido</sub> =	10 cm

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

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

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

Area refuerzo transversal y ramales	
Av <sub>mín</sub> =	0.45 cm <sup>2</sup>
Av=	2.61 cm <sup>2</sup>
ϕ <sub>Estribo</sub> =	1 cm
#ramales	4

$$A_{v\text{mín}} = \min\left(0.2\sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_{yt}}; 3.5 * \frac{b * s}{f_{yt}}\right)$$

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

Fig 77. Diseño a corte por capacidad de la columna 3C piso 1

## Diseño por confinamiento

Pu	193801.4	kg
----	----------	----

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

193801.40	<	266175
21	<	70
<b>OK</b>		

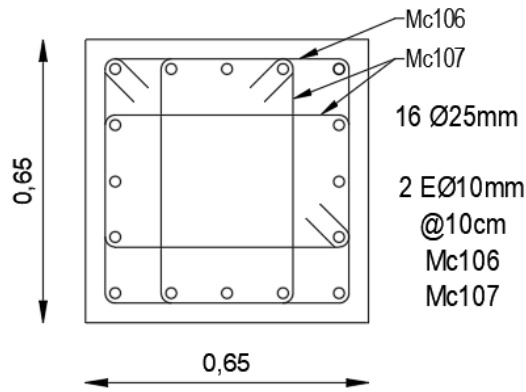
bc=	57	cm
hc=	57	cm
Ach=	3249	cm <sup>2</sup>
kf=	1	
kn=	1.14	
Ash1=	2.57	cm <sup>2</sup>
Ash2=	2.565	cm <sup>2</sup>
Ash3=	No Aplica	cm <sup>2</sup>

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

Ash=	2.57	cm <sup>2</sup>
ϕ <sub>Estribo</sub> =	1	cm
#ramales	4	

<b>Acero colocado</b>	
2ϕ10 mm @ 10 cm	

Fig 78. Diseño a corte por confinamiento y acero colocado.



**Fig 79.** Esquema de la columna 3C Nv+3.60

### 2.11.5. Conexión viga -columna

El objetivo será el diseño del nudo de la conexión de las vigas con las columnas de nuestra estructura, para lo cual se seguirán los criterios propuestos en el ACI 318-19 en el capítulo 15 y en el 18. lo que se busca con este diseño es de alguna forma garantizar que se cumpla uno de los principales criterios de sismorresistencia, que es el principio de columna fuerte y viga débil, para este caso también aplicaría el termino de nudo fuerte, pues el diseño en si contempla su armado.

#### 2.11.5.1. Control de adherencia

La adherencia hace referencia a la capacidad de transferir fuerzas entre dos elementos, en este caso serán las vigas y columnas a través de los aceros colocados. Esta verificación lo que nos permite será reducir y controlar el deslizamiento del refuerzo longitudinal de las vigas y la columna en el nudo, de esta forma no solo garantizamos un buen comportamiento sísmico, sino que también proveemos durabilidad en la estructura. En el ACI 318-19, la seccion 18.8.2.3 proporciona un límite dimensional en función de la altura del nudo el diámetro del refuerzo longitudinal de la viga y el peso del hormigón, tal como se expresa a continuación

$$h_c \geq \left(\frac{20}{\lambda}\right) \phi_v$$

**Ecuación 64.** Control de adherencia en el nudo

Donde:

$h_c$ : Altura del nudo, paralela al refuerzo longitudinal de la viga  
 $\lambda$ : factor que toma el valor de 1 para hormigones de peso liviano.  
 $\phi_v$ : diámetro más grande del refuerzo longitudinal de la viga.

Por lo anterior, para un hormigón de peso normal, para la viga y la columna se tiene que cumplir las siguientes condiciones

$$h_v \geq 20\phi_v$$

$$h_c \geq 20\phi_c$$

**Ecuación 65.** Control de adherencia en vigas y columna (simplificado)

En cuanto a los límites dimensionales de la altura de la viga con respecto a la altura de la conexión se debe cumplir con lo siguiente:

$$h_c \geq \frac{1}{2} h_v$$

**Ecuación 66.** Condición de altura de las vigas con respecto a la conexión.

Donde:

hc: altura del nudo, cm.

hv: altura de la viga, cm.

$\phi_v$ : Diámetro más grande del acero longitudinal de la viga, cm.

$\phi_c$ : Diámetro más grande del acero longitudinal de la columna, cm

### 2.11.5.2. Control de anclaje

El anclaje se debe analizar en los nudos de borde, incluyendo los esquineros y se debe garantizar que el refuerzo longitudinal terminado en ganchos estándar de la viga tenga una distancia de anclaje ( $l_{dh}$  disponible), la cual será la mayor de entre (a) hasta (c)

- 8db
- 15 cm
- $l_{dh}$ , (se introduce el factor de  $\alpha=1.4$  tomando en cuenta el ACI 352 en su sección 4.5.2.4)

$$l_{dh} = \frac{\alpha \cdot f_y \cdot \phi_v}{17\lambda\sqrt{f'_c}}$$

**Ecuación 67.** Longitud de desarrollo de varilla en nudos

Donde:

$l_{dh}$ : longitud de desarrollo de varillas en el nudo terminadas en ganchos estándar, cm

### 2.11.5.3. Resistencia requerida a corte del nudo

A continuación siguiendo los criterios que se presenta en el ACI 352, se mostrará el procedimiento para el cálculo del cortante horizontal dentro de la conexión viga-columna (Vj)

#### Momento probable de las vigas

la fórmula para el cálculo es la siguiente:

$$M_1 = A_{s1} \cdot \alpha \cdot f_y \cdot \left( d - A_{s1} \cdot \frac{\alpha \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

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

**Ecuación 68.** Momento probable de acero negativo y tracción superior de la viga en el nudo

$$M_2 = A_{s2} \cdot \alpha \cdot f_y \cdot \left( d - A_{s2} \cdot \frac{\alpha \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

$$T_2 = A_{s2} \cdot \alpha \cdot F_y$$

**Ecuación 69.** Momento probable de acero positivo y tracción inferior de la viga en el nudo

### Cortante en la columna

Para este cálculo se necesitarán los momentos probables de las ecuaciones 67 y 68 tal como se menciona en el ACI 318-19 en la figura R.18.6.5

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

**Ecuación 70.** Cortante en la columna

Donde:

M1: momento probable de la viga para acero negativo, kg.cm.  
M2: momento probable de la viga para acero positivo, kg.cm.  
Hcol: altura libre de la columna

### Cortante horizontal requerido en el nudo

Se realizará una clasificación para nudos interiores , exteriores o de borde y esquineros.

#### Nudos interiores y exteriores

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

**Ecuación 71.** Cortante requerido para nudos interiores y exteriores

#### Nudos exteriores en dirección no continua y nudos esquineros

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

**Ecuación 72.** Cortante requerido para nudos exteriores en dirección no continua y nudos esquineros

Donde:

- Vj: Resistencia requerida del nudo a corte, kg.
- Fy: resistencia a la fluencia del acero
- T1 y T2: fuerzas de tracción del nudo, kg
- Vcol: cortante en la columna, kg

**2.11.5.4. Resistencia nominal a corte del nudo**

En base a la sección 18.8.4.3 del ACI 318-19, se establece las resistencias nominales en base al nivel de confinamiento.

**Tabla 56.** Resistencia nominal del nudo a cortante Vn

Columna	Viga en la dirección de Vu	Confinamiento de vigas	Vn, kg
Continua	Continua	Confinada	$5.3 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
		No confinada	$4.0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
	Otra	Confinada	$4.0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
		No confinada	$3.2 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
No continua de cubierta	Continua	Confinada	$4.0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
		No confinada	$3.2 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
	Otra	Confinada	$3.2 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
		No confinada	$2.1 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$

Nota:  $\lambda$  será igual a 0.75 para hormigón liviano y 1 para hormigón de peso normal.[15]

En la tabla 46 en la cuarta columna se nos muestra la formula del cortante nominal , si generalizamos la ecuación para cortante de diseño se obtendría lo siguiente:

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

**Ecuación 73.** Cortante de diseño para nudos

Donde:

- $\phi$ :factor de reducción de resistencia a corte igual a 0,85.
- $\gamma$ :factor que representa el nivel de confinamiento en el nudo
- Aj: área efectiva de la sección del nudo, cm<sup>2</sup>
- f'c: Resistencia a la compresión del hormigón, kg/cm<sup>2</sup>

para hallar el factor  $\gamma$  existe otro procedimiento si no se quiere usar el mostrado en la tabla 46 y es el siguiente:

$$\begin{aligned}
 \text{nudo interior} & \begin{cases} b_v > 0.75 b_c \rightarrow \gamma = 5.3 \\ b_v < 0.75 b_c \rightarrow \gamma = 4 \end{cases} \\
 \text{nudo exterior} & \begin{cases} b_v > 0.75 b_c \rightarrow \gamma = 4 \\ b_v < 0.75 b_c \rightarrow \gamma = 3.2 \end{cases}
 \end{aligned}$$

*nudo esquinero*  $\rightarrow \gamma = 3.2$

**Ecuación 74.** Consideraciones para el cálculo de  $\gamma$

### 2.11.5.5. Área efectiva en el nudo

La expresión que nos permitirá calcular el área efectiva dentro del nudo es la que se menciona en la sección 15.4.2.4. del ACI 318-19.

$$A_j = h_c \cdot b_j$$

**Ecuación 75.** Área efectiva del nudo

Donde:

hc: altura del nudo, cm  
bj: ancho efectivo del nudo, cm

Tomando en cuenta la sección 15.4.2.4 del ACI 318-19 para obtener el ancho efectivo del nudo se aplica la siguiente condición

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

Donde:

x: distancia perpendicular medida desde el eje longitudinal a la cara más cercana a la columna, cm.  
bv: ancho de la viga longitudinal, cm  
hc: profundidad del nudo en dirección al refuerzo que genera cortante, cm

### 2.11.5.6. Verificación de cortante

Con todo lo mencionado antes y los cálculos realizados se debe cumplir lo descrito en la sección 15.4.2.1 del ACI 318-19

$$\phi V_n \geq V_j$$

**Ecuación 76.** Revisión a corte horizontal en nudos

### 2.11.5.7. Cortante vertical en nudos

La fuerza cortante vertical en el nudo se calcula a través de la siguiente expresión

$$V_{jv} = V_j \cdot \frac{h_v}{h_c}$$

**Ecuación 77.** Cortante vertical en el nudo

Donde:

$V_{jv}$ : cortante vertical en el nudo, kg  
 $V_j$ : cortante horizontal en el nudo, kg  
 $h_c$ : Altura de la columna, cm  
 $h_v$ : Altura de la viga, cm

### 2.11.5.8. Revisión cortante vertical

Se debe garantizar lo siguiente, en cuanto a cortante y secciones

$$V_j \geq V_{jv}$$

$$h_c \geq h_v$$

**Ecuación 78.** Revisión de cortante vertical y secciones en nudos.

### 2.11.5.9. Refuerzo transversal por confinamiento

Para este apartado se seguirá el mismo procedimiento descrito en la sección 2.9.3.6. de este documento, referente al diseño por confinamiento en columnas, exceptuando que para nudos interiores, es decir, con los cuatro lados confinados por vigas el ACI 318-19 en su sección 18.8.3.2 plantea lo siguiente

$$A_{s_{ni}} = 0.5 \cdot A_{sh} \quad \text{si } b_v \geq \frac{3}{4} b_c$$

**Ecuación 79.** Disminución de cuantía por confinamiento en nudos interiores

Donde:

$A_{s_{ni}}$ : refuerzo transversal de diseño por confinamiento,  $\text{cm}^2$   
 $A_{sh}$ : refuerzo transversal calculado por confinamiento,  $\text{cm}^2$

### 2.11.5.10. Columna fuerte y viga débil

El ACI 318-19 en su sección 18.7.3.2 propone una condición para garantizar el criterio de columna fuerte y viga débil, en otras palabras, se hace referencia a que en el caso de un probable evento sísmico de gran magnitud la formación de las rotulas plásticas en un nudo debería ocurrir en las vigas mas no en las columnas, teniendo esta idea se presenta a continuación el planteamiento descrito por el ACI:

$$\sum M_{n \text{ col}} \geq (6/5) \sum M_{n \text{ viga}}$$

**Ecuación 80.** Verificación columna fuerte-viga débil

Donde:

$\Sigma M_n$  col: sumatoria de momentos nominales de las columnas a flexión que llegan al nudo. Corresponde a las sumatorias de la resistencia a flexión más baja  
 $\Sigma M_n$  col: sumatoria de momentos nominales de las vigas a flexión que llegan al nudo

### 2.11.6. Ejemplo de cálculo del diseño de una conexión- viga columna

En estas seccion se detallará a través de una hoja de cálculo de Excel el diseño de la conexión viga columna del nudo 3C ( Nv+3.60), en este caso del edificio de Ecuador, sabiendo que para Perú se sigue el mismo proceso, la única variación son las combinaciones de carga utilizada para el análisis de las solicitaciones.

**Resúmenes del armado de columnas y vigas que llegan al nudo.**

Resumen Columna C3 Piso 1 (Nv+3.60)		ESQUEMA COLUMNA	
<b>Datos columna</b>			
h=	65	cm	
b=	65	cm	
$r_v$ =	4	cm	
Hentrepiso=	3.6	m	
Hn	3	m	
<b>Propiedades del material</b>			
$f'_c$ =	210	kgf/cm <sup>2</sup>	
$f_y$ =	4200	kgf/cm <sup>2</sup>	
$E_s$ =	2000000	kgf/cm <sup>2</sup>	
<b>Armado</b>			
#varillas=	16		
$\Phi_{varilla}$ =	25	mm	
$\Phi_{varilla}$ =	2.5	cm	
$\Phi_{Estribo}$ =	1	cm	
$r_{efectivo}$ =	6.25	cm	
d=	58.75	cm	

**Fig 80.**Resumen columna 3C piso 1

Resumen Viga del Eje 3 Piso 1			Resumen Viga del Eje C Piso 1		
<b>Datos viga</b>			<b>Datos viga</b>		
h=	55	cm	h=	60	cm
b=	35	cm	b=	40	cm
$r_v$ =	4	cm	$r_v$ =	4	cm
$r_{efectivo}$ =	6	cm	$r_{efectivo}$ =	6	cm
d=	49		d=	54	
<b>Armado</b>			<b>Armado</b>		
	#varillas	$\Phi_{varilla}$ [mm]		#varillas	$\Phi_{varilla}$ [mm]
As Sup	3	18	As Sup	3	18
As Sup Ref	1	16	As Sup Ref	2	20
As sup=	9.64	cm <sup>2</sup>	As sup=	13.92	cm <sup>2</sup>
	#varillas	$\Phi_{varilla}$ [mm]		#varillas	$\Phi_{varilla}$ [mm]
As Inf	3	18	As Inf	3	18
As Inf Ref	0	0	As Inf Ref	1	16
As Inf=	7.63	cm <sup>2</sup>	As Inf=	9.64	cm <sup>2</sup>
As total=	17.28	cm <sup>2</sup>	As total=	23.56	cm <sup>2</sup>

**Fig 81.**Resumen vigas eje E y C piso 1

Analizando la figura dos y tomando en cuenta que se trata de una conexión simétrica, es decir, las vigas están centradas por todos los lados y además se tiene una columna con seccion cuadrada, se llega a la conclusión que el sentido más crítico, el cual se analizara, será a aquel



cuya viga tenga más armado de refuerzo longitudinal, por tanto a continuación se verificara los criterios de nudos fuerte-viga débil, adherencia y columna fuerte- viga débil en el sentido del eje C.

REVISIONES NUDO FUERTE VIGA DÉBIL	
<b>Resistencia al corte</b>	
<b>Datos de la viga en sentido más crítico: EJE C</b>	$\alpha =$ 1.4
	$A_{s1} =$ 13.92 cm <sup>2</sup>
	$A_{s2} =$ 9.64 cm <sup>2</sup>
	$A_{s \text{ adicional}} =$ 8 cm <sup>2</sup>
<b>Fuerzas de tracción del nudo</b>	
$T_1 = A_{s1} * \alpha * F_y$	T1= 128.9 T
$T_2 = A_{s2} * \alpha * F_y$	T2= 56.7 T
<b>Momento probable en vigas</b>	
$M_{pr} = \alpha F_y A_s \left( d - \frac{\alpha F_y A_s}{1.7 f'_c * b} \right)$	Mpr1= 49.9 T.m Mpr2= 25.2 T.m
<b>Cortante horizontal requerido en el nudo</b>	
$V_{col} = \frac{M1 + M2}{H_{col}}$	Vcol= 25.0 T
$V_j = T_1 + T_2 - V_{col}$	Vj= 160.6 T
<b>Resistencia a corte requerida</b>	
<i>nudo interior</i> $\begin{cases} b_v > 0.75 b_c \rightarrow \gamma = 5.3 \\ b_v < 0.75 b_c \rightarrow \gamma = 4 \end{cases}$	0.75bc= 48.75 cm
	bv= 40 cm
$b_j = \min \begin{cases} b_v + h_{col} \\ b_v + 2x \end{cases}$	$\gamma =$ 4 kgf/cm <sup>2</sup>
	hcol= 65 cm
	x= 13 cm
	bv+hcol= 105 cm
	bv+2x= 65 cm
	bj= 65 cm
$\phi V_n = \phi V_c$	
$\phi V_c = 0.85 * \gamma * \sqrt{f'_c} * b_j * h_{col}$	$\phi V_c =$ 208.17 T
$V_j \leq \phi V_n$	<b>El nudo soporta el corte</b>

**Fig 82.**Verificación de resistencia al corte del nudo 3C Piso 1

El siguiente paso es el análisis del confinamiento del nudo , tomando en cuenta el procedimiento descrito , se verificará la posibilidad de reducir el área del refuerzo transversal (Ash) en la mitad , e incrementar el espaciamiento a 15 cm.

Confinamiento	
DATOS	hcol= 65 cm
	bcol= 65 cm
	h''= 57 cm
	hc= 57 cm
Espaciamiento	
	bcol/4= 16.25 cm
	hcol/4= 16.25 cm
	6φ <sub>col</sub> = 15 cm
	s= 10 cm
	Sadop= 10 cm
Chequeo de reducción de Ash	
$SI b_v \geq 0.75 b_c$ $\rightarrow Ash = \frac{Ash}{2}$	bc= 65 cm bv= 40 cm 0.75bc= 48.75 cm <b>No Se puede reducir a Ash/2</b>
$A_{sh1} = 0.3 * s * h'' * \frac{f'_c}{f_y} * \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$	Ash1= 2.57 cm <sup>2</sup>
$A_{sh2} = 0.09 * s * h'' * \frac{f'_c}{f_y}$	Ash2= 2.565 cm <sup>2</sup>
$A_{sh3} = 0.2 * b_c * s * k_f * k_n * \frac{P_u}{f_y * A_{ch}}$ $k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1$ $k_n = \frac{\#varillas}{\#varillas - 2}$	kf= 1 kn= 1.14285714 Ash3= 1.57251892
Ash adoptado	Ash= 2.57 cm <sup>2</sup>
Calculo de número de ramales	
$\#ramales = \frac{A_{sh}}{A_e}$	Ash= 2.57 cm <sup>2</sup> φ <sub>Estribo</sub> = 1.00 cm A <sub>Estribo</sub> = 0.79 cm <sup>2</sup> #ramales= 4

Fig 83. Diseño de confinamiento del nudo 3C del piso 1

Al ser un nudo interior se verificará la correcta adherencia entre los refuerzos longitudinales y el hormigón.

Adherencia y Anclaje	
En esta conexión al ser interior solo se revisa adherencia y no anclaje.	
$h_{col} \geq 20\phi_v$	hcol= 65 cm 20φ <sub>v</sub> = 36 cm
$h_{viga} \geq 20\phi_c$	hv= 55 cm 20φ <sub>c</sub> = 50 cm
Pasa el chequeo de adherencia	

Fig 84. Verificación de adherencia del nudo 3C Piso 1

Finalmente se muestra el chequeo de la condición de columna fuerte viga débil. En este apartado se advierte que si bien se comprobó con la condición especificada en la ecuación 81 de este documento, por recomendaciones dictadas en clases y para ser más conservadores, también se verificó con la siguiente expresión, que simplemente aumenta el factor de mayoración para considerar un comportamiento más real de las vigas.

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

**Ecuación 81.** Segundo Criterio conexión columna fuerte viga débil

REVISIONES COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL	
Revisión	
<b>Momento nominal de viga</b>	
$M_{n\ viga} = F_y A_s \left( d - \frac{F_y A_s}{1.7 f'_c * b} \right)$	Mnv1= 38.3 T.m
	Mnv2= 18.5 T.m
	$\sum$ Mnv= 56.9 T.m
<b>Momento nominal columna (método simplificado)</b>	
$M_{n\ col} = \left( \frac{A_{st}}{2} * f_y \right) (h_{col} - 2 * r_{ef})$	Mn col= 86.6 T.m
	$\sum$ Mn col= 173.2 T.m
<b>Momento nominal columna (curva de interacción)</b>	
	Mn col= 106.00 T.m
	$\sum$ Mn col= 212.0 T.m
<b>Criterio PP</b>	
$\sum M_{n\ col} \geq 1.4 \sum M_{n\ viga}$	Cumple con revisión
<b>Criterio ACI</b>	
$\sum M_{n\ col} \geq 1.2 \sum M_{n\ viga}$	Cumple con revisión

**Fig 85.** Revisión columna fuerte viga débil

Para el cálculo del momento nominal de las columnas se utilizó un método simplificado, el cual considera que el acero total longitudinal de la columna se aproxima dos franjas de aceros, sin embargo existe otro método y es utilizando la curva de interacción carga-momento, se busca el axial con la combinación de cargas

$$0.9D - E$$

Donde:

E=carga lateral de sismo (usando el mismo del sentido de análisis)  
D: Carga muerta

Y con este axial se traza una horizontal y se cortará en la curva nominal, dándonos como resultado el momento nominal de la columna, el cual claramente habrá que multiplicar por dos para hallar el total que llega al nudo.

	Pu [T]	Mn [T.m]
0.9-Sy	124.3494	106

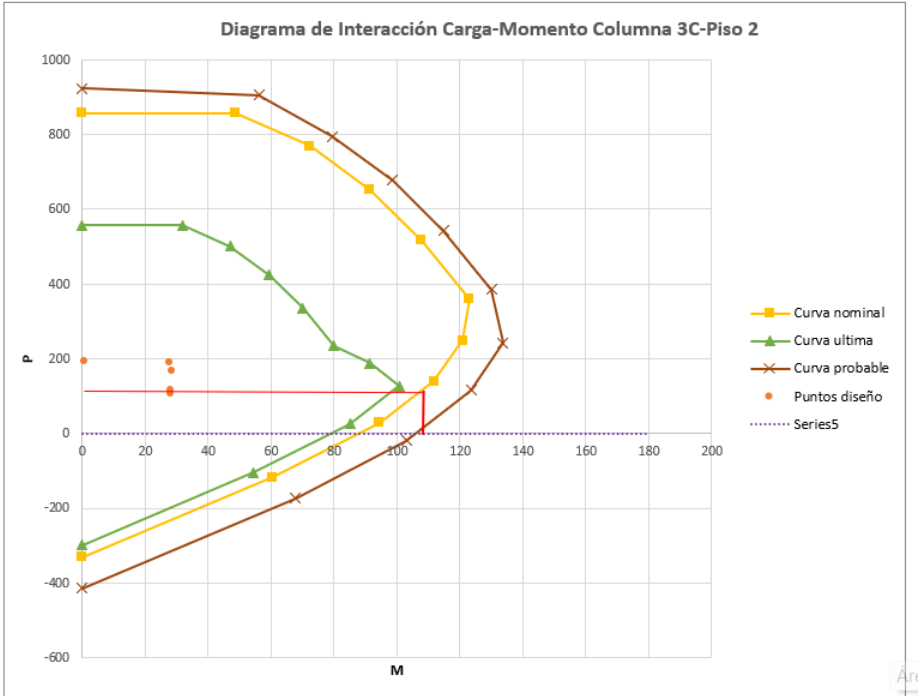


Fig 86. Momento nominal de la columna a través de la curva de interacción carga-momento.

### 2.11.7. Diseño de losas

Para este apartado se planteará el procedimiento del diseño y más adelante un ejemplo de cálculo de una losa alivianada en dos direcciones, los criterios a utilizarse serán los descritos en el capítulo 8.8 y el capítulo 24 del ACI 318-19. Al igual que los demás miembros estructurales lo que se busca verificar aquí es el criterio de capacidad que menciona que tanto el momento como el cortante requerido no supere al de diseño en cada caso.

#### 2.11.7.1. Método de coeficientes

Para el cálculo de las resistencias requerida a flexión y corte, será necesario aplicar coeficientes de momento y carga que nos permitan simplificar el procedimiento, es por ello por lo que el ACI propone este método y las tablas de los coeficientes. A continuación las tablas de los coeficientes a usarse en el presente trabajo.

**Tabla 57.** Coeficiente de carga para losas en dos direcciones.

Nota: se necesita interpolar para obtener valores que no coincidan con los rangos.

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

La tabla 58 nos muestra los coeficientes de carga que se utilizaran en los cálculos del momento requerido y el cortante requerido.

**Tabla 58.** Coeficiente de momento positivo de la losa en dos direcciones

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

Nota: se necesita interpolar para obtener valores que no coincidan con los rangos.

### 2.11.7.2. Resistencia requerida

Para el cálculo del momento requerido ( $M_u$ ) y el cortante requerido ( $V_u$ ) se aplicarán ecuaciones considerando a cada vano como una viga simple apoyada, además se considerará una carga última distribuida mayorada para el análisis.

$$M_u = C \cdot W_u \cdot L^2$$

**Ecuación 82.** Momento requerido por franja de 1m

Donde:

$M_u$ : Momento requerido a flexión por franja de 1m, T.m  
 $C$ : coeficiente de momento, obtenido mediante el método de los coeficientes.  
 $L$ : longitud del vano, m  
 $W_u$ : carga última mayorada por franja de 1 m, T/1m

Para obtener el momento requerido por cada nervio simplemente se tendrá que dividir para el número de nervios considerados el valor del momento obtenido con la **ecuación 81**. Para obtener el cortante requerido aplicaremos la siguiente expresión:

$$V_u = C_c \cdot C_l \cdot W_u \cdot \frac{L}{2}$$

**Ecuación 83.** Cortante requerido por franja de 1m

Donde:

$V_u$ : Cortante requerido por franja de 1m  
 $C_c$ : coeficientes de corte (obtenido de la tabla 6.5.4 del ACI 318-19)  
 $C_l$ : coeficiente de carga, obtenido del método de los coeficientes.  
 $W_u$ : carga última mayorada por franja de 1m, T/1m.

De la misma forma para obtener el cortante requerido por nervio a cada valor obtenido con la ecuación 82 se tendrá que dividir para el número de nervios considerados.

### 2.11.7.3. Resistencia nominal

La resistencia nominal a flexión y corte ( $M_n$  y  $V_n$  respectivamente) son dos parámetros que debemos revisar para el diseño de losas, tal como se menciona en el capítulo 22 del ACI 318-19 y como ya se ha mencionado antes en este documento para flexión se deben cumplir lo siguiente

$$M_u \leq \phi M_n$$

**Ecuación 84.** Condición de resistencia a flexión

Para el cálculo del acero a flexión se aplicará la ecuación 38 de diseño de vigas, tomando en cuenta que esta vez las dimensiones del aliviamiento, las cuales se encuentran en el

predimensionamiento de la losa específicamente en la tabla 21 , por ejemplo el ancho de la sección será el ancho del nervio y el peralte efectivo se tomará en cuenta con la altura de la losa menos un recubrimiento.

Para la resistencia nominal a corte, existe una particularidad en el diseño de losas y es que el hormigón debe ser el único que aporte a esta resistencia mas no el acero de refuerzo por lo que se tiene que

$$V_n = V_c$$

**Ecuación 85.** Resistencia nominal a corte

Y por lo anterior se debe cumplir que

$$V_u \leq \phi V_c$$

**Ecuación 86.** Condición de resistencia a corte

La ecuación de la resistencia a corte proporcionada por el hormigón ( $V_c$ ) es la misma que en el diseño de vigas mostrada en la ecuación 44 , y al igual que en el diseño a flexión se deberá considerar las dimensiones del alivianamiento ( tabla 21).

#### **2.11.7.4. Límites del refuerzo**

##### **2.11.7.4.1. Acero mínimo en la losa**

En la losa aligerada existe una loseta de compresión de un espesor determinado la cual está expuesta a deformaciones provocadas por los cambios de temperatura y condiciones ambientales, para compensar estos esfuerzos es necesario colocar un refuerzo a flexión que en base a lo expuesto en la sección 8.6.1.1 del ACI 318-19, se podrá colocar varillas de acero corrugado o a su vez una malla electrosoldada, esta última tomando en cuenta aceros comerciales, la cuantía mínima de este refuerzo se expresa en la siguiente ecuación.

$$A_{smin} = 0.0018 A_g$$

**Ecuación 87.** Acero mínimo de flexión en losas ( retracción y temperatura)

Donde:

$A_{smin}$ : acero mínimo de flexión, retracción y temperatura para losas,  $cm^2$ .  
 $A_g$ : área bruta de hormigón,  $cm^2$

#### 2.11.7.4.2. Acero máximo en la losa

El acero a flexión que se colocará en la losa no podrá superar al calculado con la siguiente expresión

$$As_{max} = 0.025 \cdot b \cdot d$$

**Ecuación 88.** Acero máximo a flexión en losas

Donde:

b: base de la sección, cm  
d: peralte efectivo de la sección, cm

#### 2.11.7.4.3. Acero mínimo de flexión en nervaduras

En cada uno de los nervios se deberá considerar una cantidad de acero mínimo por flexión, tomando en consideración la fisuración del elemento será necesario según el ACI en su sección 9.6.1.1 elegir el valor más crítico obtenidos con las siguientes ecuaciones.

$$As_{min} = \frac{2.5 \cdot \sqrt{f'_c}}{fy} \cdot b \cdot d \dots (a)$$

$$As_{min} = \frac{14}{fy} \cdot b \cdot d \dots (b)$$

**Ecuación 89.** Acero longitudinal mínimo en nervaduras

#### 2.11.7.5. Resistencia nominal a cortante

En el diseño de losas, al igual que en la conexión viga columna, el hormigón es el único que aporta a la resistencia a cortante, el aporte del acero es nulo, basándonos en el capítulo 22,5 del ACI se tienen los siguientes criterios a tomar en cuenta.

$$V_u \leq \phi V_n$$

**Ecuación 90.** Capacidad de resistencia a corte

Por lo dicho antes la resistencia nominal a corte será únicamente la proporcionada por el hormigón por lo que usaremos a la ecuación del  $V_c$  usada tanto para vigas como para columnas.

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

**Ecuación 91.** Resistencia a corte proporcionada por el hormigón



### 2.11.7.6. Ejemplo de cálculo del diseño de losas alivianadas

Para el caso de Ecuador se tendrá dos losas, la losa tipo, la cual estará en los niveles Nv +3.60, Nv+6.80, Nv+10.00, Nv+13.2 y la losa de cubierta en el nivel Nv+16.4. A continuación se detallará el ejemplo de cálculo de una franja. El mismo procedimiento será replicado para todas las franjas en ambas direcciones y de todos los tipos de losa.

#### Procedimiento ejemplo de calculo

**Tabla 59.** Dimensiones losa alivianada

Datos alivianamiento		
Ancho de nervaduras ( $b_w$ )	10	cm
Altura de las nervaduras ( $H_{aliv}$ )	16	cm
Espaciamiento libre entre nervaduras ( $L_{nw}$ )	40	cm
Espesor loseta de compresión ( $e$ )	5	cm
recubrimiento libre ( $r$ )	3	cm
Altura total ( $H_{tota\ aliv}$ )	21	cm
Peralte efectivo ( $d$ )	18	cm
número de nervios	2	nervios
Peso de la losa aliviana ( $W_{aliv}$ )	0.2582	T/m <sup>2</sup>
Ancho unitario de la losa alivianada ( $B$ )	100	cm

Propiedades de los materiales		
$\Phi$ flexion	0.9	
$\Phi$ corte	0.75	
$f'_c$	210	
$f_y$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_{horm}$	2.5	T/m <sup>3</sup>

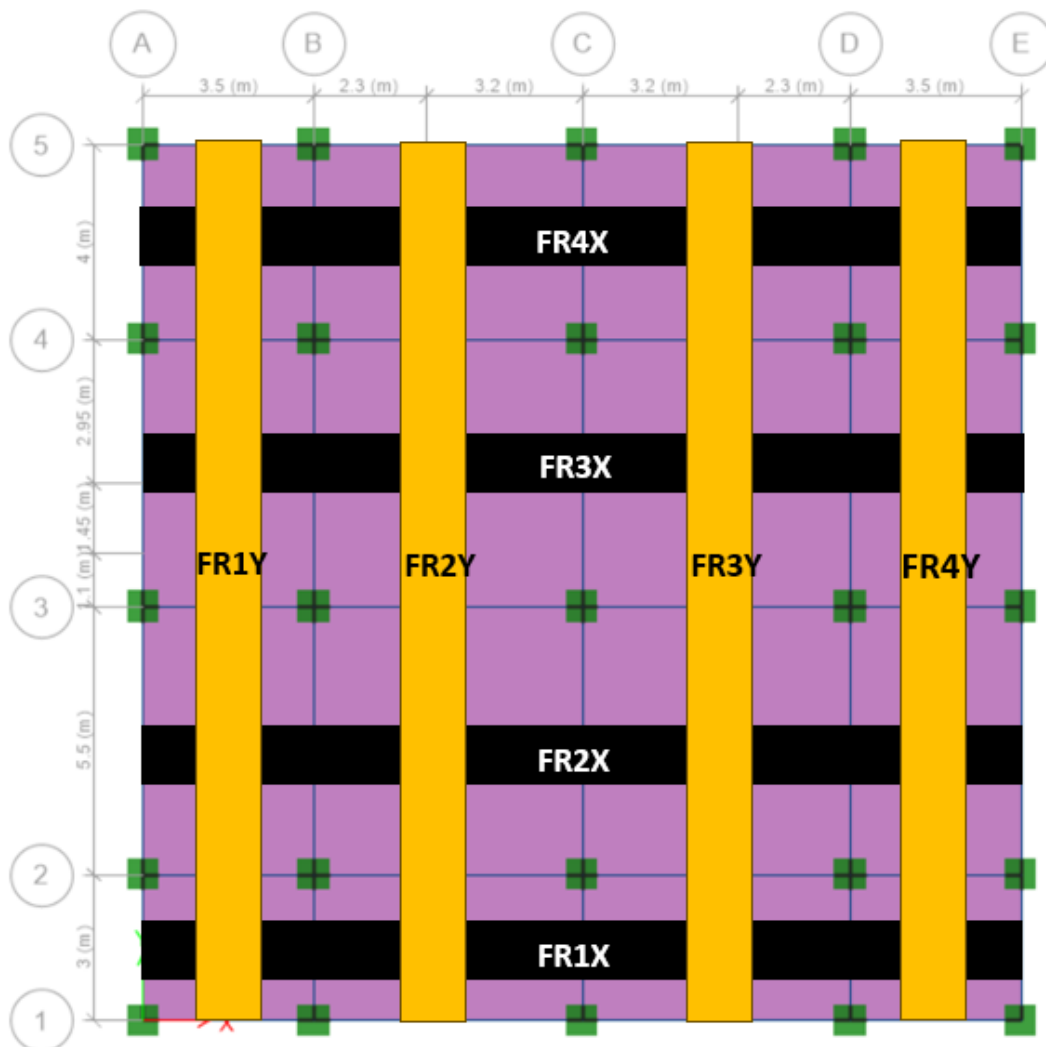
**Tabla 60.** Propiedades de los materiales

Las cargas por usarse son las mismas que ya se mostraron en el apartado correspondiente a análisis de cargas, en este documento, a continuación un resumen de cargas en la losa hasta obtener la carga por franja unitaria.

**Tabla 61.** Análisis de cargas aplicadas en la losa alivianada

Cargas		
WD+ Wpp	697.28	kg/m <sup>2</sup>
WL	200.00	kg/m <sup>2</sup>
Wd total	0.70	T/m <sup>2</sup>
Wu1=1.4 D	0.98	T/m <sup>2</sup>
Wu2=1.2D+1.6	1.16	T/m <sup>2</sup>
Wu	1.16	T/m <sup>2</sup>
Wu/franja 1m	<b>1.157</b>	T/m

En las siguientes figuras se mostrarán las franjas de diseño en x y en y y de las cuales se va a realizar el diseño y los coeficientes adoptados, tanto de carga como de momento positivo y negativo para la realización del posterior plano estructural.



**Fig 87.** Esquema de franjas de diseño en ambas direcciones

Utilizando el método de los coeficientes se obtuvieron los siguientes valores para cada vano y franja.

Coeficientes de carga									
L[m]	3.5		5.5		5.5		3.5		
4	A	3.500	A	4.000	A	4.000	A	3.500	Fr1x
	B	4.000	B	5.500	B	5.500	B	4.000	
	m	0.88	m	0.73	m	0.73	m	0.88	
	Caso	4	Caso	8	Caso	8	Caso	4	
	Wa	0.624	Wa	0.638	Wa	0.638	Wa	0.624	
	Wb	0.376	Wb	0.362	Wb	0.362	Wb	0.376	
	Wx	0.624	Wx	0.362	Wx	0.362	Wx	0.624	
Wy	0.376	Wy	0.638	Wy	0.638	Wy	0.376		
5.5	A	3.500	A	5.500	A	5.500	A	3.500	Fr2x
	B	5.500	B	5.500	B	5.500	B	5.500	
	m	0.64	m	1.00	m	1.00	m	0.64	
	Caso	8	Caso	2	Caso	2	Caso	8	
	Wa	0.752	Wa	0.500	Wa	0.500	Wa	0.752	
	Wb	0.248	Wb	0.500	Wb	0.500	Wb	0.248	
	Wx	0.752	Wx	0.500	Wx	0.500	Wx	0.752	
Wy	0.248	Wy	0.500	Wy	0.500	Wy	0.248		
5.5	A	3.500	A	5.500	A	5.500	A	3.500	Fr3x
	B	5.500	B	5.500	B	5.500	B	5.500	
	m	0.64	m	1.00	m	1.00	m	0.64	
	Caso	8	Caso	2	Caso	2	Caso	8	
	Wa	0.752	Wa	0.500	Wa	0.500	Wa	0.752	
	Wb	0.248	Wb	0.500	Wb	0.500	Wb	0.248	
	Wx	0.752	Wx	0.500	Wx	0.500	Wx	0.752	
Wy	0.248	Wy	0.500	Wy	0.500	Wy	0.248		
3	A	3.000	A	3.000	A	3.000	A	3.000	Fr4x
	B	3.500	B	5.500	B	5.500	B	3.500	
	m	0.86	m	0.55	m	0.55	m	0.86	
	Caso	4	Caso	8	Caso	8	Caso	4	
	Wa	0.648	Wa	0.850	Wa	0.850	Wa	0.648	
	Wb	0.352	Wb	0.150	Wb	0.150	Wb	0.352	
	Wx	0.352	Wx	0.150	Wx	0.150	Wx	0.352	
Wy	0.648	Wy	0.850	Wy	0.850	Wy	0.648		
		fr1y		fr2y		fr3y		fr3y	

Fig 88. Coeficientes de carga para todas las franjas

COEFICIENTES DE MOMENTO NEGATIVO									
L[m]	3.5		5.5		5.5		3.5		
4	A	3.5	A	4	A	4	A	3.5	
	B	4	B	5.5	B	5.5	B	4	
	m=	0.88	m=	0.73	m=	0.73	m=	0.8750	
	Caso	4	Caso	8	Caso	8	Caso	4	
	Ca	0.062	Ca	0.064	Ca	0.064	Ca	0.062	
	Cb	0.038	Cb	0.0328	Cb	0.0328	Cb	0.038	
	Wx	0.062	Wx	0.0328	Wx	0.0328	Wx	0.062	Fr1x
	Wy	0.038	Wy	0.064	Wy	0.064	Wy	0.038	
5.5	A	3.5	A	5.5	A	5.5	A	3.5	
	B	5.5	B	5.5	B	5.5	B	5.5	
	m=	0.64	m=	1	m=	1	m=	0.64	
	Caso	8	Caso	2	Caso	2	Caso	8	
	Ca	0.075	Ca	0.045	Ca	0.045	Ca	0.075	
	Cb	0.023	Cb	0.045	Cb	0.045	Cb	0.023	
	Wx	0.075	Wx	0.045	Wx	0.045	Wx	0.075	Fr2x
	Wy	0.023	Wy	0.045	Wy	0.045	Wy	0.023	
5.5	A	3.5	A	5.5	A	5.5	A	3.5	
	B	5.5	B	5.5	B	5.5	B	5.5	
	m=	0.64	m=	1	m=	1	m=	0.64	
	Caso	8	Caso	2	Caso	2	Caso	8	
	Ca	0.075	Ca	0.045	Ca	0.045	Ca	0.075	
	Cb	0.023	Cb	0.045	Cb	0.045	Cb	0.023	
	Wx	0.075	Wx	0.045	Wx	0.045	Wx	0.075	Fr3x
	Wy	0.023	Wy	0.045	Wy	0.045	Wy	0.023	
3	A	3	A	3	A	3	A	3	
	B	3.5	B	5.5	B	5.5	B	3.5	
	m=	0.86	m=	0.55	m=	0.55	m=	0.86	
	Caso	4	Caso	8	Caso	8	Caso	4	
	Ca	0.065	Ca	0.085	Ca	0.085	Ca	0.065	
	Cb	0.035	Cb	0.014	Cb	0.014	Cb	0.035	
	Wx	0.035	Wx	0.014	Wx	0.014	Wx	0.035	Fr4x
	Wy	0.065	Wy	0.085	Wy	0.085	Wy	0.065	
		Fr1y		Fr2y		Fr3y		Fr4y	

Fig 89. Coeficientes de momento negativo para todas las franjas

COEFICIENTES DE MOMENTO POSITIVO									
L[m]	3.5		5.5		5.5		3.5		
4	A	3.5	A	5.5	A	5.5	A	3.5	
	B	4.000	B	4.000	B	4.000	B	4.000	
	m	0.88	m	1.38	m	1.38	m	0.88	
	Caso	4.000	Caso	8.000	Caso	8.000	Caso	4.000	
	Ca	0.034	Ca	0.038	Ca	0.038	Ca	0.034	
	Cb	0.021	Cb	0.012	Cb	0.012	Cb	0.021	
	Wx	0.034	Wx	0.012	Wx	0.012	Wx	0.034	Fr1x
	Wy	0.021	Wy	0.038	Wy	0.038	Wy	0.021	
5.5	A	3.500	A	5.500	A	5.500	A	3.500	
	B	5.500	B	5.500	B	4.000	B	3.500	
	m	0.64	m	1.00	m	1.38	m	1.00	
	Caso	8.000	Caso	2.000	Caso	2.000	Caso	8.000	
	Ca	0.044	Ca	0.018	Ca	0.018	Ca	0.044	
	Cb	0.009	Cb	0.018	Cb	0.018	Cb	0.009	
	Wx	0.044	Wx	0.018	Wx	0.018	Wx	0.044	Fr2x
	Wy	0.009	Wy	0.018	Wy	0.018	Wy	0.009	
5.5	A	3.500	A	5.500	A	5.500	A	3.500	
	B	5.500	B	5.500	B	5.500	B	3.500	
	m	0.64	m	1.00	m	1.00	m	1.00	
	Caso	8.000	Caso	2.000	Caso	2.000	Caso	8.000	
	Ca	0.044	Ca	0.018	Ca	0.018	Ca	0.044	
	Cb	0.009	Cb	0.018	Cb	0.018	Cb	0.009	
	Wx	0.044	Wx	0.018	Wx	0.018	Wx	0.044	Fr3x
	Wy	0.009	Wy	0.018	Wy	0.018	Wy	0.009	
3	A	3.500	A	5.500	A	5.500	A	3.500	
	B	3.500	B	5.500	B	5.500	B	3.500	
	m	1.00	m	1.00	m	1.00	m	1.00	
	Caso	4.000	Caso	8.000	Caso	8.000	Caso	4.000	
	Ca	0.035	Ca	0.052	Ca	0.052	Ca	0.035	
	Cb	0.020	Cb	0.005	Cb	0.005	Cb	0.020	
	Wx	0.020	Wx	0.005	Wx	0.005	Wx	0.020	Fr3x
	Wy	0.035	Wy	0.052	Wy	0.052	Wy	0.035	
		Fr1y		Fr2y		Fr3y		Fr3y	

Fig 90. Coeficientes de momento positivo para todas las franjas

Con los datos anteriores de coeficientes se mostrará el ejemplo de cálculo de diseño a corte y flexión de la **franja 1 en Y**.

DISEÑO Fr1y							
L [m]	3.00	5.50	5.50	4.00			
coef. Carga $C_i$	0.65	0.25	0.25	0.38			
$Q_u$	0.75	0.29	0.29	0.43			
(C) coef. M (-)	0.065	0.065	0.023	0.023	0.023	0.023	0.038
(C) coef. M (+)	0.035	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.021
coef. corte (-) $C_c$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.15	1.00
$M_u$ (-) [T.m]	0.68	0.68	0.80	0.80	0.80	0.80	0.70
$M_u$ (+) [T.m]	0.36	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.38
$V_u$ (+) [T]	1.12	0.79	0.79	0.79	0.79	1.00	0.87
$V_u$ (-) [T]	1.29	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.87
$V_u$ /nervio (+) [T]	0.56	0.39	0.39	0.39	0.39	0.50	0.43
$V_u$ /nervio (-) [T]	0.65	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.43
$M_u$ (-) /nervio [T.m]	0.34	0.34	0.40	0.40	0.40	0.40	0.35
$M_u$ (+) /nervio [T.m]	0.18	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.19

**Fig 91.** Cortantes y momentos requeridos por nervio

para el diseño a corte únicamente se verifica que se cumpla la condición de resistencia.

#### DISEÑO A CORTE

	$\Phi V_c = 1.04 \text{ T.m}$		$V_u < \Phi V_c$	
$V$ (+) [T]	ok	ok	ok	ok
$V$ (-) [T]	ok	ok	ok	ok

**Fig 92.** Verificación de la condición de corte

**DISEÑO A FLEXION**

Mn (-) [T.m]	0.38	0.38	0.45	0.45	0.45	0.45	0.39	0.39
Mn (+) [T.m]	0.20		0.17		0.17		0.21	
As calc (-) [cm <sup>2</sup> ]	0.51	0.51	0.62	0.62	0.62	0.62	0.54	0.54
As calc (+) [cm <sup>2</sup> ]	0.27		0.22		0.22		0.29	

As min	0.38	cm2
As max	4.50	cm2

Asmin1	0.49	cm2
As min2	0.60	cm2
<b>As min</b>	<b>0.60</b>	<b>cm2</b>

As corr (-) cm <sup>2</sup>	0.60	0.60	0.60	0.62	0.60	0.62	0.62	0.60	0.62	0.60	0.60	0.60
As corr (+) cm <sup>2</sup>	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Φsup	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
N° varillas	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
N° varillas	1.00		1.00		1.00		1.00		1.00		1.00	
Φinf	10.00		10.00		10.00		10.00		10.00		10.00	
As colocado (-) cm <sup>2</sup>	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
As colocado (+) cm <sup>2</sup>	0.79		0.79		0.79		0.79		0.79		0.79	

Revision	OK		OK	OK		OK	OK		OK	OK		OK
		OK			OK			OK			OK	

As colocado (-)	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10
As calocado(+)	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10	1Φ10

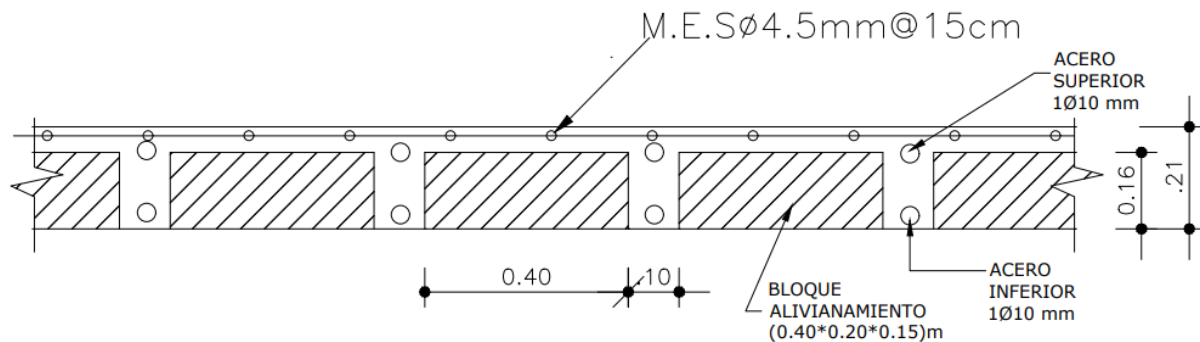
**Fig 93.**Diseño a flexión y resumen de acero colocado

En los casos en donde se tenga que colocar malla se colocara la siguiente, considerando el área mínima de acero de temperatura

Acero de temperatura	
As min temp	0.9 cm <sup>2</sup> /m

<b>M.E.S</b>	φ	4.5	cm
	@	15	cm
	N°/m	6.667	
	As/m	1.060	cm <sup>2</sup> /m

En este caso no se necesitó uso de malla electrosoldada, sin embargo en otras franjas si fue necesario.



**Fig 94.** Losa alivianada con malla electrosoldada

### 2.11.8. Diseño de muros estructurales

El uso de muros estructurales o más conocidos como muros de corte tiene una función principal y es aportar rigidez lateral a la estructura. Para el modelo de Perú fue necesario la implantación de estos a fin de controlar las derivas de pisos generadas por las cargas laterales de sismo, por lo tanto a continuación se muestra el procedimiento para el diseño a flexo compresión y corte de muros y su posterior ejemplo de cálculo.

#### 2.11.8.1. Refuerzos mínimos en $0.15L_w$ y el alma

Para analizar la cuantía mínima de acero en la sección del muro se hará el análisis a  $0.15$  de la longitud libre del muro y el alma.

**En  $0.15L_w$**  según la sección 18.10.2.4 del ACI 318-19 siempre que se cumpla la condición de que

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

Debe cumplir de (a) hasta (c)

- a)  $\rho_{min} = 1.6 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$
- b) El acero longitudinal se debe extender de manera vertical con respecto a la sección crítica una distancia cuyo valor será el mayor entre b.1 y b.2
  - b.1)  $l_w$
  - b.2)  $M_u/3V_u$
- c) no más del 50% del refuerzo puede terminarse en una sola sección.

Para el cálculo de la cuantía se deberá aislar una sección, justamente a esa longitud, pero es necesario conocer cuántas varillas va a tener el alma para considerar el área de refuerzo, para lo cual se necesita conocer el espaciamiento con la siguiente ecuación.

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

**Ecuación 92.** Espaciamiento de varillas en la sección del alma

Donde:

r: recubrimiento libre de la sección del alma  
V(x): varillas transversales medidas en el eje x

Por lo tanto en la sección de  $0.15l_w$  el número de varillas se calcula de la siguiente manera

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

Donde:

$h_1$ : altura del cabezal en el sentido paralelo al eje longitudinal del alma

Si se llega a determinar que la dimensión del cabezal paralela al eje del alma del muro es mayor que  $0.15L_w$ , no será necesario considerar el área de acero en el alma del muro.

La cuantía viene dada por la siguiente expresión

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

**Ecuación 93.** Cuantía de acero en la sección a  $0.15L_w$

Donde

$A_s$ : área del refuerzo en la sección considerada a  $0.15L_w$ ,  $cm^2$   
 $A_g$ : área bruta de la sección considerada a  $0.15L_w$ ,  $cm^2$

Claramente se debe verificar que

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

**En el alma** según la sección 18.10.2.1 del ACI 318-19 la cuantía debe ser por lo menos 0.0025 y el espaciamiento máximo del refuerzo debe ser de 45 cm. La cuantía se la calcula de la siguiente manera.

$$\rho = \frac{A_{s1} * \#V_e}{S * e}$$

**Ecuación 94.** Cuantía del refuerzo en el alma de la sección del muro



Donde:

#Ve: número de filas en las que distribuirá el acero en el sentido longitudinal

As1: área de acero de la sección de una varilla colocada en sentido perpendicular al eje longitudinal del muro, cm<sup>2</sup>

e: espesor del alma.cm.

### 2.11.8.2. Diseño a flexo compresión

En este punto será importante obtener el diagrama de interacción carga-momento del muro, así como las solicitaciones más críticas, al igual que en el diseño de columnas para verificar si la sección y el armado del muro es suficiente para contrarrestar los esfuerzos de flexión a lo que estará sometido.

Obteniendo las cargas axiales y momentos últimos de todas las combinaciones por sismo de nuestro modelo matemático se aplicará la siguiente ecuación para obtener los esfuerzos máximos y mínimos que nos permitirá hallar las solicitaciones más críticas.

$$\sigma_{max,min} = \frac{Pu}{A} \pm \frac{Mu * Y}{I}$$

**Ecuación 95.** Esfuerzos máximos y mínimos de flexo compresión

Donde:

Y: centroide de la sección del muro, cm

I: momento de inercia, cm<sup>4</sup>

### 2.11.8.3. Diseño a corte

#### 2.11.8.3.1. Resistencia requerida

A partir de las combinaciones de carga más críticas obtenidas en el diseño a flexión se obtiene el cortante requerido (Vu).

#### 2.11.8.3.2. Factor de sobre resistencia $\Omega_v$

En base a la tabla 18.10.3.1.2 del ACI 318-19. Se obtiene este factor

**Tabla 62.** Factor de sobre resistencia  $\Omega_v$

Condición	$\Omega_v$	
$h_{wcs}/\ell_w > 1.5$	El mayor entre	$M_{pr}/M_u$ <sup>[1]</sup>
		1.5 <sup>[2]</sup>
$h_{wcs}/\ell_w \leq 1.5$	1.0	

[15]

Donde:

M<sub>pr</sub>: Momento probable del muro, T.m  
 M<sub>u</sub>: momento requerido, T.m

### 2.11.8.3.3. Factor de amplificación dinámica $\omega_v$

El factor de amplificación dinámica según la sección 18.10.3.1.3 del ACI 318-19 se obtiene analizando dos casos en función de las dimensiones del muro.

Si

$$\frac{h_w}{l_w} < 2.0 \rightarrow \omega_v = 1$$

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0 \rightarrow \omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$$

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

**Ecuación 96.** Condiciones para el cálculo de  $\omega_v$

Donde:

ns: no debe ser menor que 0.007hw

### 2.11.8.3.4. Cortante de diseño

El cortante de diseño ( $V_e$ ) se lo calcula en base a los factores de amplificación presentados en los apartados anteriores a este y en base a la sección 18.10.3.1 del ACI 319-19 se lo calcula como sigue

$$V_e = \omega_v \Omega_v V_u$$

**Ecuación 97.** Cortante de diseño en muros

Además se debe cumplir la siguiente condición

$$V_e \leq 3V_u$$

**Ecuación 98.** Condición de cortante de diseño

#### 2.11.8.3.5. Verificación del ancho mínimo del alma

En este punto del diseño será necesario recordar algunos conceptos ya aplicados antes dentro de este documento de esta forma se tiene que

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

**Ecuación 99.** Condición cortante de diseño

Manipulando un poco la ecuación de arriba y aplicando conceptos de cortante nominal se llega a que la expresión que nos permitirá calcular el ancho mínimo del alma es la siguiente

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

**Ecuación 100.** Ancho mínimo del alma

Donde:

$l_w$ : longitud de la sección del muro, m.  
 $V_e$ : cortante de diseño, T.m  
 $\Phi$ : factor de reducción de resistencia de corte

En un principio asumimos un ancho del alma por lo que tendremos que comparar con el ancho mínimo.

#### 2.11.8.3.6. Cortante nominal

El cortante nominal según la sección 18.10.4.1 del ACI 318-19 se calcula con la siguiente expresión

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

**Ecuación 101.** Cortante nominal de muros

Donde:

$$\alpha_c = 0.8 \text{ siempre que } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$$
$$\alpha_c = 0.53 \text{ siempre que } \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

$$1.5 \leq \frac{h_w}{l_w} \leq 2.0 \rightarrow \alpha_c \text{ se obtiene por interpolacion}$$

Acv: área de la sección transversal del muro, cm<sup>2</sup>

Además se tiene un cortante nominal máximo el cual se escoge entre lo siguiente en función de la presencia de aberturas

Según el ACI 318-19 18.10.4.4, se debe cumplir con:

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

**Ecuación 102.** Cortante máximo para un muro sin aberturas

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

**Ecuación 103.** Cortante máximo para un muro con aberturas

Donde:

f'c: resistencia a la compresión del hormigón, kg/cm<sup>2</sup>

### 2.11.8.3.7. Refuerzo de corte

De la ecuación 99 despejando el cortante aportado por el acero se tiene la siguiente expresión

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

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

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

**Ecuación 104.** Aporte del acero en el cortante

Si aplicamos un tratamiento matemático y despejamos  $A_v$  (Área del refuerzo por cortante) obtenemos la siguiente expresión

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

**Ecuación 105.** Área del refuerzo por corte

Donde:

lw: longitud de la sección del muro, cm  
S: espaciamiento del refuerzo en el alma, cm

### 2.11.8.3.8. Cabezales

Los cabezales se les conoce a los miembros colocados en los extremos del muro con la finalidad de confinar el muro, sin embargo, según la sección 18.10.6.3 del ACI 318-19 tiene que cumplirse una condición para saber si en realidad necesitamos del uso de estos miembros, la cual es la siguiente

$$\sigma_{max} > 0.2f'c$$

**Ecuación 106.** Condición requerimiento de cabezales

Donde:

$\sigma_{max}$ : esfuerzo máximo a flexo compresión al que está sometido el muro, T/m<sup>2</sup>

los cabezales deben además cumplir con las condiciones descritas en el ACI 318-19 en su sección 18.10.6.4 desde (a) hasta (c)

- a)  $L_{confcabezal} = \max\left(c - 0.1l_w; \frac{c}{2}\right)$
- b)  $b \geq \frac{h_u}{16}$
- c)  $b \geq 300mm$

Donde:

hu: altura vertical del muro, m

### 2.11.8.3.9. Diseño por confinamiento

Para el diseño por confinamiento se discretizará entre la zona de los cabezales y el alma

### **En los cabezales**

Para el cálculo del espaciamiento del refuerzo se aplica la siguiente condición

$$s \leq \min \left\{ \frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6\phi_v, 10cm \right\}$$

**Ecuación 107.** Criterios del espaciamiento del refuerzo por confinamiento en cabezales

el cálculo de  $A_{sh1}$  y  $A_{sh2}$  viene dado por las mismas fórmulas que se usó para el diseño de columnas escogiendo como crítico el mayor valor de ellas para el cálculo de los ramales

### **En el alma**

Para el cálculo del espaciamiento se aplica la siguiente condición

$$s \leq \min\{6\phi, 12cm\}$$

De igual forma para el cálculo de  $A_{sh1}$  y  $A_{sh2}$ , al igual que en los cabezales, se usarán las mismas ecuaciones que se mostraron en el diseño por confinamiento de columnas.

#### **2.11.8.3.10. Espaciamiento vertical**

El espaciamiento vertical del refuerzo se verificará aplicando la siguiente expresión

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

**Ecuación 108.** Espaciamiento vertical del refuerzo

#### **2.11.9. Ejemplo de cálculo de muros**

Para el ejemplo de cálculo se detallará el diseño del muro en la dirección X del eje 1 entre A y B. El proceso se regirá en base al ACI 318-19 y recomendaciones de la norma E.060 de concreto armado de Perú.

## Datos muros

Datos muro eje X		
f'c=	210	kg/cm <sup>2</sup>
fy=	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Es=	2000000	kg/cm <sup>2</sup>
lw=	415	cm
hw=	16.4	m
hu=	3.2	m
φ=	0.75	
λ=	1	

hu: altura de entrepiso, m

## Datos de dimensiones y armado de cabezales y alma del muro

Datos Alma muro		
Espesor alma=	30	cm
L alma=	285	cm
r <sub>v</sub> =	4	cm
φ <sub>Estribo</sub> =	1	cm
φ <sub>varilla</sub> =	1.4	cm
As <sub>1varilla</sub> =	1.54	cm <sup>2</sup>
V(x)=	20	
V(y)=	2	
r <sub>efectivo</sub> =	5.7	cm
S(x)=	13.00	cm
d=	24.30	cm
S(y)=	17.20	cm
#varillas=	40	

Datos Cabezales		
h=	65	cm
b=	65	cm
r <sub>v</sub> =	4	cm
φ <sub>Estribo</sub> =	1	cm
φ <sub>varilla</sub> =	2.8	cm
As <sub>varilla</sub> =	6.16	cm <sup>2</sup>
V(x)=	5	
V(y)=	5	
r <sub>efectivo</sub> =	6.4	cm
S(x)=	10.25	cm
d=	58.60	cm
S(y)=	10.25	cm
#varillas=	16	

El diseño a flexo compresión se muestra los cálculos detallados en función del procedimiento planteado en el apartado anterior

DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN		
REFUERZO DE ACERO MINIMO		
En 0.15 lw		
0.15 lw= 62.25 cm		
$\frac{hw}{lw} \geq 2.0$	$\frac{hw}{lw} = 5.754$ hwes/lw≥2	OK
$\rho_{min} = 1.6 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$	$\rho_{min} = 0.55$	%
$S = \frac{L_{alma} - 2r}{V(x) - 1}$	S= 14.58	cm
	As <sub>alma</sub> = 0.00 cm <sup>2</sup> As <sub>cabezal</sub> = 98.52 cm <sup>2</sup> A <sub>sección</sub> = 4142.50 cm <sup>2</sup>	
$\rho = \frac{As}{Ag} \quad \rho > \rho_{min}$	$\rho = 2.38$ $\rho > \rho_{min}$	% OK
En el alma		
$S = \frac{L_{alma} - 2r}{V(x) - 1} \quad S \leq 45 \text{ cm}$	S= 14.58 s≤45cm	cm OK
$\rho = \frac{As_1 * \#V_e}{S * e}$ $\rho > 0.0025$	$\rho = 0.0070$ $\rho > 0.0025$	OK

Fig 95.Diseño a flexión del muro

A continuación el cálculo del centroide del muro para el cálculo de los esfuerzos a flexo compresión.

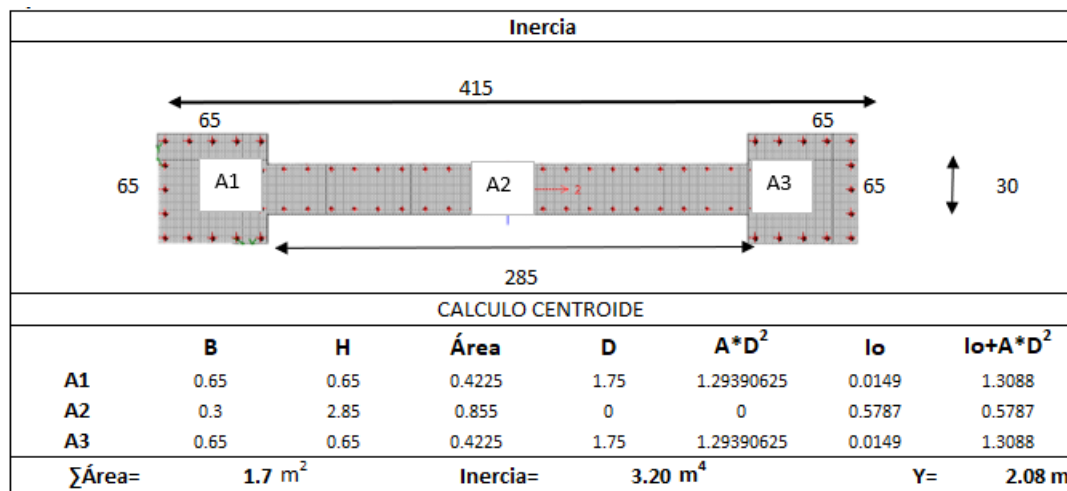


Fig 96. Centroides de la sección del muro

A continuación se muestra la tabla en la se muestran las combinaciones más desfavorables para el ingreso de los puntos críticos en el diagrama de interacción

Tabla 63. Combinaciones más desfavorables de esfuerzo a flexo compresión

PISO	PIER	Combinaciones	P[T]	M[Tm]	V[T]	σMax	σMin
Story1	P2	1.25D+1.25L-Sy	-189.302	-85.080	-12.935	-166.587	-56.121
Story1	P2	1.25D+1.25L-Sx	-172.187	-1102.408	-119.220	-816.959	614.385
Story1	P2	1.25D+1.25L-Sy	-168.836	-38.513	-12.935	-124.317	-74.313
Story1	P2	1.25D+1.25L+Sx	-161.113	1175.585	115.988	668.406	-857.950
Story1	P2	1.25D+1.25L-Sx	-151.721	-673.216	-119.220	-526.293	347.797
Story1	P2	1.25D+1.25L+Sy	-143.998	158.257	9.703	18.034	-187.444
Story1	P2	1.25D+1.25L+Sx	-140.647	758.030	115.988	409.372	-574.839
Story1	P2	0.9D-Sy	-133.979	-99.987	-12.296	-143.722	-13.900
Story1	P2	1.25D+1.25L+Sy	-123.532	123.327	9.703	7.396	-152.728
Story1	P2	0.9D-Sy	-119.243	-55.721	-12.296	-106.317	-33.969
Story1	P2	0.9D-Sx	-116.865	-1117.315	-118.581	-794.093	656.606
Story1	P2	0.9D+Sx	-105.790	1160.677	116.627	691.271	-815.729
Story1	P2	0.9D-Sx	-102.129	-690.425	-118.581	-508.293	388.141
Story1	P2	0.9D+Sx	-91.054	740.822	116.627	427.373	-534.495
Story1	P2	0.9D+Sy	-88.675	143.350	10.342	40.899	-145.223
Story1	P2	0.9D+Sy	-73.940	106.118	10.342	25.397	-112.385
<b>MAX</b>			<b>189.302</b>	<b>1175.585</b>	<b>119.220</b>	<b>816.959</b>	<b>857.950</b>

Nota: en rojo las combinaciones más desfavorables



Se muestra las tablas obtenidas en Etabs para las curvas de diagrama de interacción carga - momento

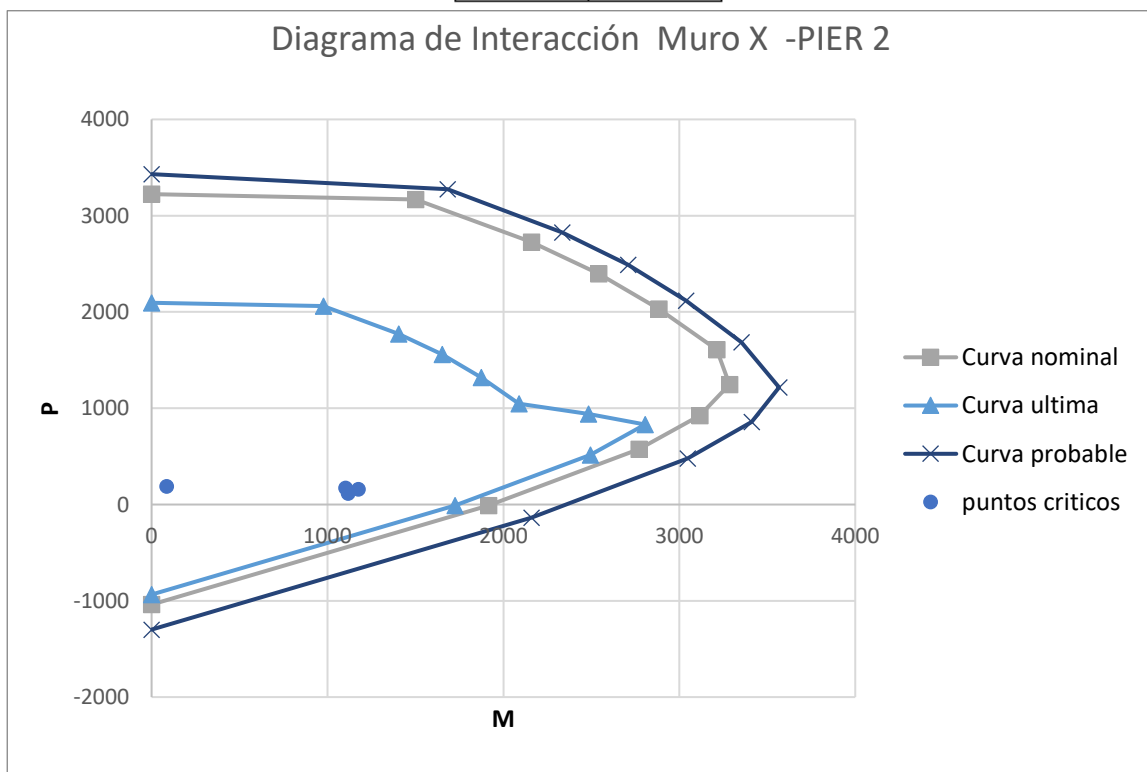
**Tabla 64.** Curvas para el diagrama de interacción carga momento del muro

Diagrama de interacción					
Curva ultima		Curva nominal		Curva probable	
Pu	Mu	Pn	Mn	Ppr	Mpr
[T]	[T.m]	[T]	[T.m]	[T]	[T.m]
2095.3565	0	3223.6254	0	3431.4246	0
2059.8683	975.8228	3169.0281	1501.2658	3273.4215	1681.6555
1771.3514	1403.3911	2725.1561	2159.0633	2824.6178	2333.1696
1558.2223	1652.0708	2397.2651	2541.6474	2491.2877	2708.4474
1321.1862	1873.6518	2032.5941	2882.5412	2118.7435	3037.971
1045.8027	2087.8219	1608.9272	3212.0337	1685.2226	3352.8566
942.5275	2482.137	1247.3838	3284.9731	1217.0351	3567.1098
830.3325	2805.0364	922.5917	3116.7071	856.7304	3410.7885
516.8764	2493.4517	574.3072	2770.5019	478.1162	3047.7048
-9.1175	1724.4816	-10.1306	1916.0907	-136.1202	2159.5781
-935.0966	0	-1038.9963	0	-1298.7453	0

Nota: obtenidas del software Etabs

Puntos críticos

PUNTOS CRITICOS	
P [T]	M [T.m]
189.30	85.08
172.19	1102.41
161.11	1175.59
116.8645	1117.3152



**Fig 97.** Diagrama de interacción carga-momento muro eje 1 entre A y B

Los puntos críticos están dentro de la curva permitida.

DISEÑO A CORTE		
CÁLCULO DE Vu		
Seleccionamos de las sollicitaciones críticas		
<b>Vu= 119.22 T</b>		
FACTOR DE SOBRESISTENCIA Ωv		
Tabla 18.10.3.1.2		
Condición		Ωv
$h_{ves}/l_w > 1.5$	El mayor entre	$M_{pr}/M_u^{(1)}$
$h_{ves}/l_w \leq 1.5$		$1.5^{(1)}$
		1.0
$h_{ves}/l_w =$	5.75	
<b>Combinación 1</b>		Ωv1= 21.591
Mpr=	1836.999	
Mu=	85.08	
<b>Combinación Crítica</b>		Ωv2= 1.536
Mpr=	1806.1607	
Mu=	1175.59	
		<b>Ωv= 1.536</b>

Fig 98. Cálculo de Vu y factor de sobre resistencia

Para la obtención del momento probable fue necesaria la obtención del eje neutro de la sección del muro y generar una curva en relación con el momento probable.

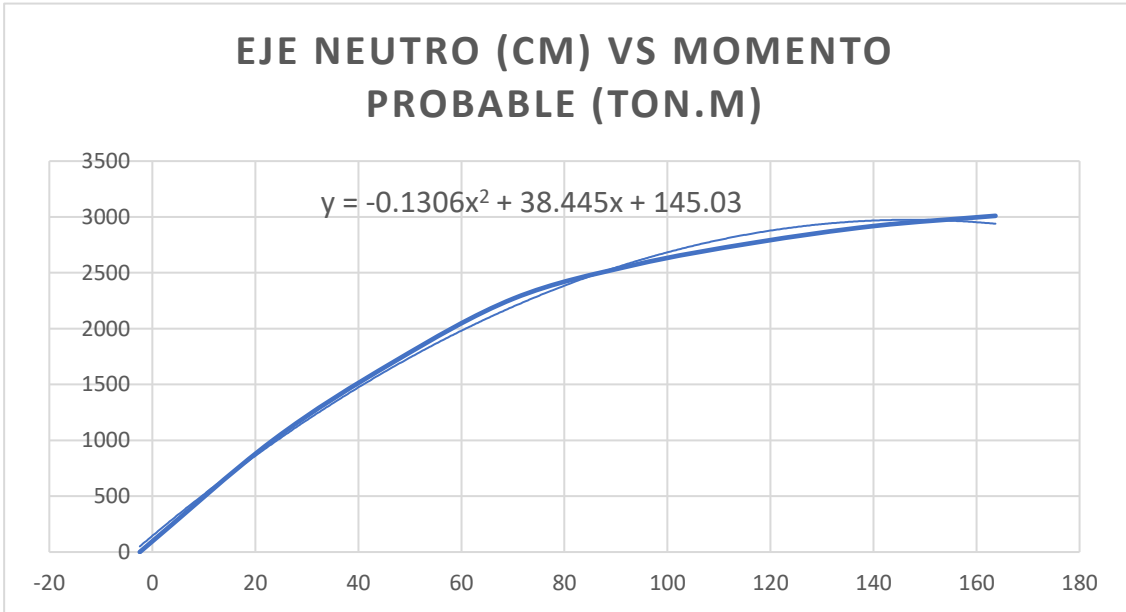


Fig 99. Momento probable vs Eje neutro, incluye ecuación de ajuste

Se muestra en la figura 97 el factor de amplificación dinámica, que nos servirá junto con el factor de sobre resistencia a calcular el cortante de diseño.

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA $\omega_v$	
ACI 318-19. 18.10.3.1.3	
$\frac{h_{wes}}{l_w} < 2.0$	$\omega_v = 1$
$\frac{h_{wes}}{l_w} \geq 2.0$	$h_{wes}/l_w = 5.75$
$n_{smin} = 0.007h_{wes}$	$h_{wes}/l_w \geq 2$
$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10}$	$n_s \leq 6$
$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8$	$n_s > 6$
	ns= 5.00
	ns <sub>min</sub> = 0.11
	ns>ns <sub>min</sub> = OK
	ns= 5.00
	$\omega_{v1}$ = 1.4
	$\omega_{v2}$ = 1.47
	<b><math>\omega_v</math>= 1.40</b>

**Fig 100.** Factor de amplificación dinámica

El cálculo del cortante nominal se muestra en la figura 98

CORTE DE DISEÑO $V_e$		
ACI 318-19. 18.10.3.1.		
$V_e = \omega_v \Omega_v V_u \leq 3V_u$	<b>Ve= 256.44</b>	<b>T</b>
VERIFICACIÓN DEL ANCHO MÍNIMO DEL ALMA		
Se compara bw asumido con bw mínimo		
$V_e \leq \phi 5 V_c$	bw mínimo= 21.45	cm
$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * l_w$	bw asumido= 30	cm
$V_e \leq \phi 5 (0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * l_w)$	bw asumido > bw mínimo	OK
CORTANTE NOMINAL $V_n$		
Vn máximo ACI 318-19. 18.10.4.4		
$V_n = 5 V_c$	Aberturas	No
$V_{nmax} = 2.65 \sqrt{f'c} * A_{cw}$	Factor=	2.65
$V_{nmax} = 2.12 \sqrt{f'c} * A_{cv}$	5*0.53=	2.65
$5 V_c = 5 * 0.53 * \sqrt{f'c} * A_{cw}$	0.8*5*0.53	2.12
	<b>OK</b>	
Vn ACI 318-19. 18.10.4.1		
$\alpha_c = 0.53 \rightarrow \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$	$\alpha_c = 0.53$	
$\alpha_c = 0.8 \rightarrow \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$	$\alpha_c = 0.8$	
$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv}$	$\alpha_c = 0.53$	
$V_n = V_c + V_s$	Acv= 17000	cm <sup>2</sup>
	<b>Vn= 803.0</b>	<b>T</b>

**Fig 101.** Obtención del cortante nominal y verificaciones

Con la información obtenida ya se puede verificar el refuerzo por cortante

REFUERZO DE CORTE		
Av		
$V_e \leq \phi(V_c + V_s)$	Ve= 256.44	T
$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$	Vc= 95.62	T
	Vs= 246.29	T
$A_v = \frac{V_s * S}{l_w * F_y}$	S= 13.1	
	Av= 1.85	cm <sup>2</sup>
	$\phi_{\text{varilla}} = 1.4$	cm
	AS <sub>varilla</sub> = 1.54	cm <sup>2</sup>
	# <sub>varilla</sub> = 2	
Resumen		
2	$\phi_{\text{varilla}}$	1.4 @ 14 cm

Fig 102. Refuerzo por corte

DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES		
Verificar si requiere cabezales		
$\sigma_{\text{Max}}$	816.96	T/m <sup>2</sup>
$\sigma_{\text{Min}}$	857.95	T/m <sup>2</sup>
$\sigma$	85.79	kg/cm <sup>2</sup>
$0.2f_c$	42	kg/cm <sup>2</sup>
Requiere cabezales		
Propiedades de los cabezales ACI 318-19 18.10.6.4		
a)	C combinación1=	53.9 cm
	C combinación2=	52.6 cm
	C=	53.9 cm
	$L_{\text{confcabezal}} = \max\left(c - 0.1l_w; \frac{c}{2}\right)$	C/2= 26.9336682 cm
		C-0.1w= 12.3673365 cm
		$L_{\text{confcabezal}} = 26.9336682$ cm
b)	$b \geq \frac{h_u}{16}$	b= 65 cm
		hu/16= 20 cm
		b≥hu/16 OK
c)	$b \geq 300\text{mm}$	b≥300mm OK

Fig 103. Diseño de cabezales

El diseño por confinamiento en este ejemplo de cálculo se aplica únicamente a los cabezales ,puesto que la longitud  $0.5 L_w$  es menor a la base de los cabezales.

DISEÑO DE CONFINAMIENTO	
Cabezales	
$h=$	65 cm
$b=$	65 cm
$r_v=$	4 cm
$b_c=$	57 cm
$h_c=$	57 cm
$\phi_{Estribo}=$	1 cm
$\phi_{varilla}=$	2.8 cm
$A_{s_{varilla}}=$	6.16 cm <sup>2</sup>
$V(x)=$	5
$V(y)=$	5
$\#varillas=$	16
$S=$	10 cm
$A_{sh1}=$	2.57 cm <sup>2</sup>
$A_{sh2}=$	2.57 cm <sup>2</sup>
$A_{sh}=$	2.57 cm <sup>2</sup>
$\#ramales$	4
$\#ramales$	5

**Fig 104.** Diseño por confinamiento de cabezales

## 2.12. Detallamiento del refuerzo

Los planos estructurales constituyen uno de los aportes principales dentro de un diseño estructural, puesto que en realidad con esto es lo que se construye, por lo tanto debe estar lo más claro posible a fin de que el constructor pueda plasmar todo el diseño realizado. En los siguientes apartados se colocarán ciertos parámetros a tomar en cuenta sobre el acero de refuerzo, en vigas, columnas, losas y muros. Para los planos del edificio en Ecuador se usará la NEC-SM-HM en su capítulo referente al Detallamiento del refuerzo , lo propio para el edificio de Perú con la norma E.060 de Concreto armado. Lo mencionado en el ACI 318 -19 en su capítulo 25 se aplicará y contrastará con ambas normativas.

## **2.12.1. Espaciamiento del refuerzo longitudinal**

### **2.12.1.1. Vigas**

Con la finalidad de permitir un flujo libre del hormigón se ha optado por un espaciamiento mínimo entre las barras paralelas, para este se debe escoger la mayor entre los siguientes valores desde (a) hasta (c), según la sección 25.2 del ACI 318-19:

- a) 25 mm
- b)  $d_b$  ( diámetro de la mayor varilla colocada)
- a)  $4/3$  del diámetro del agregado grueso ( $d_{agg}$ )

Es importante tomar en cuenta que cuando se coloquen varillas en dos o más capas estas deben tener un espaciamiento entre sí de por lo menos 2.5 cm.

### **2.12.1.2. Columnas**

Las consideraciones son similares a las usadas en vigas, pero para este caso se toma el mayor valor entre :

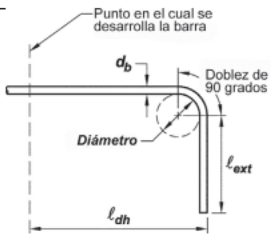
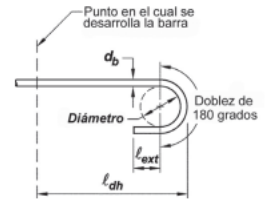
- b) 40 mm
- c)  $1.5d_b$  ( diámetro de la varilla más grande)
- d)  $4/3$  del diámetro del agregado grueso ( $d_{agg}$ )

## **2.12.2. Ganchos estándar , sísmicos y suplementarios**

La normativa tanto peruana como ecuatoriana tienen de referencia al ACI capítulo 25 para sus detalles de refuerzo, por lo tanto se aplicarán estas recomendaciones.

Los ganchos están presentes tanto en el refuerzo longitudinal, como en los estribos cerrados de confinamiento, a continuación se muestran una tabla en la que se presentan las dimensiones del gancho para refuerzo longitudinal en función del ángulo de doblez y diámetro de la varilla.

**Tabla 65.** Geometría del gancho estándar en barras corrugadas a tracción

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta <sup>[1]</sup> $\ell_{ext}$ , 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: obtenida de la sección 25.3.1. [15]

En todo el proyecto tanto en el modelo de Ecuador como el de Perú aplicaron lo siguientes diámetros en los refuerzos de los distintos miembros.

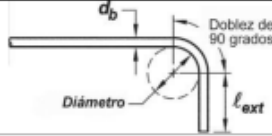
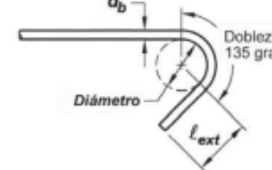
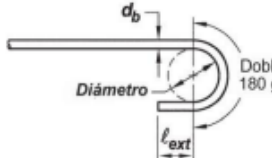
**Tabla 66.** Dimensiones del gancho en los diámetros de barras usadas en el edificio de Ecuador

Uso	Tipo de gancho	Diámetros de la varilla usados [mm]	Diámetro interior [mm]	Longitud externa [mm]	Longitud total del gancho [cm]
Acero inferior losa	180 °	10	60	65	11
Acero longitudinal base en vigas	90°	16	96	192	26
		18	108	216	29
		20	120	240	32
Acero longitudinal de refuerzo en vigas	90°	14	84	168	22
Acero longitudinal en columnas	90°	22	132	264	35
		25	150	300	40
Acero transversal en el alma del muro	135°	14	84	168	22

Nota: las dimensiones de la longitud total del gancho están redondeadas al inmediato superior.

Al igual que para los refuerzos longitudinales, también existen dimensiones mínimas para los ganchos estándar, sísmicos y suplementarios de refuerzo transversal, es decir, los estribos cerrados de confinamiento, los cuales están presentes en las vigas y columnas. Es primordial que para el detalle los ganchos deben abrazar la varilla y al finalizar prologarse hacia el centro del núcleo, lo que se conoce como el gancho sísmico a 135°.

**Tabla 67.** Dimensiones del gancho para estribos cerrados de confinamiento

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la varilla mm	Diámetro interior mínimo de doblado mm	Extensión recta $L_{ext}$ mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 16	4db	Mayor de 6 db y 75 mm	
Gancho de 135 grados	No. 10 a No. 16	4db	Mayor de 6 db y 75 mm	
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 16	4db	Mayor de 4 db y 65 mm	

Fuente:[15]

Para el presente proyecto en los estribos tanto de vigas como de columnas se usaron estribos de 10 mm y grapas de 10 mm y esto se repite tanto en el edificio con norma peruana como en el de Ecuador, por lo tanto se muestra la tabla de la geometría para los gachos usados.

**Tabla 68.** Dimensiones de los ganchos en estribos usados en el edificio de Ecuador y Perú

Uso	Tipo de gancho	Diámetros de la varilla usados [mm]	Diámetro interior [mm]	Longitud externa [mm]	Longitud total del gancho [cm]
Estribos y grapas en vigas	135 °	10	40	75	11
Estribos y grapas en Columnas	135°	10	40	75	11
Grapas en la seccion del alma del muro	180	10	40	65	10

### 2.12.3. Longitud de anclaje y desarrollo.

#### 2.12.3.1. Longitud de desarrollo de barras corrugadas en tracción

**La**

De acuerdo la seccion 25.4 del ACI 318-19 la longitud de desarrollo de barras corrugadas en tracción se escogerá como la mayor entre (a) y (b)

- 30cm
- $L_d$  calculada con la tabla 25.4.2.2 del ACI 318-19



**Tabla 69.** Longitud de desarrollo en barras corrugadas en 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 $\ell_d$ 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	$\left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_g}{1.4\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_g}{1.1\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

Fuente:[15]

Donde:

$\psi_t$ ,  $\psi_e$  y  $\psi_g$  son factores de modificación por tamaño del refuerzo, recubrimiento del refuerzo y grados del refuerzo, respectivamente.

Los factores de modificación  $\psi$  se presentan en la siguiente tabla

**Tabla 70.** Factores de modificación para el cálculo de  $\ell_d$

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Hormigón liviano $\lambda$	Hormigón de peso liviano	0.75
	Hormigón de peso normal	1.00
Grado del refuerzo $\psi_g$	Grado 280 o Grado 420	1.00
	Grado 550	1.15
	Grado 690	1.30
Epóxico $\psi_e$	"Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y varillas con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de 3db de recubrimiento, o separación libre menor que 6db".	1.50
	"Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y varillas con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones".	1.20
	"Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)".	1.00
Tamaño $\psi_s$	"Para varillas No. 22 y mayores"	1.00
	"Para varillas No. 19 o menores y alambres corrugados"	0.80
Ubicación $\psi_t$	"Más de 300 mm de hormigón fresco colocado debajo del refuerzo horizontal"	1.30
	Otra	1.00

Nota: "El producto  $\psi_t \psi_e$  no necesita exceder 1.7".

Fuente: [15]

En nuestro proyecto se utilizó una resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) igual a 210 kg/cm<sup>2</sup>, una resistencia a la fluencia del acero ( $f_y$ ) de 4200 kg/cm<sup>2</sup>, se considera un hormigón de peso normal. Por lo tanto se considera

$$\psi_t = 1 \quad \psi_e = 1 \quad \psi_g = 1$$

Por los parámetros anteriores para varillas de diámetro menor o igual 18 mm se tiene que

$$Ld = \frac{200}{\sqrt{f'c}} \cdot db$$

**Ecuación 109.** Longitud de desarrollo para varillas en tracción con diámetro mayor a 18 mm

y para varillas de diámetro mayor o igual 20 mm se tiene que

$$Ld = \frac{420}{1.7\sqrt{f'c}} \cdot db$$

**Ecuación 110.** Longitud de desarrollo para varillas en tracción con diámetro mayor a 20 mm

Donde:

$f'c$  = resistencia a la compresión ( ingresada en MPa).

### 2.12.3.2. Longitud de desarrollo para ganchos estándar en tracción (Ldh)

Para varillas corrugadas en tracción que termine en gancho, es decir, las que se anclen en un elemento, la longitud de desarrollo debe ser la mayor entre (a) hasta (c)

- a) 15 cm
- b) 8db
- c) Ldh,

$$Ldh = \left( \frac{fy \cdot \psi_e \cdot \psi_c \cdot \psi_r \cdot \psi_o}{23\lambda\sqrt{f'c}} \right) \cdot db^{1.5}$$

**Ecuación 111.** Longitud de desarrollo en ganchos de tracción.

Donde:

$\psi_e \cdot \psi_c \cdot \psi_r$ : son factor de modificación, del epóxido, recubrimiento y confinamiento del refuerzo, respectivamente. Para  $\Phi = 10$  mm se tiene un  $Ldh = 21db$

En la siguiente tabla se muestran los factores de modificación para la longitud de desarrollo de ganchos estándar en tracción.

**Tabla 71.** Factores de modificación para longitud de desarrollo en barras con ganchos en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto liviano $\lambda$	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Epóxico $\psi_e$	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 $\psi_r$	Para barras No. 36 y menores con $A_{th} \geq 0.4A_{hs}$ o $s^{[1]} \geq 6d_b^{[2]}$	1.0
	Otros	1.6
Ubicación $\psi_o$	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 $\geq 60$ mm, o (2) con recubrimiento lateral normal al plano del gancho $\geq 6d_b$	1.0
	Otros	1.25
Resistencia del concreto $\psi_c$	Para $f'_c < 42$ MPa	$\frac{f'_c}{105} + 0.6$
	Para $f'_c \geq 42$ MPa	1.0

Fuente:[15]

Por lo parámetros antes mencionados en el apartado de longitud de desarrollo en barras de tracción y considerando un refuerzo sin revestimiento, un recubrimiento lateral mayor a  $6d_b$  en los ganchos anclados al nudo y varillas con separación mayor a  $6d_b$  y  $A_{th}/A_{hs}$  mayor a 0.4, se concluye que

$$\psi_e = 1 \quad r = 1 \quad \psi_o = 1 \quad \psi_c = 1$$

Por lo tanto la ecuación 93 se reduce a lo siguiente

$$Ldh = \left( \frac{420}{23\sqrt{f'_c}} \right) \cdot db^{1.5}$$

**Ecuación 112.** Expresión reducida para la longitud de desarrollo en barras con gancho a tracción

### 2.12.3.3. Longitud de desarrollo para barras en compresión $l_{dc}$

Según la sección 25.2.9.1 y la sección 25.2.9.2. esta longitud ( $l_{dc}$ ) debe calcularse como la mayor entre (a) hasta (b)

a) 20 cm

b)  $l_{dc}$ , donde esta es la mayor entre:

$$b.1) Ldc = \left( \frac{0.24 \cdot fy \cdot \psi_r}{\lambda \sqrt{f'c}} \right) db$$

$$b.2) 0.043 \cdot fy \cdot \psi_r \cdot db$$

Los factores de modificación para el cálculo de la longitud  $Ldc$  se muestran en la siguiente tabla

**Tabla 72.** Factores de modificación para el cálculo de  $Ldc$

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto liviano $\lambda$	Concreto liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Refuerzo de confinamiento $\psi_r$	Refuerzo encerrado dentro de (1), (2), (3) ó (4): (1) Una espiral (2) Un estribo circular continuo con $d_b \geq 6$ mm y paso 100 mm. (3) Estribos de barra No. 13 o alambre MD130 de acuerdo con 25.7.2 espaciado $\leq 100$ mm centro a centro. (4) Estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 25.7.4 y espaciadas a distancias $\leq 100$ mm, centro a centro.	0.75
	Otra	1.0

Po lo tanto si asumimos que los estribos cerrados de confinamiento tendrán espaciamentos mayores a 10 cm se toma  $\psi_r = 1$  , así la expresión reducida para el literal b tomando  $fy = 420$  Mpa, son las siguientes:

$$b.1) Ldc = \left( \frac{100.8}{\sqrt{f'c}} \right) db$$

$$b.2) 18 \cdot db$$

**Ecuación 113.** Longitud de desarrollo para barras en compresión  $Ldc$

A continuación se muestra un resumen de las longitudes de desarrollo usadas en el proyecto tanto para Ecuador como Perú en función de los diámetros usados en los refuerzos para el diseño de cada miembro estructural.

**Tabla 73.** longitudes de desarrollo de barras y ganchos usados en el modelo de Ecuador y Perú

Uso	Diámetros de la varilla usados [mm]	Ld		Ldc
		barras [cm]	Ganchos [cm] Idh	barras [cm]
Acero longitudinal losa	10	135	55	55
Acero longitudinal superior en vigas	14	62	31	31
	16	70	36	36
	18	79	40	40
	20	108	44	44
Acero longitudinal inferior en vigas	18	79	40	40
	16	70	36	36
Acero longitudinal en columnas	22	119	49	49
	25	135	55	55

#### 2.12.4. Traslapes

Dado que las varillas corrugadas se comercializan con una cierta longitud máxima la cual en nuestro mercado ronda los 12 metros, es necesario realizar traslapes de varillas a fin de colocar todo el acero longitudinal en el miembro estructural diseñado, por lo tanto en los siguientes apartados siguiendo las recomendaciones del ACI 318-19 en su sección 25.5 se colocaran las dimensiones de los traslapes para cada caso sea traslapes a compresión y tensión en vigas, como el traslape en columnas, además se tratará el tema de la separación de estribos en estas zonas.

##### 2.12.4.1. Longitud de traslape en varillas corrugadas a tracción.

Según la tabla 25.5.2.1 del ACI 318-19 la longitud de los traslapes a tracción debe ser la siguiente en función de una relación de acero colocado y acero requerido.

**Tabla 74.** Longitud del traslape en barras y alambres corrugados a tracción

$\frac{\text{As colocado}}{\text{As requerido}}$ en la longitud del traslape	Porcentaje máximo de As empalmado dentro de la longitud de traslape requerida	Tipo de empalme	l <sub>st</sub>
≥ 2.0	50	Clase A	Mayor de: l <sub>d</sub> y 300 mm
	100	Clase B	Mayor de: 1.3l <sub>d</sub> y 300 mm
< 2.0	Todos los casos	Clase B	

Fuente:[15]

Donde:

Id: longitud de desarrollo de varillas corrugadas en tracción.

Se tendrá que analizar la relación de acero colocado con el requerido ,pero independiente a aquello , si el diámetro de la varilla es menor o igual a 18 mm la longitud de traslape:

$$L_{st} = 1.3 \cdot \left( \frac{f_y \cdot \Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_g}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) \cdot db$$

**Ecuación 114.** Longitud de traslape para  $db < 18\text{mm}$

Y considerando los factores en la seccion anterior se tiene que la expresión reducida es la siguiente:

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

**Ecuación 115.** Longitud de traslape a tracción para varillas menores a 18 mm

Si el diámetro de la varilla a tracción es mayor o igual a 20 mm se aplica la siguiente ecuación

$$L_{st} = 1.3 \cdot \left( \frac{f_y \cdot \Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_g}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) \cdot db$$

**Ecuación 116.** Longitud de traslape a tracción con  $db > 20$

De igual forma si aplicamos los criterios para la consideración de los factores de modificación y las propiedades del hormigón y acero del presente proyecto, se tiene que:

$$L_{st} = \frac{546}{1.7 \sqrt{f'_c}} \cdot db$$

**Ecuación 117.** Longitud de traslape a tracción para varillas mayores a 20 mm

#### 2.12.4.2. Longitud de traslape en varilla corrugadas a compresión

##### Lsc

Los traslapes por compresión no requieren de requisitos tan estrictos debido a que el comportamiento por adherencia de las barras en compresión no se ve afectado en gran medida por la fisuración transversal producida por la tracción. Según la seccion 25.5.5.1. la

longitud de un empalme por traslapo en compresión se determina como la mayor entre (a), (b) o (c)

(a) si  $f_y \leq 420$  MPa,  $l_{sc}$  es la mayor entre  $(0.071 \cdot f_y \cdot db)$  y 30 cm

(b) si  $420 \text{ MPa} < f_y \leq 550$  MPa,  $l_{sc}$  es la mayor entre  $(0.13f_y - 24)db$  y 30 cm

(c) si  $f_y \geq 550$  MPa,  $l_{sc}$  es la mayor entre  $(0.13f_y - 24)db$  y 30 cm

para el presente proyecto al tener diámetros menores a 35 mm y un  $f_y$  de 420 Mpa, la longitud de traslape a compresión se reduce a la mayor entre 30 cm y

$$L_{sc} = 30db$$

#### **2.12.4.3. Consideración de los traslapes en vigas, columnas y losas**

Según la sección 18.6.3.3. del ACI 318-19, en vigas, los traslapes no deben ubicarse

- a) En los nudos
- b) En la zona de confinamiento, ubicada a una distancia de dos veces la altura de la viga ( $2h_v$ ) a partir de la cara de la columna.
- c) En longitudes de  $2h_v$  donde se espere la ocurrencia de fluencia de acero debido a la flexión.

Además, en la zona de traslapes de vigas debe existir confinamiento de estribos a un espaciamiento de estos que no debe superar el menor entre:

- a)  $d/4$
- b) 10 cm

Donde:

d: peralte efectivo, cm

Según la sección 18.6.3.3. del ACI 318-19 en columnas los traslapes únicamente deben ubicarse en el centro del miembro, debido a que en esta parte es donde se generan los menores esfuerzos, deben considerarse como traslapes por tracción y los estribos que confinen esta zona deben cumplir con la separación ya descrita en el apartado de diseño de columnas en el presente documento(2.9.3.6.1) como la menor entre:

- a) 1/4 de la dimensión más pequeña de la columna
- b)  $6db$  ( varilla longitudinal más pequeña) para acero grado 60 , 5 db para acero grado 80

- c) 15 cm
- d) So (ver 2.9.3.6.1.)

#### 2.12.4.4. Dimensiones de traslapes en varillas corrugadas usadas en la edificación

Las varillas comercializadas en Ecuador y en Perú tiene una longitud de fabricación de máximo 12 m , por lo que es necesario, debido a la configuración arquitectónica con vanos que superan los 5 metros, realizar empalmes o traslapes en las vigas para conseguir una correcta transmisión de esfuerzos y continuidad al largo del eje, los traslapes que se realizaran en el proyecto considerando los diámetros de las varillas adoptadas se resumen en la siguiente tabla.

**Tabla 75.** Dimensiones mínimas de traslapes usadas en el proyecto

Uso	Diámetros de la varilla usados [mm]	Dimensión mínima del traslape a
Acero superior en vigas	18	54
	16	48
Acero inferior en vigas	16	91
	18	103
	20	141
Acero longitudinal en columnas	22	150
	25	150

Lo que se observan en la tabla 75 son las dimensiones mínimas que recomienda el ACI, sin estos valores pueden incrementar en la medida en que el diseñador lo considere según los esfuerzo y cargas a las que estará expuesta la edificación, ya que existen varios valores empíricos que se suelen tomar, como por ejemplo en vigas se sugiere tomar mínimo 40 diámetros de la varilla y en columnas 60 veces el diámetro de la varilla que es lo que se usara en este caso.

## 2.13. Cantidades de Obra

### 2.13.1. Cantidades de hormigón

El volumen total de hormigón utilizado se calculará con la siguiente expresión

$$V_{hormigón} = \frac{W_{total\ estructura}}{\gamma_{hormigón}}$$

**Ecuación 118.** Volumen de hormigón



Cabe mencionar que se va a utilizar la ecuación 118 , puesto que para los rubros únicamente se considerara un solo hormigón, es decir, no se lo clasificaría por miembros estructurales.

### 2.13.1.1. Cantidad Hormigón modelo NEC

A través del modelo numérico se obtuvo que la estructura tiene un peso de 1725.44 T , por lo tanto

$$V_{hormigón} = \frac{1725.44 T}{2.4 T/m^3} = 718.75 m^3$$

Este valor incluye losas, vigas y columnas.

### 2.13.1.2. Cantidad de hormigón modelo NTE

A través del modelo numérico se obtuvo que la estructura tiene un peso de 1831.40.44 T , por lo tanto

$$V_{hormigón} = \frac{1831.40 T}{2.4 T/m^3} = 763.08 m^3$$

Este valor incluye losas, vigas , columnas y muros estructurales

## 2.13.2. Cantidad de acero

Para contabilizar la cantidad de acero fue necesario realizar los planos estructurales en base al diseño descrito antes y con las recomendaciones del Detallamiento estructural, para al final obtener una planilla de aceros que nos arrojara el peso total de acero colocado en cada miembro y de esa forma nos permite cuantificar la cantidad de acero necesaria para la construcción de la estructura.

### 2.13.2.1. Cantidad de acero modelo NEC

En la siguiente tabla se resume la cantidad total y por elemento

**Tabla 76.** Cantidad total de acero modelo NEC

Planilla	Elemento por grupo	Cantidad acero /planilla [Kg]	# de elementos	Cantidad total/grupo [Kg]	Cantidad total por elemento [Kg]
1	viga 1	1072.79	17	6154.3	20638.42
2	viga 2	845.22	4	1260.82	
3	viga 3	446.59	4	1786.36	
4	viga 4	1258.73	15	6575.33	
5	viga 5	1042.25	10	3486.09	
6	vigas secundarias	173.06	16	1375.52	
7	Columnas	7491.22	25	64300.13	64300.13
8	Losa tipo	1312.72	4	5250.88	6637.8
9	losa cubierta	1386.92	1	1386.92	
10	Malla electrosoldada	500	5	2500	2500
<b>TOTAL</b>					<b>94076.35</b>

El cálculo de la cantidad de acero para la malla electrosoldada se lo realiza aparte en función del área donde se proponga colocar las mallas, normalmente se las coloca en el espacio donde no se distribuyó acero ni inferior ni superior en la losa, esto para optimizar recursos,

**Tabla 77.** Peso por metro cuadrado de una malla de 4.5 mm (15 x15)

<b>M.E.S</b>	$\phi$	4.5	cm
	@	15	cm
	N°/m	6.667	
	As/m	1.060	cm <sup>2</sup> /m
	N°/m <sup>2</sup>	7	
	Lc/v	1	m
	As/m <sup>2</sup>	2.120	cm <sup>2</sup> /m
	Volumen	0.000212	m <sup>3</sup>
	$\gamma_{\text{acero}}$	7850	kg/m <sup>3</sup>
	peso/m <sup>2</sup>	1.664	kg/m <sup>2</sup>

para este proyecto con la finalidad de reforzar más la losa y evitar que exista fisuras tempranas sobre todo en la losa de cubierta se ha decidido colocar malla en toda el área libre de losa, por lo que sin considera ductos se ha cuantificado un área de alrededor de 290 m<sup>2</sup>, por lo tanto se obtiene una cantidad de acero de 482.75 kg si consideramos que no se debe restar área para la losa de cubierta, colocaremos una cantidad de 500 kg.

### 2.13.2.2. Cantidad de acero en Modelo NTE

De igual forma que en el modelo de la NEC se calculó el acero y la misma cantidad para la malla electrosoldada, la diferencia es la presencia de muros.

**Tabla 78.** Cantidad total de acero modelo NTE

Planilla	Elemento por grupo	Cantidad acero /planilla [Kg]	# de elementos	Cantidad total/grupo [kg]	Cantidad total por elemento [Kg]
1	viga 1	432.86	10	2304.22	15059.45
2	viga 2	600.26	15	4494.84	
3	viga 3	568.75	20	5876.36	
4	viga 4	398.53	5	1010.27	
6	vigas secundarias	85.86	16	1373.76	
7	Columnas	4037.95	17	34381.21	34381.21
8	Losa tipo	1312.72	4	5250.88	6637.8
9	losa cubierta	1386.92	1	1386.92	
10	Muros	26689	4	26689	26689
11	Malla electrosoldada	500	5	2500	2500
<b>TOTAL</b>				85267.46	<b>85267.46</b>

Existe una diferencia de cerca de 9 mil kilogramos entre ambos modelos siendo el que cuenta con más acero el de la NEC.

## **2.14. Análisis de precios unitarios**

Con la finalidad de obtener el precio unitario de cada uno de los rubros necesarios para la construcción de la estructura del edificio, se ha planteado realizar un análisis de precios unitarios, que nos permitirá obtener un presupuesto de obra civil en términos de la influencia únicamente del hormigón y el acero de refuerzo, ya que para el presente estudio es suficiente analizar estos rubros, los cuales comprenderán esencialmente dos: El acero de refuerzo en varillas corrugada con un  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  y el hormigón, que para este caso se analizará el premezclado con una resistencia de  $210 \text{ kg/cm}^2$  tanto para losas, vigas, columnas y muros tomando en cuenta encofrados y demás equipos necesarios, adicional una malla electrosoldada utilizada en las losas alivianadas. Este análisis va a estar enmarcado en un estándar no variará respecto a un país de otros, más que los precios y salarios de los materiales y mano de obra, respectivamente.

### **2.14.1. Metodología**

Partiendo del concepto de Análisis de precios unitarios y en base a su esquemática es necesario mencionar que para el presente trabajo únicamente se considerarán costos directos de construcción, por tal motivo el porcentaje de utilidad y costos indirectos será nulo, esto puesto que únicamente se necesita conocer y comparar sobre todo el precio de la construcción en sí para el análisis netamente académico, en un caso más real será necesario considerar estos a fin no subestimar costos.

Como se mencionó antes, los costos directos a analizarse serán los relacionados a los equipos, la mano de obra, los materiales y transporte, en los siguientes apartados se detallará más a fondo cada uno de estos.

### **2.14.2. Equipos**

En este costo directo se considerará los equipos y herramientas mínimas necesarias para realizar la actividad propuesta dentro del rubro, generalmente el costo es por hora considerando el alquiler del equipo como tal, para ello será necesario indagar sobre precios que se manejan en el mercado y escoger la mejor opción.

### **2.14.3. Manos de obra**

En el contexto de un Análisis de Precios Unitarios (APU), la mano de obra desempeña un papel fundamental al reflejar la labor humana necesaria para la ejecución de cada ítem del proyecto. La estimación de costos de mano de obra implica la evaluación detallada de las

habilidades requeridas, la cantidad de trabajadores involucrados y el tiempo necesario para completar cada tarea. Los costos laborales incluyen salarios, cargas sociales y otros beneficios relacionados con el personal.

#### **2.14.4. Materiales**

La consideración de materiales adquiere una importancia crucial al capturar los recursos físicos esenciales para la ejecución de cada componente del proyecto. La estimación de costos de materiales implica una evaluación detallada de las cantidades requeridas, las especificaciones técnicas y los precios en el mercado. Esta fase del APU abarca desde materiales básicos hasta componentes especializados, y busca garantizar la precisión en la selección y cuantificación de los elementos necesarios.

#### **2.14.5. Transporte**

El transporte emerge como un elemento crítico al considerar la movilización de materiales, equipos y personal hacia y desde el sitio del proyecto. La estimación de costos de transporte implica la evaluación minuciosa de las distancias a recorrer, los vehículos necesarios y los costos asociados, como combustible y mantenimiento. Esta fase del APU refleja la logística esencial para asegurar la entrega puntual y eficiente de los recursos necesarios para la ejecución de cada ítem del proyecto.

#### **2.14.6. Rubros utilizados**

Tanto para el modelo de Ecuador como el de Perú se considerará la misma cantidad de rubros, relacionado al hormigón especificando su resistencia a la compresión ( $f_c$ ), el acero de refuerzo indicando su resistencia a la fluencia ( $f_y$ ) y como un rubro aparte a este se colocará la malla electrosoldada especificando sus características.

para la obtención de la información necesaria, como precios, salarios, rendimientos se seguirán las siguientes fuentes de consulta.

- Cotizaciones realizadas
- Salarios mínimos en la construcción, para Ecuador los establecidos por la Contraloría General del Estado con último registro en enero del 2023 y para el caso de Perú se utilizó los precios de mano de obra de la cámara de la construcción de Perú (CAPECO) para el año 2023.
- Análisis de precios unitarios referenciales.

## 2.14.6.1. Rubros Ecuador

### 2.14.6.1.1. Hormigón Premezclado f'c= 210 kg/cm<sup>2</sup>

Este rubro se refiere a elaboración, vertido y curado de HORMIGÓN PREMEZCLADO 210 kg/cm<sup>2</sup> -25mm-10cm+-2cm-28d, así también el paleteado para lograr el nivel adecuado, incluye bomba de hormigonado y transporte en mixer.

**Tabla 79.** APU Hormigón Premezclado 210 kg/cm<sup>2</sup> no incluye encofrado. Equipo: vibrador y bomba de hormigonado

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
<b>NO. RUBRO:</b>	1					
<b>DETALLE DEL RUBRO:</b>	Hormigón Premezclado 210 kg/cm <sup>2</sup> no incluye encofrado. Equipo: vibrador y bomba de hormigonado				<b>UNIDAD</b>	m3
<b>CODIGO</b>	HA.E.01					
EQUIPO						
DESCRIPCION	Cantidad A	TARIFA B	C/HORA C=A*B	Rend. h/u R	Product. u/h 1/R	COSTO TOTAL D=C*R
Herramienta menor (5% M.O)						0.52
Vibrador	0.25	4.00	1.00	0.62	1.61	0.62
<b>SUB-TOTAL (M)</b>						<b>1.14</b>
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	Cantidad A	JOR./HORA B	C/HORA C=A*B	Rend. h/u R	Product. u/h 1/R	COSTO TOTAL D=C*R
Supervisor (es), Residente de Obra	0	0	0	0.00	0	0.00
Maestro mayor, Estruct. Ocup. C1	0.1	4.55	0.46	0.62	1.61	0.29
Abañil, Estruct. Ocup. D2	3	4.1	12.3	0.62	1.61	7.63
Peón, Estruct. Ocup. E2	1	4.05	4.05	0.62	1.61	2.51
<b>SUB-TOTAL (N)</b>						<b>10.43</b>
MATERIALES						
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO TOTAL C=A*B		
HORMIGON PREMEZCLADO 210 kg/cm <sup>2</sup> -25mm-10cm+-2cm-28d ( incluye bomba y mixer)	m3	1.05	105.18	110.44		
<b>SUB-TOTAL (O)</b>						<b>110.44</b>
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD A	DMT (Km) B	TARIFA (Km) C	COSTO TOTAL	
<b>SUBTOTAL (P)</b>						<b>0.00</b>
<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P)</b>						122.01
<b>COSTOS INDIRECTOS 0.00%</b>						0.00
<b>TOTAL PRECIO OFERTADO</b>						122.01

Los precios no incluyen IVA.

### 2.14.6.1.2. Acero de refuerzo

Este rubro debe incluir la todas las operaciones necesarias para suministrar, cortar, doblar, conformar ganchos, soldar y colocar el acero de refuerzo que se requiere en la conformación de elementos de hormigón armado, de conformidad con los diseños y detalles mostrados en los planos.

**Tabla 80.** Acero de refuerzo en varillas para hormigón  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
<b>NO. RUBRO:</b>	<b>2</b>						
<b>DETALLE DEL RUBRO:</b>	Acero de refuerzo en varillas para hormigón $f_y=4200\text{kg/cm}^2$						
<b>CODIGO</b>	HA.E.02					<b>UNIDAD</b>	kg
<b>EQUIPO</b>							
<b>DESCRIPCION</b>	<b>Cantidad A</b>	<b>TARIFA B</b>	<b>C/HORA C=A*B</b>	<b>Rend. h/u R</b>	<b>Product. u/h 1/R</b>	<b>COSTO TOTAL</b>	
Herramienta menor (5% M.O)						0.02	
<b>SUB-TOTAL (M)</b>						<b>0.02</b>	
<b>MANO DE OBRA</b>							
<b>DESCRIPCION</b>	<b>Cantidad A</b>	<b>JOR./HORA B</b>	<b>C/HORA C=A*B</b>	<b>Rend. h/u R</b>	<b>Product. u/h 1/R</b>	<b>COSTO TOTAL D=C*B</b>	
Supervisor (es), Residente de Obra	0	0	0	0.000	0	0.00	
Maestro mayor, Estruct. Ocup. C1	0.1	4.55	0.46	0.036	27.78	0.02	
Abañil, Estruct. Ocup. D2	2	4.1	8.2	0.036	27.78	0.30	
Fierrero, Estruct. Ocup. E2	1	4.05	4.05	0.036	27.78	0.15	
<b>SUB-TOTAL (N)</b>						<b>0.47</b>	
<b>MATERIALES</b>							
<b>DESCRIPCION</b>	<b>UND.</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>P. UNITARIO B</b>			<b>COSTO TOTAL D=C*B</b>	
Acero corrugado $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	kg	1.05	1.1			1.16	
Alambre recocido 1.25m #18	lb	0.1	1.28			0.13	
<b>SUB-TOTAL (O)</b>						<b>1.28</b>	
<b>TRANSPORTE</b>							
<b>DESCRIPCION</b>	<b>UND.</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>DMT (Km) B</b>	<b>TARIFA (Km) C</b>	<b>COSTO TOTAL</b>		
<b>SUBTOTAL (P)</b>						<b>0.00</b>	
<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P)</b>						<b>1.78</b>	
<b>COSTOS INDIRECTOS</b>						<b>0.00%</b>	
<b>TOTAL PRECIO OFERTADO</b>						<b>1.78</b>	

Los precios no incluyen IVA

### 2.14.6.1.3. Malla electrosoldada

Este rubro contempla el suministro y provisión de la malla electro soldada (15 x 15 x 4 mm), más accesorios e insumos, incluida mano de obra para la colocación y fijación de ésta en los puntos indicados en los planos.

**Tabla 81.** APU Malla electrosoldada de 15 x 15 x 4.5 mm

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
NO. RUBRO:	3					
DETALLE DEL RUBRO:	Malla electrosoldada de 15 x 15 x 4.5 mm.. Incluye caballetes de varilla u hormigón					
CODIGO	HA.E.03	UNIDAD				m2
<b>EQUIPO</b>						
DESCRIPCION	Cantidad A	TARIFA B	C/HORA C=A*B	Rend. h/u R	Product. u/h 1/R	COSTO TOTAL D=C*R
Herramienta menor (5% M.O)						0.16
<b>SUB-TOTAL (M)</b>						<b>0.16</b>
<b>MANO DE OBRA</b>						
DESCRIPCION	Cantidad A	JOR./HORA B	C/HORA C=A*B	Rend. h/u R	Product. u/h 1/R	COSTO TOTAL D=C*R
Supervisor (es), Residente de Obra	0	0	0	0.00	0	0.00
Maestro mayor, Estruct. Ocup. C1	0.15	4.55	0.68	0.25	4	0.17
Albañil, Estruct. Ocup. D2	2	4.1	8.2	0.25	4	2.05
Peón, Estruct. Ocup. E2	1	4.05	4.05	0.25	4	1.01
<b>SUB-TOTAL (N)</b>						<b>3.23</b>
<b>MATERIALES</b>						
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD A	P. UNITARIO B			COSTO TOTAL C=A*B
Malla Amex 15x15x4.5	u	0.07	25.85			1.81
Alambre recocido 1.25mm #18	b	0.5	1.28			0.64
Aceero corrugado fy=4200 kg/cm2	kg	0.3	1.21			0.36
<b>SUB-TOTAL (O)</b>						<b>2.81</b>
<b>TRANSPORTE</b>						
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD A	DMT (Km) B	TARIFA (Km) C	COSTO TOTAL D=A*B*C	
<b>SUBTOTAL (P)</b>						<b>0.00</b>
<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P)</b>						<b>6.21</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS</b>						<b>0.00</b>
<b>TOTAL PRECIO OFERTADO</b>						<b>6.21</b>

Los precios no incluye IVA

## 2.14.6.2. Rubros Perú

Los precios se encuentran en soles, la moneda oficial de Perú.

### 2.14.6.2.1. Hormigón premezclado de 210 Kg/cm<sup>2</sup>

El rubro incluye el transporte y la bomba con el hormigón premezclado de 210 kg/cm<sup>2</sup>

**Tabla 82.** APU hormigón premezclado de 210 kg/cm<sup>2</sup> (Perú)

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
<b>NO. RUBRO:</b>	1						
<b>DETALLE DEL RUBRO:</b>	Hormigón Premezclado 210 kg/cm <sup>2</sup> no incluye encofrado. Equipo: vibrador y bomba de hormigonado					<b>UNIDAD</b>	m <sup>3</sup>
<b>CODIGO</b>	HA.P.01						
<b>EQUIPO</b>							
DESCRIPCION	Cantidad A	TARIFA B (S/.)	C/HORA C=A*B	Rend. h/u R	Product. u/h 1/R	COSTO TOTAL D=C*B	
Herramienta menor (5% M.O)						1.49	
Vibrador	1.00	10.00	10.00	0.27	1	2.70	
<b>SUB-TOTAL (M)</b>						<b>4.19</b>	
<b>MANO DE OBRA</b>							
DESCRIPCION	Cantidad A	JOR./HORA (S/.) B	C/HORA (S/.) C=A*B	Rend. h/u R	Product. u/h 1/R	COSTO TOTAL S/.	
Capataz	0.1	35.36	3.54	0.27	3.704	3.53565	
Operario	2	26.19	52.38	0.27	3.704	14.14	
Oficial	1	20.6	20.60	0.27	3.704	5.56	
Peon	2	18.63	37.26	0.27	3.704	10.06	
<b>SUB-TOTAL (N)</b>						<b>29.76</b>	
<b>MATERIALES</b>							
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD A	P. UNITARIO (S/.) B			COSTO TOTAL (S/.)	
HORMIGON PREMEZCLADO 210 kg/cm <sup>2</sup> ( incluye bomba y mixer)	m <sup>3</sup>	1.05	335			351.75	
<b>SUB-TOTAL (O)</b>						<b>351.75</b>	
<b>TRANSPORTE</b>							
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD A	DMT (Km) B	TARIFA (Km) C	COSTO TOTAL		
<b>SUBTOTAL (P)</b>						<b>0.00</b>	
<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) S/.</b>						<b>385.70</b>	
<b>COSTOS INDIRECTOS</b>						<b>0.00%</b>	
<b>TOTAL PRECIO OFERTADO S/.</b>						<b>385.70</b>	

Los precios no incluyen IVA



### 2.14.6.2.2. Acero de refuerzo

Este rubro debe incluir la todas las operaciones necesarias para suministrar, cortar, doblar, conformar ganchos, soldar y colocar el acero de refuerzo que se requiere en la conformación de elementos de hormigón armado, de conformidad con los diseños y detalles mostrados en los planos

**Tabla 83.** APU de acero de refuerzo en varillas de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (Perú)

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
NO. RUBRO:	2					
DETALLE DEL RUBRO:	Acero de refuerzo en varillas para hormigón $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$					
CODIGO	HAP.02	UNIDAD	kg			
<b>EQUIPO</b>						
DESCRIPCION	Cantidad A	TARIFA B	C/HORA C=A*B	Rend. h/u R	Product. u/h 1/R	COSTO TOTAL
Herramienta menor (5% M.O)						0.13
<b>SUB-TOTAL (M)</b>						<b>0.13</b>
<b>MANO DE OBRA</b>						
DESCRIPCION	Cantidad /Cuadrilla A	JOR./HORA S/ B	C/HORA C=A*B	Rend. h/u R	Product. u/h 1/R	COSTO TOTAL S/. D=C*R
Capataz	0.1	35.3565	3.54	0.036	27.78	0.13
Operario	0.5	26.19	13.1	0.036	27.78	0.47
Oficial	1	20.6	20.6	0.036	27.78	0.74
Peon	2	18.63	37.26	0.036	27.78	1.34
<b>SUB-TOTAL (N)</b>						<b>2.55</b>
<b>MATERIALES</b>						
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD A	P. UNITARIO S/. B			COSTO TOTALS/. C=A*B
Acero corrugado $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	1.05	4.02			4.22
Alambre recocido 1.25mm #18	kg	0.06	6.78			0.41
<b>SUB-TOTAL (O)</b>						<b>4.63</b>
<b>TRANSPORTE</b>						
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD A	DMT (Km) B	TARIFA (Km) C	COSTO TOTAL	
<b>SUBTOTAL (P)</b>						<b>0.00</b>
<b>TOTAL COSTO DIRECTOS S/. (M+N+O+P)</b>						<b>7.31</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS</b>				<b>0.00%</b>	<b>0.00</b>	
<b>TOTAL PRECIO OFERTADO S/.</b>						<b>7.31</b>

Los precios no incluyen IVA

### 2.14.6.2.3. Malla electrosoldada

El rubro incluye el suministro e instalación de una malla electrosoldada 4.5mmx15x15 (R-106)

**Tabla 84.** APU malla electrosoldada 4.5 x15x15 (Perú)

#### ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NO. RUBRO: 3

DETALLE DEL RUBRO: Mala electrosoldada de 15 x 15 x 4.5 mm.

CODIGO HA.P.03

UNIDAD kg

EQUIPO						
DESCRIPCION	Cantidad A	TARIFA B	C/ HORA C=A*B	Rend. h/u R	Product. u/h 1/R	COSTO TOTAL
Herramienta menor (5% M.O)						0.82
<b>SUB-TOTAL (M)</b>						<b>0.82</b>
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	Cantidad /Cuadrilla A	JOR./HORA S/, B	C/ HORA C=A*B	Rend. h/u R	Product. u/h 1/R	COSTO TOTAL S/. D=C*R
Capataz	0.1	35.36	3.54	0.25	4	0.89
Operario	0.15	26.19	3.93	0.25	4	0.98
Oficial	1	20.6	20.6	0.25	4	5.15
Peon	2	18.63	37.26	0.25	4	9.32
<b>SUB-TOTAL (N)</b>						<b>16.34</b>
MATERIALES						
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD A	P. UNITARIO S/. B			COSTO TOTALS/. C=A*B
Malla Amex 15x15x4.5	u	0.07	96			6.72
Alambre recocido 1.25mm #18	kg	0.06	6.78			0.41
<b>SUB-TOTAL (O)</b>						<b>7.13</b>
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD A	DMT (Km) B	TARIFA (Km) C	COSTO TOTAL	
<b>SUBTOTAL (P)</b>						<b>0.00</b>
<b>TOTAL COSTO DIRECTOS S/. (M+N+O+P)</b>						<b>24.28</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS</b>						<b>0.00%</b>
<b>TOTAL PRECIO OFERTADO S/.</b>						<b>24.28</b>

Los precios no incluyen (IVA)

### 3. RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

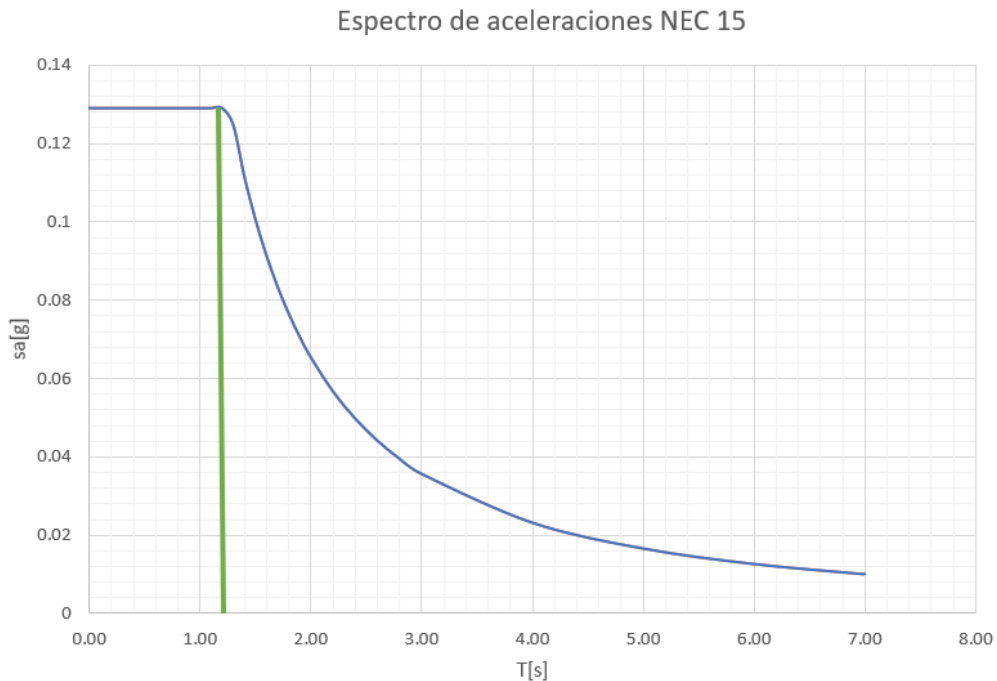
#### 3.1. Resultados comparativos y pruebas

##### 3.1.1. Análisis dinámico espectral

###### 3.1.1.1. Modelo basado en la NEC 15 ( NEC-SE-DS)

Realizando en análisis enmarcado en la normativa los resultados obtenidos en este análisis fueron el cortante basal y con la ayuda del software respectivo se pudo obtener el peso de la estructura.

A continuación se mostrará el gráfico del espectro elástico de aceleraciones y el resultado del cortante basal.



**Fig 105.** Espectro de diseño elástico NEC 15

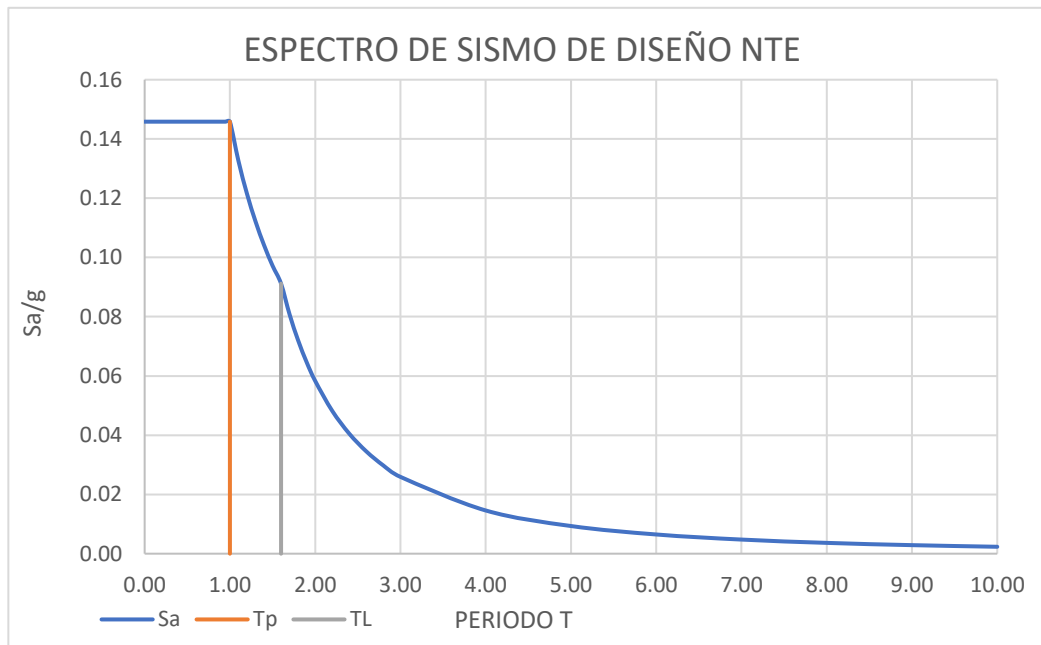
Arrojando un cortante basal en función del peso

$$V = 0.1288 W$$

###### 3.1.1.2. Modelo basado en la NTE E.030

Para este caso cabe mencionar que en un principio se consideró como un sistema aporcado es decir, se tomó un R ( factor de reducción de fuerza sísmica) igual a 8, sin embargo al realizar el modelo número y respectivo análisis estructural se encontró con que las derivas de

pisos eran mayores a la admisibles según la normativa, por lo que fue necesario la implementación de muros estructurales a fin de disminuir las deriva , rigidizando lateralmente la estructura. Con ello se obtuvo el siguiente cortante basal con un R= 6



$$V = 0.1458 \cdot P$$

### 3.1.1.3. Sistemas estructurales

#### 3.1.1.3.1. Modelo NEC

Al final de la modelación y el respectivo análisis de parámetros se determinó para este edificio un sistema aporticado

#### 3.1.1.3.2. Modelo NTE

Luego del respectivo modelado y análisis se determinó la necesidad de usar muros estructurales para rigidizar de manera lateral la estructura. En base a las tablas 82 y 83 se determinó que el porcentaje de cortante en la dirección x que absorben los muros es de 69.43% y en el sentido Y es del 86 %. Según la norma E.030 en su sección 3.2.1. se corresponde con un sistema de muros estructurales.

**Tabla 85.** Porcentaje de cortante absorbido por los muros en dirección X

Story	Pier	Output Case	V2	V2 por Story	VX	%V muros
			tonf	tonf	tonf	
Story5	P1	DINAMICO X	0.3628	28.937	66.4531	43.5449964
Story5	P2	DINAMICO X	13.8308			
Story5	P3	DINAMICO X	0.3634			
Story5	P4	DINAMICO X	14.38			
Story4	P1	DINAMICO X	0.7635	87.9195	146.2966	60.09674866
Story4	P2	DINAMICO X	43.7315			
Story4	P3	DINAMICO X	0.6144			
Story4	P4	DINAMICO X	42.8101			
Story3	P1	DINAMICO X	1.2439	148.5523	200.7045	74.01543065
Story3	P2	DINAMICO X	74.1937			
Story3	P3	DINAMICO X	0.9494			
Story3	P4	DINAMICO X	72.1653			
Story2	P1	DINAMICO X	1.6224	193.4988	236.1854	81.92665592
Story2	P2	DINAMICO X	96.4003			
Story2	P3	DINAMICO X	1.1781			
Story2	P4	DINAMICO X	94.298			
Story1	P1	DINAMICO X	1.9338	222.6924	254.1748	87.61387832
Story1	P2	DINAMICO X	111.0667			
Story1	P3	DINAMICO X	1.6577			
Story1	P4	DINAMICO X	108.0342			
<b>Promedio</b>						<b>69.43954</b>

Si bien el porcentaje no supera el 70 % es muy cercano, por tal motivo para tener un solo sistema estructural en el edificio se decidió asumir una tolerancia y encasillar al edificio dentro del sistema de muros estructurales en ambas direcciones.

**Tabla 86.** Porcentaje del cortante en muros en la dirección Y

Story	Pier	Output Case	V2	V2 por story	VY	%V muros
			tonf	tonf	tonf	
Story5	P1	DINAMICO Y	16.3034	37.2321	66.7979	55.7384289
Story5	P2	DINAMICO Y	4.3563			
Story5	P3	DINAMICO Y	12.1141			
Story5	P4	DINAMICO Y	4.4583			
Story4	P1	DINAMICO Y	46.8326	110.7715	146.3036	75.71344793
Story4	P2	DINAMICO Y	12.4352			
Story4	P3	DINAMICO Y	39.2079			
Story4	P4	DINAMICO Y	12.2958			
Story3	P1	DINAMICO Y	77.3354	184.888	200.507	92.21024702
Story3	P2	DINAMICO Y	19.6365			
Story3	P3	DINAMICO Y	68.516			
Story3	P4	DINAMICO Y	19.4001			
Story2	P1	DINAMICO Y	100.1582	239.6416	236.1104	101.4955716
Story2	P2	DINAMICO Y	24.1362			
Story2	P3	DINAMICO Y	91.2203			
Story2	P4	DINAMICO Y	24.1269			
Story1	P1	DINAMICO Y	113.6469	273.24	254.5626	107.3370558
Story1	P2	DINAMICO Y	26.372			
Story1	P3	DINAMICO Y	106.8806			
Story1	P4	DINAMICO Y	26.3405			
Promedio						86.49895024

#### 3.1.1.4. Modelo basado en la NTE E.030

Para este caso cabe mencionar que en un principio se consideró como un sistema aporticado es decir, se tomó un R ( factor de reducción de fuerza sísmica) igual a 8, sin embargo al realizar el modelo número y respectivo análisis estructural se encontró con que las derivas de pisos eran mayores a la admisibles según la normativa, por lo que fue necesario la implementación de muros estructurales a fin de disminuir las deriva , rigidizando lateralmente la estructura. Con ello se obtuvo el siguiente cortante basal con un R= 6

$$V = 0.1458 \cdot P$$

#### 3.1.2. Peso

##### 3.1.2.1. Modelo NEC 15

Como se menciona en la normativa para el cálculo del peso de la estructura se debe considerar solo cargas permanentes, por lo tanto el peso que nos arrojó el modelo numérico, ya con secciones finales y considerando el 100 % de la carga muerta fue de **1725.44 T**.

### 3.1.2.2. Modelo NTE

Para el cálculo del peso de la estructura por normativa en el modelo numérico se consideró el 100 % de carga muerta más un 25 % de carga viva , por lo tanto el peso arrojado, considerando secciones finales y considerando que la estructura cuenta con muros ,es de **1831.40 T.**

### 3.1.3. Periodo de vibración

#### 3.1.3.1. Modelo NEC 15

El periodo que se obtuvo con el método 2, es decir, aplicando un análisis modal en el programa Etabs , no debe superar en un 1.3 al periodo utilizando la seccion 6.3.3.a de [3] , es decir, por el método 1.

#### Periodo método 1

$$T_a = C_t h_n^\alpha$$

$$T_a = 0.055 \cdot 16.4^{0.9} = 0.682 \text{ s}$$

#### Periodo método 2 ( ETABS)

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

Se verifica que

$$T_d \leq 1.3 T_a$$

$$0.724 < 1.3 \cdot 0.682 = 0.886 \text{ s} \rightarrow \text{cumple}$$

#### 3.1.3.2. Modelo NTE

A diferencia de la NEC en su capítulo de peligro sísmico, en la NTE E.030 no hace referencia a una comparativa entre lo obtenido en el análisis modal y la ecuación presente en la normativa, por lo que se presentaran únicamente los resultados.

#### Periodo E.030

Como ya se había mencionado, en un principio se consideró una estructura aporticada, sin embargo, tras realizar el modelamiento y respectivo análisis estructural a fin de controlar las derivas se optó por aplicar un sistema de muros estructurales por lo que en base a la tabla 49 el CT se debe escoger como 60

$$T_1 = \frac{h_n}{C_T} = \frac{16.4}{60} = 0.273 \text{ s}$$

### Periodo obtenido en ETABS

$$T_2 = 0.397 \text{ s}$$

En la normativa E.030 no se hace referencia a ninguna comparativa entre el periodo obtenido con análisis modal ni con la expresión propuesta en dicha norma.

### 3.1.4. Cortante basal

En base al peso de la estructura y a la aceleración espectral se tiene la siguiente tabla comparativa del cortante basal obtenido según cada normativa y modelo numérico

**Tabla 87.** cortante basal según la NEC y NTE

CORTANTE BASAL			
	Sa(g)	W [T]	V[T]
NEC	0.1288	1725.44	222.24
NTE	0.1458	1831.40	267.02

hay un incremento del 17 % del cortante según la NTE con respecto al de la NEC.

### 3.1.5. Comportamiento modal de la estructura

El objetivo de esta verificación es alcanzar un comportamiento óptimo de la estructura, específicamente garantizando que la estructura en sus dos primeros modos solo se tenga movimientos traslacionales y que el movimiento rotacional se de en el tercer modo, esto nos aseguraría que no tendríamos una torsión temprana de la estructura ante un evento sísmico.

#### 3.1.5.1. Modelo NEC 15

En la siguiente tabla extraída del programa Etabs se evidencia los modos de vibración.



**Tabla 88.** Modos de vibración de la estructura ( Modelo NEC 15)

Modo	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
	s						
1	0.725	0.8175	6.30E-06	0.8175	6.30E-06	7.43E-06	7.43E-06
2	0.721	6.62E-06	0.8162	0.8175	0.8162	0.0001	0.0002
3	0.631	2.01E-05	0.0001	0.8175	0.8163	0.8176	0.8178
4	0.214	0.1158	8.82E-06	0.9333	0.8163	1.85E-05	0.8178
5	0.213	9.13E-06	0.117	0.9333	0.9333	3.88E-06	0.8178
6	0.187	4.80E-05	9.64E-06	0.9333	0.9333	0.1159	0.9337
7	0.108	0.0438	3.89E-05	0.9771	0.9334	3.85E-05	0.9337
8	0.107	3.98E-05	0.044	0.9771	0.9773	0	0.9337
9	0.095	0.0001	2.16E-06	0.9772	0.9773	0.0438	0.9775
10	0.066	0.0176	0.0001	0.9948	0.9774	2.12E-05	0.9775
11	0.066	0.0001	0.0178	0.9949	0.9952	0	0.9775
12	0.065	0.0001	1.07E-06	0.995	0.9952	0	0.9775

Se observa que en los dos primeros modos de falla se tienen movimientos traslacionales en X y en Y con un 81% aproximadamente de participación de la masa y en recién en el tercer modo de falla se observa una rotación con un 81 % de igual forma de participación de la masa, esto nos indica un buen comportamiento de nuestra estructura.

En las columnas de SumUx, SumUy, SumRz se observan porcentajes de participación de la masa que superan el 90 %, lo que nos evidencia el comportamiento general de la estructura.

### 3.1.5.2. Modelo NTE

De la misma forma se presenta los resultados modales para el edificio según la normativa peruana

**Tabla 89.** Modos de vibración modelo NTE

Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
	sec						
1	0.404	0.7305	0	0.7305	0	1.81E-06	1.81E-06
2	0.387	1.49E-06	0.6881	0.7305	0.6881	0.000441	0.000441
3	0.273	4.47E-06	0.046	0.7305	0.7341	0.6791	0.7232
4	0.111	0.1983	0.0009	0.9288	0.7349	2.15E-05	0.7232
5	0.108	0.0009	0.1955	0.9297	0.9304	0.0036	0.7268
6	0.074	0.0281	0.005	0.9578	0.9354	0.0004	0.7272
7	0.073	0.0051	0.0302	0.963	0.9656	0.0099	0.7371
8	0.071	0.0001	9.06E-06	0.963	0.9656	0.1953	0.9324
9	0.059	0.0045	0.0019	0.9675	0.9675	2.62E-06	0.9324
10	0.058	0.0017	0.0074	0.9692	0.9749	6.74E-06	0.9324
11	0.058	0.0091	0.0048	0.9783	0.9797	0	0.9324
12	0.049	0.0004	7.48E-07	0.9787	0.9797	0.0004	0.9328

Se observa igual que en los dos primeros modos de vibración no existe rotación, el porcentaje de participación de la masa en X en el primer modo es del 73 % y en Y en el segundo se

reduce a 69 %, en el tercer modo de falla existe una rotación con un porcentaje de participación de la masa del 68 %.

### 3.1.6. Derivas de piso

Para el control de las derivas se debe tomar en cuenta que el programa Etabs arroja un control de derivas elástico por lo que para obtener las derivas inelásticas y compararlas con la normativa de cada país será necesario utilizar la siguiente ecuación

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

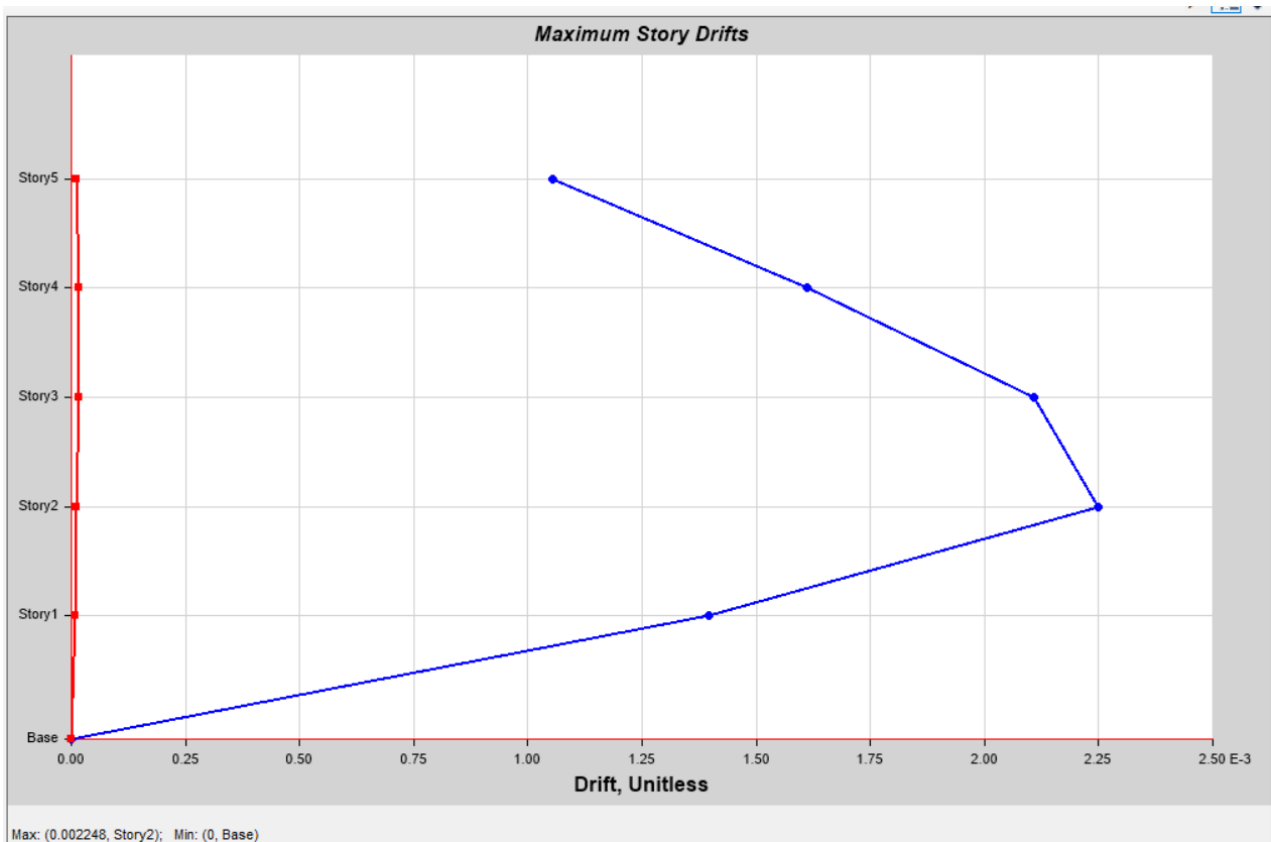
**Ecuación 119.** Deriva inelástica

Donde:

R: factor de reducción de resistencia sísmica  
 $\Delta_E$ : deriva elástica

#### 3.1.6.1. Modelo NEC 15

La sección 4.2.2 de la NEC en su capítulo de peligro sísmico , para estructuras de hormigón armado considera una deriva inelástica máxima del 2% .A continuación se muestran las figuras derivas elásticas obtenidos con el modelo definitivo ocasionadas por la carga dinámica de sismo.

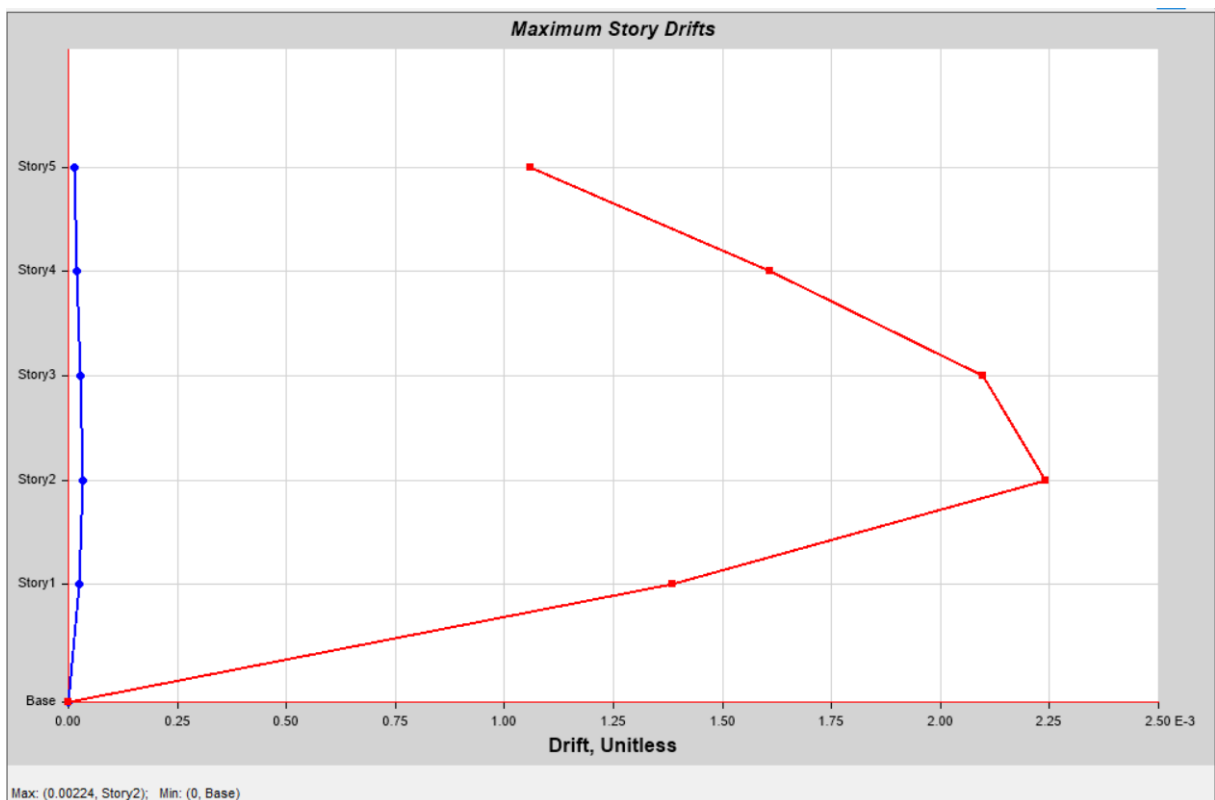


**Fig 106.** Deriva elástica por sismo dinámico en X

En la figura 97 se observa que la deriva inelástica máxima por sismo dinámico en x se da en el piso 2 y es de 0.002248. Aplicando la ecuación 118 y considerando un R de 8 por el análisis sísmico del capítulo 2

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

$$\Delta_{Mx} = 0.75 \cdot 8 \cdot 0.002248 \cdot 100 = 1.34\% < 2\% \rightarrow OK$$



**Fig 107.** Deriva elástica por sismo dinámico en Y

De forma similar la deriva elástica en dirección del sismo dinámico en Y es de 0.00224, por lo tanto

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

$$\Delta_{My} = 0.75 \cdot 8 \cdot 0.00224 \cdot 100 = 1.344\% < 2\% \rightarrow OK$$

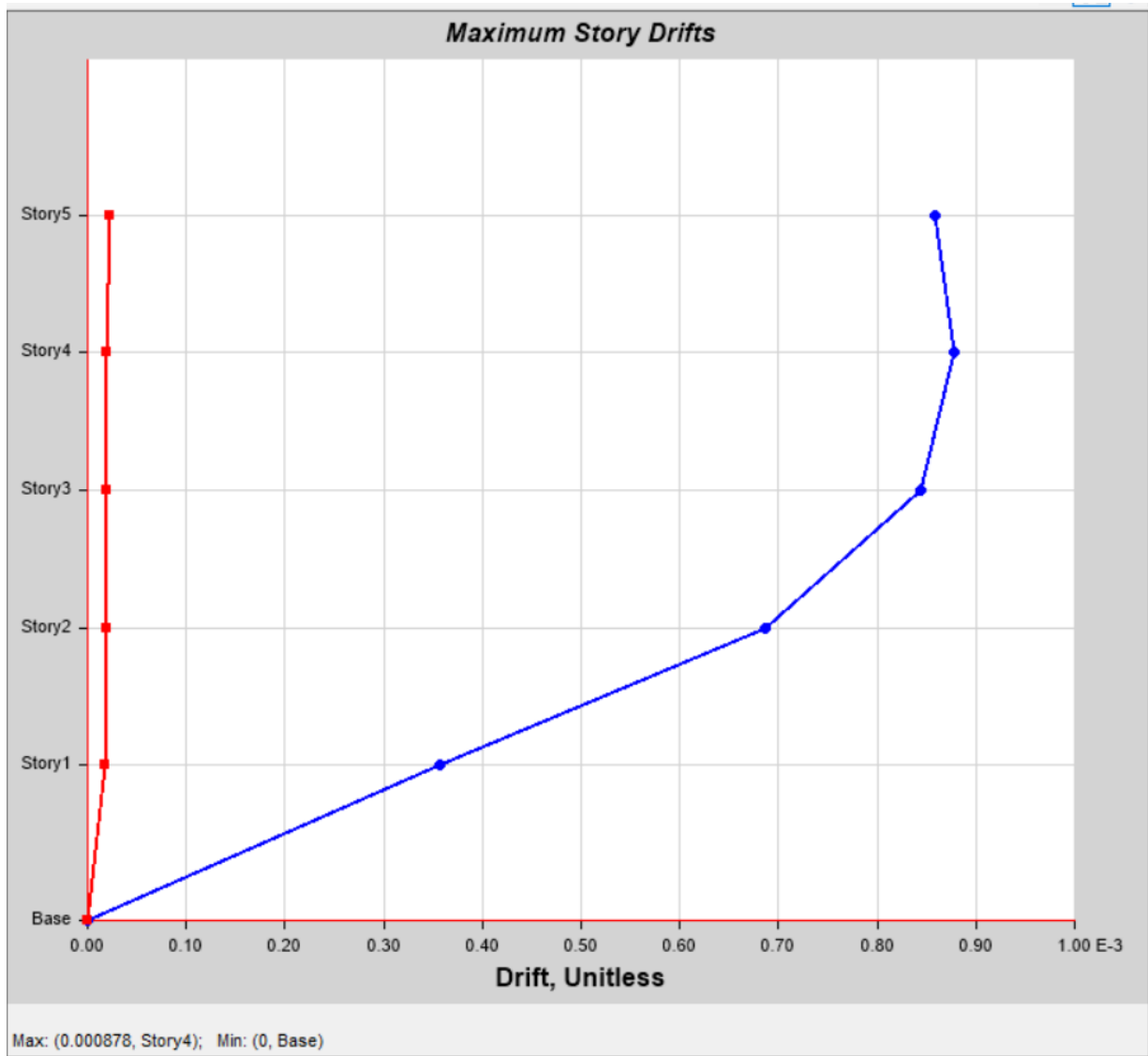
**Se observan derivas prácticamente iguales en ambas direcciones.**

### 3.1.6.2. Modelo NTE

La normativa E.030 de diseño sismorresistente en su sección 5.2. establece que para concreto armado el límite máximo para la distorsión de entrepiso debe ser de 0.007 o 0.7 %.

#### Deriva por sismo dinámico en x

En la figura 99 se observa la elástica por piso debido al sismo dinámico en dirección x, se tendrá que aplicar la ecuación 118 para hallar la deriva inelástica



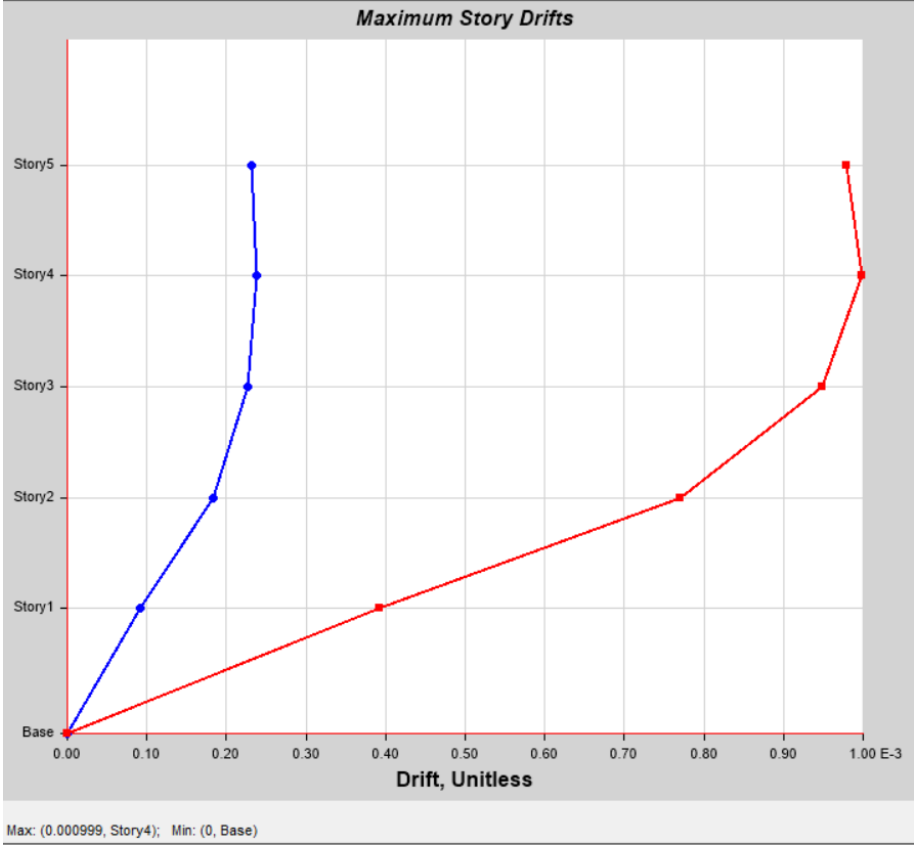
**Fig 108.** Deriva elástica por sismo dinámico en X

En la figura 99 se observa que la deriva elástica máxima se da en el piso 4 y es de 0.000878

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

$$\Delta_{Mx} = 0.75 \cdot 6 \cdot 0.000878 \cdot 100 = 0.395\% < 0.7\% \rightarrow OK$$

**Deriva por sismo dinámico en Y**



**Fig 109.** Deriva elástica por sismo dinámico en “Y” edificio Perú

Se observa que la deriva de la figura 100 es de 0.000999 y ocurre en el piso

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

$$\Delta_{Mx} = 0.75 \cdot 6 \cdot 0.000999 \cdot 100 = \mathbf{0.449\%} < 0.7\% \rightarrow OK$$

**Tabla 90.** Resultados de derivas en ambos modelos NEC Y NTE

Modelo/Normativa	Dirección	Deriva elástica $\Delta E$	Deriva inelástica $\Delta M$	Deriva Max.	Observación
NEC 15	X	0.002248	0.013488	0.02	cumple
	Y	0.00224	0.01344	0.02	cumple
NTE	X	0.000878	0.003951	0.007	cumple
	Y	0.000999	0.0044955	0.007	cumple

### 3.1.7. Irregularidad de rigidez y de masa

#### 3.1.7.1. Irregularidad en rigidez

Esta verificación se la realizara para el modelo de Perú puesto que aquí se colocó muros y al no tener una simetría total en ambos ejes, es posible que la estructura en uno o varios pisos tenga un nivel de irregularidad, el famoso piso blando. en base a la tabla 8 de [5] que si la rigidez del piso superior sobre la rigidez del piso inferior es menor a 0.7 se considera un piso irregular en rigidez. A continuación, los resultados del análisis en ambas direcciones para el sismo dinámico.

**Tabla 91.** Análisis de rigidez por sismo dinámico en la dirección X

Piso (Pi)	Elevacion	Rigidez x-x	factor $P_{i+1}/P_i$	Observación
PISO 5	16.4	26.27154		
PISO 4	13.2	55.52784	2.114	REGULAR
PISO 3	10	79.79501	1.437	REGULAR
PISO 2	6.8	116.29514	1.457	REGULAR
PISO 1	3.6	218.82144	1.882	REGULAR

**Tabla 92.** Análisis rigidez por sismo dinámico en la dirección Y

Piso (Pi)	Elevacion	Rigidez y-y	factor $P_{i+1}/P_i$	Observación
PISO 5	16.4	28.20305		
PISO 4	13.2	60.42723	2.143	REGULAR
PISO 3	10	86.97825	1.439	REGULAR
PISO 2	6.8	126.2069	1.451	REGULAR
PISO 1	3.6	235.08023	1.863	REGULAR

En ambos sentidos existe regularidad de rigidez.

### 3.1.7.2. Irregularidad en masa

En la tabla 8 de [5] se menciona que si el peso de un piso calculado con el número 4.3 de ese mismo documento es mayor a 1.5 veces el pesos de pisos inmediato inferior o superior, entonces la estructura es irregular en masa.

**Tabla 93.** Análisis de regularidad en masa

Piso	caso de carga	W	$W_{i+1}-W_i$	Cociente 1	Cociente 2	Observación
		tonf				
piso 5	W=D+0.25L	275.710	275.710		0.686	REGULAR
piso 4	W=D+0.25L	677.385	401.675	1.457	1.000	REGULAR
piso 3	W=D+0.25L	1079.060	401.675	1.000	1.000	REGULAR
piso 2	W=D+0.25L	1480.736	401.675	1.000	0.969	REGULAR
Piso 1	W=D+0.25L	1895.162	414.427	1.032		REGULAR

La estructura es regular en masa

## 3.2. Secciones finales y armado de los elementos

En los siguientes apartados se colocará las secciones finales que según el modelo numérico arrojó un buen comportamiento tanto en los modos de vibración, como en las derivas así como también no generó sobreesfuerzos en el diseño estructural.

### 3.2.1. Vigas

#### 3.2.1.1. Modelo Ecuador

A continuación se muestra un resumen de las vigas a manera de tablas colocadas en el edificio de Ecuador con su respectivo armado y en los ejes y pisos que se colocó el mismo tipo de viga.

RESUMEN VIGA EJE A-E PISO 1-2-3					RESUMEN VIGA EJE A-E PISO 4						
L (m)		3	6	6	4	L (m)		3	6	6	4
Secciones bxh (cm)		35X50	35X50	35X50	35X50	Secciones bxh (cm)		35X50	35X50	35X50	35X50
<b>Acero Base</b>						<b>Acero Base</b>					
$\phi_{sup}$ (mm)	18			3		$\phi_{sup}$ (mm)	18			3	
$\phi_{inf}$ (mm)	18			3		$\phi_{inf}$ (mm)	18			3	
<b>Acero refuerzo</b>						<b>Acero refuerzo</b>					
$\phi_{sup}$ (mm)	$\phi$	16	16	16		16	$\phi$				
N°	N°	1	1	1		1	N°				
$\phi_{inf}$ (mm)	N°	1	1	1			$\phi_{inf}$ (mm)	N°			
$\phi$	$\phi$	14	14	14			$\phi$				
RESUMEN VIGA EJE D PISO 1					RESUMEN VIGA EJE B-C-D PISO 4						
L (m)		3	6	6	4	L (m)		3	6	6	4
Secciones bxh (cm)		35X50	35X55	35X55	35X50	Secciones bxh (cm)		35X50	40X60	40X60	35X50
<b>Acero Base</b>						<b>Acero Base</b>					
$\phi_{sup}$ (mm)	18			3		$\phi_{sup}$ (mm)	18			3	
$\phi_{inf}$ (mm)	18			3		$\phi_{inf}$ (mm)	18			3	
<b>Acero refuerzo</b>						<b>Acero refuerzo</b>					
$\phi_{sup}$ (mm)	$\phi$	14	16	16	16	16	16	16	16	16	16
N°	N°	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
$\phi_{inf}$ (mm)	N°						$\phi_{inf}$ (mm)	N°			
$\phi$	$\phi$						$\phi$				
RESUMEN VIGA EJE B-C-D PISO 1-2-3					RESUMEN VIGA EJE A-B-C-D-E PISO 4						
L (m)		3	6	6	4	L (m)		3	6	6	4
Secciones bxh (cm)		35X50	40X60	40X60	35X50	Secciones bxh (cm)		35X50	35X50	35X50	35X50
<b>Acero Base</b>						<b>Acero Base</b>					
$\phi_{sup}$ (mm)	18			3		$\phi_{sup}$ (mm)	18			3	
$\phi_{inf}$ (mm)	20			3		$\phi_{inf}$ (mm)	18			3	
<b>Acero refuerzo</b>						<b>Acero refuerzo</b>					
$\phi_{sup}$ (mm)	$\phi$	16	18	18	20	20	20	20	16	16	16
N°	N°	1	1	1	2	2	2	2	1	1	1
$\phi_{inf}$ (mm)	N°						$\phi_{inf}$ (mm)	N°			
$\phi$	$\phi$						$\phi$				

**Fig 110.** Resumen de armado a flexión y secciones de vigas en la dirección Y

De la misma forma las vigas en el eje X



RESUMEN VIGA EJE 1-2-5 PISO 1-2-3					RESUMEN VIGA EJE 3-4 5 PISO 2-3				
L (m)	4	6	6	3.5	L (m)	4	5.5	6	4
Secciones bxh (cm)	35X50	35X50	35X50	35X50	Secciones bxh (cm)	35X50	35X50	35X50	35X50
<b>Acero Base</b>					<b>Acero Base</b>				
$\phi_{sup}$ (mm)	18   3				$\phi_{sup}$ (mm)	18   3			
$\phi_{inf}$ (mm)	18   3				$\phi_{inf}$ (mm)	18   3			
<b>Acero refuerzo</b>					<b>Acero refuerzo</b>				
$\phi_{sup}$ (mm)	$\phi$ 14	14 14	14 14	14 14	$\phi_{sup}$ (mm)	$\phi$ 16	20 20	20 20	20 20
N°	1	1   1	1   1	1   1	N°	1	1   1	2   2	2   2
$\phi_{inf}$ (mm)	N°				$\phi_{inf}$ (mm)	N°			
$\phi$					$\phi$				
RESUMEN VIGAS EJE 3-4 PISO 1					RESUMEN VIGA EJE 1-2 PISO 4				
L (m)	4	6	6	3.5	L (m)	4	5.5	6	4
Secciones bxh (cm)	35X50	35X55	35X55	35X50	Secciones bxh (cm)	35X50	35X50	35X50	35X50
<b>Acero Base</b>					<b>Acero Base</b>				
$\phi_{sup}$ (mm)	18   3				$\phi_{sup}$ (mm)	16   3			
$\phi_{inf}$ (mm)	18   3				$\phi_{inf}$ (mm)	16   3			
<b>Acero refuerzo</b>					<b>Acero refuerzo</b>				
$\phi_{sup}$ (mm)	$\phi$ 14	16 16	18 18	18 18	$\phi_{sup}$ (mm)	$\phi$			
N°	1	1   1	1   1	1   1	N°				
$\phi_{inf}$ (mm)	N°				$\phi_{inf}$ (mm)	N°			
$\phi$					$\phi$				
RESUMEN VIGA EJE 3-4 PISO 4					RESUMEN VIGA EJE 1-2-3-4-5 PISO 5				
L (m)	3	6	6	4	L (m)	4	5.5	6	4
Secciones bxh (cm)	35X50	35X60	35X60	35X50	Secciones bxh (cm)	35X50	35X50	35X50	35X50
<b>Acero Base</b>					<b>Acero Base</b>				
$\phi_{sup}$ (mm)	18   3				$\phi_{sup}$ (mm)	16   3			
$\phi_{inf}$ (mm)	18   3				$\phi_{inf}$ (mm)	16   3			
<b>Acero refuerzo</b>					<b>Acero refuerzo</b>				
$\phi_{sup}$ (mm)	$\phi$ 14	14 14	14 14	14 14	$\phi_{sup}$ (mm)	$\phi$			
N°	1	1   1	1   1	1   1	N°				
$\phi_{inf}$ (mm)	N°				$\phi_{inf}$ (mm)	N°			
$\phi$					$\phi$				

**Fig 111.** Resumen de secciones y armado a flexión en vigas en la dirección X

Como se observa en las figuras 101 y 102, no se colocó el refuerzo por corte por temas de espacio, en los planos estructurales colocados en los ANEXOS se podrá visualizar con más detalle.

### 3.2.1.2. Modelo NTE

Al igual que en el apartado anterior se muestran las secciones finales de vigas colocadas en el modelo

RESUMEN VIGA EJE 1-5 PISO 1-2-3-4					RESUMEN VIGA EJE 2-3-4 PISO 5				
L (m)	3.5	5.5	5.5	3.5	L (m)	3.5	5.5	5.5	3.5
Secciones bxh (cm)	35X45	35X45	35X45	35X45	Secciones bxh (cm)	30x40	30x40	30x40	30x40
Acero Base					Acero Base				
φsup (mm)	18	2			φsup (mm)	16	2		
φinf (mm)	18	2			φinf (mm)	16	2		
Acero refuerzo					Acero refuerzo				
φsup (mm)	φ	14	14	14	φsup (mm)	φ	12	12	12
N°		1	1	1	N°		1	1	1
φinf (mm)	N°	muro			φinf (mm)	N°			
φ					φ				
RESUMEN VIGAS EJE 2-3-4 PISO 1-2-3-4					RESUMEN VIGA EJE 1-5 PISO 5				
L (m)	3.5	5.5	5.5	3.5	L (m)	3.5	5.5	5.5	3.5
Secciones bxh (cm)	35X45	35X50	35X50	35X45	Secciones bxh (cm)	30x40	30x40	30x40	30x40
Acero Base					Acero Base				
φsup (mm)	16	3			φsup (mm)	16	2		
φinf (mm)	16	3			φinf (mm)	16	2		
Acero refuerzo					Acero refuerzo				
φsup (mm)	φ	14	14	14	φsup (mm)	φ			
N°		1	1	2	N°				
φinf (mm)	N°				φinf (mm)	N°			
φ					φ				

Fig 112. Vigas en la dirección x

RESUMEN VIGA EJE A-E PISO 1-2-3-4					RESUMEN VIGA EJE A-E PISO 5				
L (m)	3	5.5	5.5	4	L (m)	3	5.5	5.5	4
Secciones bxh (cm)	35X45	35X45	35X45	35X45	Secciones bxh (cm)	30x40	30x40	30x40	30x40
Acero Base					Acero Base				
φsup (mm)	18	2			φsup (mm)	16	2		
φinf (mm)	18	2			φinf (mm)	16	2		
Acero refuerzo					Acero refuerzo				
φsup (mm)	φ	14	14	14	φsup (mm)	φ			
N°	muro	1	1	1	N°				
φinf (mm)	N°	muro			φinf (mm)	N°			
φ					φ				
RESUMEN VIGAS EJE B-C-D PISO 1-2-3-4					RESUMEN VIGA EJE 1-5 PISO 5				
L (m)	3	5.5	5.5	4	L (m)	3	5.5	5.5	4
Secciones bxh (cm)	35X45	35X50	35X50	35X45	Secciones bxh (cm)	30x40	30x40	30x40	30x40
Acero Base					Acero Base				
φsup (mm)	18	3			φsup (mm)	18	2		
φinf (mm)	16	3			φinf (mm)	16	2		
Acero refuerzo					Acero refuerzo				
φsup (mm)	φ				φsup (mm)	φ			
N°					N°				
φinf (mm)	N°				φinf (mm)	N°			
φ					φ				

Fig 113. Vigas en dirección x

### 3.2.2. Columnas

A continuación, se muestra un cuadro comparativo con las secciones y armados colocados en las columnas de cada modelo, tanto el de la NEC 15 ( Ecuador), así como el de la NTE (Perú)

**Tabla 94.** armado y secciones finales de columnas

	Sección ( bxh) cm	Armado longitudinal			Armado transversal		
		Externas	Internas	Esquina	Externas	Internas	Esquina
	Piso 1 -Piso 5						
NEC	65X65	12Φ25mm	16Φ25mm	12Φ22mm	3EΦ10 @ 10 y 15 cm	3EΦ10 @ 10 y 15 cm	3EΦ10 @ 10
NTE	55X55	12Φ25mm	16Φ25mm	12Φ22mm	3EΦ10 +2 GrΦ10 @ 10 y 15 cm	3EΦ10 @ 10 y 15 cm	<b>cabezales</b>

Como se observa en la tabla 85 el armado longitudinal no varía de un modelo a otro, el armado transversal, por otro lado, lo hace específicamente en las columnas de borde pues se añade una grapa en cada sentido y no existen columnas esquineras en el modelo de Perú, pues según el modelo estas vendrían hacer los cabezales, que fueron considerado ya en el diseño de muros.

### 3.2.3. Losas

Para losas se consideró la misma seccion de losa aligerada y el mismo armado en el modelo de Ecuador y Perú.

En todas las franjas se colocó la siguiente distribución

Φsup[ mm]	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
N° varillas	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
N° varillas		1.00		1.00		1.00		1.00
Φinf [m]		10.00		10.00		10.00		10.00

Es decir, solo se ocupó varilla de 10 y en los lugares donde no fue suficiente el acero superior se colocó la malla electrosoldada de **4.5mm 15x15 (R 106)** para contrarrestar los esfuerzos. Para más detalle se encuentran los planos de la losa tanto de cubierta como la losa tipo en los anexos.

### 3.2.4. Muros

En total se diseñaron 4 muros estructurales, dos en cada dirección, los muros en el sentido X, tienen las mismas dimensiones, a continuación, se muestra un resumen de secciones y armado de cabezales y alma del muro.

Muro en X			
lw=	415	cm	
hw=	16.4	m	
Datos Cabezales		Datos Alma	
h=	65	cm	Espesor <sub>alma</sub> = 30
b=	65	cm	Lalma= 285
r <sub>v</sub> =	4	cm	r <sub>v</sub> = 4
ϕ <sub>Estribo</sub> =	1	cm	ϕ <sub>Estribo</sub> = 1
ϕ <sub>varilla</sub> =	2.8	cm	ϕ <sub>varilla</sub> = 1.4
AS <sub>varilla</sub> =	6.16	cm <sup>2</sup>	AS <sub>varilla</sub> = 1.54
V(x)=	5		V(x)= 20
V(y)=	5		V(y)= 2
#varillas=	16		#varillas= 40

**Fig 114.** Armado y sección de los muros en X

Muro en Y			
lw=	475	cm	
hw=	16.4	m	
Datos Cabezales		Datos Alma	
h=	75	cm	Espesor <sub>alma</sub> = 30
b=	75	cm	Lalma= 325
r <sub>v</sub> =	4	cm	r <sub>v</sub> = 4
ϕ <sub>Estribo</sub> =	1	cm	ϕ <sub>Estribo</sub> = 1
ϕ <sub>varilla</sub> =	2.8	cm	ϕ <sub>varilla</sub> = 1.4
AS <sub>varilla</sub> =	6.16	cm <sup>2</sup>	AS <sub>varilla</sub> = 1.54
V(x)=	5		V(x)= 20
V(y)=	5		V(y)= 2
#varillas=	16		#varillas= 40

**Fig 115.** Armado y sección en muro en Y

Muro en Y			
lw=	375	cm	
hw=	16.4	m	
Datos Cabezales		Datos Alma	
h=	75	cm	Espesor <sub>alma</sub> = 30
b=	75	cm	Lalma= 225
r <sub>v</sub> =	4	cm	r <sub>v</sub> = 4
ϕ <sub>Estribo</sub> =	1	cm	ϕ <sub>Estribo</sub> = 1
ϕ <sub>varilla</sub> =	2.8	cm	ϕ <sub>varilla</sub> = 1.4
AS <sub>varilla</sub> =	6.16	cm <sup>2</sup>	AS <sub>varilla</sub> = 1.54
V(x)=	5		V(x)= 15
V(y)=	5		V(y)= 2
#varillas=	16		#varillas= 30

**Fig 116.** Armado y sección en muro en Y

### 3.3. Cantidades de obra y presupuesto referencial

#### 3.3.1. Cantidad de acero y hormigón

Se muestran a continuación, las cantidades totales de acero y hormigón en la edificación de cada país.

**Tabla 95.** cantidad total de acero y hormigón

modelo/norma	Peso de acero [kg]	Volumen de hormigón [m <sup>3</sup> ]
NEC	94076.35	718.75
NTE	85267.46	763.08

y también la cantidad por m<sup>2</sup> de construcción tomando en cuenta que en cada planta existen 396 m<sup>2</sup> de construcción por un total de 5 plantas, habría un total de 1980 m<sup>2</sup> de construcción.

**Tabla 96.** Cantidad de acero y hormigón por metro cuadrado de construcción

Modelo/Norma	peso de acero por m <sup>2</sup> [kg/m <sup>2</sup> ]	Volumen de hormigon por m <sup>2</sup> [m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ]
NEC	59.39	0.45
NTE	53.83	0.48

#### 3.3.2. Presupuesto edificio en Ecuador

En base al análisis de precios unitarios y a las cantidades obtenidas para cada rubro se tiene un presupuesto referencial como se indica en la siguiente tabla

**Tabla 97.** Presupuesto referencial construcción de estructura Ecuador

ítem	código	Rubro	Cantidad	unidad	precio unitario U SD	precio total U SD
	1 HA.E.01	Hormigón Premezclado 210 kg/cm <sup>2</sup> no incluye encofrado. Equipo: vibrador y bomba de hormigonado	718.75	m <sup>3</sup>	\$122.01	\$87,694.69
	3 HA.E.02	Acero de refuerzo en varillas para hormigón fy=4200kg/cm <sup>2</sup>	94076.4	kg	\$1.78	\$167,455.90
	3 HA.E.03	Malla electrosoldada de 15 x 15 x 4.5 mm.. Incluye caballetes de varilla u hormigón	290	m <sup>2</sup>	\$6.21	\$1,800.90
<b>TOTAL</b>						<b>\$256,951.49</b>

El presupuesto final para el edificio en Ecuador fue de USD 256,951.49

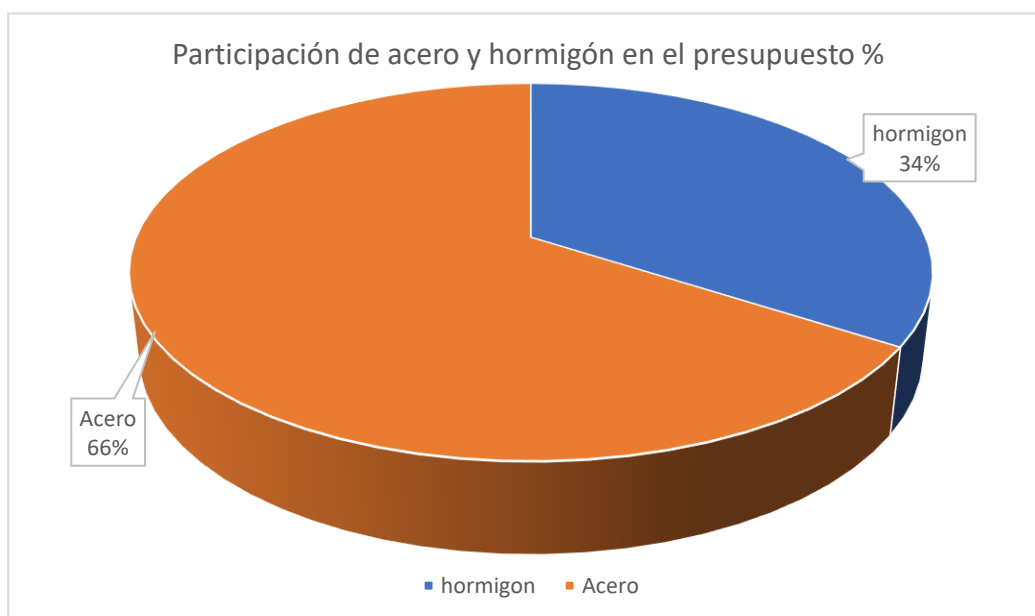
Ahora para realizar una comparativa con los precios de la cámara de construcción del Ecuador (CAMICON) analizaremos el precio por m<sup>2</sup> , mostrado en la siguiente tabla

**Tabla 98.** precio por metro cuadrado de construcción

Material	Precio total sin iva	\$/m <sup>2</sup>
Acero	\$ 169,256.80	85.48
Hormigon	\$ 87,694.69	44.29
<b>TOTAL</b>	<b>\$ 256,951.49</b>	<b>129.77</b>

Nota: el acero es la suma de las varillas de acero y malla electrosoldada.

Se muestra además la participación dentro del presupuesto del acero y del hormigón, observándose claramente que es más costoso el acero dentro de este proyecto



**Fig 117.** Participación del acero y el hormigón en el presupuesto del modelo de la NEC

15

### 3.3.3. Presupuesto referencial en Perú

En base al análisis de precios unitarios y a las cantidades obtenidas se tiene el siguiente presupuesto de obra.

**Tabla 99.** Presupuesto referencial para edificio en Perú

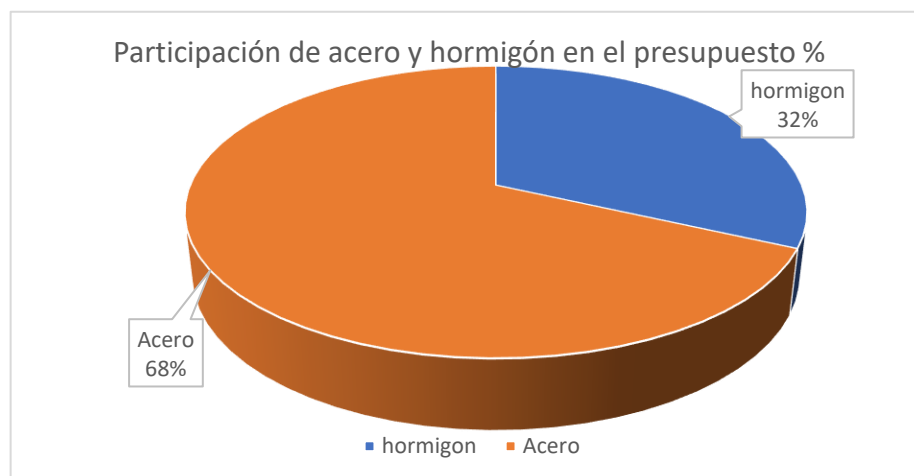
Ítem	código	Rubro	Cantidad	unidad	precio unitario S/.	Precio unitario USD	Precio total S/.	Precio total USD
1	H.A.P.0	Hormigón Premezclado 210 kg/cm <sup>2</sup> no incluye en cofrado. Equipo: vibrador y bomba de hormigonado	763.08	m <sup>3</sup>	\$385.70	\$104.14	\$294,319.96	\$79,466.39
3	H.A.P.02	Acero de refuerzo en varillas para hormigón fy=4200kg/cm <sup>2</sup>	85267.5	kg	\$7.31	\$1.97	\$623,305.13	\$168,292.39
3	H.A.P.01	Malla electrosoldada de 15 x 15 x 4.5 mm.. Incluye caballetes de varilla u hormigón	290	m <sup>2</sup>	\$24.28	\$6.56	\$7,041.20	\$1,901.12
TOTAL							\$924,666.29	\$249,659.90

De la misma forma se analizar el precio por metro cuadrado de construcción en este caso se presentará en soles y en dólares para la comparación con el modelo de Ecuador.

**Tabla 100.** costo por metro cuadrado de construcción

Material	S/.		USD	
	Precio total sin iva	\$/m <sup>2</sup>	Precio total sin iva	\$/m <sup>2</sup>
Acero	\$ 630,346.33	318.36	\$ 170,193.51	85.96
Hormigon	\$ 294,319.96	148.65	\$ 79,466.39	40.13
<b>TOTAL</b>	\$ 924,666.29	467.00	\$ 249,659.90	126.09

de igual forma se observa un esquema de la participación del acero y el hormigón en el presupuesto final



**Fig 118.** Participación del acero y el hormigón en el presupuesto del modelo de la NTE

### 3.4. Conclusiones

En base a los objetivos planteados y a los resultados obtenidos se presentan las siguientes conclusiones de este trabajo de integración curricular.

- Sistema estructural

Para el modelo aplicando la normativa de la NEC 15 se obtuvo un sistema aporticado, para el modelo con la NTE se determinó un sistema de muros estructurales, tomando en cuenta que se trata del mismo edificio la exigencia de la normativa NTE en comparación a la NEC en varios aspectos de parámetros admisibles máximos nos lleva a idea de que para edificios con 5 o más pisos, por lo menos en el lado de Perú, es necesario rigidizar lateralmente la estructura con la ayuda de muros, a fin de no colocar secciones muy grandes en los demás elementos que hagan más pesada a la estructura.

- Secciones de elementos estructurales

En términos generales el dimensionamiento y armado de elementos que se ven afectados en mayor medida por la carga vertical tal es el caso de vigas banda y losas aligeradas resultó adecuado en ambos edificios (norma NEC 15 Y NTE) ya que en la fase de diseño no se necesitó colocar grandes cuantías de acero, muchas de las cuales solo se armaron en base al acero mínimo requerido. Para el caso de columnas se dio lo contrario pues para contrarrestar los efectos de las cargas laterales por sismo se decidió poner dimensiones grandes al igual que más armado lo que se refleja en la cantidad de acero en este elemento.

- Colocación de muros modelo NTE

Para la distribución de los muros estructurales en nuestro edificio se siguieron criterios de simetría y rigidez con la finalidad de evitar alterar el centro de masa que provoque excentricidades indeseadas con respecto a éste. Para el edificio no se contaba con una simetría arquitectónica total, puesto que en la dirección Y se tenían vanos diferentes en los extremos. Según el análisis realizado presente en la fase de resultados se determinó regularidad en rigidez y masa, pues ningún cociente es menor al 0.7 ni mayor al 1.5, respectivamente, por lo tanto se puede decir que existió una correcta estructuración de los muros a pesar de la falta de simetría, que cabe mencionar solo se daba en un eje y era de pocos metros.

- Comportamiento modal

En ambas edificaciones se obtuvo un buen comportamiento modal, esto debido a que se garantizó movimientos traslacionales en los dos primeros modos y recién en el tercer modo un movimiento rotacional. Los porcentajes de participación de la masa en el modelo de la NEC



son mayores a los de la NTE, lo que indica una mejor estructuración en el modelo de la NEC y es debido a que no se colocaron muros que de alguna forma pudiesen haber alterado el centro de masa.

La participación modal acumulada se ubica en un 90 % en ambos modelos esto a medida que se aumentan los modos de vibración, ya que en el modelo de la NEC y NTE a partir del quinto modo ya se tiene este porcentaje, esto nos indica de alguna forma que el procedimiento que realizamos para en análisis modal, es el adecuado pues indicaría que la mayor parte de la respuesta de la estructura está siendo captada por los primeros modos de vibración, siendo estos los más relevantes y garantizando así que si están siendo tomados en cuenta.

- Derivas de piso

En esta parte es donde se dieron las mayores diferencias de un modelo a otro puesto que la norma NTE.030 contempla una deriva máxima de apenas el 0,7 % en comparación al 2 % de la NEC-SE-DS, esta fue la principal razón del porque se optó por cambiar los sistemas estructurales y colocar muros de corte en el modelo peruano. Para el caso del edificio de Ecuador contamos con derivas inelásticas similares en ambas direcciones iguales al 1.3% esto se debe a que existe una simetría tanto en cargas así como en las dimensiones de los elementos estructurales. En el modelo de la NTE, en la dirección X hay una deriva del 0.39 % y en la dirección Y una deriva del 0.44%, vemos que el sentido más crítico es el Y razón por la cual se colocó los cabezales de los muros de mayor sección en esta dirección, para contrarrestar el desplazamiento debido a cargas laterales.

- Cortante basal y espectro de diseño

En el modelo de la NEC en la gráfica de aceleración espectral, la meseta termina en los 1.2 segundos aproximadamente y de ahí en adelante empieza a decaer la curva, mientras que para el modelo de la NTE la meseta termina en el primer segundo. El modelo de la NEC tiene una aceleración espectral  $S_a(g)$  de 0.1288 menor a la obtenida aplicando la NTE la cual fue de 0.1458 , lo que nos indica que según la normativa ecuatoriana nuestra edificación experimentaría menos fuerza de agitación sísmica lo que implicaría más seguridad e integridad para la edificación.

El cortante basal al depender del peso de la edificación, que para este caso varía en función de los elementos estructurales y sus respectivas dimensiones, se tiene que hay un mayor cortante basal en la edificación basada en la NTE, específicamente un 17 % más grande que el de la NEC, por lo que durante un eventual sismo existirá una mayor fuerza cortante actuando en la base del edificio en Perú.

#### - Periodo de vibración

En este punto según la aplicabilidad de ambas normativas se observa una variación importante, analizando solo las características geométricas y el sistema estructural usado (Método 1) según la NEC tenemos un periodo de vibración de 0.68 s , en la NTE tenemos uno de 0.27 s, considerando que los sistemas estructurales no son los mismos no podemos realizar una total comparativa, sin embargo se evidencia que en realidad hay mucho sentido en los resultados puestos pues al tener muros en el modelo de Perú la estructura se vuelve más rígida lateralmente por lo que se entiende porque tiene un menor periodo de vibración.

Analizando los periodos con el análisis modal (método 2) se observa algo similar, 0.72 s (NEC) y 0.397 s (NTE) con esto se concluye que en realidad el colocar muros de corte disminuye en gran medida el periodo de vibración y vuelve más rígida la respuesta de la estructura ante un sismo, esto no siempre es malo ya que si por diseño se colocan aisladores sísmicos en muchos casos se requiere un comportamiento más flexible para que exista mayor disipación dirigida al sistema de amortiguación.

#### - Cantidades de obra

Por la implementación de muros de corte, el volumen de hormigón usado en la estructura de Perú se incrementó en un 5 % con respecto al modelo aplicando la NEC, sin embargo en la cantidad de acero ocurre lo contrario y es que el total de acero ocupado en el edificio en Ecuador es un 10 % más que el ocupado en el edificio de Perú, tiene mucho que ver con que al tener muros, estos causaron una redistribución de las cargas y fuerzas ocasionando una disminución en los momentos flectores y cortantes sobre todos cercanos a la posición de los muros así se necesitó de menores secciones, por consiguiente un menor armado de esa forma se puede explicar por qué la reducción en la cuantía de acero de los demás miembros estructurales.

En un análisis general en cada modelo las vigas son las que tienen la menor cantidad de armado y las columnas, por otro lado tienen la mayor cantidad de acero, por lo tanto se cumple uno de los criterios básicos en el diseño sísmico, y es que diseñamos a las columnas para ser más fuertes que las vigas y tomando en cuenta que tenemos una regularidad de rigidez y masa, podemos decir que si, en ambos modelos las columnas, en caso de un sismo resistirán más que las vigas (columna fuerte-viga débil).

- Presupuesto

Tomando en consideración que para ambos modelos se analizó solo los costos de acero y hormigón mas no instalaciones, mampostería ni acabados, para el modelo de la NEC con un sistema aporticado se obtuvo un presupuesto final de \$ 256,951.49 y un precio por metro cuadrado de 129.77 dólares, si se toma en cuenta que en general en Ecuador se cobra \$ 270 el metro cuadrado de obra gris y que esta incluye ya instalaciones, podemos decir que estamos dentro del rango. En el modelo peruano con un sistema de muros estructurales ,con un presupuesto final de 924,666.29 soles y un precio por m<sup>2</sup> de construcción de 467 soles que con al cambio de moneda actual vendría a ser USD 249,659.90 y 126.09 dólares americanos, respectivamente, resulta ser relativamente más económico al edificio de Ecuador, sin embargo, esto no quiere decir que siempre un sistema de pórticos va a ser más caro que uno de muros estructurales, en este caso tiene mucho que ver el análisis de precios unitarios en cada país y las cantidades en base al diseño tanto para hormigón como para acero según la aplicabilidad de cada normativa, con todo esto podemos dejar un planteamiento claro y es que el objetivo de este trabajo no fue comparar sistemas estructurales sino comportamientos estructurales y en base a eso podemos decir que hay una mejor relación costo-comportamiento estructural al construir el edificio en Perú.

En ambos modelos se observa una mayor participación del acero dentro del presupuesto un 66 % y un 68 % para el modelo de la NEC y la NTE, esto nos da a entender que para diseños aplicando condiciones y propiedades a los materiales similares a las de este trabajo se cumpliría esta relación y ya se tendría una idea de en donde enfocarse más para no desperdiciar material y hacer más eficiente la construcción.

La importancia de este trabajo radicó en la comparativa de las normativas, Ecuatoriana ( NEC 15) y la Peruana (NTE E.030) pues si bien el objetivo era comparar el comportamiento estructural de cada edificio, intrínsecamente se pudo determinar en base a los resultados obtenidos y análisis a lo largo del trabajo que la norma NTE es más exigente en el tema de amenaza sísmica, por tal motivo, será necesario revisar nuestra normativa para analizar más a fondo si es en realidad esa exigencia necesaria o con los actuales parámetros que manejamos son suficientes como para lograr un adecuado comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico importante.

### 3.5. Recomendaciones

-En el presente trabajo la aplicabilidad del factor de reducción de resistencia  $R$  significó la diferencia entre un modelo y otro en la parte sísmica y dado que el objetivo era comparar comportamientos en base a cada normativo se usó los propuestos en las tablas de cada normativa, sin embargo, se recomienda o se propone que para posteriores investigaciones este  $R$  escogido sea menor ya que de esa forma podríamos tener un análisis más real incursionado en el rango inelástico inclusive y no solo en base a las tablas en cada normativa que solo toman en cuenta el sistema estructural y resulta poco fiable.

-Para tener una relación de precios un poco más pareja entre el acero y el hormigón, una opción sería aumentar la resistencia a la compresión del hormigón ( $f'c$ ) y de esa forma poder disminuir la cuantía de acero en la estructura, esto debido a que el precio del acero fluctúa mucho más que el del hormigón, debido a ciertas políticas internacionales, por tal motivo sería mejor que exista una paridad en los precios.

-Los planos en sí, independiente del tipo de estructura y localización son muy importantes pues en base a esto es lo que se construye y se plasma el diseño realizado, es importante que si se va a construir un edificio implantado en la frontera entre Ecuador y Perú se analice muy bien ambas normativas para decidir cuál es la mejor en base a su proyecto y condiciones.

-En el tema de la estructuración es importante siempre alcanzar una simetría de la colocación de miembros estructurales, sobre todo en el tema de muros, pues por la arquitectura del proyecto del presente trabajo no presentó un mayor problema pero en otro caso se requerirá un mayor análisis sobre todo para que no exista una torsión indeseada de la estructura.

-Para futuras investigaciones se propone la comparativa de ambos edificios con el mismo sistema estructural a fin de poder tener un mejor resultado en el análisis de costos que nos permita entender de forma más clara la incidencia de un solo sistema estructural, este trabajo al no enfocarse en ese aspecto solo abordó temas de comparativa de parámetros de sismorresistencia.

Es importante que se realice un análisis más exhaustivo en cuanto a la exigencia de ambas normativas realizando una investigación más profunda enfocada exclusivamente en comparativas de ambas normativas, para obtener más datos que nos permitan sacar conclusiones más precisas.

#### 4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

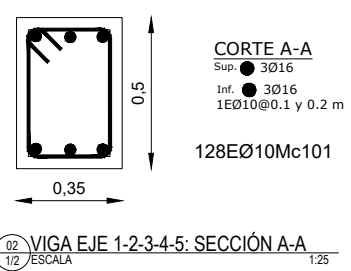
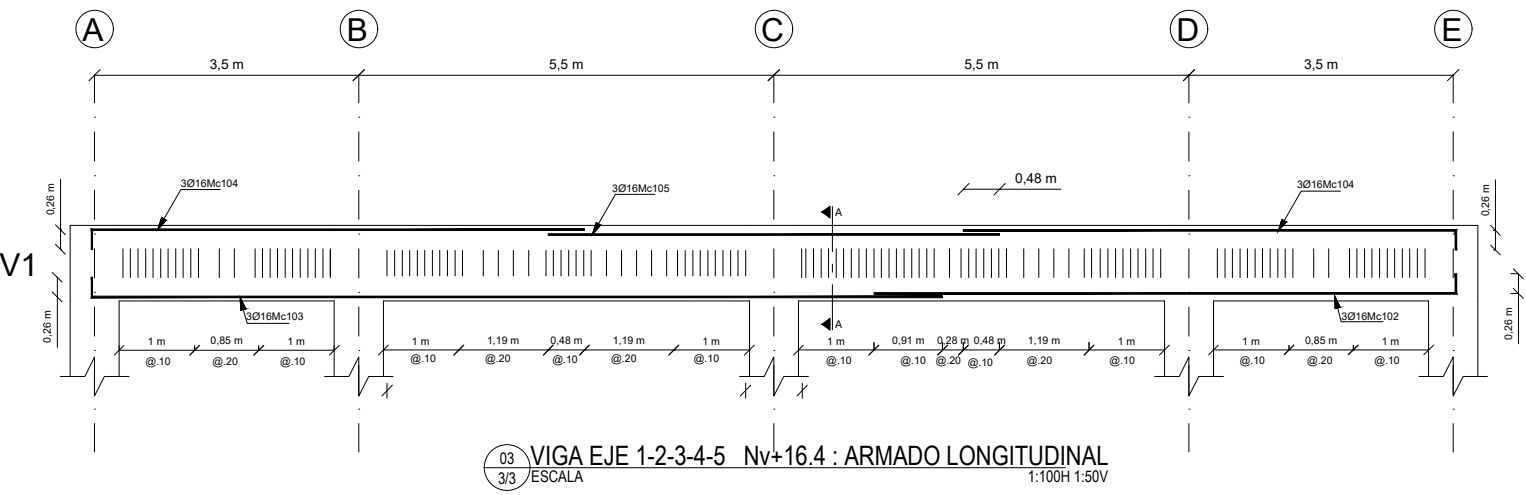
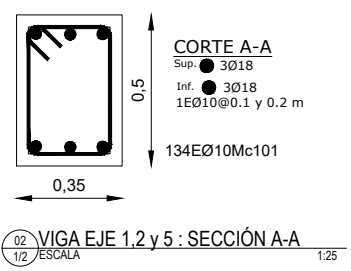
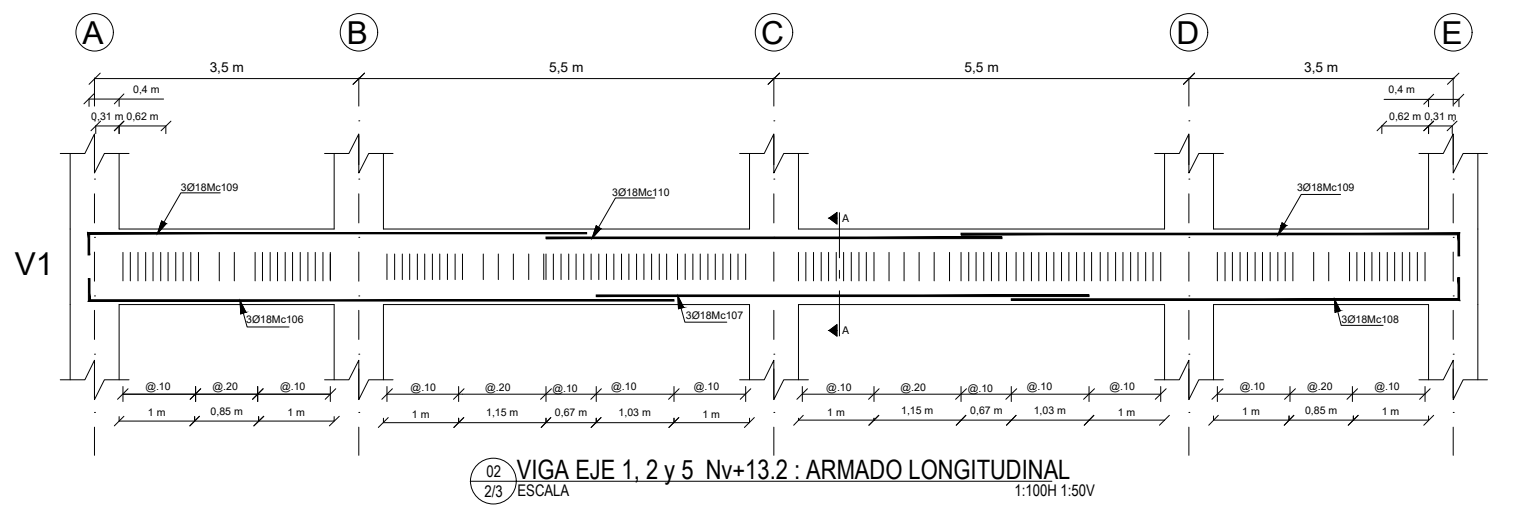
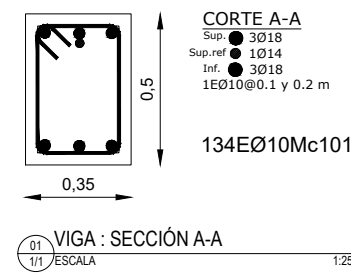
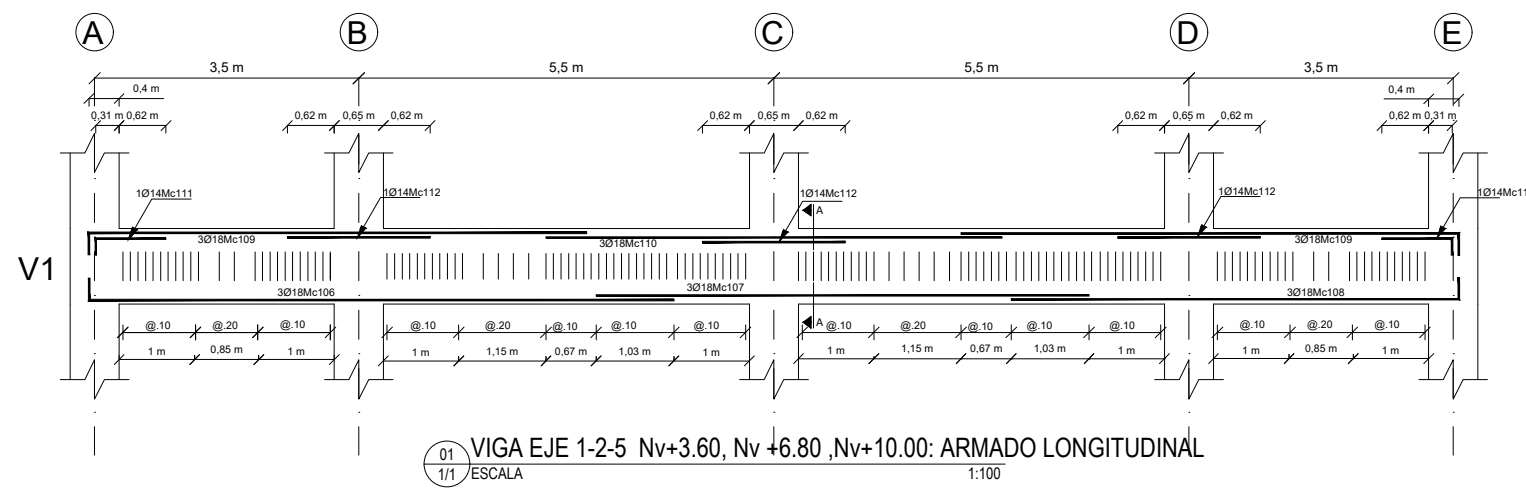
- [1] L. Perucca and F. A. Audemard M, “De la neotectónica a la amenaza sísmica en América Latina y el Caribe:Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana,” *Soc. Geológica Mex.*, vol. 73, no. 1, pp. 1–11, 2021.
- [2] R. I. Ayala Omaña, A. Delgadillo Santander, and C. Ferrer Oropeza, “Amenaza sísmica en Latinoamérica,” *Rev. Geogr. Venez.*, vol. 58, no. 2, pp. 259–262, 2017.
- [3] NEC-SE-DS, “Norma Ecuatoriana de la Construcción.Peligro Sísmico,” Ministerio de Desarrollo urbano y Vivienda, 2014.
- [4] Secretaría de Gestión de Riesgos, “MAPA PRELIMINAR DE AMENAZAS POR MOVIMIENTOS EN MASAS DEL CANTON TIWINTZA PROV. DE MORONA SANTIAGO,” 2011. [Online]. Available: [https://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/PDOT/SNRG/ATLAS BÁSICO PRELIMINAR/MORONA/PDF/MOVIMIENTO EN MASA/TIWINTZA\\_mm.pdf](https://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/PDOT/SNRG/ATLAS_BÁSICO_PRELIMINAR/MORONA/PDF/MOVIMIENTO_EN_MASA/TIWINTZA_mm.pdf).
- [5] SENCICO, *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*, vol. 53, no. 9. 2020.
- [6] NEC-SE-CG, *Norma Ecuatoriana de la Construcción.Cargas(no sísmicas)*. 2014.
- [7] SENCICO, “Reglamento Nacional de Edificaciones- Norma E.020 Cargas,” vol. 1, p. 29, 2020, doi: 10.2307/j.ctv2cw0trt.4.
- [8] GifeX, “Cantones de Morona Santiago 2011.” [https://www.gifex.com/fullsize2/2011-11-04-14840/Cantones\\_de\\_Morona\\_Santiago\\_2011.html](https://www.gifex.com/fullsize2/2011-11-04-14840/Cantones_de_Morona_Santiago_2011.html).
- [9] Terranuova, “Desarrollo de la cadena de valor piscícola y pesquera en comunidades de la cuenca media y baja del Morona, provincia de Datem del Marañón, Departamento de Loreto. (7 de diciembre del 2020),” 2020. <https://www.terranuova.org.pe/desarrollo-de-la-cadena-de-valor-piscicola-y-pesquera-en-comunidades-de-la-cuenca-media-y-baja-del-morona-provincia-de-datem-del-maranon-departamento-de-loreto/>.
- [10] Ikam Sac, “MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DEL SERVICIO EDUCATIVO EN LA INSTITUCION EDUCATIVA TECNICA INTEGRADA JESUS NAZARENO, DE LA CIUDAD DE SAN LORENZO, DISTRITO DE BARRANCA, PROVINCIA DE DATEM DEL MARAÑON-REGION LORETO.”
- [11] M. V Chica, “Estudio geotécnico en el área del subcentro de salud Sevilla don Bosco y levantamiento geológico del centro poblado Sevilla don Bosco,” Escuela Superior Politécnica de Chimborazo., 2018.
- [12] SENCICO, *Norma E.070 albañilería*. 2020.
- [13] H. X. Alejandro, “Módulo de elasticidad de hormigónes de peso normal empleados en el Ecuador  $f'c=21,24,28,35$  MPa.,” EPN, 2014.
- [14] G. A. Ottazzi Pasino, “Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado,” *Pontif. Univ. Católica del Perú*, p. 166, 2014.

- [15] ACI 318, "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.," 2019.
- [16] Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento., "Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado," *DS 010-2009-Vivienda*, p. 201, 2019, [Online]. Available: [http://www.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios\\_Normalizacion/Normalizacion/normas/E060\\_CONCRETO\\_ARMADO](http://www.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios_Normalizacion/Normalizacion/normas/E060_CONCRETO_ARMADO).

## **5. ANEXOS**

### **ANEXO 1**

#### **PLANOS ESTRUCTURALES**

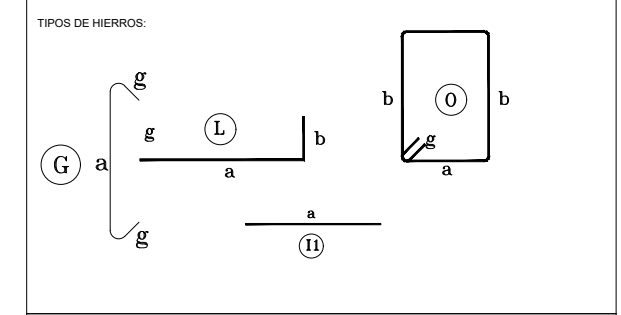


### PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
101	O	10	396	0.27	0.42	0.00	0.11	1.6	633.6	390.93	Observacion
102	L	16	3	7.71	0.26	0.00	0	7.97	23.91	37.73	Observacion
103	L	16	3	11.27	0.26	0.00	0	11.53	34.59	54.58	Observacion
104	L	16	6	6.53	0.26	0.00	0	6.79	40.74	64.29	Observacion
105	I1	16	3	5.98	0.00	0.00	0	5.98	17.94	28.31	Observacion
106	L	18	6	7.75	0.29	0.00	0	8.04	48.24	96.48	Observacion
107	I1	18	6	6.53	0.00	0.00	0	6.53	39.18	78.36	Observacion
108	L	18	6	5.93	0.29	0.00	0	6.22	37.32	74.64	Observacion
109	L	18	12	6.6	0.29	0.00	0	6.89	82.68	165.36	Observacion
110	I1	18	6	6.04	0.00	0.00	0	6.04	36.24	72.48	Observacion
111	L	14	2	0.93	0.22	0.00	0	1.15	2.3	2.78	Observacion
112	I1	14	3	1.89	0.00	0.00	0	1.89	5.67	6.85	Observacion

### RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	633.6	0	7.97	117.18	243.66	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	390.93	0.00	9.83	184.91	487.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	1072.79										



ESPECIFICACIONES TECNICAS:  
HORMIGON Fc = 210 Kg/cm<sup>2</sup>  
HIERRO fy = 4200 Kg/cm<sup>2</sup> EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA  
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ. COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN LORETO ZONA 2 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR

- CONTIENE:
- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
  - Cortes transversales de vigas.
  - Planilla de fierros.

ELABORADO POR:  
RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS .

FECHA: AGOSTO 2023

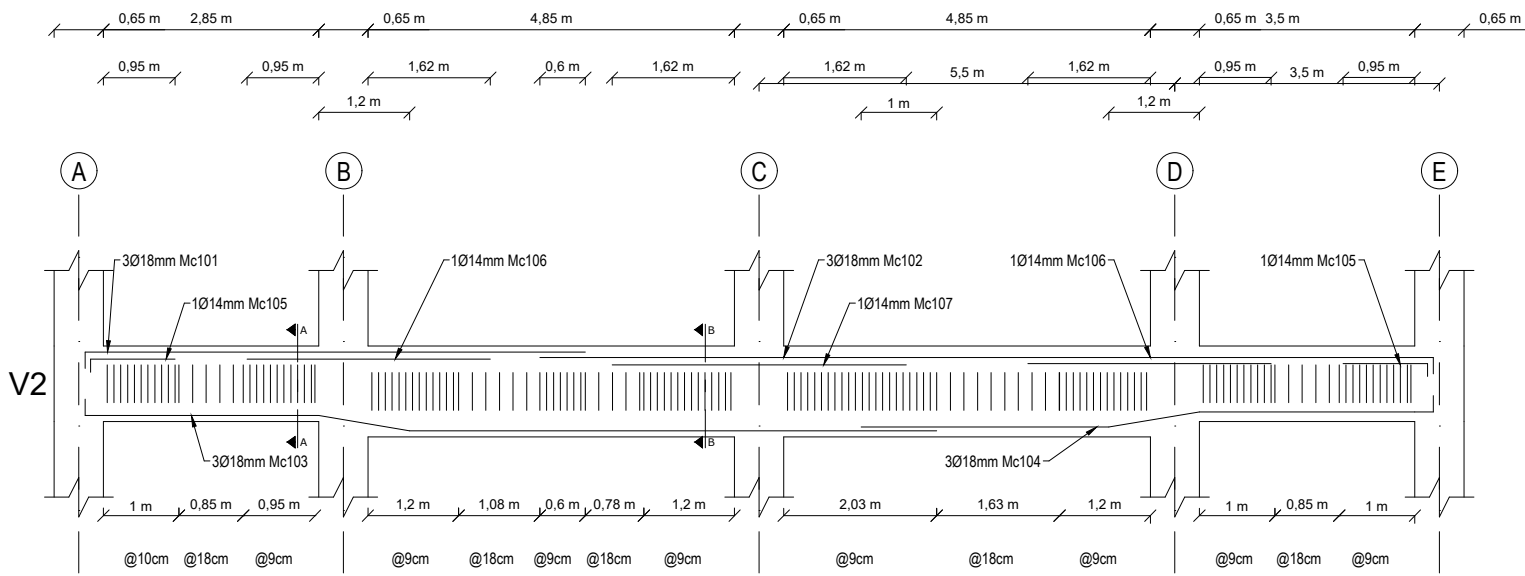
ESCALA: INDICADAS

FORMATO: A3

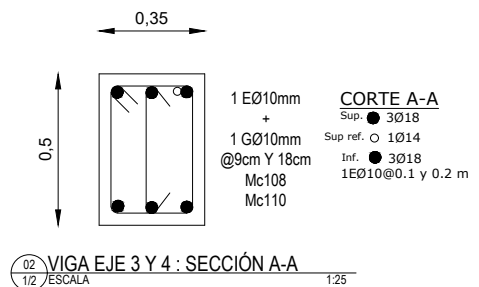
UNIDADES DEL PLANO: METROS

LAMINA : 1/16

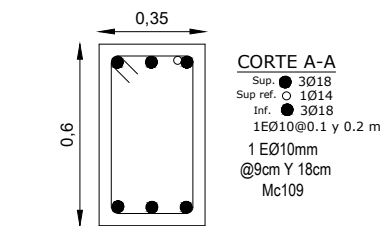




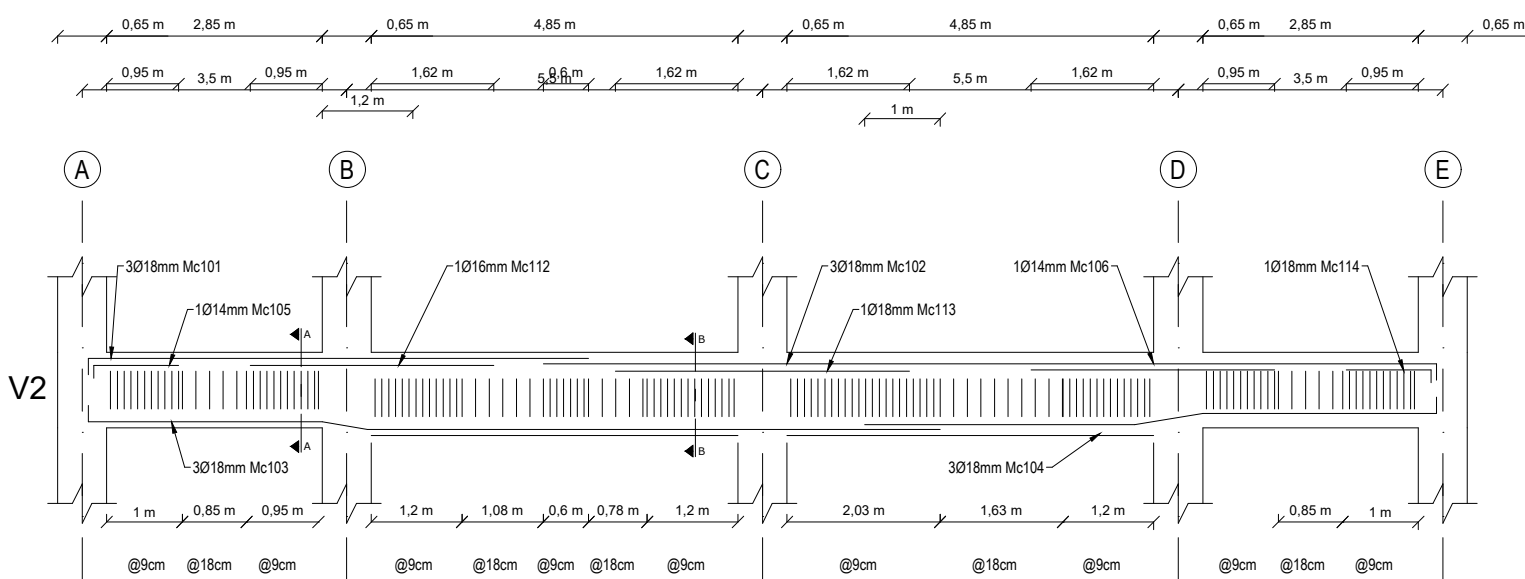
01 VIGA EJE 3 y 4 Nv+13.20 : ARMADO LONGITUDINAL  
1/3 ESCALA 1:100H 1:50V



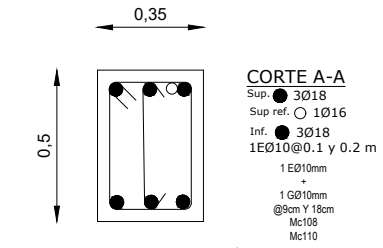
02 VIGA EJE 3 Y 4 : SECCIÓN A-A  
1/2 ESCALA 1:25



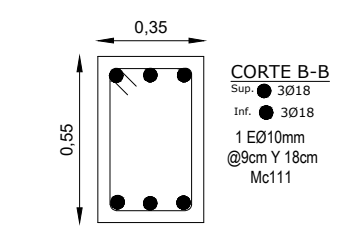
02 VIGA EJE 3 Y 4 : SECCIÓN A-A  
1/2 ESCALA 1:25



01 VIGA EJE 3 y 4 Nv+3.60 : ARMADO LONGITUDINAL  
1/3 ESCALA 1:100H 1:50V



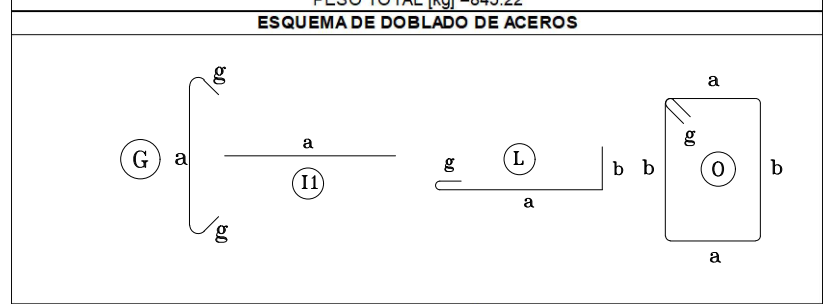
02 VIGA EJE 3 Y 4 : SECCIÓN A-A  
1/2 ESCALA 1:25



02 VIGA EJE 3 Y 4 : SECCIÓN A-A  
1/2 ESCALA 1:25

PLANILLA DE ACEROS											
MARCA	TIPO	Ø [mm]	#	DIMENSIONES [m]					LONG. DESAR. [m]	LONG. TOTAL [m]	PESO [kg]
				a	b	c	d	g			
<b>VIGAS</b>											
101	L	18	6	6.62	0.22	0	0	0	6.84	41.04	81.98
102	L	18	6	11.8	0.2	0	0	0	12.00	72.00	143.83
103	L	18	6	11.28	0.22	0	0	0	11.50	69.00	137.83
104	L	18	6	7.58	0.22	0	0	0	7.80	46.80	93.49
105	L	14	4	1.12	0.17	0	0	0	1.29	5.16	6.24
106	II	14	2	3.22	0.00	0	0	0	3.22	6.44	7.78
107	II	14	1	3.89	0	0	0	0	3.89	3.89	4.70
108	O	10	112	0.42	0.27	0	0	0.08	1.54	172.48	106.34
109	O	10	91	0.52	0.27	0	0	0.08	1.74	158.34	97.62
110	G	10	112	0.38	0	0	0	0.08	0.54	60.48	37.29
111	O	10	91	0.47	0.27	0	0	0.08	1.94	176.54	108.84
112	II	16	1	3.22	0	0	0	0	3.22	3.22	5.08
113	II	18	1	3.89	0	0	0	0	3.89	3.89	7.77
114	II	18	1	3.22	0	0	0	0	3.22	3.22	6.43

RESUMEN											
Ø [mm]	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W [kg/m]	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L [m]	0.00	567.84	0.00	15.49	3.22	235.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PESO [kg]	0	350.09	0.00	18.72	5.082	471.33	0.000	0.00	0.00	0	0
PESO TOTAL [kg] = 845.22											



**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

Hormigón ( $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ )  
 Acero de refuerzo ( $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ )  
 Longitud de traslapes mínima si no se indica igual a 60 diámetros de la varilla



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
 TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ. COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN LORETO ZONA 2 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR

CONTIENE:

- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Cortes transversales de vigas.
- Planilla de fierros.

ELABORADO POR:

RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS .

FECHA:

AGOSTO 2023

ESCALA:

INDICADAS

FORMATO:

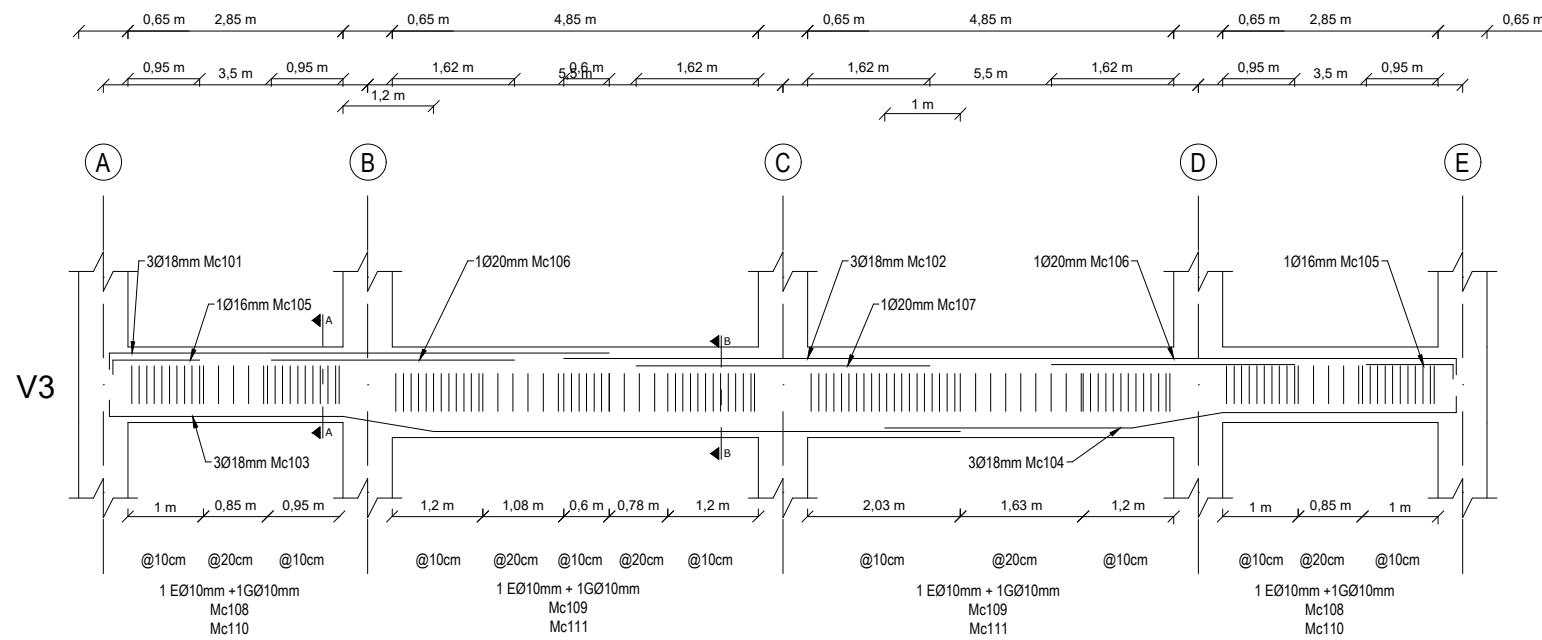
A3

UNIDADES DEL PLANO:

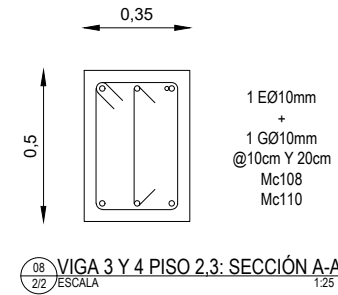
METROS

LAMINA :

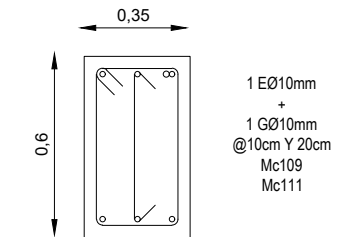
2/16



01 VIGA EJE 3 y 4 Nv +6.80 ,Nv+10.00: ARMADO LONGITUDINAL  
1:100H 1:50V  
1/3 ESCALA

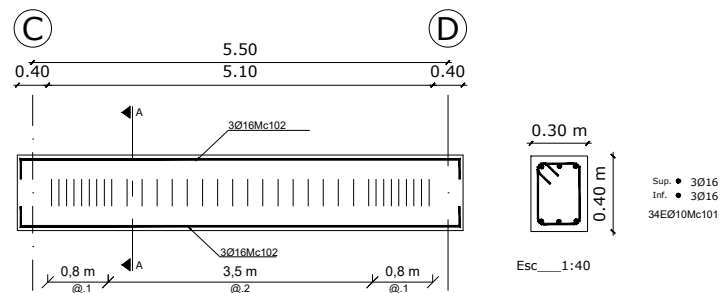


08 VIGA 3 Y 4 PISO 2.3: SECCIÓN A-A  
1/25 ESCALA

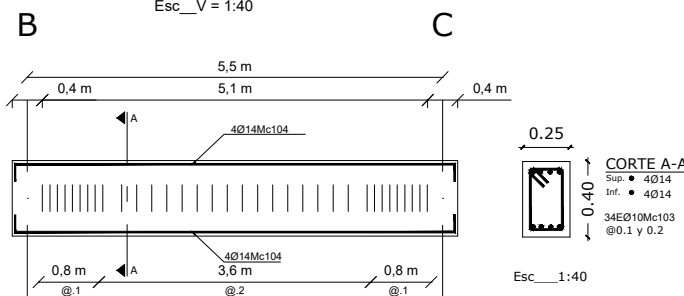


09 VIGA 3 Y 4 PISO 2.3: SECCIÓN B-B  
1/25 ESCALA

PLANILLA DE ACEROS											
MARCA	TIPO	Ø [mm]	#	DIMENSIONES [m]					LONG. DESAR. [m]	LONG. TOTAL [m]	PESO [kg]
				a	b	c	d	g			
VIGAS EJE 3 y 4											
101	L	18	3	6.62	0.22	0	0	0	6.84	20.52	40.99
102	L	18	3	11.8	0.2	0	0	0	12.00	36.00	71.91
103	L	18	3	11.28	0.22	0	0	0	11.50	34.50	68.92
104	L	18	3	7.58	0.22	0	0	0	7.80	23.40	46.74
105	L	16	2	1.12	0.17	0	0	0	1.29	2.58	4.07
106	II	20	2	3.22	0.00	0	0	0	3.22	6.44	15.88
107	II	20	1	3.89	0	0	0	0	3.89	3.89	9.59
108	O	10	52	0.42	0.27	0	0	0.08	1.54	80.08	49.37
109	O	10	83	0.52	0.27	0	0	0.08	1.74	144.42	89.04
110	G	10	52	0.38	0	0	0	0.08	0.54	28.08	17.31
111	G	10	83	0.48	0	0	0	0.08	0.64	53.12	32.75
RESUMEN											
Ø [mm]	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W [kg/m]	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L [m]	0.00	305.70	0.00	0.00	2.58	114.42	10.33	0.00	0.00	0.00	0.00
PESO [kg]	0	188.48	0.00	0.00	4.072	228.56	25.475	0.00	0.00	0	0
PESO TOTAL [kg] = 446.59											
ESQUEMA DE DOBLADO DE ACEROS											
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS											
Hormigón (f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup> ) Acero de refuerzo (f <sub>y</sub> =4200 kg/cm <sup>2</sup> ) Longitud de traslapes mínima si no se indica igual a 60 diámetros de la varilla											



Viga Secundaria N+3.60 a N+13.20 - Eje C' entre 3 y 4 e y EJE 3' entre C y D  
Nv+10.00-Nv+13.20  
Esc\_H=1:100  
Esc\_V=1:40



Viga Secundaria Eje 3' entre B y C, Eje B' entre 3 y 4, Eje 3'' entre C y D, Eje C' entre 3 y 4  
Nv+3.60-Nv+13.20  
Esc\_H=1:100  
Esc\_V=1:40

PLANILLA DE ACEROS												
Mc	TIPO	Ø [mm]	No.	DIMENSIONES					LONG. DESAR. (m)	LONG. TOTAL (m)	PESO (kg)	Observ.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 100												
Mando	100											
101	C	16	34	0.22	0.32	0.00	0.11	1.00	44.00	27.27	Observation	
102	C	16	6	5.81	0.26	0.00	0.00	6.33	37.98	99.93	Observation	
103	O	10	34	0.17	0.32	0.00	0.11	1.20	40.80	25.17	Observation	
104	C	14	8	5.82	0.23	0.00	0.00	6.28	50.24	60.69	Observation	
RESUMEN DE MATERIALES												
Ø [mm]	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	
W [kg/m]	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	
L [m]	0	85.90	0	50.24	37.98	0	0	0	0	0	0	
PESO [kg]	0.00	52.40	0.00	60.69	99.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TIPOS DE HERRIOS												
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:												
HORMIGÓN f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup>												
HIERRO f <sub>y</sub> = 4200 Kg/cm <sup>2</sup> EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA												
TRASLAPES MÍNIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIÁMETROS DE LA VARILLA												



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ. COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN LORETO ZONA 2 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR

CONTIENE:

- Detallamiento de vigas principales y secundarias de acuerdo al diseño con la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Cortes transversales de vigas.
- Planilla de hierros.

ELABORADO POR:

RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS .

FECHA:

AGOSTO 2023

ESCALA:

INDICADAS

FORMATO:

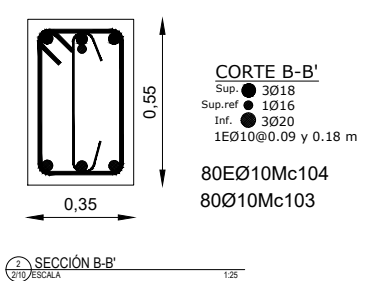
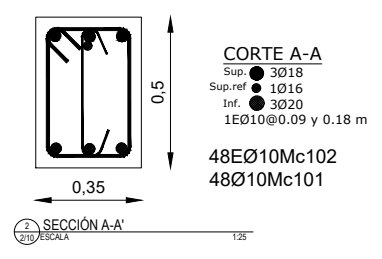
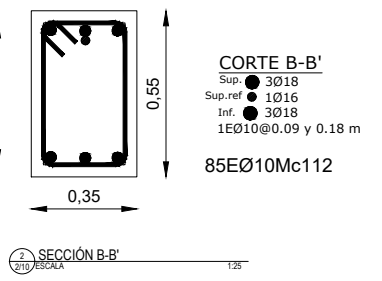
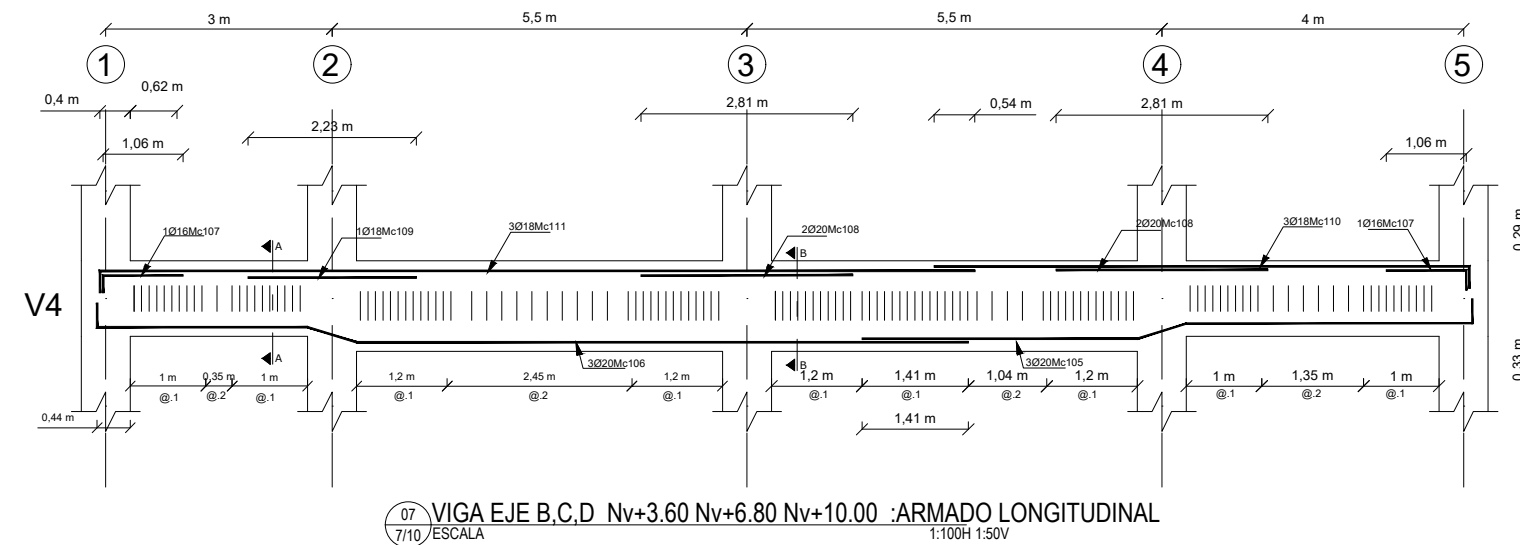
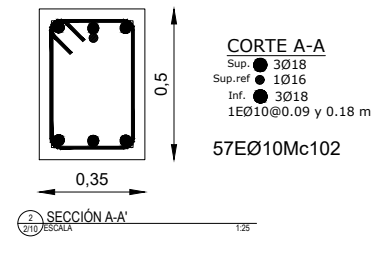
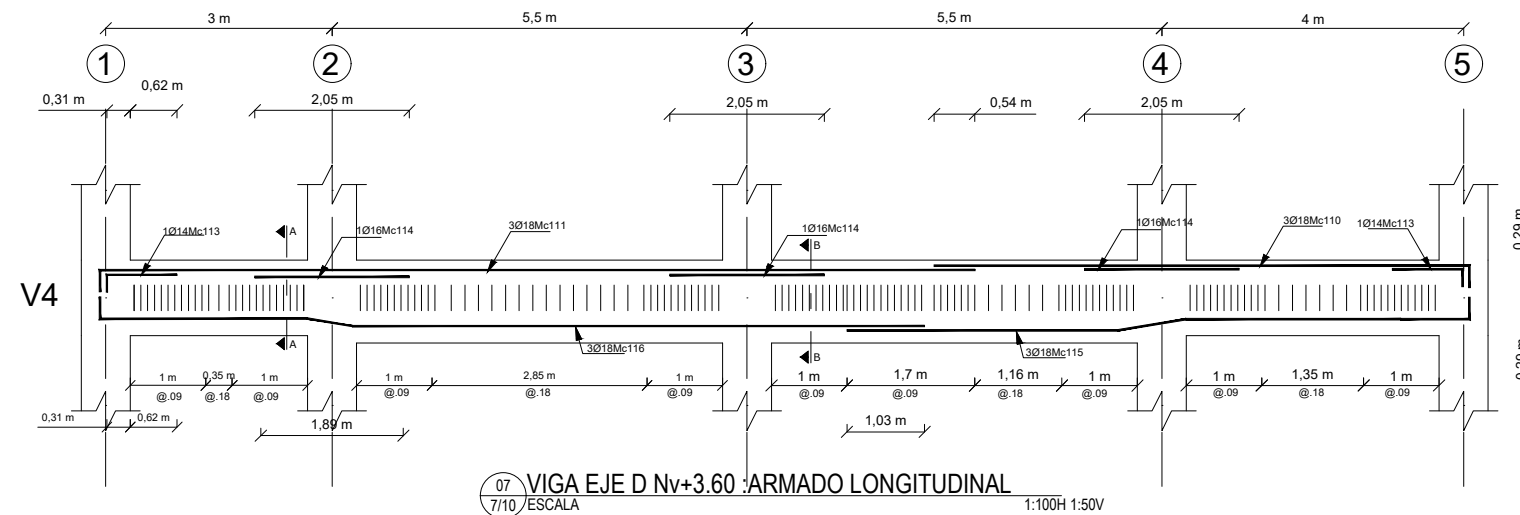
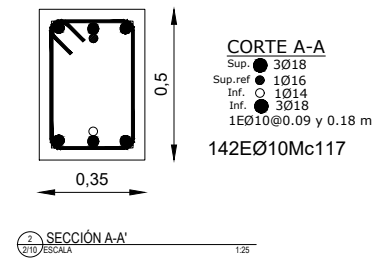
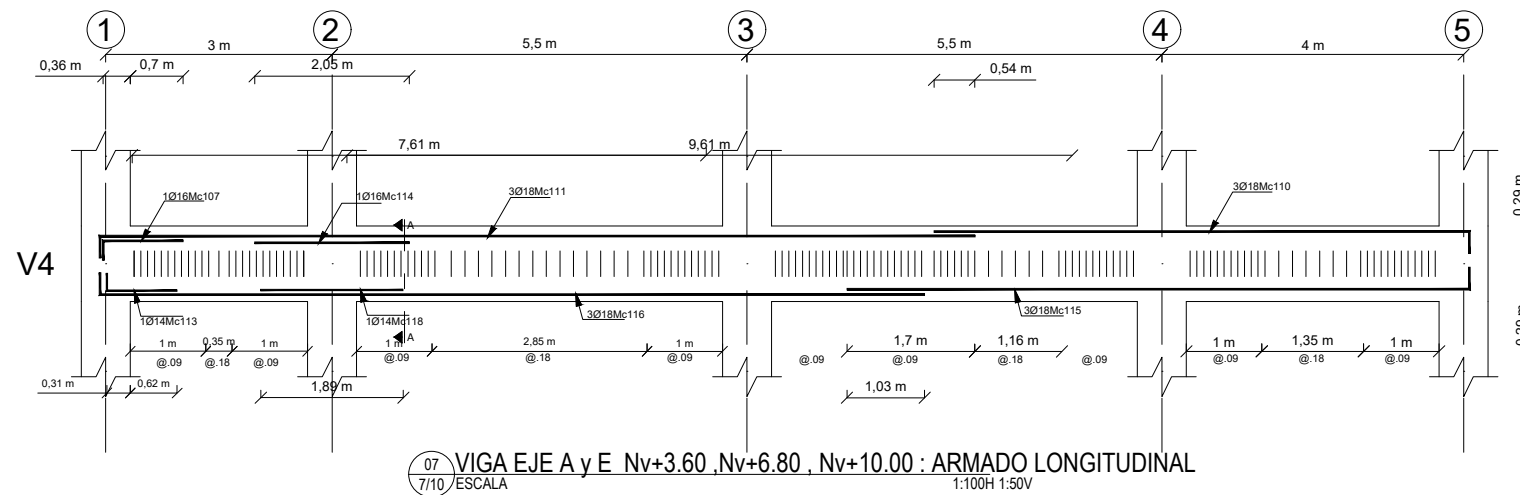
A3

UNIDADES DEL PLANO:

METROS

LAMINA :

3/16



### PLANILLA DE ACEROS

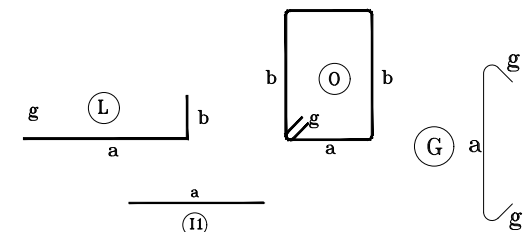
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
<b>MARCAS 100</b>											
101	I	10	48	0.42	0.00	0.00	0.11	0.64	30.72	18.95	Observacion
102	O	10	105	0.27	0.42	0.00	0.11	1.6	168	103.66	Observacion
103	I	10	80	0.47	0.00	0.00	0.11	0.69	55.2	34.06	Observacion
104	O	10	80	0.27	0.52	0.00	0.11	1.8	144	88.85	Observacion
105	L	20	3	8.12	0.32	0.00	0	8.44	25.32	62.44	Observacion
106	L	20	3	11.6	0.32	0.00	0	11.92	35.76	88.18	Observacion
107	L	16	3	1.06	0.26	0.00	0	1.32	3.96	6.25	Observacion
108	I1	20	4	2.81	0.00	0.00	0	2.81	11.24	27.72	Observacion
109	I1	18	1	2.23	0.00	0.00	0	2.23	2.23	4.46	Observacion
110	L	18	9	7.1	0.29	0.00	0	7.39	66.51	133.02	Observacion
111	L	18	9	11.6	0.29	0.00	0	11.89	107.01	214.02	Observacion
112	O	10	85	0.27	0.47	0.00	0.11	1.7	144.5	89.16	Observacion
113	L	14	3	0.93	0.23	0.00	0	1.16	3.48	4.2	Observacion
114	I1	16	4	2.05	0.00	0.00	0	2.05	8.2	12.94	Observacion
115	L	18	6	8.25	0.29	0.00	0	8.54	51.24	102.48	Observacion
116	L	18	6	10.93	0.29	0.00	0	11.22	67.32	134.64	Observacion
117	O	10	142	0.22	0.42	0.00	0.11	1.5	213	131.42	Observacion
118	I1	14	1	1.89	0.00	0.00	0	1.89	1.89	2.28	Observacion

### RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	755.42	0	5.37	12.16	294.31	72.32	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	466.09	0.00	6.49	19.19	588.62	178.34	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 1258.73

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

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

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ. COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN LORETO ZONA 2 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR

CONTIENE:

- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Cortes transversales de vigas.
- Planilla de fierros.

ELABORADO POR:

RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS .

FECHA:

AGOSTO 2023

ESCALA:

INDICADAS

FORMATO:

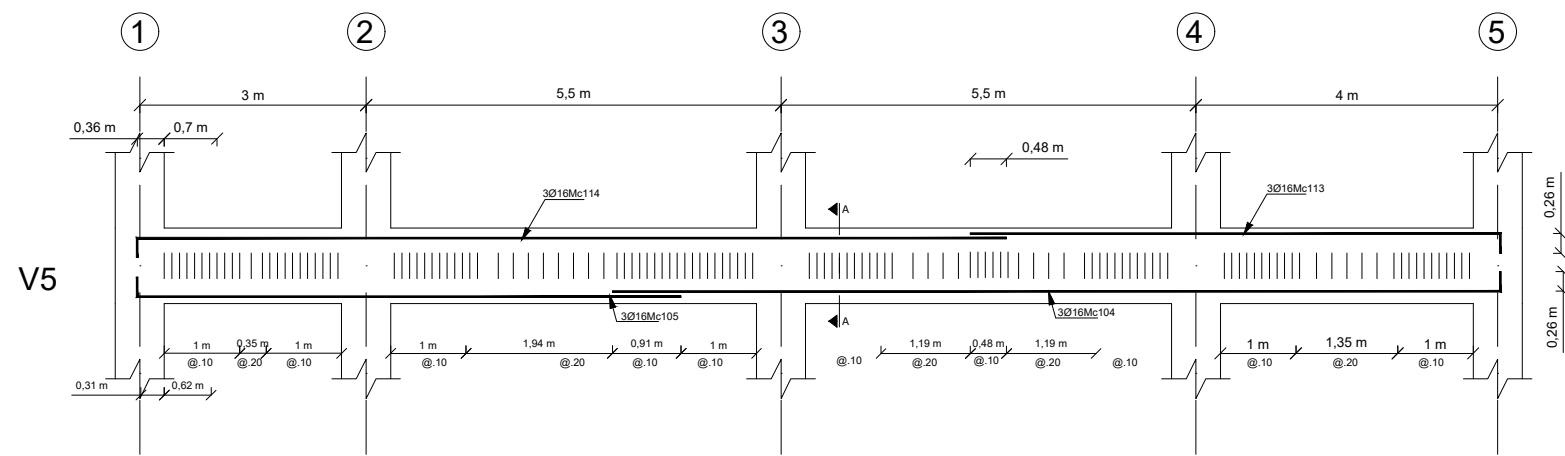
A3

UNIDADES DEL PLANO:

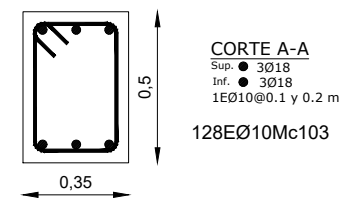
METROS

LAMINA :

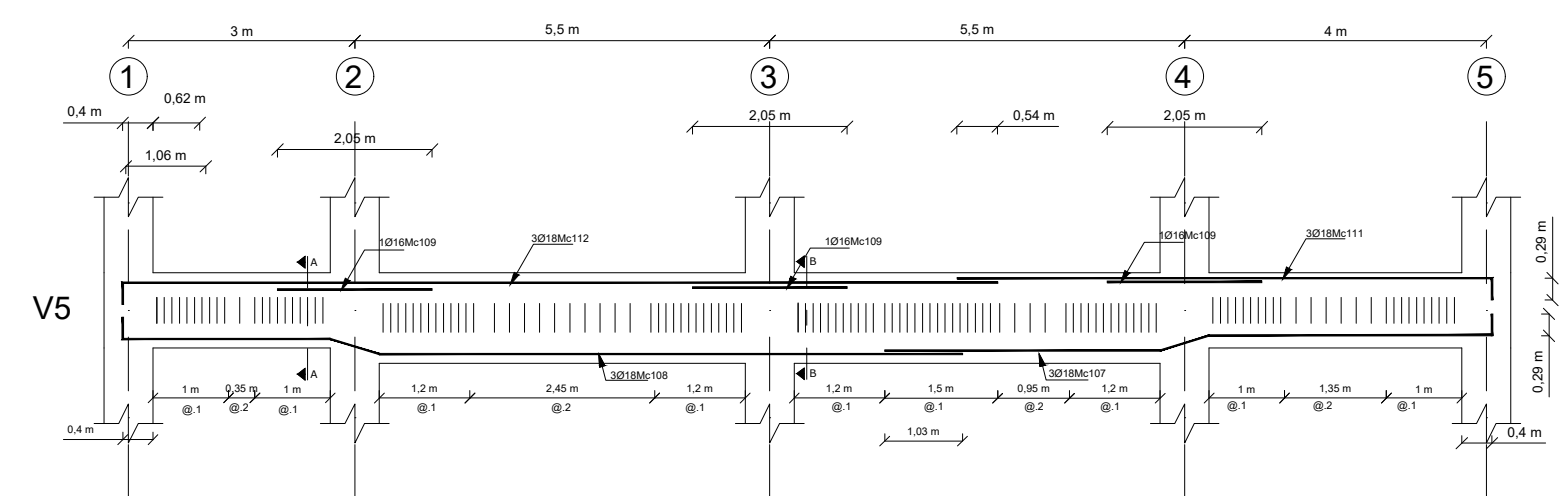
4/16



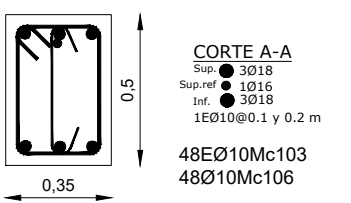
07 VIGA EJE A y E Nv+13.2 : ARMADO LONGITUDINAL  
7/10 / ESCALA 1:100H 1:50V



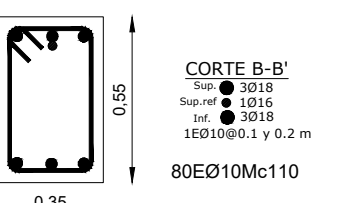
CORTE A-A  
Sup. ● 3Ø18  
Inf. ● 3Ø18  
1EØ10@0.1 y 0.2 m  
128EØ10Mc103



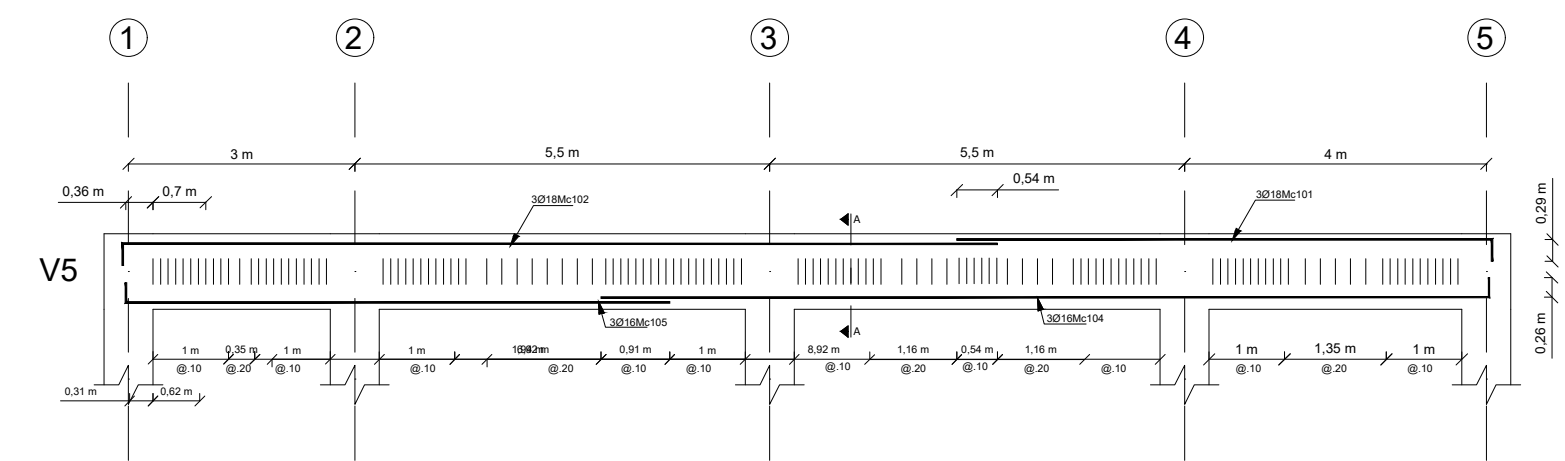
07 VIGA EJE B-C-D Nv+13.20 : ARMADO LONGITUDINAL  
7/10 / ESCALA 1:100H 1:50V



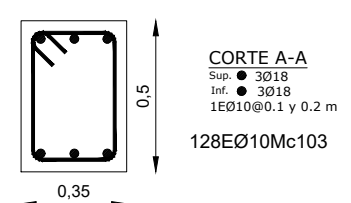
CORTE A-A  
Sup. ● 1Ø16  
Inf. ● 3Ø18  
1EØ10@0.1 y 0.2 m  
48EØ10Mc103  
48Ø10Mc106



CORTE B-B'  
Sup. ● 1Ø16  
Inf. ● 3Ø18  
1EØ10@0.1 y 0.2 m  
80EØ10Mc110



07 VIGA EJE A -B-C-D-E Nv+16.4 : ARMADO LONGITUDINAL  
7/10 / ESCALA 1:100H 1:50V



CORTE A-A  
Sup. ● 3Ø18  
Inf. ● 3Ø18  
1EØ10@0.1 y 0.2 m  
128EØ10Mc103

### PLANILLA DE ACEROS

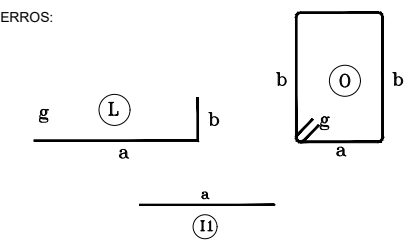
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	L	18	3	7.09	0.29	0.00	0	7.38	22.14	44.28	Observacion
102	L	18	3	11.59	0.29	0.00	0	11.88	35.64	71.28	Observacion
103	O	10	304	0.27	0.42	0.00	0.11	1.6	486.4	300.11	Observacion
104	L	16	6	11.73	0.26	0.00	0	11.99	71.94	113.52	Observacion
105	L	16	6	7.21	0.26	0.00	0	7.47	44.82	70.73	Observacion
106	I	10	48	0.42	0.00	0.00	0.11	0.64	30.72	18.95	Observacion
107	L	18	3	8.08	0.29	0.00	0	8.37	25.11	50.22	Observacion
108	L	18	3	11.16	0.29	0.00	0	11.45	34.35	68.7	Observacion
109	I	16	3	2.05	0.00	0.00	0	2.05	6.15	9.7	Observacion
110	O	10	80	0.27	0.52	0.00	0.11	1.8	144	88.85	Observacion
111	L	18	3	7.1	0.29	0.00	0	7.39	22.17	44.34	Observacion
112	L	18	3	11.6	0.29	0.00	0	11.89	35.67	71.34	Observacion
113	L	16	3	7.02	0.26	0.00	0	7.28	21.84	34.46	Observacion
114	L	16	3	11.52	0.26	0.00	0	11.78	35.34	55.77	Observacion

### RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	661.12	0	0	180.09	175.08	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	407.91	0.00	0.00	284.18	350.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 1042.25

### TIPOS DE HIERROS:



### ESPECIFICACIONES TECNICAS:

- HORMIGON  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- HIERRO  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
- TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ. COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN LORETO ZONA 2 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR

### CONTIENE:

- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Cortes transversales de vigas.
- Planilla de hierros.

### ELABORADO POR:

RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS .

### FECHA:

AGOSTO 2023

### ESCALA:

INDICADAS

### FORMATO:

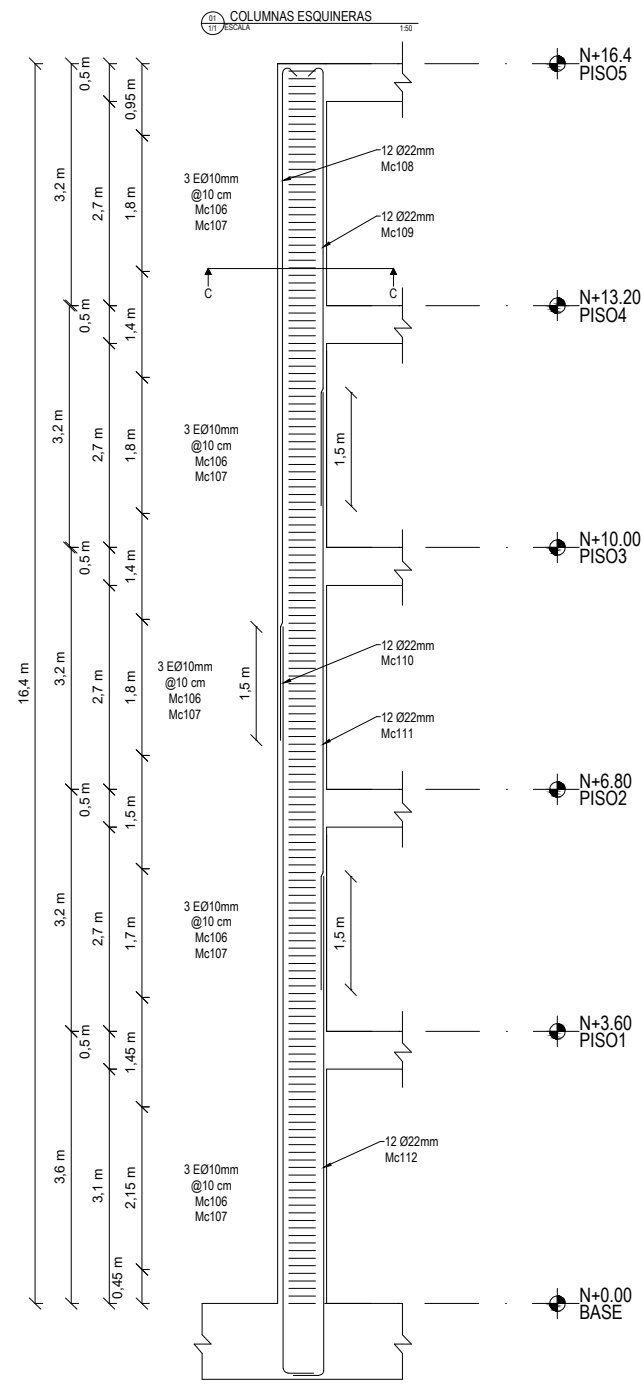
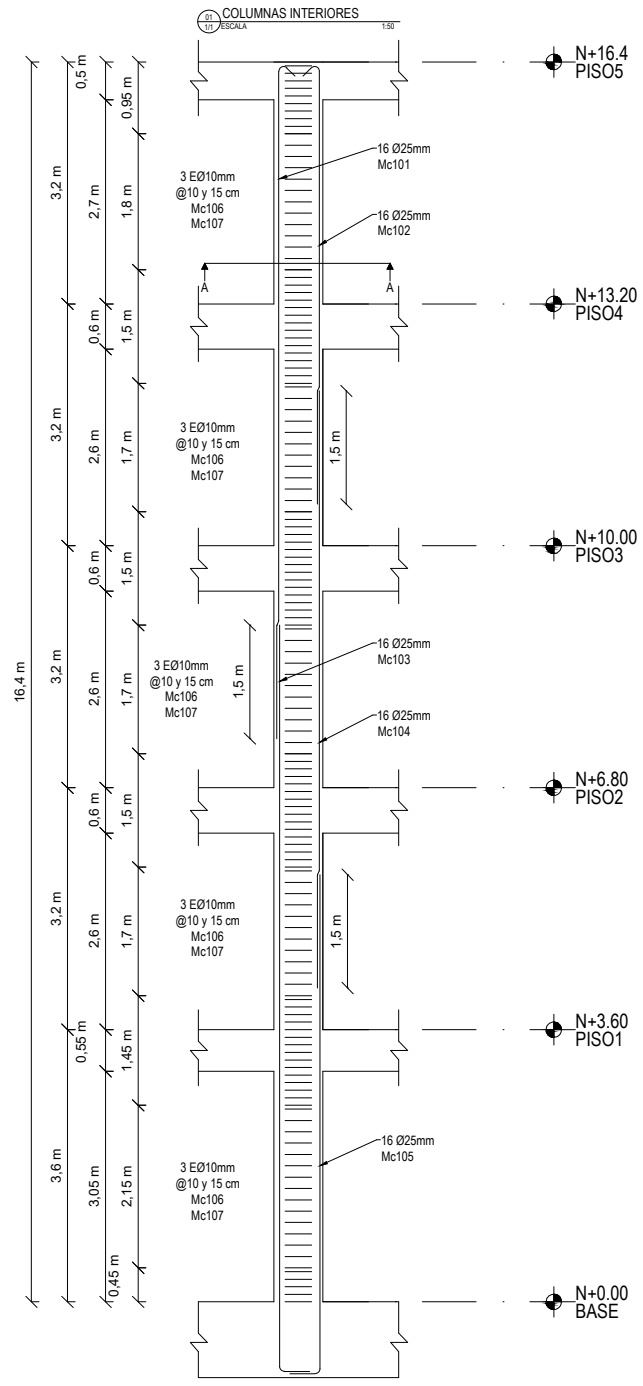
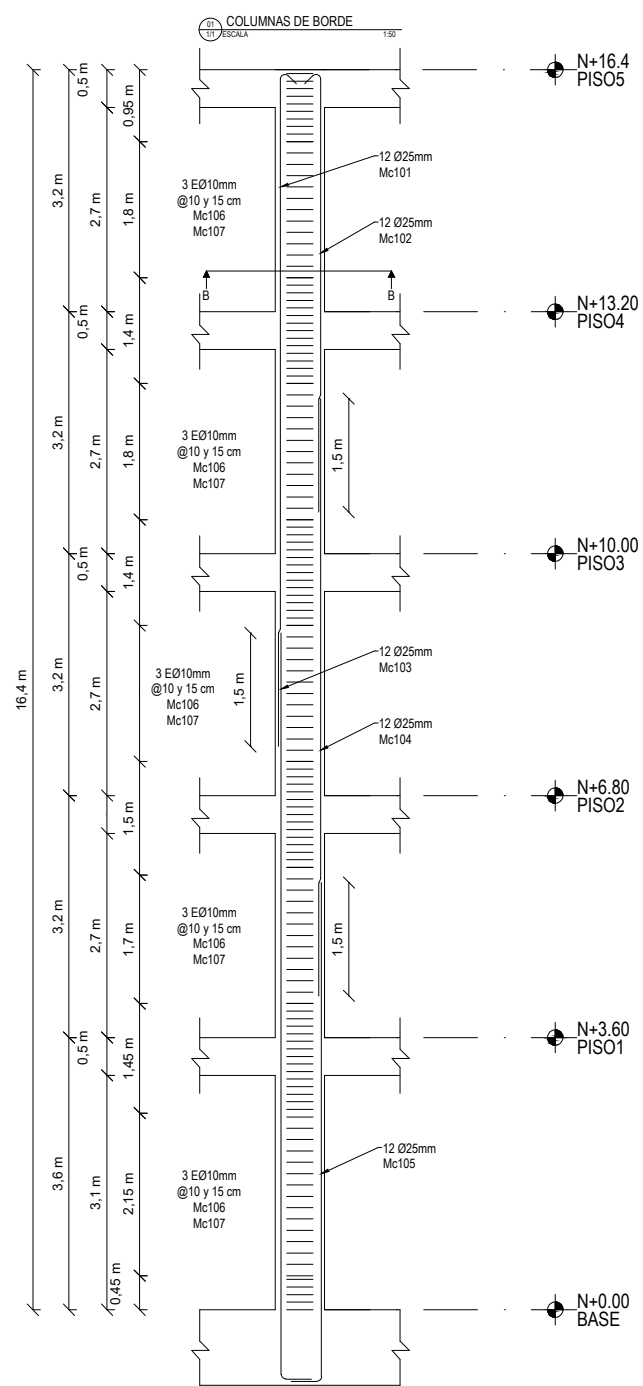
A3

### UNIDADES DEL PLANO:

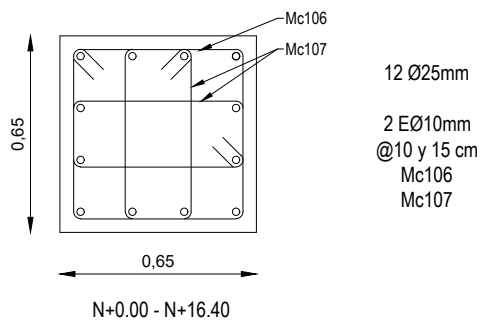
METROS

### LAMINA :

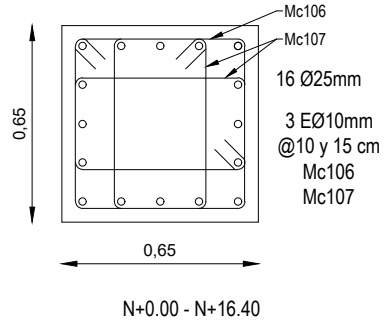
5/16



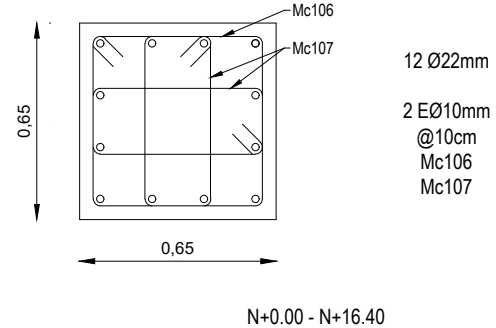
01 ESCALA 1/1 COLUMNA DE BORDE: SECCION B-B



01 ESCALA 1/1 COLUMNA INTERIOR: SECCION A-A



01 ESCALA 1/1 COLUMNA ESQUINERA: SECCION A-A



PLANILLA DE ACEROS											
MARCA	TIPO	Ø [mm]	#	DIMENSIONES [m]					LONG. DESAR. [m]	LONG. TOTAL [m]	PESO [kg]
				a	b	c	d	g			
<b>COLUMNAS</b>											
101	Z	25	28	8.98	0.15	0	0	0	9.13	255.64	985.07
102	Z	25	28	5.88	0.15	0	0	0	6.03	168.84	650.60
103	L	25	28	9.91	0.34	0	0	0	10.25	287.00	1105.91
104	H	25	28	7.91	0	0	0	0	7.91	221.48	853.44
105	L	25	28	6.63	0.34	0	0	0	6.97	195.16	752.02
106	O	10	448	0.56	0.56	0	0	0.08	2.40	1075.20	662.90
107	O	10	896	0.3	0.56	0	0	0.08	1.88	1684.48	1038.55
108	Z	22	12	8.98	0.15	0	0	0	9.13	109.56	326.93
109	Z	22	12	5.88	0.15	0	0	0	6.03	72.36	215.93
110	L	22	12	9.91	0.34	0	0	0	10.25	123.00	367.04
111	H	22	12	7.91	0	0	0	0	7.91	94.92	283.25
112	L	22	12	6.63	0.34	0	0	0	6.97	83.64	249.59
<b>RESUMEN</b>											
Ø [mm]	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W [kg/m]	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L [m]	0.00	2759.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	483.48	1128.12	0.00	0.00
PESO [kg]	0	1701.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1442.72	4347.05	0	0
PESO TOTAL [kg] = 7491.22											
<b>ESQUEMA DE DOBLADO DE ACEROS</b>											
<b>ESPECIFICACIONES TÉCNICAS</b>											
Hormigón ( $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ ) Acero de refuerzo ( $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ ) Longitud de traslapes mínima si no se indica igual a 60 diámetros de la varilla											

01 ESCALA 1/1 COLUMNAS: PLANILLA DE ACEROS



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ. COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN LORETO ZONA 2 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR

CONTIENE:

- Detallamiento de columnas, de acuerdo al diseño con la Norma Ecuatoriana de la Construcción y secciones transversales.
- Planilla de fierros.

ELABORADO POR:

RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS .

FECHA:

AGOSTO 2023

ESCALA:

INDICADAS

FORMATO:

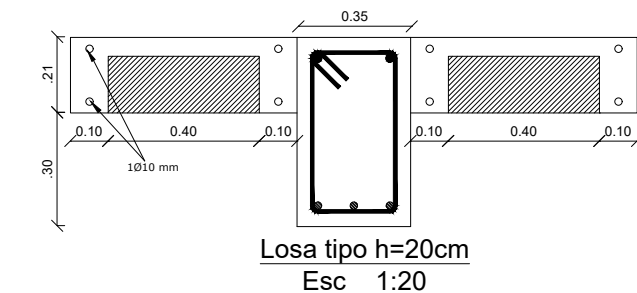
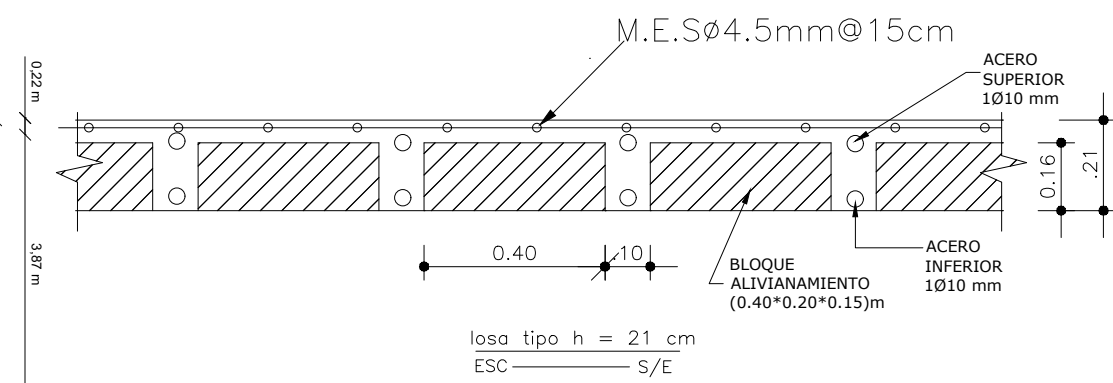
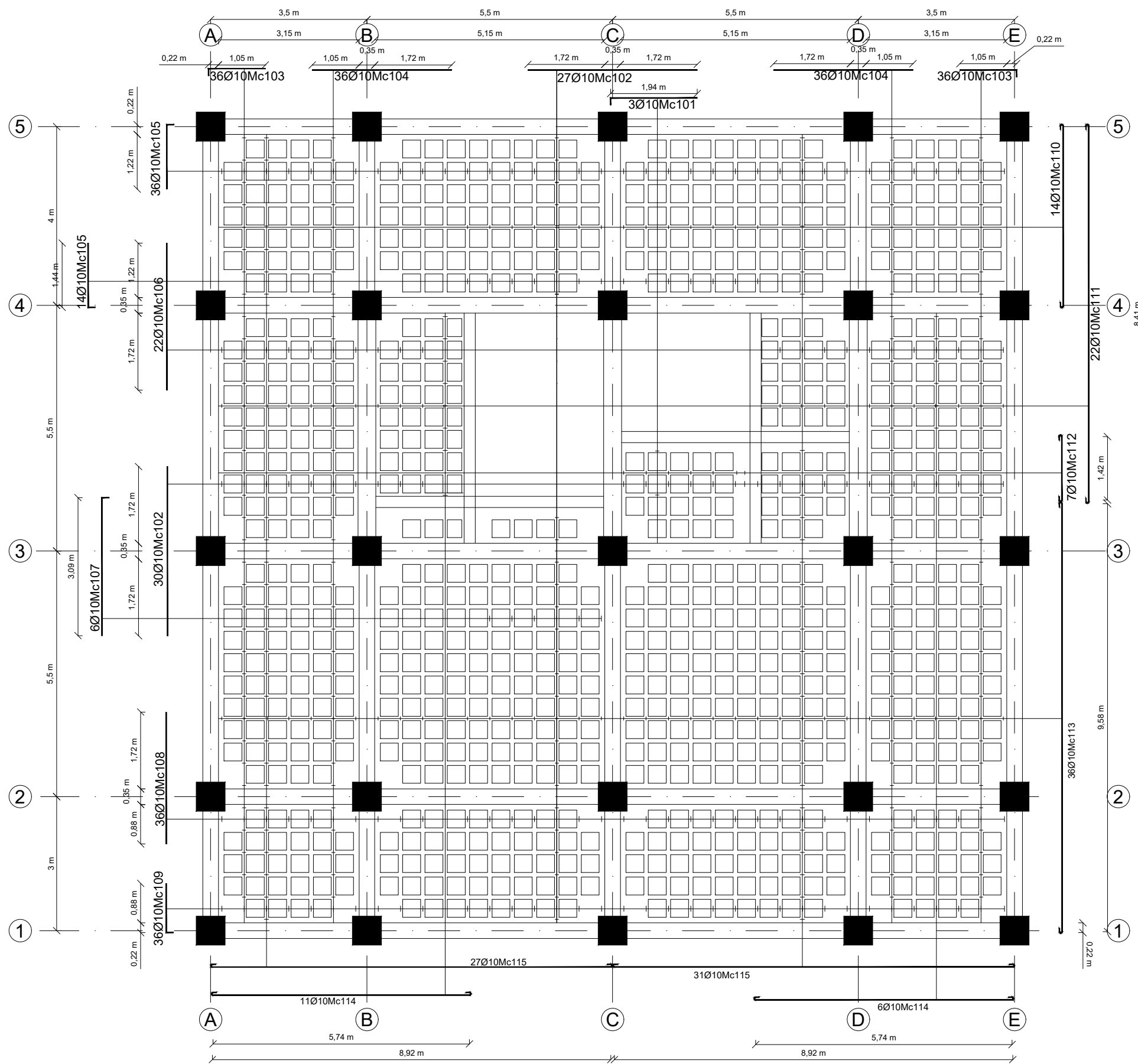
A3

UNIDADES DEL PLANO:

METROS

LAMINA :

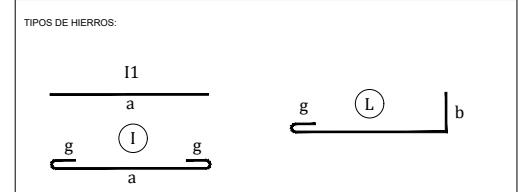
6/16



**PLANILLA DE ACEROS**

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES			LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL (m)	PESO (Kg)	Observ.	
				a	b	c					
MARCAS 100											
101	L	10	3	1.94	0.16	0.00	0	2.1	6.3	3.89	Observación
102	I	10	57	3.79	0.00	0.00	0	3.79	216.03	133.29	Observación
103	L	10	72	1.27	0.16	0.00	0	1.43	102.96	63.53	Observación
104	I	10	72	3.12	0.00	0.00	0	3.12	224.64	138.6	Observación
105	L	10	50	1.44	0.16	0.00	0	1.6	80	49.36	Observación
106	I	10	22	3.29	0.00	0.00	0	3.29	72.38	44.66	Observación
107	L	10	6	3.09	0.16	0.00	0	3.25	19.5	12.03	Observación
108	I	10	36	2.95	0.00	0.00	0	2.95	106.2	65.53	Observación
109	L	10	36	1.1	0.16	0.00	0	1.26	45.36	27.99	Observación
110	I	10	14	4.09	0.00	0.00	0.11	4.31	60.34	37.23	Observación
111	I	10	22	8.47	0.00	0.00	0.11	8.69	191.18	117.96	Observación
112	I	10	7	1.48	0.00	0.00	0.11	1.7	11.9	7.34	Observación
113	I	10	36	9.64	0.00	0.00	0.11	9.86	354.96	219.01	Observación
114	I	10	17	5.8	0.00	0.00	0.11	6.02	102.34	63.14	Observación
115	I	10	58	8.98	0.00	0.00	0.11	9.2	533.6	329.23	Observación

RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	2127.89	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	1312.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



ESPECIFICACIONES TECNICAS:  
 HORMIGON Fc = 210 Kg/cm<sup>2</sup>  
 HIERRO fy = 4200 Kg/cm<sup>2</sup> EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA  
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA  
 LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LAMINA SON METROS [m]

**Planta Tipo Nivel N+3.60, N+6.80, N+10.00, N+13.20**  
 Esc\_ 1:100

ESCUOLA POLITÉCNICA NACIONAL  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
 TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ. COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN LORETO ZONA 2 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR

CONTIENE:

- Detallamiento de losa tipo para los primeros 4 niveles.
- Planilla de hierros.
- Cortes transversales: losa tipo con M.E.S losa tipo con viga peraltada

ELABORADO POR:  
 RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS .

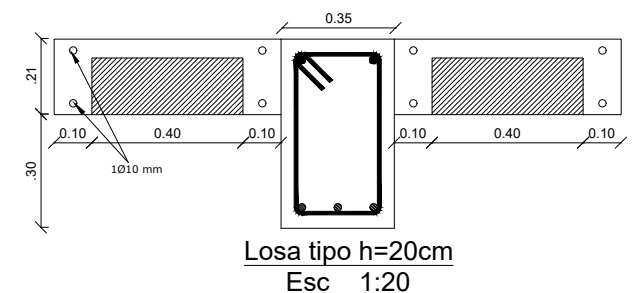
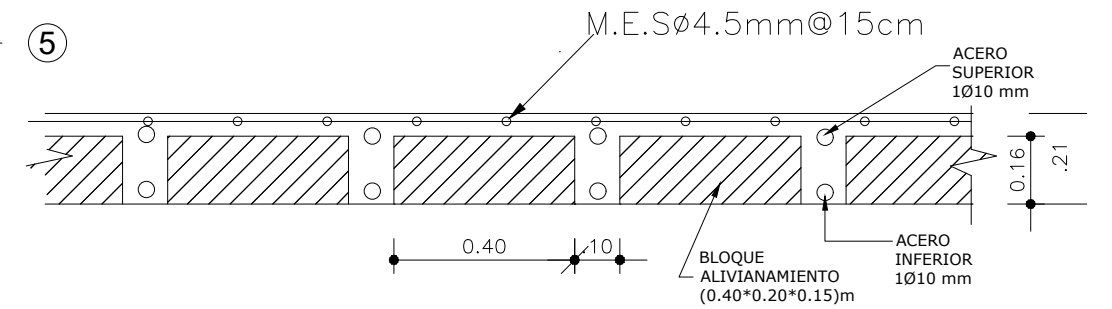
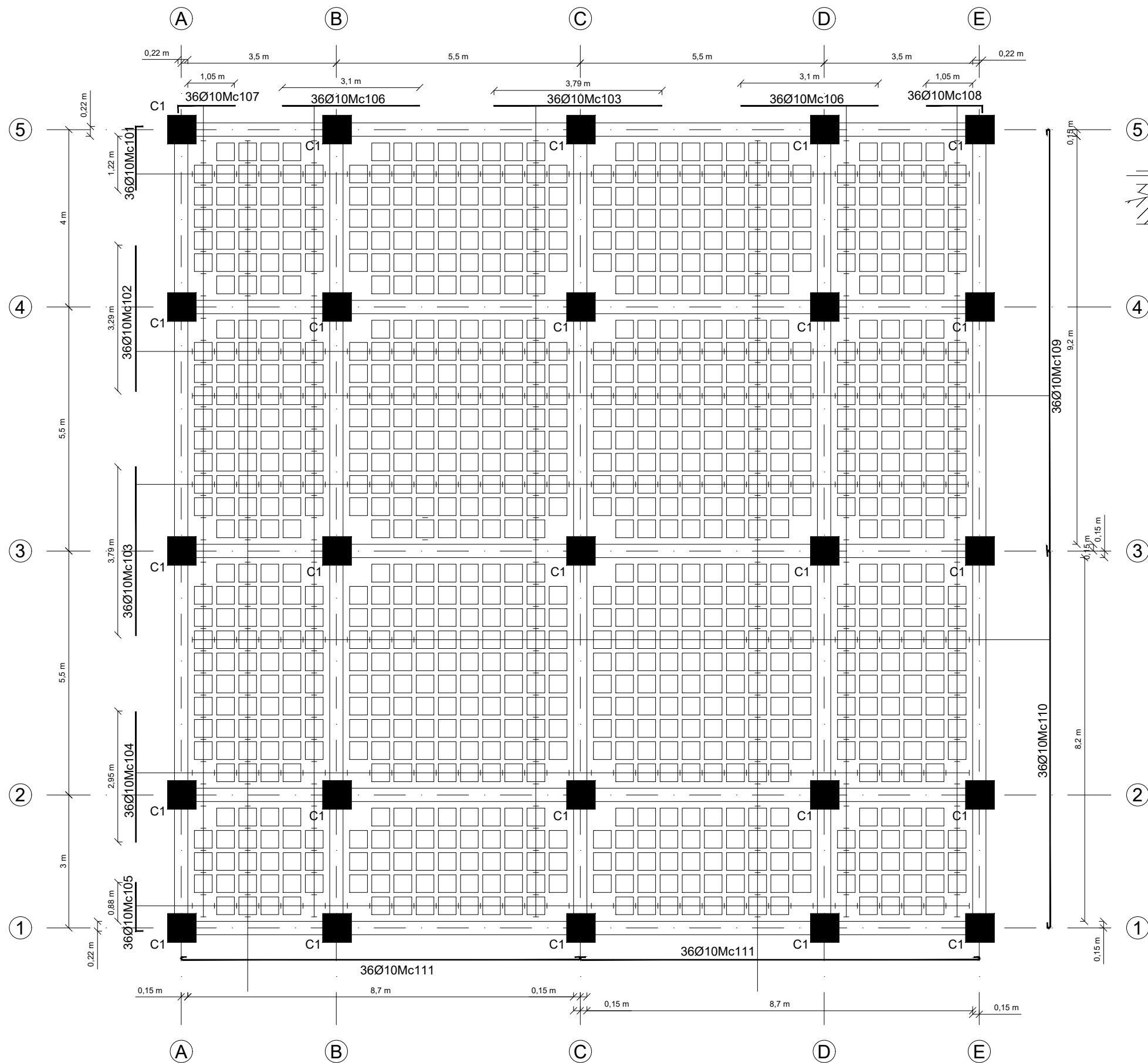
FECHA: AGOSTO 2023

ESCALA: INDICADAS

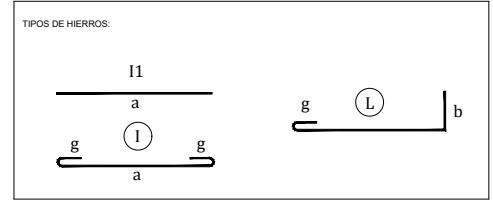
FORMATO: A3

UNIDADES DEL PLANO: METROS

LAMINA: 7/16



PLANILLA DE ACEROS											
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL (m)	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
101	L	10	36	1.44	0.16	0.00	0	1.6	57.6	35.54	Observacion
102	H	10	36	3.29	0.00	0.00	0	3.29	118.44	73.08	Observacion
103	H	10	72	3.79	0.00	0.00	0	3.79	272.88	168.37	Observacion
104	H	10	36	2.95	0.00	0.00	0	2.95	106.2	65.53	Observacion
105	L	10	36	1.1	0.16	0.00	0	1.26	45.36	27.99	Observacion
106	H	10	72	3.12	0.00	0.00	0	3.12	224.64	138.6	Observacion
107	L	10	36	1.27	0.16	0.00	0	1.43	51.48	31.76	Observacion
108	L	10	36	1.29	0.16	0.00	0	1.45	52.2	32.21	Observacion
109	I	10	36	9.44	0.00	0.00	0.11	9.66	347.76	214.57	Observacion
110	I	10	36	8.44	0.00	0.00	0.11	8.66	311.76	192.36	Observacion
111	I	10	72	8.94	0.00	0.00	0.11	9.16	659.52	406.92	Observacion
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	a	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.579	2.000	2.466	2.984	3.855	4.834	6.310
L (m)	0	2247.84	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	1386.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) = 1386.92				LOSA 1 (m3) = 0.00							
HORMIGON Fc = 210 Kg/cm2				LOSA 2 (m3) = 0.00							
VIGAS (m3) = 0.00				No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) = 0							
				No. BLOQUES LOSA 2 (20x20x15) = 0							



ESPECIFICACIONES TECNICAS:  
 HORMIGON Fc = 210 Kg/cm2  
 HIERRO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA  
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA  
 LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LAMINA SON METROS (m)

Planta Cubierta Nivel N+16.40  
 Esc\_ 1:100



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
 TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ. COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN LORETO ZONA 2 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR

CONTIENE:

- Detallamiento de losa tipo de cubierta.
- Planilla de fierros.
- Cortes transversales: losa tipo con M.E.S losa tipo con viga peraltada

ELABORADO POR:  
 RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS .

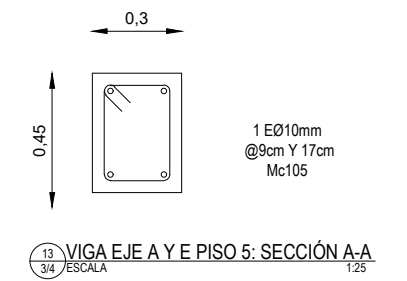
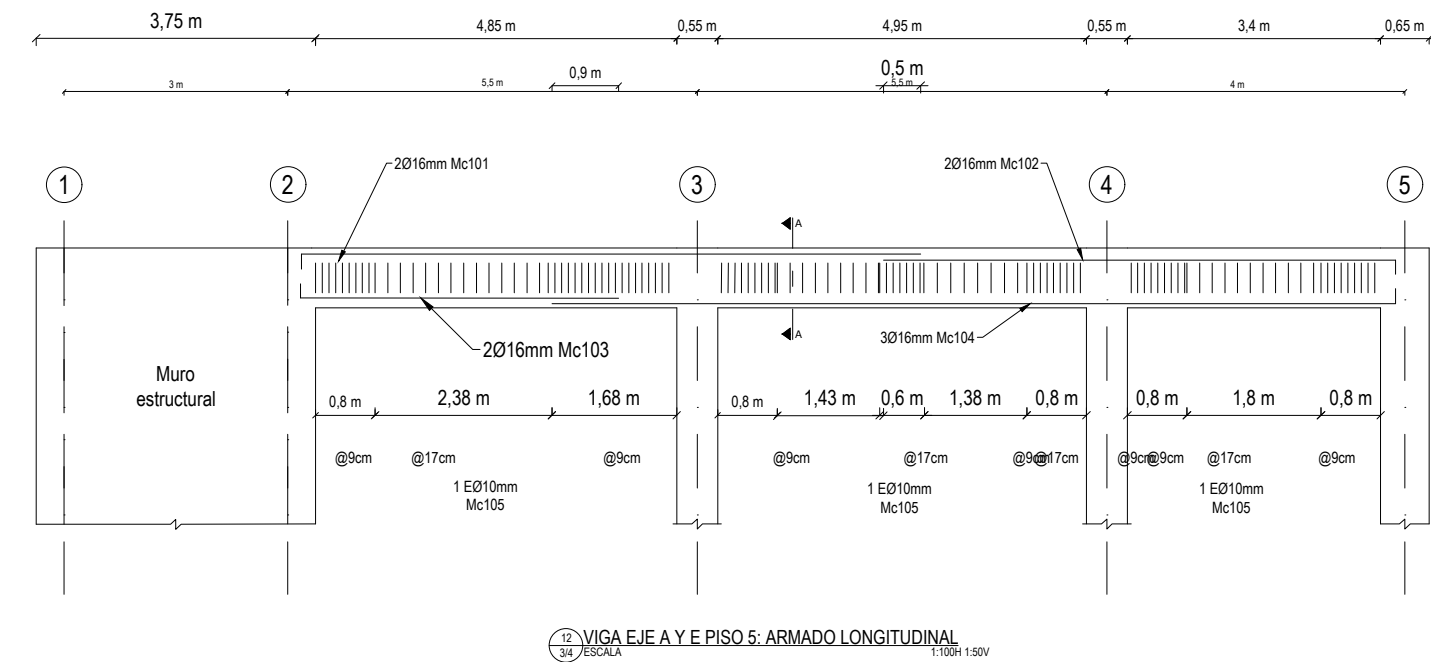
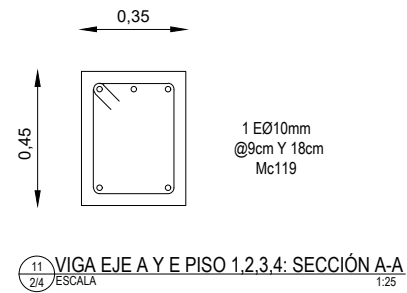
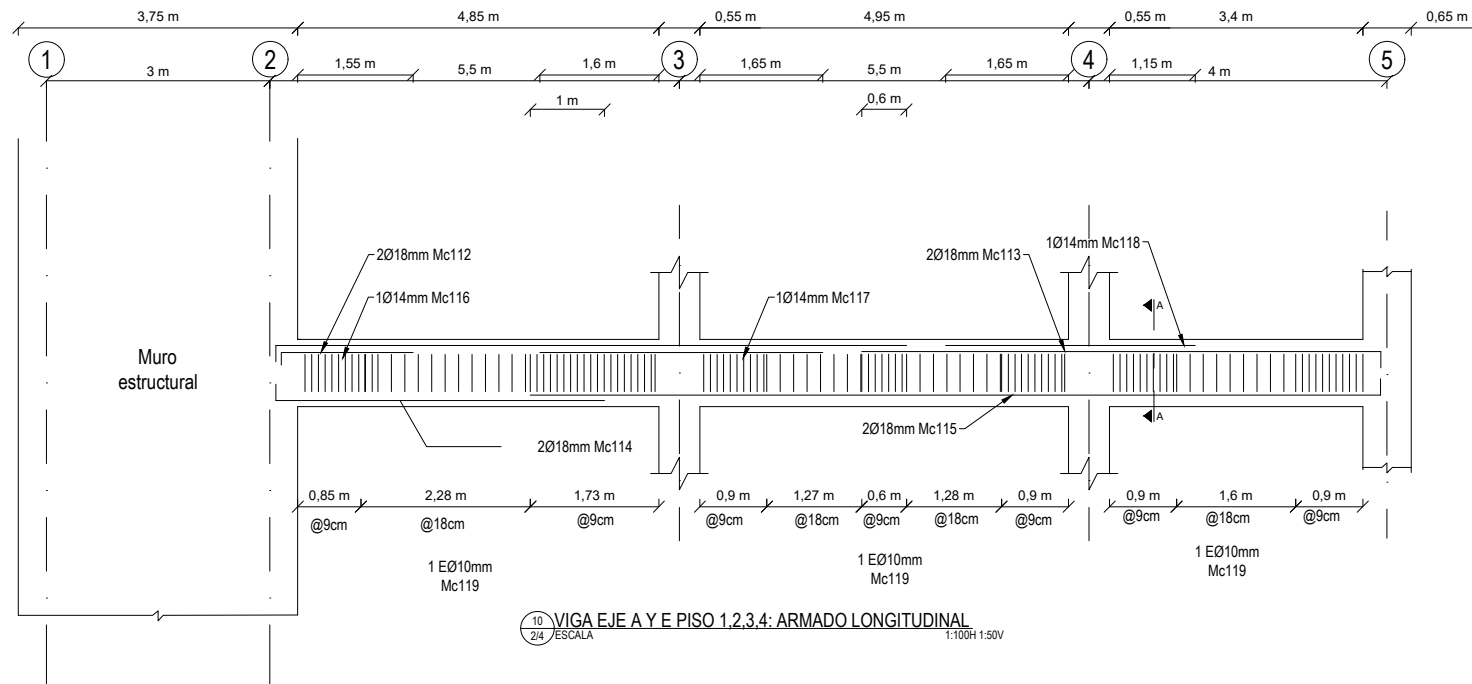
FECHA: AGOSTO 2023

ESCALA: INDICADAS

FORMATO: A3

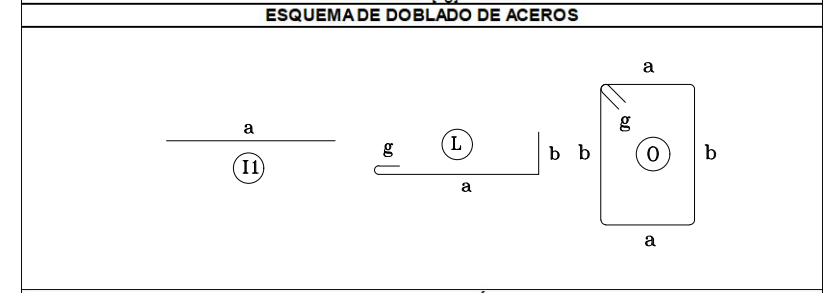
UNIDADES DEL PLANO: METROS

LAMINA : 8/16



PLANILLA DE ACEROS											
MARCA	TIPO	Ø [mm]	#	DIMENSIONES [m]					LONG. DESAR. [m]	LONG. TOTAL [m]	PESO [kg]
				a	b	c	d	g			
<b>VIGAS</b>											
101	L	18	2	8.47	0.22	0	0	0	8.69	17.38	34.72
102	L	18	2	6.97	0.22	0	0	0	7.19	14.38	28.73
103	L	18	2	4.41	0.22	0	0	0	4.63	9.26	18.50
104	L	18	2	11.42	0.22	0	0	0	11.64	23.28	46.50
105	L	14	1	1.72	0.22	0	0	0	1.94	1.94	2.34
106	II	14	1	3.8	0.00	0	0	0	3.80	3.80	4.59
107	II	14	1	3.35	0	0	0	0	3.35	3.35	4.05
108	O	10	113	0.27	0.37	0	0	0.08	1.44	162.72	100.32
109	L	16	2	8.32	0.2	0	0	0	8.52	17.04	26.89
110	L	16	2	6.88	0.2	0	0	0	7.08	14.16	22.35
111	L	16	2	4.27	0.2	0	0	0	4.47	8.94	14.11
112	L	16	2	11.33	0.2	0	0	0	11.53	23.06	36.40
113	O	10	113	0.22	0.37	0	0	0.08	1.34	151.42	93.36

RESUMEN											
Ø [mm]	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W [kg/m]	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L [m]	0.00	314.14	0.00	9.09	63.20	64.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PESO [kg]	0	193.68	0	10.98	99.75	128.44	0	0	0	0	0
PESO TOTAL [kg] = 432.86											



**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

Hormigón ( $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ )  
 Acero de refuerzo ( $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ )  
 Longitud de traslapes mínima si no se indica igual a 60 diámetros de la varilla



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
 TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ. COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN LORETO ZONA 2 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR

CONTIENE:

- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Normativa Peruana: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Cortes transversales de vigas.
- Planilla de fierros.

ELABORADO POR:  
 RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS .

FECHA:  
 AGOSTO 2023

ESCALA:  
 INDICADAS

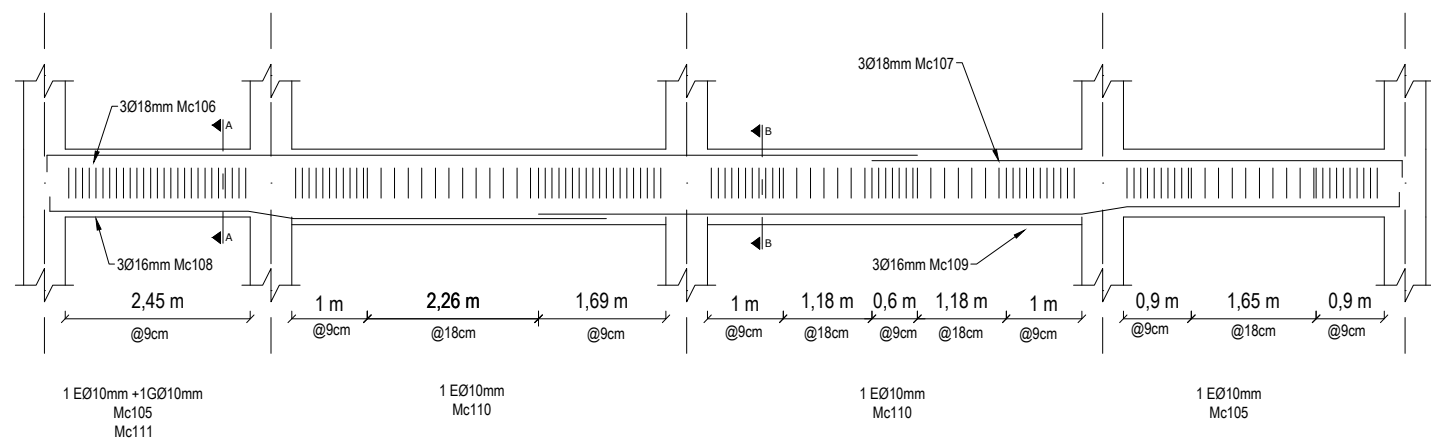
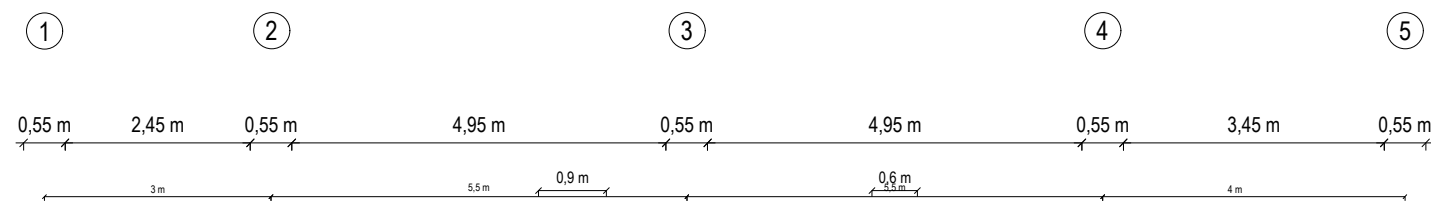
FORMATO:  
 A3

UNIDADES DEL PLANO:  
 METROS

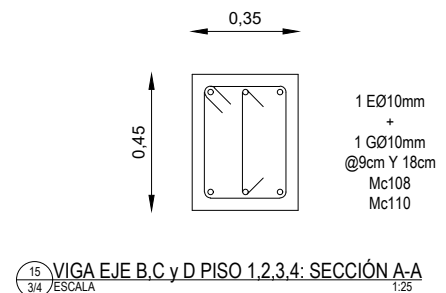
LAMINA :

9/16

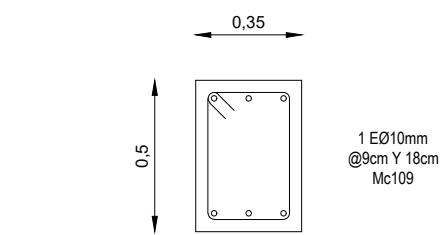




14 VIGA EJE B,C y D PISO 1,2,3,4: ARMADO LONGITUDINAL  
1:100H 1:50V



15 VIGA EJE B,C y D PISO 1,2,3,4: SECCIÓN A-A  
1:25

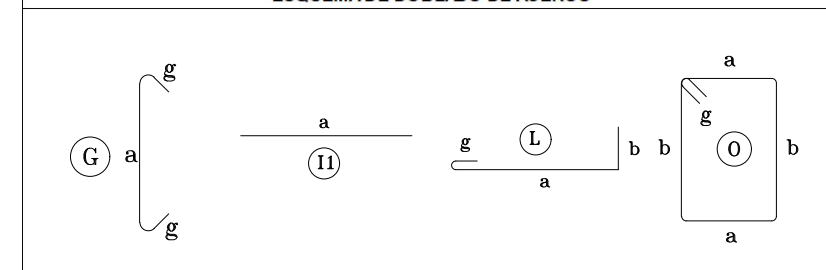


16 VIGA EJE B,C y D PISO 1,2,3,4: SECCIÓN B-B  
1:25

PLANILLA DE ACEROS											
MARCA	TIPO	Ø [mm]	#	DIMENSIONES [m]					LONG. DESAR. [m]	LONG. TOTAL [m]	PESO [kg]
				a	b	c	d	g			
VIGAS											
101	L	18	5	11.52	0.22	0	0	0	11.74	58.70	117.26
102	L	18	5	7	0.22	0	0	0	7.22	36.10	72.11
103	L	16	3	7.37	0.19	0	0	0	7.56	22.68	35.80
104	L	16	3	11.4	0.19	0	0	0	11.59	34.77	54.88
105	O	10	57	0.27	0.37	0	0	0.08	1.44	82.08	50.61
106	G	10	57	0.33	0	0	0	0.08	0.49	27.93	17.22
107	O	10	86	0.27	0.42	0	0	0.08	1.54	132.44	81.65
108	L	16	2	7.4	0.19	0	0	0	7.59	15.18	23.96
109	L	16	2	11.43	0.19	0	0	0	11.62	23.24	36.68
110	O	10	144	0.22	0.32	0	0	0.08	1.24	178.56	110.09

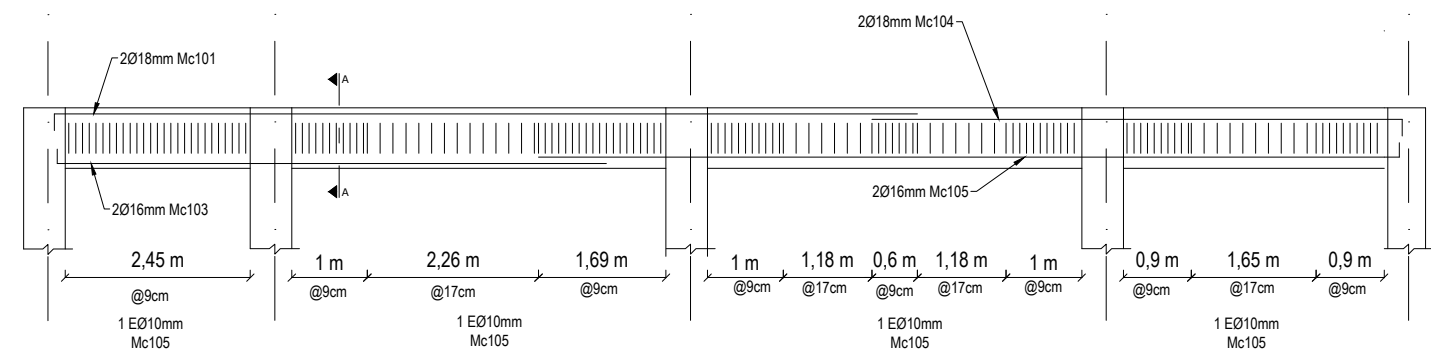
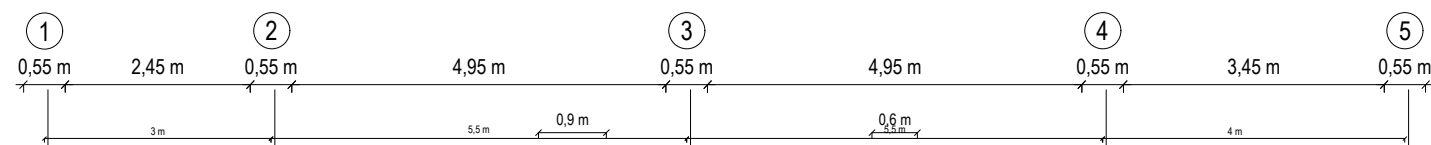
RESUMEN											
l [mm]	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W [kg/m]	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L [m]	0.00	421.01	0.00	0.00	95.87	94.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PESO [kg]	0	259.57	0	0	151.3	189.37	0	0	0	0	0

PESO TOTAL [kg] = 600.25

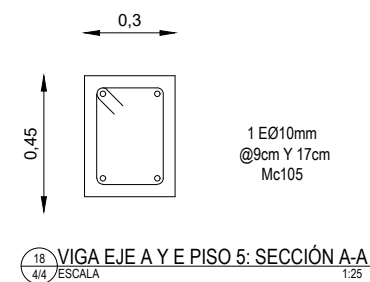


**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

Hormigón ( $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ )  
 Acero de refuerzo ( $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ )  
 Longitud de traslapes mínima si no se indica igual a 60 diámetros de la varilla



17 VIGA EJE B,C y D PISO 5: ARMADO LONGITUDINAL  
1:100H 1:50V



18 VIGA EJE A Y E PISO 5: SECCIÓN A-A  
1:25



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
 TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ. COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN LORETO ZONA 2 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR

CONTIENE:

- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Normativa Peruana: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Cortes transversales de vigas.
- Planilla de hierros.

ELABORADO POR:  
 RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS .

FECHA:  
 AGOSTO 2023

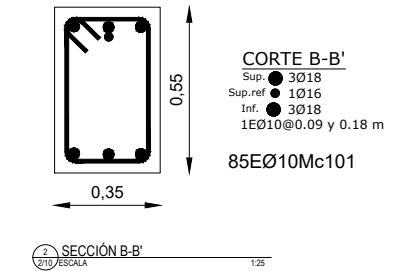
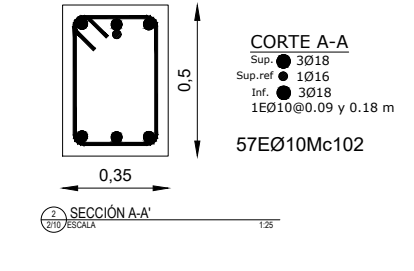
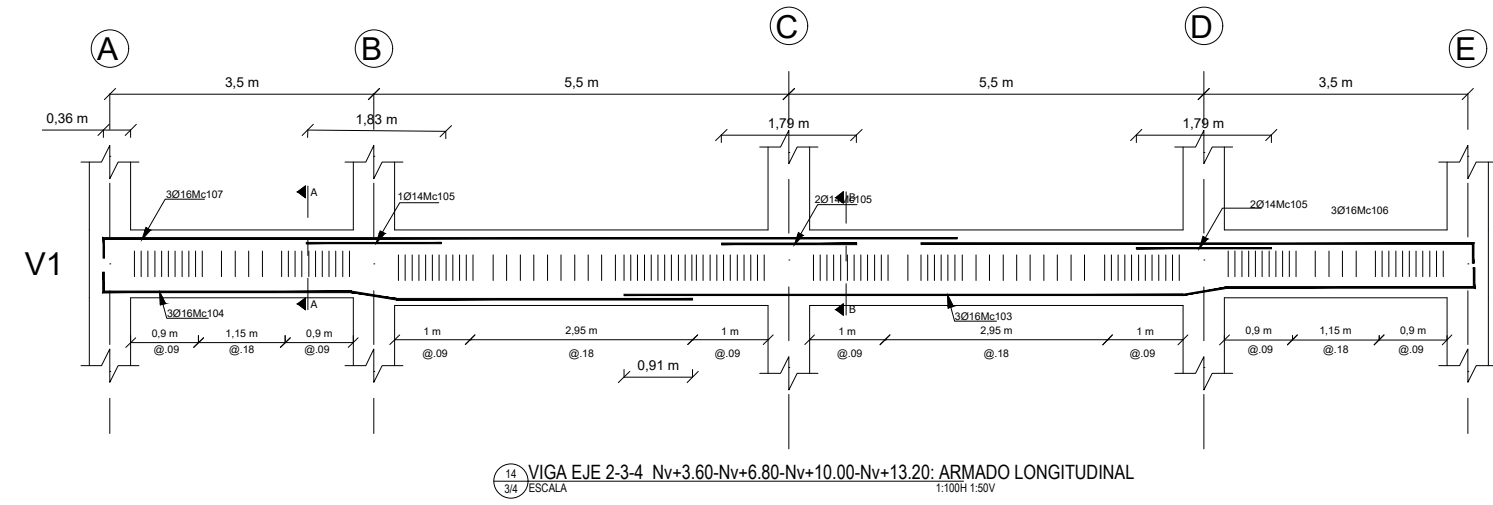
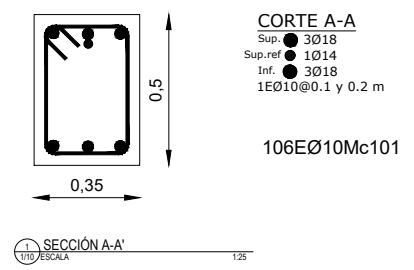
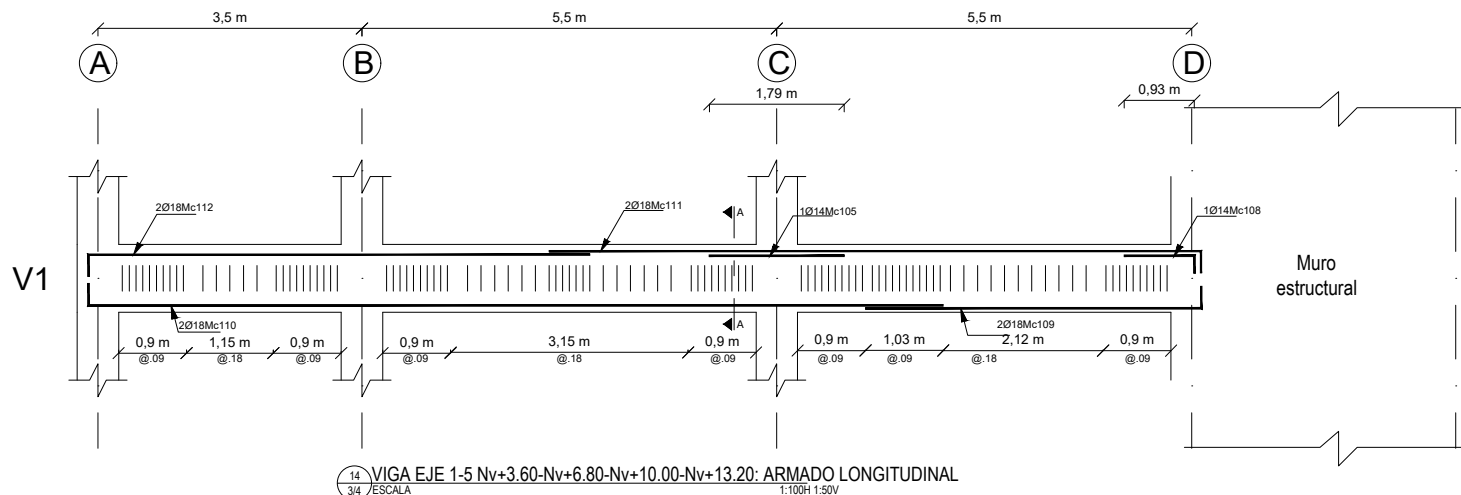
ESCALA:  
 INDICADAS

FORMATO:  
 A3

UNIDADES DEL PLANO:  
 METROS

LAMINA :

10/16



PLANILLA DE ACEROS											
Mc	TIPO	g mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL (m)	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marcas 100											
101	O	10	191	0.27	0.42	0.00	0.11	1.6	305.6	188.56	Observacion
102	O	10	57	0.27	0.37	0.00	0.11	1.5	85.5	52.75	Observacion
103	L	16	3	11.27	0.26	0.00	0	11.53	34.59	54.56	Observacion
104	L	16	3	7.81	0.26	0.00	0	8.07	24.21	38.2	Observacion
105	I1	14	6	1.79	0.00	0.00	0	1.79	10.74	12.97	Observacion
106	L	16	3	7.34	0.26	0.00	0	7.6	22.8	35.98	Observacion
107	L	16	3	11.32	0.26	0.00	0.11	11.69	35.07	56.34	Observacion
108	L	14	1	0.93	0.23	0.00	0	1.16	1.16	1.4	Observacion
109	L	18	2	4.45	0.29	0.00	0	4.74	9.48	18.96	Observacion
110	L	18	2	11.33	0.29	0.00	0	11.62	23.24	46.48	Observacion
111	L	18	2	8.65	0.29	0.00	0	8.94	17.88	35.76	Observacion
112	L	18	2	6.65	0.29	0.00	0	6.94	13.88	27.76	Observacion
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.209	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	391.1	0	11.9	116.67	64.48	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	2413.1	0.00	14.38	184.11	128.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) = 568.76											
TIPOS DE HIERROS:											
ESPECIFICACIONES TECNICAS:											
HORMIGON Fc = 210 Kg/cm <sup>2</sup>											
HIERRO fy = 4200 Kg/cm <sup>2</sup> EN FORMA DE VARILLA MILMETRADA CORRUGADA											
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA											



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
 TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR – PERÚ. COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN LORETO ZONA 2 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR

- CONTIENE:
- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Normativa Peruana: Reglamento Nacional de Edificaciones.
  - Cortes transversales de vigas.
  - Planilla de fierros.

ELABORADO POR:  
 RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS .

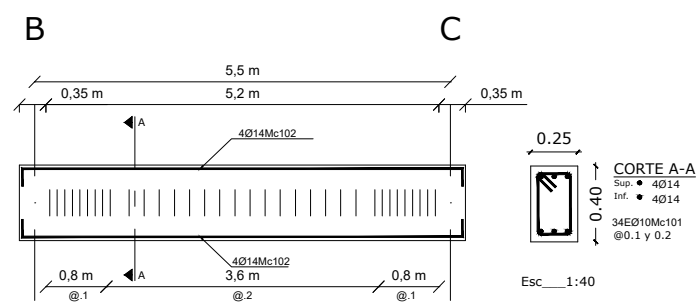
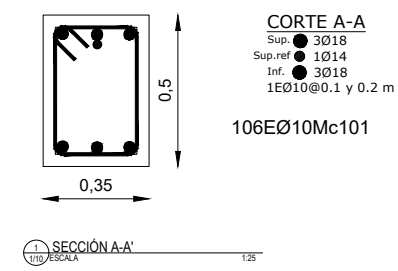
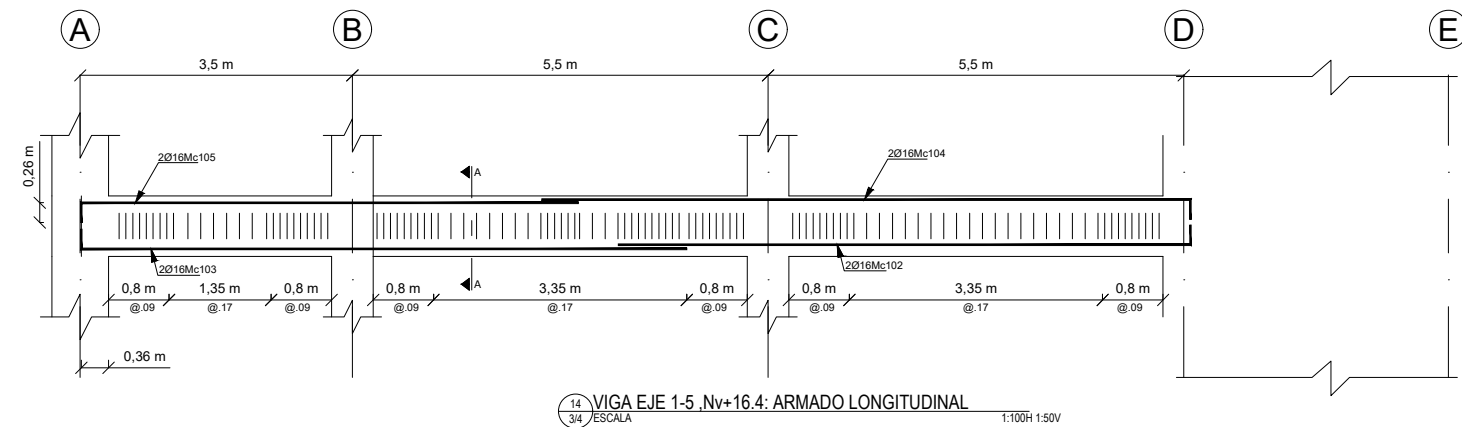
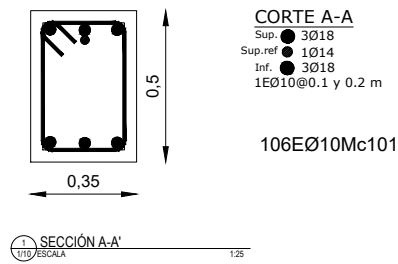
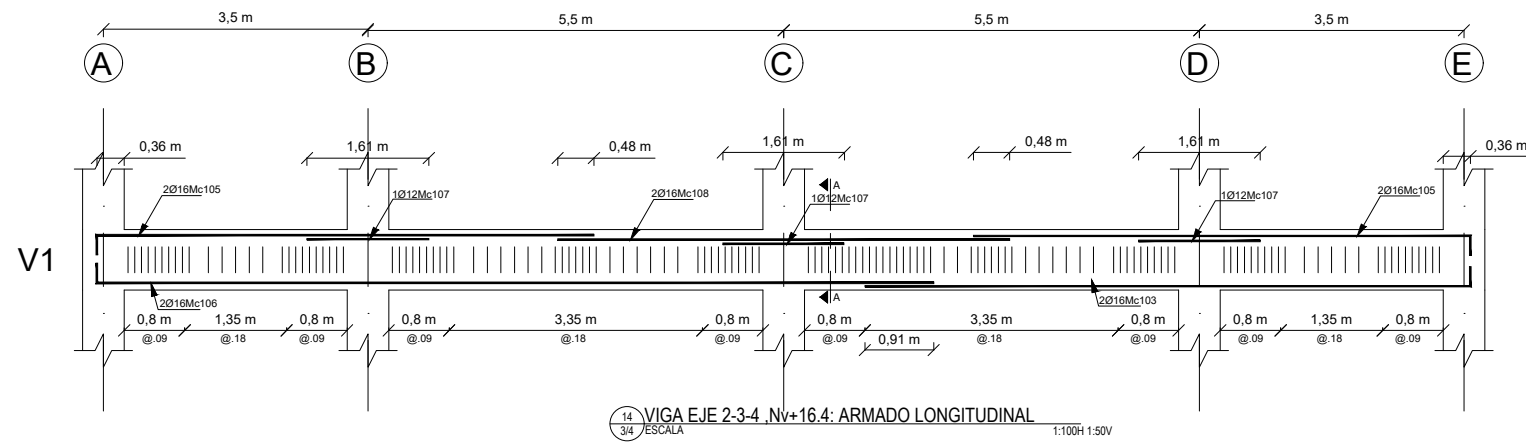
FECHA: AGOSTO 2023

ESCALA: INDICADAS

FORMATO: A3

UNIDADES DEL PLANO: METROS

LAMINA : 11/16



MARCAS 100											
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar.	LONG. TOTAL	PESO	Observ.
		mm		a	b	c	g	(m)	m	(Kg)	
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.553	4.284	5.110
L (m)	0	49.82	1.2	0	99.24	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	25.17	0.00	00.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg)	85.86										

ESPECIFICACIONES TECNICAS:  
HORMIGÓN Fc = 210 Kg/cm<sup>2</sup>  
HIERRO fy = 4200 Kg/cm<sup>2</sup> EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA  
TRASLAPES MÍNIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 4Ø DIÁMETROS DE LA VARILLA

Viga Secundaria Eje 3' entre B y C, Eje B' entre 3 y 4, Eje 3'' entre C y D, Eje C' entre 3 y 4  
Nv+3.60-Nv+13.20  
Esc\_H=1:100  
Esc\_V=1:40



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ. COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN LORETO ZONA 2 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR

- CONTIENE:
- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Normativa Peruana: Reglamento Nacional de Edificaciones.
  - Detallamiento de vigas secundarias tipo, de acuerdo al diseño con la Normativa Peruana: Reglamento Nacional de Edificaciones.
  - Cortes transversales de vigas.
  - Planilla de fierros.

ELABORADO POR:  
RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS .

FECHA:  
AGOSTO 2023

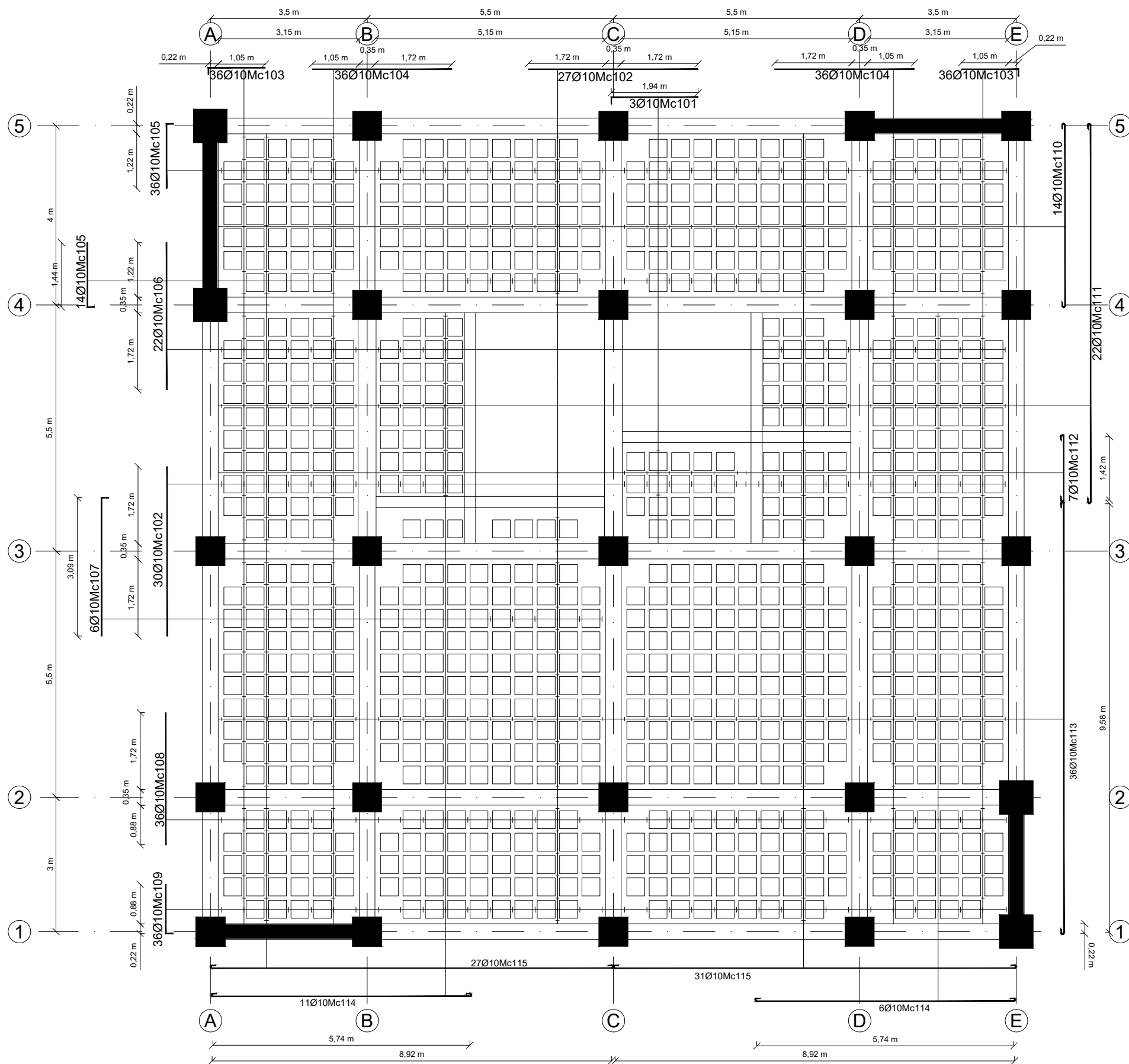
ESCALA:  
INDICADAS

FORMATO:  
A3

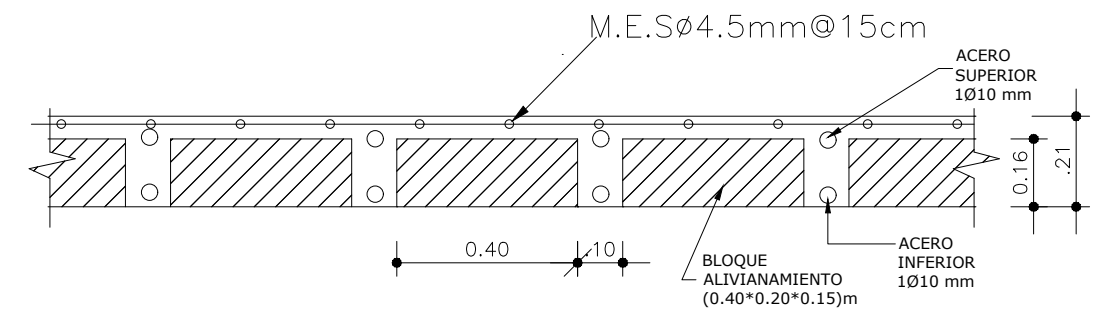
UNIDADES DEL PLANO:  
METROS

LAMINA :

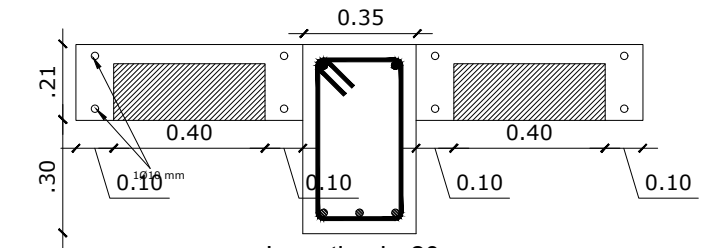
12/16



Planta Tipo Nivel N+3.60, N+6.80, N+10.00, N+13.20  
Esc\_1:100



losa tipo h = 21 cm  
ESC — S/E



Losas tipo h=20cm  
Esc\_1:20

PLANILLA DE ACEROS

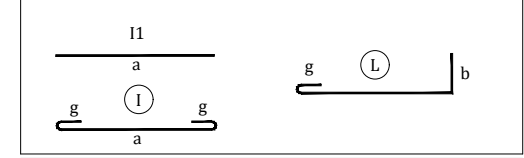
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
101	L	10	3	1.94	0.16	0.00	0	2.1	6.3	3.89	Observación
102	II	10	57	3.79	0.00	0.00	0	3.79	216.03	133.29	Observación
103	L	10	72	1.27	0.16	0.00	0	1.43	102.96	63.53	Observación
104	II	10	72	3.12	0.00	0.00	0	3.12	224.64	138.6	Observación
105	L	10	50	1.44	0.16	0.00	0	1.6	80	49.36	Observación
106	II	10	22	3.29	0.00	0.00	0	3.29	72.38	44.66	Observación
107	L	10	6	3.09	0.16	0.00	0	3.25	19.5	12.03	Observación
108	II	10	36	2.95	0.00	0.00	0	2.95	106.2	65.53	Observación
109	L	10	36	1.1	0.16	0.00	0	1.26	45.36	27.99	Observación
110	I	10	14	4.09	0.00	0.00	0.11	4.31	60.34	37.23	Observación
111	I	10	22	8.47	0.00	0.00	0.11	8.69	191.18	117.96	Observación
112	I	10	7	1.48	0.00	0.00	0.11	1.7	11.9	7.34	Observación
113	I	10	36	9.64	0.00	0.00	0.11	9.86	354.96	219.01	Observación
114	I	10	17	5.8	0.00	0.00	0.11	6.02	102.34	63.14	Observación
115	I	10	58	8.98	0.00	0.00	0.11	9.2	533.6	329.23	Observación

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.468	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	2127.69	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	1312.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 1312.78      LOSA 1 (m<sup>3</sup>) = 0.00  
 HORMIGON Fc = 210 Kg/cm<sup>2</sup>      LOSA 2 (m<sup>3</sup>) = 0.00  
 COLUMNAS (m<sup>3</sup>) = 0.00      No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) = 0  
 VIGAS (m<sup>3</sup>) = 0.00      No. BLOQUES LOSA 2 (20x20x15) = 0

TIPOS DE IERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON Fc = 210 Kg/cm<sup>2</sup>  
 HIERRO fy = 4200 Kg/cm<sup>2</sup> EN FORMA DE VARILLA MILMETRADA CORRUGADA  
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA  
 LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LAMINA SON METROS [m]



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
 TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ. COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN LORETO ZONA 2 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR

CONTIENE:

- Detallamiento losa tipo para los primeros 4 niveles segun la NTE, incluye secciones en planta de muros
- Planilla de fierros.
- cortes transversales de la losa tipo de los primeros 4 niveles

ELABORADO POR:  
 RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS.

FECHA:  
 AGOSTO 2023

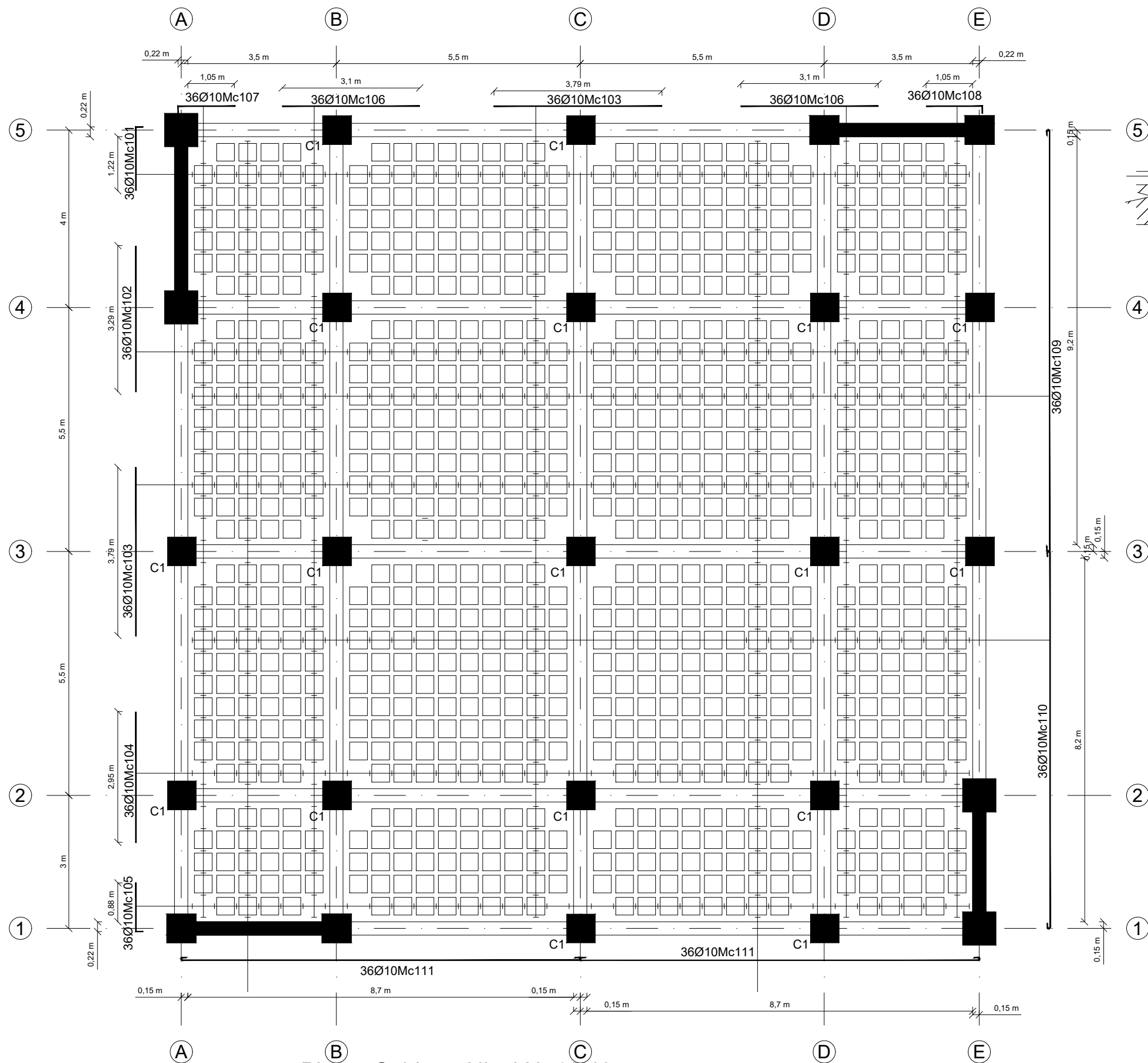
UNIDADES DEL PLANO:  
 METROS

ESCALA:  
 INDICADAS

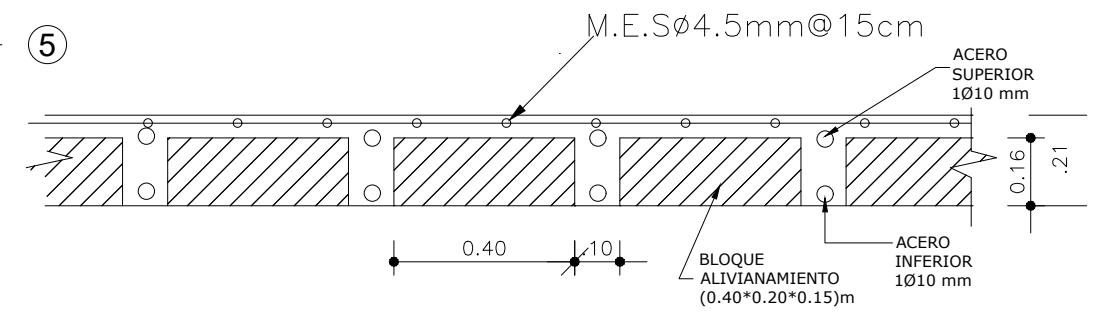
FORMATO:  
 A3

LAMINA :

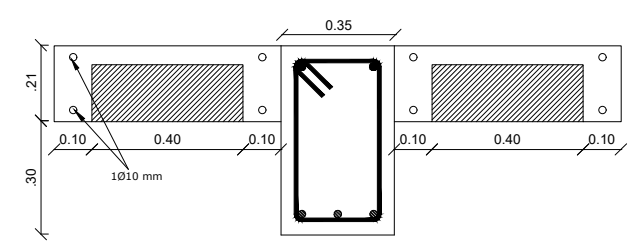
13/16



**Planta Cubierta Nivel N+16.40**  
Esc\_ 1:100



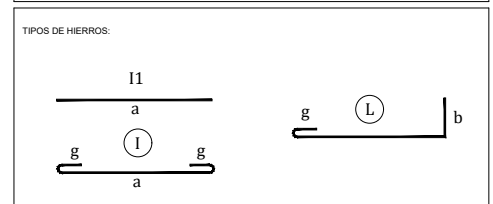
losa tipo h = 21 cm  
ESC S/E



Losa tipo h=20cm  
Esc\_ 1:20

PLANILLA DE ACEROS											
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES			LONG. Desar.	LONG. TOTAL	PESO	Observ.	
		(mm)		a	b	c	(m)	(m)	(Kg)		
MARCAS 100											
101	L	10	36	1.44	0.16	0.00	0	1.6	57.6	35.54	Observacion
102	II	10	36	3.29	0.00	0.00	0	3.29	118.44	73.08	Observacion
103	II	10	72	3.79	0.00	0.00	0	3.79	272.88	168.37	Observacion
104	II	10	36	2.95	0.00	0.00	0	2.95	106.2	65.53	Observacion
105	L	10	36	1.1	0.16	0.00	0	1.26	45.36	27.99	Observacion
106	II	10	72	3.12	0.00	0.00	0	3.12	224.64	138.6	Observacion
107	L	10	36	1.27	0.16	0.00	0	1.43	51.48	31.76	Observacion
108	L	10	36	1.29	0.16	0.00	0	1.45	52.2	32.21	Observacion
109	I	10	36	9.44	0.00	0.00	0.11	9.55	347.76	214.57	Observacion
110	I	10	36	9.44	0.00	0.00	0.11	9.55	311.76	192.36	Observacion
111	I	10	72	9.94	0.00	0.00	0.11	9.16	659.52	406.92	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	2247.84	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	1386.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



ESPECIFICACIONES TECNICAS:  
HORMIGON Fc = 210 Kg/cm<sup>2</sup>  
HIERRO fy = 4200 Kg/cm<sup>2</sup> EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA  
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA  
LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LAMINA SON METROS [m]

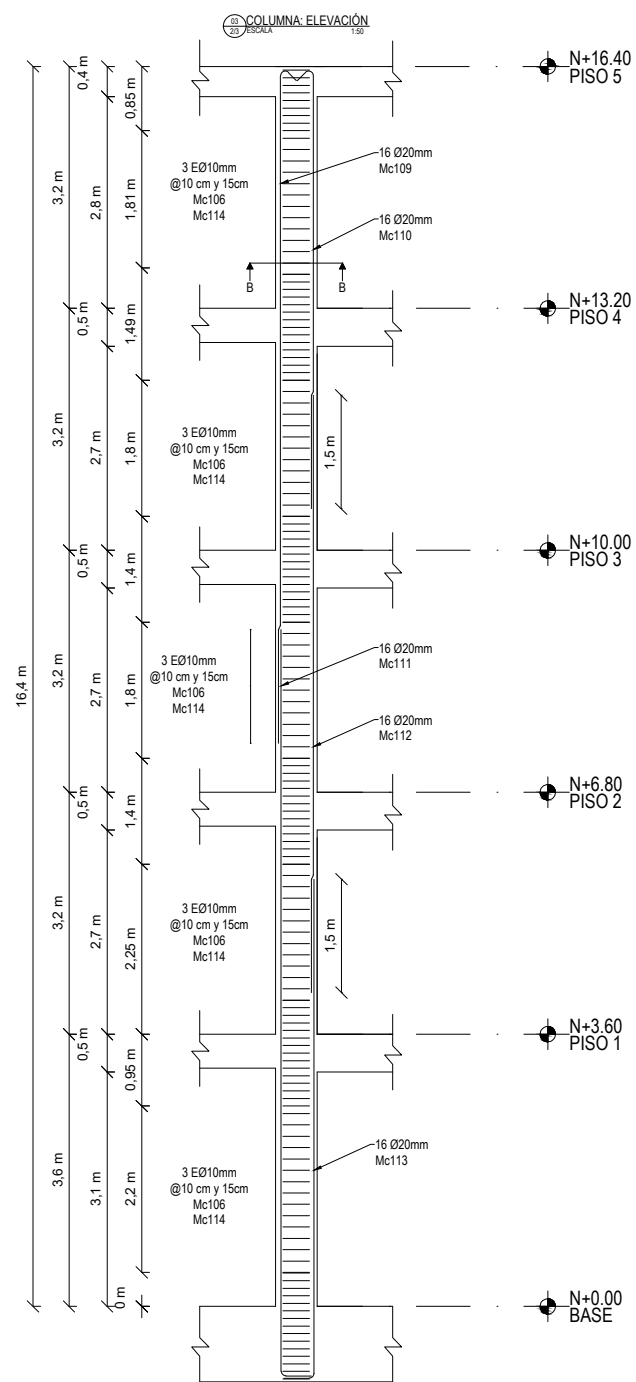
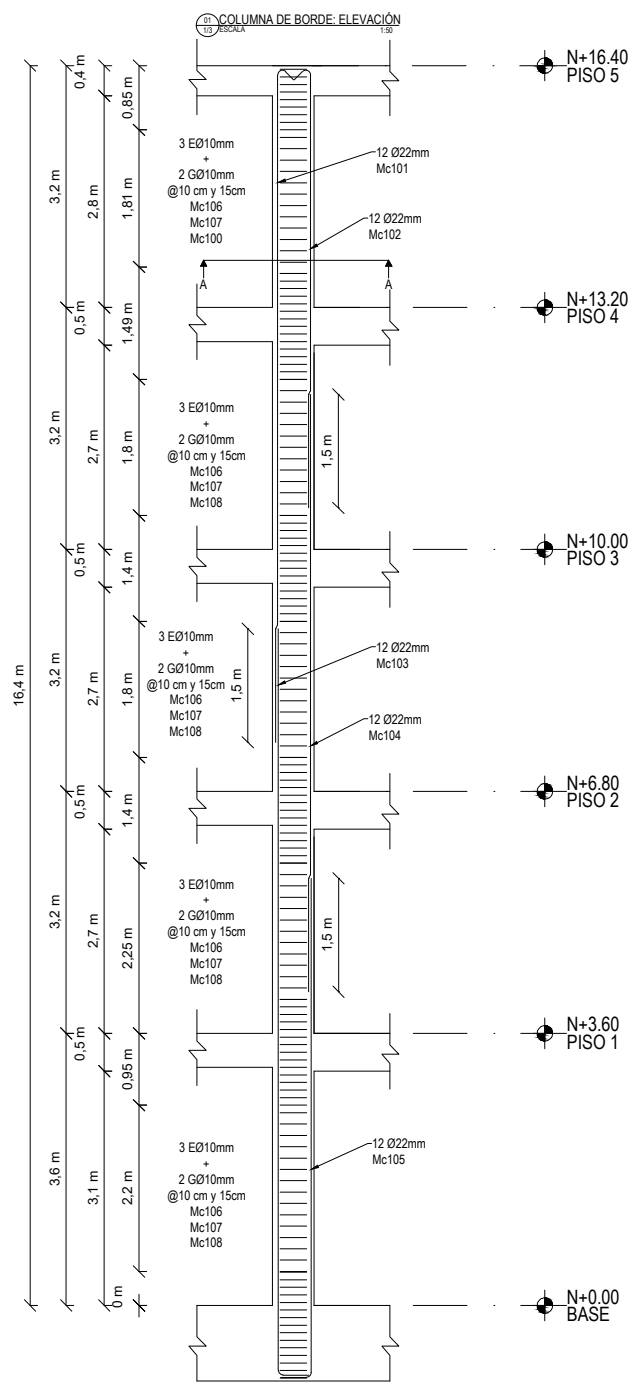


ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

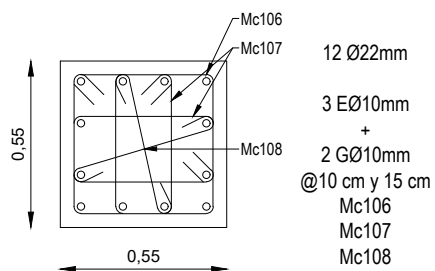
PROYECTO: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ. COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN LORETO ZONA 2 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR

- CONTIENE:
- Detallamiento losa de cubierta según la NTE, incluye secciones en planta de muros
  - Planilla de fierros.
  - cortes transversales de la losa de cubierta

ELABORADO POR: RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS.		LAMINA :	
FECHA: AGOSTO 2023	ESCALA: INDICADAS	FORMATO: A3	14/16
UNIDADES DEL PLANO: METROS			

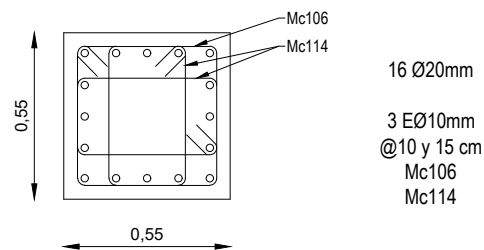


02 COLUMNA DE BORDE: SECCIÓN A-A  
1/3 ESCALA 1:20



N+0.00 - N+16.40

04 COLUMNA: SECCIÓN B-B  
2/3 ESCALA 1:20



N+0.00 - N+16.40

PLANILLA DE ACEROS											
MARCA	TIPO	Ø [mm]	#	DIMENSIONES [m]					LONG. DESAR. [m]	LONG. TOTAL [m]	PESO [kg]
				a	b	c	d	g			
<b>COLUMNAS</b>											
101	Z	22	12	8.98	0.15	0	0	0	9.13	109.56	326.93
102	Z	22	12	5.88	0.15	0	0	0	6.03	72.36	215.93
103	L	22	12	9.91	0.34	0	0	0	10.25	123.00	367.04
104	H	22	12	7.91	0	0	0	0	7.91	94.92	283.25
105	L	22	12	6.63	0.34	0	0	0	6.97	83.64	249.59
106	O	10	302	0.47	0.47	0	0	0.08	2.04	616.08	379.84
107	O	10	302	0.18	0.47	0	0	0.08	1.46	440.92	271.84
108	G	10	151	0.44	0	0	0	0.08	0.60	90.60	55.86
109	Z	20	16	8.98	0.15	0	0	0	9.13	146.08	360.26
110	Z	20	16	5.88	0.15	0	0	0	6.03	96.48	237.93
111	L	20	16	9.91	0.34	0	0	0	10.25	164.00	404.45
112	H	20	16	7.91	0	0	0	0	7.91	126.56	312.12
113	L	20	16	6.63	0.34	0	0	0	6.97	111.52	275.03
114	O	10	302	0.25	0.47	0	0	0	1.60	483.20	297.91
<b>RESUMEN</b>											
Ø [mm]	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W [kg/m]	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L [m]	0.00	1630.80	0.00	0.00	0.00	0.00	644.64	483.48	0.00	0.00	0.00
PESO [kg]	0	1005.4	0	0	0	0	1589.8	1442.7	0	0	0
PESO TOTAL [kg] = 4037.95											
<b>ESQUEMA DE DOBLADO DE ACEROS</b>											
<b>ESPECIFICACIONES TÉCNICAS</b>											
Hormigón ( $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ ) Acero de refuerzo ( $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ ) Longitud de traslapes mínima si no se indica igual a 60 diámetros de la varilla											

06 COLUMNAS: PLANILLA DE ACEROS  
3/3 ESCALA SE



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ. COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN LORETO ZONA 2 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR

CONTIENE:

- Detallamiento de columnas, de acuerdo al diseño con la Normativa Peruana: Reglamento Nacional de Edificaciones; y secciones transversales.
- Planilla de fierros.

ELABORADO POR:  
RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS .

FECHA:  
AGOSTO 2023

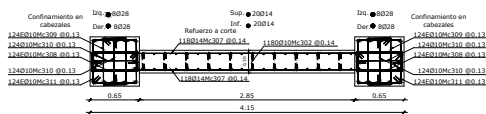
ESCALA:  
INDICADAS

FORMATO:  
**A3**

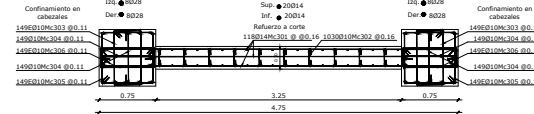
UNIDADES DEL PLANO:  
METROS

LAMINA :

**15/16**



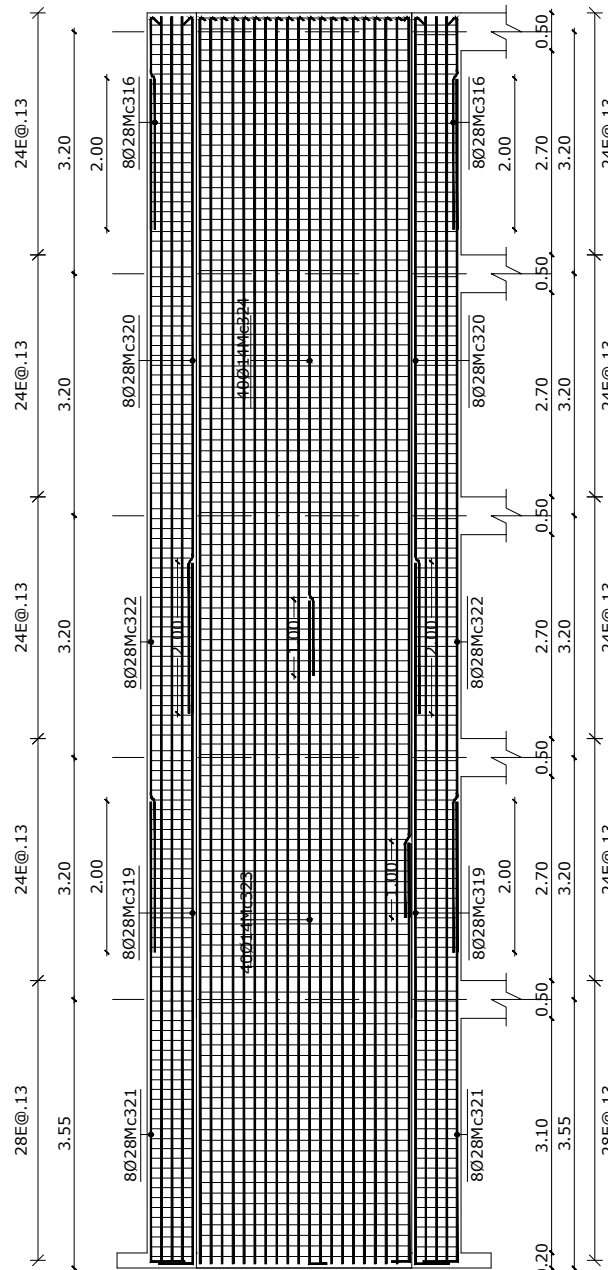
Vista en planta Muro - EJES 1 y 5  
Esc\_H=1:40



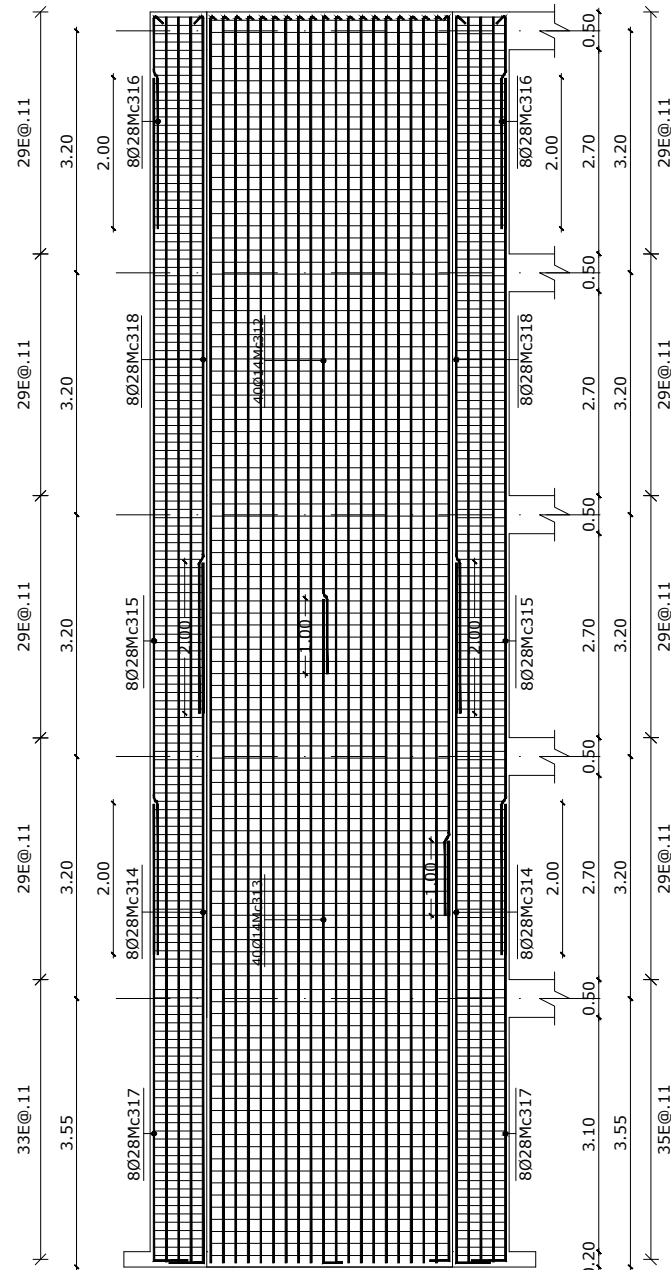
Vista en planta Muro - EJE A  
Esc\_H=1:40



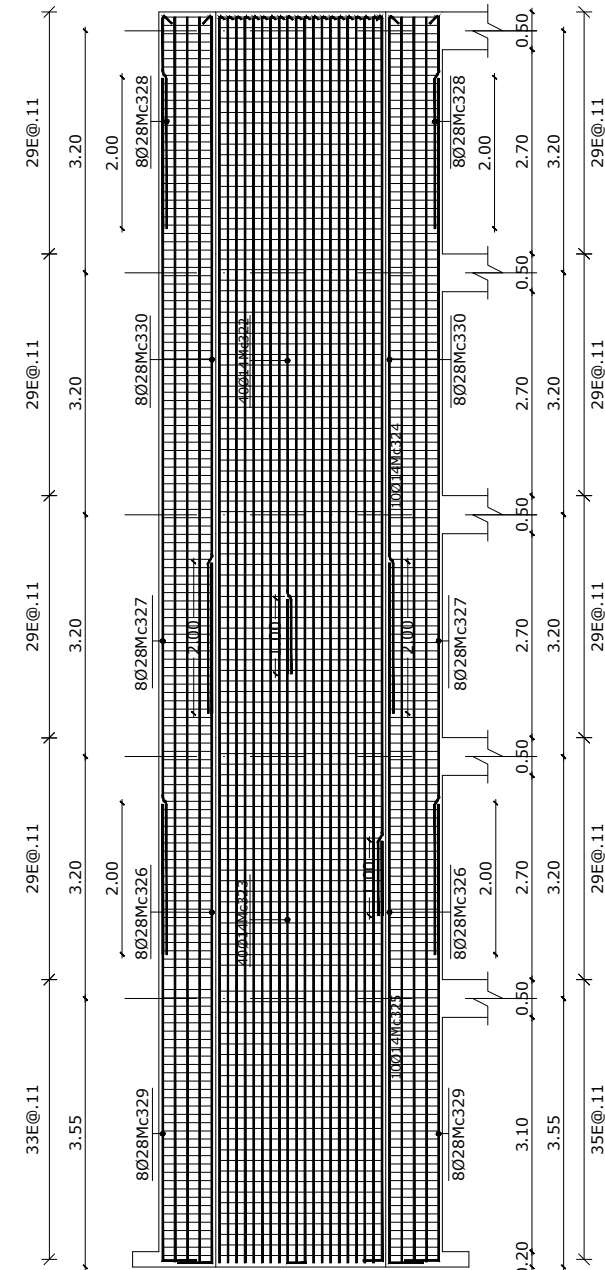
Vista en planta Muro - EJE E  
Esc\_H=1:40



DETALLE DEL MURO - EJES 1 y 5  
Esc\_H=1:100



DETALLE DEL MURO - EJE A  
Esc\_H=1:100



DETALLE DEL MURO - EJE E  
Esc\_H=1:100

PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	φ	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS 300														
301	I	14	118	4.64	0	0	0	0	0	0.11	4.86	573.48	692.8	
302	I	10	4570	0.22	0	0	0	0	0	0.11	0.44	2010.80	1240.7	
303	O	10	596	0.35	0.67	0	0	0	0	0.11	2.35	1346.96	831.1	
304	I	10	1192	0.67	0	0	0	0	0	0.11	0.89	1060.88	654.6	
305	O	10	596	0.67	0.67	0	0	0	0	0.11	2.90	1728.40	1066.4	
306	O	10	596	0.67	0.22	0	0	0	0	0.11	2.00	1192.00	735.5	
307	I	14	118	3.64	0	0	0	0	0	0.11	3.86	455.48	550.2	
308	I	14	472	4.05	0	0	0	0	0	0.13	4.31	2034.32	2457.5	
309	O	10	496	0.57	0.22	0	0	0	0	0.11	1.80	892.80	550.9	
310	O	10	496	0.3	0.57	0	0	0	0	0.11	1.96	972.16	599.8	
311	I	10	992	0.57	0	0	0	0	0	0.11	0.79	783.68	483.5	
312	O	10	496	0.57	0.57	0	0	0	0	0.11	2.50	1240.00	765.1	
313	L	14	80	8.69	0	0	0	0	0	0.06	8.75	700.00	845.6	
314	L	14	80	8.79	0.25	0	0	0	0	0	9.04	723.20	873.6	
315	L	14	10	11.91	0.1	0	0	0	0	0	12.01	120.10	145.1	
316	L	14	10	5.56	0.25	0	0	0	0	0	5.81	58.10	70.2	
317	L	28	32	9.27	0.45	0	0	0	0	0	9.72	311.04	1503.6	
318	L	28	32	11.6	0	0	0	0	0	0	11.60	371.20	1794.4	
319	L	28	64	2.8	0	0	0	0	0	0.14	2.94	188.16	909.6	
320	L	28	32	6.05	0.45	0	0	0	0	0	6.50	208.00	1005.5	
321	L	28	32	9.21	0	0	0	0	0	0.14	9.35	299.20	1446.3	
322	L	28	32	9.28	0.45	0	0	0	0	0	9.73	311.36	1505.1	
323	L	28	32	9.2	0	0	0	0	0	0.14	9.34	298.88	1444.8	
324	L	28	32	6.09	0.45	0	0	0	0	0	6.54	209.28	1011.7	
325	II	28	32	11.56	0	0	0	0	0	0	11.56	369.92	1788.2	
326	L	14	80	8.78	0.23	0	0	0	0	0	9.01	720.80	870.7	
327	L	14	80	8.7	0	0	0	0	0	0.06	8.76	700.80	846.6	
RESUMEN MATERIALES														
#	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L (m)	0.0	11227.7	0.0	6086.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2567.0	0.0	-	-	-
PESO (Kg)	0.0	6927.5	0.0	7352.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12409.1	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 26689														
HORMIGON f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup>														
ACERO f <sub>y</sub> = 4200 Kg/cm <sup>2</sup>														
TIPOS DE ACEROS:														
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:														
HORMIGON f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup>														
ACERO f <sub>y</sub> = 4200 Kg/cm <sup>2</sup> EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA														
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS - 50 DIAMETROS DE LA VARILLA														



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ. COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN LORETO ZONA 2 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN MORONA SANTIAGO ZONA III ECUADOR

- CONTIENE:
- Detallamiento muros estructurales y cortes transversales.
  - Planilla de fierros.

ELABORADO POR:  
RICARDO JOSÉ CARRILLO EGAS .

FECHA:  
AGOSTO 2023

ESCALA:  
INDICADAS

UNIDADES DEL PLANO:  
METROS

FORMATO:  
A3

LAMINA :  
16/16