

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA  
SEDE QUITO**

**CARRERA:  
INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:  
INGENIEROS CIVILES**

**TEMA:  
ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ DEL MÓDULO DE  
ESCALERAS EN ESTRUCTURAS REGULARES E IRREGULARES DE 4  
PLANTAS Y CONSTRUIDAS EN HORMIGÓN ARMADO**

**AUTORES:  
LOYAGA VILLACIS VICENTE MIGUEL  
TUPIZA SAMUEZA VÍCTOR GEOVANNY**

**TUTOR:  
LÓPEZ MACHADO NELSON ANDRÉS**

**Quito, febrero del 2019**

## CESIÓN DE DERECHOS DE LOS AUTORES

Nosotros, Vicente Miguel Loyaga Villacis con documento de identificación N° 1900486471 y Víctor Geovanny Tupiza Samueza, con documento de identificación N° 1716967607, manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del trabajo de titulación intitulado: “*Análisis de la influencia de la Rigidez del Módulo de Escaleras en estructuras regulares e irregulares de 4 plantas construidas en Hormigón Armado*”, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en nuestra condición de autores nos reservamos los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribimos este documento en el momento que hacemos entrega del trabajo final en formato impreso y digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Vicente Miguel Loyaga Villacis  
1900486471

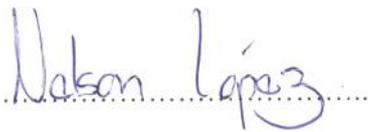
Víctor Geovanny Tupiza Samueza  
1716967607

Quito, febrero del 2019.

## DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el trabajo de titulación, *“Análisis de la influencia de la Rigidez del Módulo de Escaleras en estructuras regulares e irregulares de 4 plantas construidas en Hormigón Armado”* realizado por: Vicente Miguel Loyaga Villacis y Víctor Geovanny Tupiza Samueza, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerado como trabajo final de titulación.

Quito, febrero del 2019.



Nelson Andrés López Machado

1758488736

## **DEDICATORIA**

Este trabajo que representa la culminación de mi etapa de formación universitaria está dedicado en primer lugar a Dios, por regalarme la fuerza y la sabiduría necesarias para sobreponerme a todas las adversidades. Y, en segundo lugar, a las personas más importantes de mi vida que son mi Familia, por creer en mí y apoyarme incondicionalmente.

**Vicente Miguel Loyaga Villacis**

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco principalmente a Dios por regalarme ésta gran bendición de finalizar con éxito mi formación profesional como Ingeniero Civil en esta prestigiosa universidad.

A mi madre Melva que con su valentía, fortaleza y sacrificio me inspira a ser perseverante y mejor persona cada día.

A mi padre Vicente que, aunque ya no está conmigo me enseñó a crecer y con su rectitud me enseñó a ser una persona correcta.

A mis hermanos Rosa, Alexander, Carla y Christian por estar siempre pendientes de mis actos y brindarme su apoyo en cada momento.

A todos mis compañeros y amigos con los cuales he compartido malos y buenos momentos en el transcurso de mi etapa de formación universitaria.

A todos mis maestros por compartir conmigo todas sus valiosas experiencias y enseñanzas.

A nuestro tutor por aportarnos de manera desinteresada su conocimiento y experiencia.

¡A todos ustedes muchas gracias!

**Vicente Miguel Loyaga Villacis**

## **DEDICATORIA**

El presente trabajo se lo dedico a Dios y a todas aquellas personas quienes estuvieron incondicionalmente a mi lado para poder ver reflejado este logro.

**Víctor Geovanny Tupiza Samueza**

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios, por haberme permitido llegar hasta este punto de mi vida, con salud, amor y ver cumplir una de mis metas más anheladas.

A mi Madre María Ilda, por su apoyo en todo momento desde mis etapas iniciales de educación, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una mejor persona, pero más que nada por su infinito amor.

A mi padre José Manuel, por esas palabras de aliento, por su paciencia en mis épocas de adolescencia y haberme guiado para ser un hombre de bien y de provecho a la comunidad.

A mis hermanas Marcia y Diana, quienes, a pesar de ser menores a mí, supieron darme consejos de madurez y motivación constante.

A Natalia, mi novia, una mujer que simplemente me hace llenar de orgullo, por sus palabras y confianza, por su amor y por brindarme el tiempo necesario para realizarme profesionalmente.

A mis amigos, compañeros incondicionales y de lucha diaria en la universidad.

**Víctor Geovanny Tupiza Samueza**

## ÍNDICE

<b>CAPITULO I</b>	<b>1</b>
<b>GENERALIDADES</b>	<b>1</b>
1.1. Introducción	1
1.2. Justificación	1
1.3. Descripción geométrica de las estructuras	2
1.4. Objetivos	4
<b>CAPITULO II</b>	<b>6</b>
<b>MARCO TEÓRICO</b>	<b>6</b>
2.1. Estructuras regulares	6
2.2. Estructuras irregulares	6
2.3. La rigidez en estructuras de hormigón armado.	7
2.4. Sistema estructural	7
2.5. Elementos estructurales	8
2.5.1. Elementos verticales	9
2.5.2. Elementos horizontales	9
2.6. Materiales	10
2.7. Análisis de cargas	11
2.8. Fuerza sísmica según NEC-15	14
2.9. Definición de términos básicos	16
2.10. Marco legal	18
2.10.1. Normas ecuatorianas para la construcción	18
2.10.2. Normas extranjeras para la construcción	18
<b>CAPITULO III</b>	<b>20</b>
<b>DISEÑO SISMORRESISTENTE DE LA ESTRUCTURA</b>	<b>20</b>
3.1. Generalidades del proyecto	20
3.2. Consideraciones para el pre-diseño	24
3.2.1. Análisis de la geometría del edificio	24
3.3. Descripción del sistema estructural adoptado	27
3.4. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales	27
3.4.1. Pre-dimensionamiento de elementos horizontales	28
3.4.2. Pre-dimensionamiento de elementos verticales	48
3.4.3. Pre-diseño de escalera	53
3.5. Análisis de cargas	54
3.5.1. Cargas permanentes	54

3.5.2. Cargas variables _____	57
3.5.3. Combinación de carga para el diseño por última resistencia _____	61
3.5.4. Carga sísmica _____	62
<b>CAPITULO IV _____</b>	<b>83</b>
<b>ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS _____</b>	<b>83</b>
4.1. Descripción del programa computacional Autodesk Revit _____	83
4.2. Modelado de las estructuras en Autodesk Revit _____	83
4.2.1. Modelado de las estructuras _____	83
4.2.1.1. Creación de secciones de viga _____	86
4.2.1.2. Creación de secciones de columna _____	86
4.2.1.3. Creación de tipos de losas _____	87
4.2.1.4. Modelado de la estructura completa _____	88
4.2.2. Exportación de los modelos creados _____	89
4.3. Descripción del programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Profesional (ARSAP) _____	89
4.3.1. Generalidades del programa _____	90
4.3.2. Ventajas y desventajas del programa _____	90
4.4. Preferencias de trabajo _____	91
4.5. Preferencias del proyecto _____	96
4.6. Importación de los modelos de las estructuras creadas en Autodesk Revit _____	102
4.7. Definición de secciones _____	102
4.8. Creación de condiciones de apoyo _____	104
4.9. Asignación de elementos estructurales _____	105
4.10. Asignación de cargas _____	105
4.11. Consideraciones de dibujo y modelado _____	108
4.12. Generación de análisis modal y espectral _____	108
4.13. Combinaciones de Carga _____	111
4.14. Verificación y cálculo del modelo _____	112
4.15. Análisis modal y derivas de piso _____	114
4.15.1. Estructura regular _____	114
4.15.2. Estructura irregular _____	117
4.15.3. Rigidización de las estructuras _____	120
4.15.4. Validación de análisis dinámico & estático _____	126
4.15.5. Torsión en planta _____	132
4.16. Diseño de refuerzo en elementos estructurales _____	135

4.16	Comparar los diseños de elementos estructurales como vigas y columnas, para la estructura regular y para la estructura irregular, incluyendo y sin incluir el módulo de escaleras _____	142
4.17	Reacciones debido a estados de carga _____	143
4.18	Tabulación de resultados obtenidos en el análisis dinámico y estático ____	144
4.19	interpretación de resultados obtenidos en el análisis dinámico y estático __	146
<b>CAPITULO V _____</b>		<b>147</b>
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES _____</b>		<b>147</b>
5.1.	Conclusiones _____	147
5.2.	Recomendaciones _____	148
<b>REFERENCIAS _____</b>		<b>149</b>
<b>ANEXOS _____</b>		<b>150</b>
<b>ANEXO A _____</b>		<b>150</b>
	Diseño de vigas más solicitadas en la estructura regular _____	150
<b>ANEXO B _____</b>		<b>152</b>
	Diseño de columna más solicitadas en la estructura regular _____	152
<b>ANEXO C _____</b>		<b>157</b>
	Diseño de vigas más solicitadas en la estructura irregular _____	157
<b>ANEXO D _____</b>		<b>159</b>
	Diseño de columna más solicitadas en la estructura irregular _____	159

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2. 1. <i>Sistemas Estructurales.</i> .....	8
Tabla 3. 1. <i>Niveles del Edificio.</i> .....	24
Tabla 3. 2. <i>Dimensiones del Edificio.</i> .....	25
Tabla 3. 3. <i>Relaciones Lado Corto (S) y Lado Largo (L).</i> .....	26
Tabla 3. 4. <i>Clasificación de Edificios de Hormigón Armado.</i> .....	27
Tabla 3. 5. <i>Espesor Mínimo de las Losas de Dos Direcciones con Vigas entre los Apoyos en Todos los Lados.</i> .....	29
Tabla 3. 6. <i>Propiedades Mecánicas de la Sección Representativa de la Losa.</i> .....	33
Tabla 3. 7. <i>Espesores de Losa Adoptados.</i> .....	34
Tabla 3. 8. <i>Peso de Bloque según su Espesor.</i> .....	35
Tabla 3. 9. <i>Cargas Muertas y Vivas Actuantes en la Estructura.</i> .....	37
Tabla 3. 10. <i>Transformación de Cargas Triangulares y Trapezoidales a Cargas Uniformes.</i> .....	40
Tabla 3. 11. <i>Momentos aproximados para vigas continuas no pre-esforzadas y losas en una dirección.</i> .....	41
Tabla 3. 12. <i>Momentos de Vigas En Sentido (X-X).</i> .....	42
Tabla 3. 13. <i>Sección de la Viga en el Sentido X - X.</i> .....	45
Tabla 3. 14. <i>Momentos de Vigas en Sentido (Y-Y).</i> .....	45
Tabla 3. 15. <i>Sección de la Viga en el Sentido Y - Y.</i> .....	48
Tabla 3. 16. <i>Pre-dimensionamiento de las Columnas.</i> .....	50
Tabla 3. 17. <i>Resumen de Columnas a Diseñar.</i> .....	50
Tabla 3. 18. <i>Secciones Mínimas De Columna.</i> .....	52
Tabla 3. 19. <i>Resumen de Cargas Permanentes.</i> .....	57
Tabla 3. 20. <i>Valor de Cargas de Acuerdo con la Ocupación.</i> .....	58
Tabla 3. 21. <i>Resumen de Cargas Variables.</i> .....	58
Tabla 3. 22. <i>Resumen de Cargas Permanentes y Variables.</i> .....	58
Tabla 3. 23. <i>Cargas a Aplicarse en ARSAP – Sobrecarga Permanente.</i> .....	59
Tabla 3. 24. <i>Cargas a Aplicarse en ARSAP – Carga Viva.</i> .....	59
Tabla 3. 25. <i>Cargas a Aplicarse en ARSAP – Cargas en Gradadas.</i> .....	60
Tabla 3. 26. <i>Valores del Factor Z en Función de la Zona Sísmica Adoptada.</i> .....	64
Tabla 3. 27. <i>Clasificación de los Perfiles de Suelo.</i> .....	64
Tabla 3. 28. <i>Tipo de Suelo y Factores de Sitio Fa.</i> .....	65
Tabla 3. 29. <i>Tipo de Suelo y Factores de Sitio Fd.</i> .....	65
Tabla 3. 30. <i>Tipo de Suelo y Factores de Sitio Fs.</i> .....	66
Tabla 3. 31. <i>Resumen de coeficientes de perfil de suelo.</i> .....	66
Tabla 3. 32. <i>Coefficientes Que Dependen del Tipo de Estructura.</i> .....	70
Tabla 3. 33. <i>Componentes Horizontales.</i> .....	71
Tabla 3. 34. <i>Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.</i> .....	72
Tabla 3. 35. <i>Coeficiente R para Sistemas Estructurales Dúctiles.</i> .....	73
Tabla 3. 36. <i>Configuraciones Estructurales Recomendadas.</i> .....	74
Tabla 3. 37. <i>Obtención de Carga Reactiva W.</i> .....	74
Tabla 3. 38. <i>Espectros Elástico e Inelástico.</i> .....	77
Tabla 3. 39. <i>Espectros Elástico e Inelástico Estructura Irregular.</i> .....	81
Tabla 4. 1. <i>Secciones de Columna.</i> .....	86
Tabla 4. 2. <i>Verificación de Desplazamientos en Estructura Regular en Sentido Y.</i> .....	114

Tabla 4. 3. <i>Verificación de Desplazamientos en Estructura Regular en Sentido X.</i> .....	116
Tabla 4. 4. <i>Verificación de Desplazamientos en Estructura Regular en Sentido Y.</i> .....	117
Tabla 4. 5. <i>Verificación de Desplazamientos en Estructura Irregular en Sentido X.</i> ....	119
Tabla 4. 6. <i>Verificación de Desplazamientos en Estructura Irregular en Sentido Y.</i> ....	120
Tabla 4. 7. <i>Control de derivas estructura regular.</i> .....	123
Tabla 4. 8. <i>Control de derivas estructura irregular.</i> .....	126
Tabla 4. 9. <i>Análisis dinámico &amp; estático.</i> .....	129
Tabla 4. 10. <i>Análisis dinámico &amp; estático.</i> .....	132
Tabla 4. 11. <i>Torsión en planta, estructura regular.</i> .....	133
Tabla 4. 12. <i>Torsión en planta, estructura irregular.</i> .....	134
Tabla 4. 13. <i>Tabla de resultados</i> .....	143
Tabla 4. 14. <i>Tabla de resultados.</i> .....	145

## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. 1.</i> Planta Tipo de las Estructuras.....	3
<i>Figura 1. 2.</i> Estructura Regular con Módulo de Escaleras.....	3
<i>Figura 1. 3.</i> Estructura Irregular con Módulo de Escaleras.....	4
<i>Figura 2. 1.</i> Estructuras Regulares.....	6
<i>Figura 2. 2.</i> Irregularidad en Planta.....	7
<i>Figura 2. 3.</i> Irregularidad en Elevación.....	7
<i>Figura 2. 4.</i> Elementos Verticales.....	9
<i>Figura 2. 5.</i> Elementos Horizontales.....	10
<i>Figura 2. 6.</i> Fuerzas Sísmicas.....	16
<i>Figura 3. 1.</i> Planta Tipo de Estructura Regular.....	21
<i>Figura 3. 2.</i> Planta Tipo de Estructura Irregular.....	22
<i>Figura 3. 3.</i> Vista Frontal de la Estructura Regular.....	23
<i>Figura 3. 4.</i> Vista Frontal de la Estructura Irregular.....	23
<i>Figura 3. 5.</i> Numeración de Tableros de Losa Tipo.....	26
<i>Figura 3. 6.</i> Panel Crítico de Losa.....	29
<i>Figura 3. 7.</i> Detalle de 1 m <sup>2</sup> de Losa.....	32
<i>Figura 3. 8.</i> Sección Representativa de Losa.....	32
<i>Figura 3. 9.</i> Detalle en planta de 1 m <sup>2</sup> de losa nervada en 2 direcciones.....	35
<i>Figura 3. 10.</i> Mosaico de Cargas.....	39
<i>Figura 3. 11.</i> Viga Crítica En El Sentido X - X.....	43
<i>Figura 3. 12.</i> Viga Crítica en el Sentido Y - Y.....	46
<i>Figura 3. 13.</i> Áreas Cooperantes En Niveles +3,24, +6,48, +9,72, +12,96, +16,20.....	49
<i>Figura 3. 14.</i> Áreas cooperantes en tapagrada.....	49
<i>Figura 3. 15.</i> Detalle de Escalera.....	53
<i>Figura 3. 16.</i> Vista en Elevación de Losa Alivianada h=0.25m.....	54
<i>Figura 3. 17.</i> Vista en Planta de Losa Alivianada.....	55
<i>Figura 3. 18.</i> Ecuador, Zonas Sísmicas para Propósitos de Diseño y Valor del Factor de Zona Z.....	63
<i>Figura 3. 19.</i> Espectro Elástico Horizontal de Diseño en Aceleraciones.....	67
<i>Figura 4. 1.</i> Escritorio Inicial de Trabajo.....	84
<i>Figura 4. 2.</i> Configuración de Unidades.....	84
<i>Figura 4. 3.</i> Ejes de Construcción.....	85
<i>Figura 4. 4.</i> Creación de Niveles de Plantas.....	85
<i>Figura 4. 5.</i> Creación de Secciones de Viga.....	86
<i>Figura 4. 6.</i> Creación de Secciones de Columna.....	87
<i>Figura 4. 7.</i> Creación de Secciones de Losa de Plantas.....	87
<i>Figura 4. 8.</i> Creación de Secciones de Loseta de Escalera.....	88
<i>Figura 4. 9.</i> Estructura Regular Modelada Completamente.....	88
<i>Figura 4. 10.</i> Exportación de la Estructura al Programa ARSAP.....	89
<i>Figura 4. 11.</i> Preferencias de Trabajo.....	92
<i>Figura 4. 12.</i> Preferencias de Trabajo - Idioma.....	92
<i>Figura 4. 13.</i> Preferencias de Trabajo - General.....	93
<i>Figura 4. 14.</i> Preferencias de Trabajo - Parámetros de la Vista.....	93
<i>Figura 4. 15.</i> Preferencias de Trabajo - Visualización.....	94

<i>Figura 4. 16.</i> Preferencias de Trabajo - Herramientas y Menú. ....	94
<i>Figura 4. 17.</i> Preferencias de Trabajo - Impresión. ....	95
<i>Figura 4. 18.</i> Preferencias de Trabajo - Avanzados. ....	95
<i>Figura 4. 19.</i> Preferencias del Proyecto. ....	96
<i>Figura 4. 20.</i> Preferencias del Proyecto – Unidades y formatos. ....	96
<i>Figura 4. 21.</i> Preferencias del Proyecto – Dimensiones. ....	97
<i>Figura 4. 22.</i> Preferencias del Proyecto – Esfuerzos. ....	97
<i>Figura 4. 23.</i> Preferencias del Proyecto – Otros. ....	98
<i>Figura 4. 24.</i> Preferencias del Proyecto – Materiales. ....	98
<i>Figura 4. 25.</i> Preferencias del Proyecto – Materiales – Acero de Refuerzo. ....	99
<i>Figura 4. 26.</i> Preferencias del Proyecto – Materiales – Hormigón. ....	99
<i>Figura 4. 27.</i> Preferencias del Proyecto – Normas de Diseño. ....	100
<i>Figura 4. 28.</i> Preferencias del Proyecto – Análisis de la Estructura. ....	100
<i>Figura 4. 29.</i> Preferencias del Proyecto – Parámetros de Trabajo. ....	101
<i>Figura 4. 30.</i> Preferencias del Proyecto – Mallado. ....	101
<i>Figura 4. 31.</i> Importación de la Estructura desde el Programa REVIT. ....	102
<i>Figura 4. 32.</i> Verificación de Secciones de Columnas. ....	103
<i>Figura 4. 33.</i> Verificación de Secciones de Vigas. ....	103
<i>Figura 4. 34.</i> Sección de Losa Nervada. ....	104
<i>Figura 4. 35.</i> Creación de Apoyos – Empotramiento. ....	104
<i>Figura 4. 36.</i> Asignación de Elementos Estructurales y Condición de Empotramiento. ....	105
<i>Figura 4. 37.</i> Asignación de Cargas. ....	106
<i>Figura 4. 38.</i> Cargas y Momentos por Carga Muerta (CM). ....	107
<i>Figura 4. 39.</i> Cargas y Momentos por Carga Viva (CV). ....	107
<i>Figura 4. 40.</i> Consideraciones de Dibujo y Modelado. ....	108
<i>Figura 4. 41.</i> Creación de Caso Modal. ....	109
<i>Figura 4. 42.</i> Creación de Casos Espectrales. ....	110
<i>Figura 4. 43.</i> Conversión de Masas de Aportación. ....	110
<i>Figura 4. 44.</i> Creación de Cargas Ficticias. ....	111
<i>Figura 4. 45.</i> Creación de Combinaciones de Carga. ....	112
<i>Figura 4. 46.</i> Combinaciones de Carga. ....	112
<i>Figura 4. 47.</i> Verificación del Modelo. ....	113
<i>Figura 4. 48.</i> Cálculo del Modelo. ....	113
<i>Figura 4. 49.</i> Periodos, Frecuencias y Aportación de Masas para cada Modo de Vibración. ....	115
<i>Figura 4. 50.</i> Desplazamientos Medios de cada Planta Sentido X. ....	115
<i>Figura 4. 51.</i> Desplazamientos Medios de cada Planta Sentido Y. ....	116
<i>Figura 4. 52.</i> Periodos, Frecuencias y Aportación de Masas Estructura Irregular. ....	118
<i>Figura 4. 53.</i> Desplazamientos Medios de cada Planta Estructura Irregular Sentido X. ....	118
<i>Figura 4. 54.</i> Desplazamientos Medios de cada Planta Estructura Irregular Sentido Y. ....	119
<i>Figura 4. 55.</i> Estructura Regular, Análisis modal. ....	121
<i>Figura 4. 56.</i> Estructura Regular, Deriva de Piso debido a Dinámico X. ....	122
<i>Figura 4. 57.</i> Estructura regular, deriva de piso debido a Dinámico Y. ....	122

<i>Figura 4. 58.</i> Estructura Irregular, Análisis modal. ....	124
<i>Figura 4. 59.</i> Estructura Irregular, Deriva de Piso debido a Dinámico X. ....	125
<i>Figura 4. 60.</i> Estructura Irregular, Deriva de Piso debido a Dinámico Y. ....	125
<i>Figura 4. 61.</i> Estructura Regular, Corte Estático Sentido X.....	127
<i>Figura 4. 62.</i> Estructura Regular, Corte Estático Sentido Y.....	128
<i>Figura 4. 63.</i> Estructura Regular, Corte Dinámico Sentido X.....	128
<i>Figura 4. 64.</i> Estructura Regular, Corte Dinámico Sentido Y.....	129
<i>Figura 4. 65.</i> Estructura Irregular, Corte Estático Sentido X. ....	130
<i>Figura 4. 66.</i> Estructura Irregular, Corte Estático Sentido Y. ....	130
<i>Figura 4. 67.</i> Estructura Irregular, Corte Dinámico Sentido X. ....	131
<i>Figura 4. 68.</i> Estructura Irregular, Corte Dinámico Sentido Y. ....	131
<i>Figura 4. 69.</i> Estructura regular, pórtico más solicitado.....	135
<i>Figura 4. 70.</i> Estructura Regular, Elementos Viga.....	136
<i>Figura 4. 71.</i> Estructura Regular, Combinaciones Manuales. ....	136
<i>Figura 4. 72.</i> Estructura Regular sin Escalera, Armadura Teórica, Armadura Real. ....	137
<i>Figura 4. 73.</i> Estructura Regular con Escalera, Armadura Teórica, Armadura Real. ....	137
<i>Figura 4. 74.</i> Estructura Regular sin Escalera, Columna a Diseñar. ....	138
<i>Figura 4. 75.</i> Estructura Regular con Escalera, Columna a Diseñar. ....	138
<i>Figura 4. 76.</i> Estructura Irregular, Pórtico Más Solicitado.....	139
<i>Figura 4. 77.</i> Estructura Irregular, Elementos Viga.....	139
<i>Figura 4. 78.</i> Estructura Irregular, Combinaciones Manuales.....	140
<i>Figura 4. 79.</i> Estructura Irregular sin Escalera, Armadura Teórica, Armadura Real. ....	140
<i>Figura 4. 80.</i> Estructura Irregular con Escalera, Armadura Teórica, Armadura Real. ....	141
<i>Figura 4. 81.</i> Estructura Irregular sin Escalera, Columna a Diseñar. ....	141
<i>Figura 4. 82.</i> Estructura Irregular con Escalera, Columna a Diseñar. ....	142
<i>Figura 4. 83.</i> Estructura Regular, Reacciones por Cargas Muertas y Permanentes. ....	143
<i>Figura 4. 84.</i> Estructura Irregular, Reacciones Por Cargas Muertas y Permanentes.....	144
<i>Figura A 1. 1.</i> Selección de las vigas a diseñarse. ....	150
<i>Figura A 1. 2.</i> Secciones de las vigas. ....	150
<i>Figura A 1. 3.</i> Armadura real & Armadura teórica.....	151
<i>Figura A 1. 4.</i> Diagrama de Momentos.....	151
<i>Figura B 1. 1.</i> Diagrama de Interacción de la Columna. ....	152
<i>Figura C 1. 1.</i> Selección de las vigas a diseñarse. ....	157
<i>Figura C 1. 2.</i> Secciones de las vigas. ....	157
<i>Figura C 1. 3.</i> Armadura real & Armadura teórica.....	158
<i>Figura C 1. 4.</i> Diagrama de Momentos. ....	158
<i>Figura D 1. 1.</i> Diagrama de Interacción de la Columna. ....	159

## ÍNDICE DE ECUACIONES

Ec. 3. 1. Espesor Mínimo de Losa. ....	28
Ec. 3. 2. Espesor de Losa Mínimo. ....	31
Ec. 3. 3. Transformación de Cargas Triangulares. ....	37
Ec. 3. 4. Transformación de Cargas Trapezoidales. ....	37
Ec. 3. 5. Relación de Lado Corto y Lado Largo de Losa. ....	37
Ec. 3. 6. Momento Último. ....	42
Ec. 3. 7. balanceado. ....	44
Ec. 3. 8. para Zona Sísmica. ....	44
Ec. 3. 9. Coeficiente Ru. ....	44
Ec. 3. 10. Peralte Efectivo de la Losa. ....	44
Ec. 3. 11. Carga Axial Última Que Soporta la Columna. ....	51
Ec. 3. 12. Carga Axial Nominal. ....	51
Ec. 3. 13. Carga Axial Debido a Carga Vertical. ....	51
Ec. 3. 14. Carga Axial Última. ....	51
Ec. 3. 15. Porcentaje de Acero. ....	51
Ec. 3. 16. Área de Bruta de Columna. ....	52
Ec. 3. 17. Carga Sísmica. ....	62
Ec. 3. 18. Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones. ....	68
Ec. 3. 19. Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones. ....	68
Ec. 3. 20. Periodo Límite de Vibración. ....	69
Ec. 3. 21. Periodo Límite de Vibración. ....	69
Ec. 3. 22. Periodo de Vibración. ....	70

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

<i>Gráfico 3. 1.</i> Espectros Elástico e Inelástico Estructura Regular. ....	77
<i>Gráfico 3. 2.</i> Espectros Elástico e Inelástico Estructura Irregular. ....	80

## RESUMEN

El presente proyecto tiene como objetivo analizar la influencia de la rigidez del módulo de escaleras en estructuras regulares e irregulares de 4 plantas construidas en hormigón armado. La estructura se encuentra ubicada en la Parroquia Calderón perteneciente al Distrito Metropolitano de Quito. Se modelaron dos estructuras, una regular y una irregular, y a su vez, cada estructura se modeló con el módulo de escaleras y si en él, utilizando para ello un modelo matemático de la escalera aparte, con el fin de transmitir las reacciones de esa escalera al modelo en general. Como resultado de las simulaciones, se observó que hubo una disminución tanto en derivas de piso, periodos de vibración y cuantías de acero de las estructuras analizadas con módulo de escalera respecto de las estructuras sin módulo de escaleras.

**Palabras Clave:** estructura, irregular, módulo, regular, rigidez.

## ABSTRACT

The main objective of this project is analyze the influence of the stiffness of the stairs module on regular and irregular structures of 4 floors built in reinforced concrete; it is considered that the structure is located in Calderon - Metropolitan District of Quito. The research begins with the predesign of structural elements, leading to the modeling of the geometry of reinforced concrete structures in Autodesk Revit 2018 software, then it is exported to the Robot Structural Analysis Professional 2018 software to perform the static analysis and the dynamic analysis respectively, according to the “Norma Ecuatoriana de la Construcción” 2015. There were four structures modeled, two regulars and two irregulars, considering the staircase module and without considering it. As a result of the simulations, it was observed that there was a decrease in both the leaves and the floor, vibration periods and steel amounts of the structures analyzed with staircase module with respect to the structures without stairs module.

**Keywords:** structure, irregular, module, regular, stiffness.

# **CAPÍTULO I**

## **GENERALIDADES**

### **1.1. Introducción**

En presente trabajo de titulación se plantea analizar la variación de la rigidez en estructuras regulares e irregulares de 4 plantas construidas en hormigón armado cuando se considera y cuando no se considera el módulo de las escaleras al momento de realizar el análisis estructural. Al final de esta investigación, se espera obtener resultados comparables entre sí para establecer las diferencias existentes de las estructuras analizadas con y sin el módulo de las escaleras. Se hará énfasis en parámetros como: participación de masas, periodos de vibración, cuantías de acero, valores de torsión y control de las derivas de piso.

Para el mencionado análisis estructural se usará un programa computacional poco común en nuestro medio como es el Autodesk Robot Structural Analysis Professional, de aquí en adelante llamado ARSAP. Este programa al ser de la familia de Autodesk tiene una interfaz bastante amigable, ideal para estudiantes y profesionales del área de ingeniería estructural.

### **1.2. Justificación**

Ecuador al estar ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico está afectado gravemente por actividades sísmicas todo el tiempo. Tanto así, que el ultimo sismo de gran magnitud ocurrido en el país fue apenas hace 2 años. Ocurrido el 16 de abril del 2016 y con una magnitud de 7.8 grados en la escala de Richter, afectó considerablemente a gran parte de

la costa norte ecuatoriana dejando cientos de muertos y con edificaciones devastadas. Si bien la magnitud de este sismo fue alta, la mayoría de edificaciones colapsaron debido al deficiente desempeño estructural. Lastimosamente la naturaleza no perdona ese tipo de errores y más que lamentarnos por lo sucedido debemos tomar correctivos de manera urgente sino queremos volver a vivir tragedias similares en el futuro. Por tal razón y con el afán de contribuir con conocimiento en el diseño sismorresistente, se propone en el presente trabajo investigativo realizar un análisis de la rigidez en estructuras regulares e irregulares de 4 plantas, construidas en hormigón armado. Conociendo que la rigidez es la fuerza necesaria para generar un desplazamiento unitario, se analizará la variación de la rigidez que sufre la estructura cuando se considere y cuando no se considere el módulo de escaleras en el análisis estructural.

### **1.3. Descripción geométrica de las estructuras**

Se analizarán un total de 4 estructuras que se dividen en: 2 estructuras regulares (incluyendo el módulo de escaleras y sin incluir), y 2 estructuras irregulares (incluyendo el módulo de escaleras y sin incluir). Todas las estructuras mantienen la ubicación de sus ejes en el plano arquitectónico, con el fin de obtener resultados comparables entre sí y poder concluir respecto a sus variaciones. Todas las estructuras cuentan con 4 plantas destinadas al uso de viviendas, además de un tapagrada. La altura del entrepiso es de 3.24 m. A continuación, se aprecia con mejor detalle las estructuras en las figuras 1.1, 1.2 y 1.3.

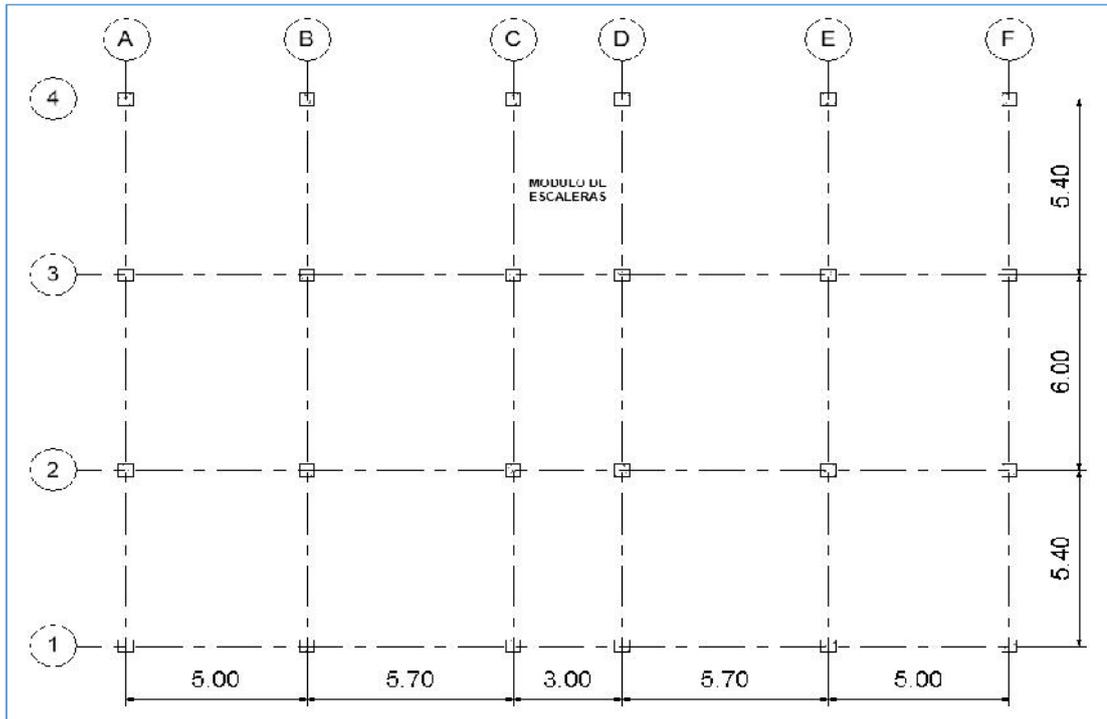


Figura 1. 1. Planta Tipo de las Estructuras.  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

La estructura regular completamente modelada se muestra en la figura 1.2.

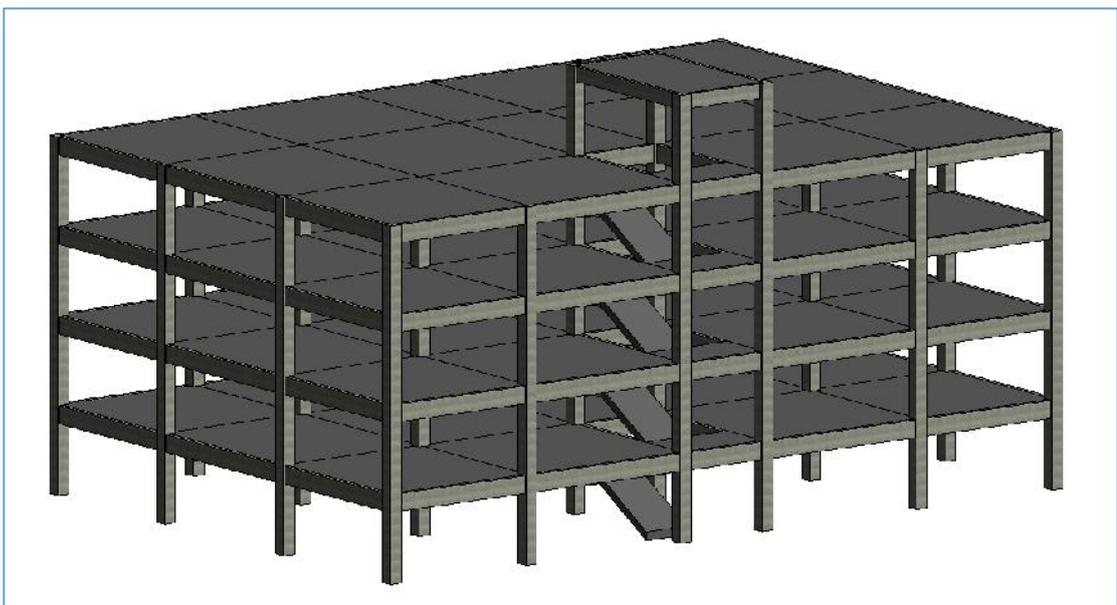
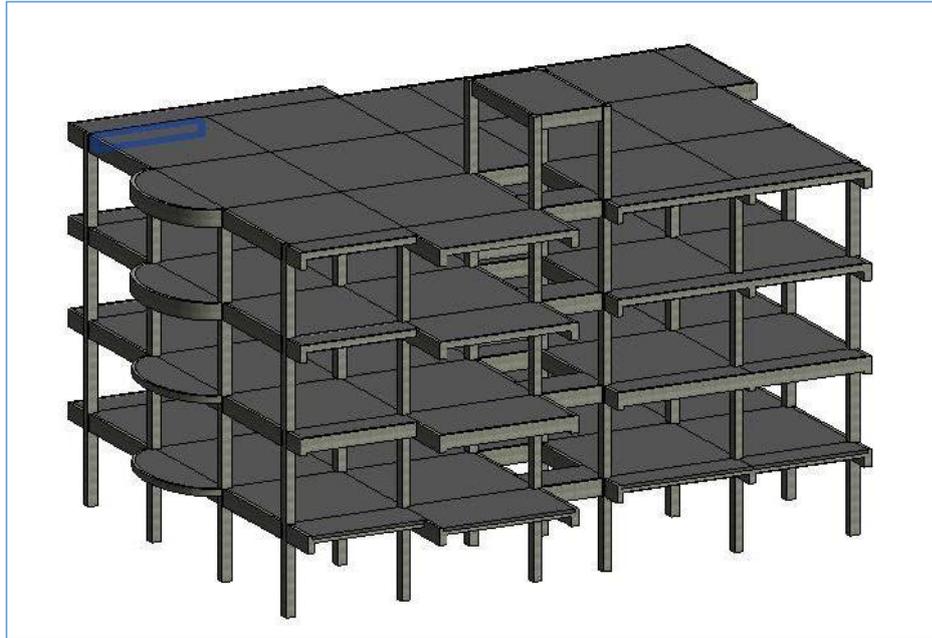


Figura 1. 2. Estructura Regular con Módulo de Escaleras.  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).



*Figura 1. 3.* Estructura Irregular con Módulo de Escaleras.  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

## **1.4. Objetivos**

### **1.4.1. Objetivo general**

Analizar la influencia de la rigidez del módulo de escaleras en estructuras regulares e irregulares de 4 plantas de hormigón armado.

### **1.4.2. Objetivos específicos**

- ) Pre-dimensionar los elementos estructurales.
- ) Analizar dinámicamente las estructuras regular e irregular.
- ) Diseñar las estructuras usando el programa computacional ARSAP 2018, en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.
- ) Tabular e interpretar los resultados obtenidos del análisis dinámico.

- ) Comparar los diseños de elementos estructurales como vigas y columnas, para la estructura regular y para la estructura irregular, incluyendo y sin incluir el módulo de escaleras.
- ) Comparar los resultados obtenidos en el análisis dinámico de las estructuras regular e irregular.
- ) Elaboración del trabajo de titulación.

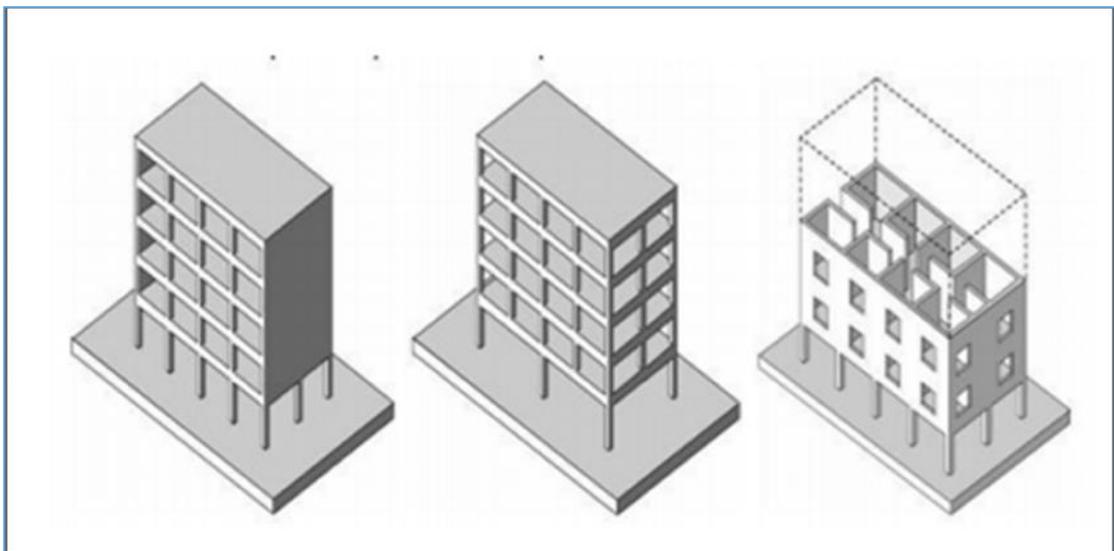
## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1. Estructuras regulares

Bazán & Meli, (1999) hace una descripción del concepto, así:

Las estructuras regulares son aquellas que no presentan ninguna discontinuidad significativa en su configuración vertical, en planta o en su sistema resistente a fuerzas laterales, para evitar una distribución irregular de las masas en la estructura.



*Figura 2. 1. Estructuras Regulares.*  
Fuente: (Perez, 2012)

#### 2.2. Estructuras irregulares

Bazán & Meli, (1999) hace una descripción del concepto, así:

Estructuras irregulares son aquellas que, si presenta discontinuidades significativas en su elevación o en planta, presenta retroceso o bordes excesivos (volados), discontinuidad en el sistema de pisos, ejes de columnas no paralelos. Lo antes mencionado es una de los factores que mitiga la resistencia de la estructura y disminuye su rigidez.

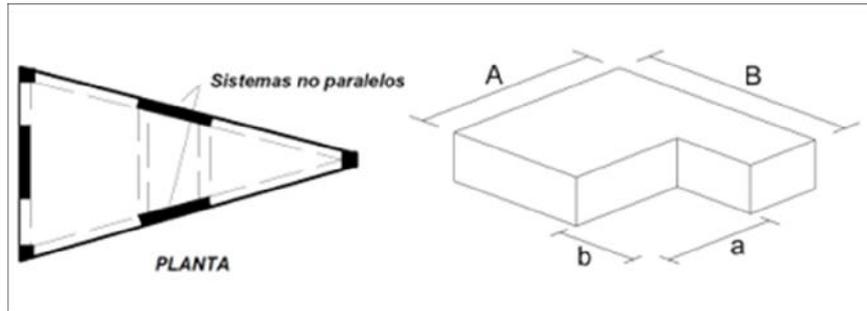


Figura 2. 2. Irregularidad en Planta.  
Fuente: (NEC, 2015)

También se produce irregularidad en elevación como se muestra en la figura 2.3.

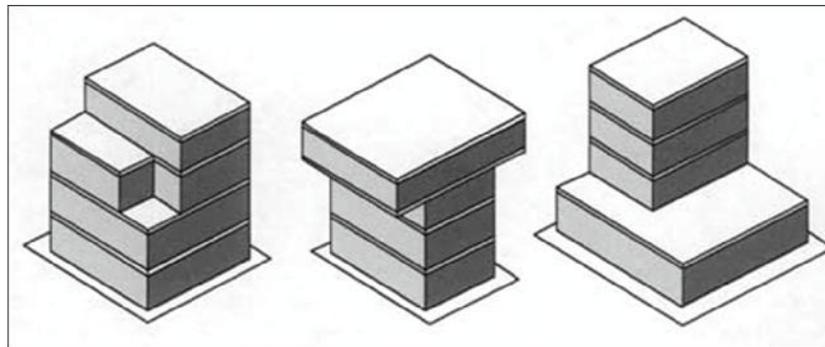


Figura 2. 3. Irregularidad en Elevación.  
Fuente: (Salud, 1999)

### 2.3. La rigidez en estructuras de hormigón armado.

Escamilla, (2000) hace una descripción del concepto, así:

La rigidez se define como la fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario.

Una estructura debe ser lo suficientemente rígida para evitar grandes deformaciones y soportar las cargas actuantes y transmitir las a la cimentación.

### 2.4. Sistema estructural

Bazán & Meli, (1999) hace una descripción del concepto, así:

Un sistema estructural es un conjunto de elementos estables de una construcción que tendrán forma y dimensiones constituidos por materiales aptos para resistir cargas gravitacionales y laterales producidas por un sismo.

El sistema estructural para la presente investigación será definido en base a la clasificación establecida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción que se muestra a continuación en la tabla 2.1.

Tabla 2. 1. *Sistemas Estructurales.*

Sistema estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión.
Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil en flexión.
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle).	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle). Extremos vigas de acople.	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión.

Fuente: (NEC, 2015)

## 2.5. Elementos estructurales

Meli, (1985) hace una descripción del concepto, así:

Se define como elementos estructurales a elementos lineales o unidimensionales, geoméricamente alargado en la dirección de la altura, luz o longitud de arco en comparación a su sección transversal, que forman parte de un conjunto y trabajan de esa manera.

Los elementos estructurales más comunes según su posición y forma:

- ) Elementos Verticales.
- ) Elementos Horizontales.

### 2.5.1. Elementos verticales

Son elementos rectos que trabajan a compresión, corte y flexo-compresión, como son:

- ) Columnas (secciones rectangulares, circulares, poligonales, etc.)
- ) Muros (Muros de corte, Mampostería confinada, mampostería estructural)
- ) Pilotes de cimentación.



Figura 2. 4. Elementos Verticales.  
Fuente: (Zapata, 2014)

### 2.5.2. Elementos horizontales

Son elementos rectos que trabajan a flexión y corte:

- ) Losas
- ) Vigas
- ) Dinteles

## J Zapatas corridas

En la figura 2.5 se muestran los diferentes elementos horizontales en una estructura.

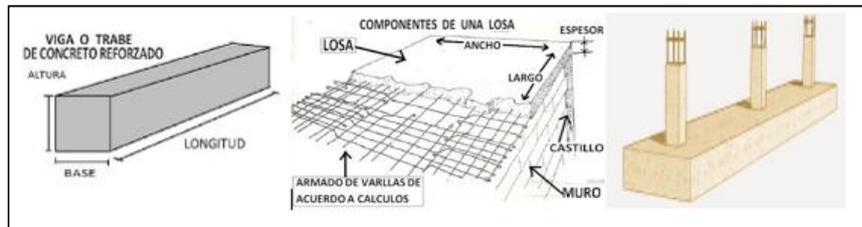


Figura 2. 5. Elementos Horizontales.

Fuente: (Izaguirre, 2013)

## 2.6. Materiales

Los materiales de construcción cualquier sea su composición u origen deben cumplir un mínimo de requisitos, conforme el Reglamento Técnico Ecuatoriano (RTE INEN) y la Norma Técnica Ecuatoriana (NTE INEN), los materiales más utilizados son:

**Hormigón Armado:** El hormigón es probablemente el material más disponible e importante para las construcciones civiles. Este puede usarse en una o varias formas en casi toda la estructuras grandes o pequeñas.

El Hormigón armado una mezcla hormigón y barras acero de refuerzo con una tensión admisible de 420 MPA, el gran éxito de este material en la construcción es su resistencia considerable a la compresión, rigidez y moldeabilidad.

**Acero estructural:** El acero es un material de gran resistencia que puede ser utilizado para la construcción de estructuras, en nuestro país se emplea en tubos y perfiles estructurales, es apto para resolver estructuras con cargas de gran magnitud. Dependiendo de la necesidad se puede variar su composición para satisfacer los requerimientos. La

rapidez de montaje de una estructura de acero la convierte en a la hora de construir una de las principales opciones, cabe recalcar que para estas obras civiles se necesita el empleo de mano de obra calificada.

## **2.7. Análisis de cargas**

Las cargas a considerar en el cálculo y diseño de todo tipo de edificaciones son: Permanentes y variables.

### **2.7.1. Carga Permanente o Muerta**

Son aquellas que actúan como consecuencia y en dirección de la gravedad. Debido al peso propio de sus componentes y del uso destinado para la estructura. Entre ellas están por ejemplo el peso propio de: losas, vigas, columnas, muros, instalaciones eléctricas y sanitarias, acabados, entre otros.

### **2.7.2. Carga Variable o Viva**

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.

#### **➤ Cargas Climáticas**

Son cargas variables que se generan por la caída de nieve o granizo sobre las estructuras y a la acción del viento.

**Carga por granizo:** Se considerará una acumulación del granizo en corto tiempo. Se debe tomar en cuenta para regiones del país con más de 1500 msnm. Como la estructura en estudio está en la ciudad de Quito, se debe considerar este tipo de carga, debido a que se encuentra a 2800 msnm.

La carga de granizo S se determina con la fórmula siguiente:

$$S = sHs \quad \text{Ec. 2. 1. Ecuación para determinar la carga de granizo.}$$

Dónde:

**s:** Peso específico del granizo (en defecto: 1000 kg/ m<sup>3</sup>)

**Hs:** Altura de acumulación (m).

**Carga de viento:** Debido a las corrientes de viento que generan cargas laterales sobre la estructura. Se considera que la acción del viento actúa como presión sobre los elementos de fachada.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción para determinar la resistencia del elemento frente al empuje del viento, se establece una presión de cálculo P, cuyo valor se determinará mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot C_e \cdot C_f \quad \text{Ec. 2. 2. Presión del viento.}$$

**Nota:** En el presente trabajo de investigación no se considerará la acción del viento.

### ➤ Cargas Accidentales

**Cargas sísmicas:** Éstas se originan por los fenómenos sísmicos, provocan movimientos del terreno donde se apoya la súper estructura.

### 2.7.3. Combinaciones de cargas

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) propone las siguientes combinaciones de cargas para el diseño por última resistencia:

## **Simbología**

La simbología ocupada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-CG, 2015), es la siguiente:

**D**, Carga permanente.

**E**, Carga sismo.

**L**, Sobrecarga (carga viva).

**Lr**, Sobrecarga cubierta (carga viva).

**S**, Carga de granizo.

**W**, Carga de viento.

Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015) :

**Combinación 1:**  $1.4D$

**Combinación 2:**  $1.2D + 1.6L + 0.5\max [Lr; S; R]$

**Combinación 3:**  $1.2D + 1.6 \max. [Lr; S; R] + \max. [L; 0.5W]$

**Combinación 4:**  $1.2D + 1.0W + L + 0.5 \max. [Lr; S; R]$

**Combinación 5:**  $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$

**Combinación 6:**  $0.9D+1.0W$

**Combinación 7:**  $0.9D + 1.0E$

## 2.8. Fuerza sísmica según NEC-15

Son fuerzas laterales que se aplican en los centros de masa del respectivo nivel y producen solo efectos traslacionales en el sistema.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015) la distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular) como se aprecia en la figura 2.6, similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del periodo fundamental de vibración  $T_a$ . En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_t$$

**Ec. 2. 1.** Cortante Total en la Base de la Estructura.

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_{t_i}$$

**Ec. 2. 2.** Cortante Total en el Piso X de la Estructura.

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x h_{x_t}^k} V$$

**Ec. 2. 3.** Fuerza Lateral Aplicada en la Estructura.

**Donde:**

**V,** Cortante total en la base de la estructura.

**V<sub>x</sub>,** Cortante total en el piso x de la estructura.

**F<sub>i</sub>,** Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.

**F<sub>x</sub>,** Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

**n,** Número de pisos de la estructura.

**W<sub>x</sub>,** Peso asignado a piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

**W<sub>i</sub>,** Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

**h<sub>x</sub>,** Altura del piso x de la estructura.

**h<sub>i</sub>,** Altura del piso i de la estructura.

**k,** Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura.

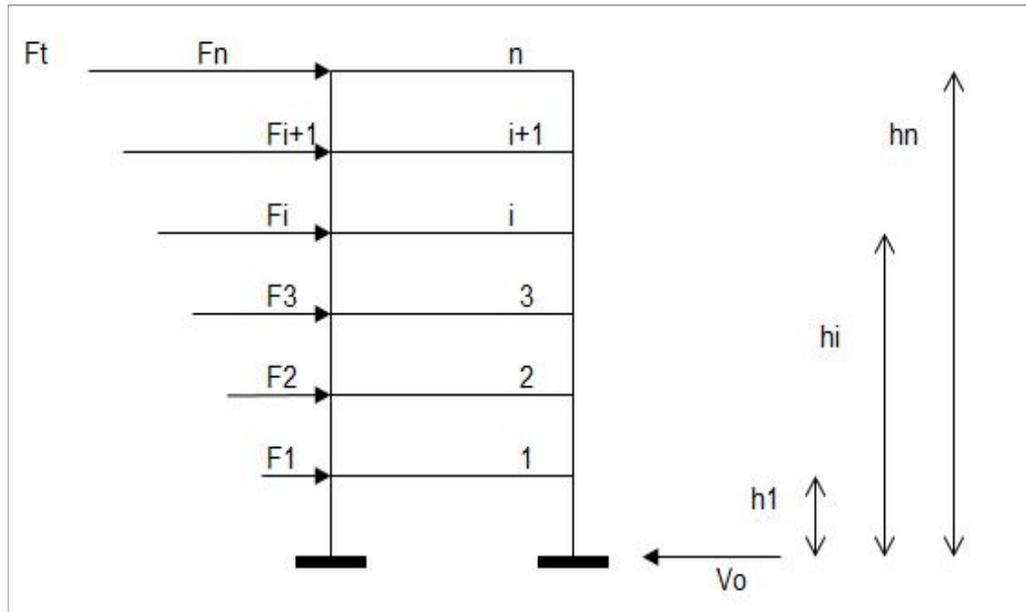


Figura 2. 6. Fuerzas Sísmicas.  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

## 2.9. Definición de términos básicos

Para una mejor comprensión de este trabajo presentamos a continuación la definición de algunos términos que serán utilizados en todo el proceso de diseño según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015).

**Altura de piso:** Distancia vertical entre diferentes niveles de pisos de la estructura.

**Base de la estructura:** Nivel al cual se considera que la acción sísmica actúa sobre ella.

**Coefficiente de Importancia:** Coeficiente relativo a las consecuencias de un daño estructural y al tipo de ocupación.

**Corte basal de Diseño:** Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicadas en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo con o sin reducción.

**Cortante de piso:** Sumatoria de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel considerado.

**Deriva de piso:** Desplazamiento lateral relativo de un piso-en particular por la acción de una fuerza horizontal- con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando el desplazamiento del extremo superior el desplazamiento de extremo inferior del piso.

**Periodo fundamental estructural:** El periodo fundamental de una estructura es el tiempo que esta toma en dar un ciclo completo (ir y volver), cuando experimenta vibración no forzada. Su determinación es primordial porque de él depende la magnitud de la fuerza sísmica que experimenta la estructura.

**Espectro de respuesta:** Representa la amenaza o el peligro sísmico, y más específicamente la respuesta de la estructura al sismo. El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelos asociados con el sitio de emplazamiento de la estructura. Es un espectro tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%.

**Rótula plástica:** Dispositivo de amortiguamiento de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de una conexión, de manera rígida.

## **2.10. Marco legal**

Considerando que nuestro país está ubicado en una zona calificada como de alto riesgo sísmico, se debe cumplir las siguientes normativas nacionales y extranjeras para salvaguardar la seguridad y vida de los ocupantes de las estructuras a ser diseñadas.

### **2.10.1. Normas ecuatorianas para la construcción**

Las normativas vigentes en Ecuador presentan los siguientes códigos:

**NEC-SE-CG:** Cargas (no sísmicas).

**NEC-SE-DS:** Peligro sísmico y requerimientos de diseño sismo resistente.

**NEC-SE-RE:** Riesgo sísmico, Evaluación, Rehabilitación de estructuras.

**NEC-SE-GM:** Geotecnia y Diseño de Cimentaciones.

**NEC-SE-HM:** Estructuras de Hormigón Armado.

**NEC-SE-AC:** Estructuras de Acero.

**NEC-SE-MP:** Estructuras de Mampostería Estructural.

### **2.10.2. Normas extranjeras para la construcción**

**Código ACI-318,** “Building Code Requirements for Structural Concrete” (Comité 318), Instituto Americano del Hormigón.

**Código ACI 117:** “Tolerancias para materiales y construcciones de hormigón”, Instituto Americano del Hormigón.

**Código ASCE 7-16:** “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures”.

## **CAPÍTULO III**

### **DISEÑO SISMORRESISTENTE DE LA ESTRUCTURA**

#### **3.1. Generalidades del proyecto**

Las estructuras analizadas en este trabajo son cuatro en total; dos de ellas son estructuras regulares, una de las cuales considera el módulo de escaleras, y la otra no lo considera; las otras dos estructuras tienen irregularidad en planta y se las analizará de la misma forma que las estructuras regulares. Todas las estructuras constan de cuatro plantas que serán destinadas a vivienda.

Cabe puntualizar que se analizará el módulo de escaleras de manera individual y cuyos valores obtenidos (reacciones y momentos resultantes) se colocaran manualmente sobre las vigas en las cuales descansan las losas de escaleras, esto para las estructuras que no consideraran el módulo de escaleras.

La ubicación de las estructuras es en la Parroquia Calderón en el Distrito Metropolitano de Quito, y está asentada sobre un suelo Tipo D, característico de la zona.

La estructura regular tiene las características que se muestran en la tabla 3.1 que son las mismas características de la estructura irregular.

Tabla 3. 1. Características de la Estructura Regular.

CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA REGULAR				
SENTIDO	X-X		Y-Y	
PÓRTICOS	NUM. DE PÓRTICOS	LUZ MAYOR	NUM. DE PÓRTICOS	LUZ MAYOR
	(u)	(m)	(u)	(m)
	6	5,70	4	6,00
NUM. PLANTAS	4 PLANTAS + 1 TAPAGRADA			
ALTURA C/PLANTA	3,24 m			
ALTURA TOTAL ESTRUCTURA	16,20 m			
DIM. MODULO ESCALERA	3,00 m		5,40 m	
VOLADOS	SIN VOLADOS			

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

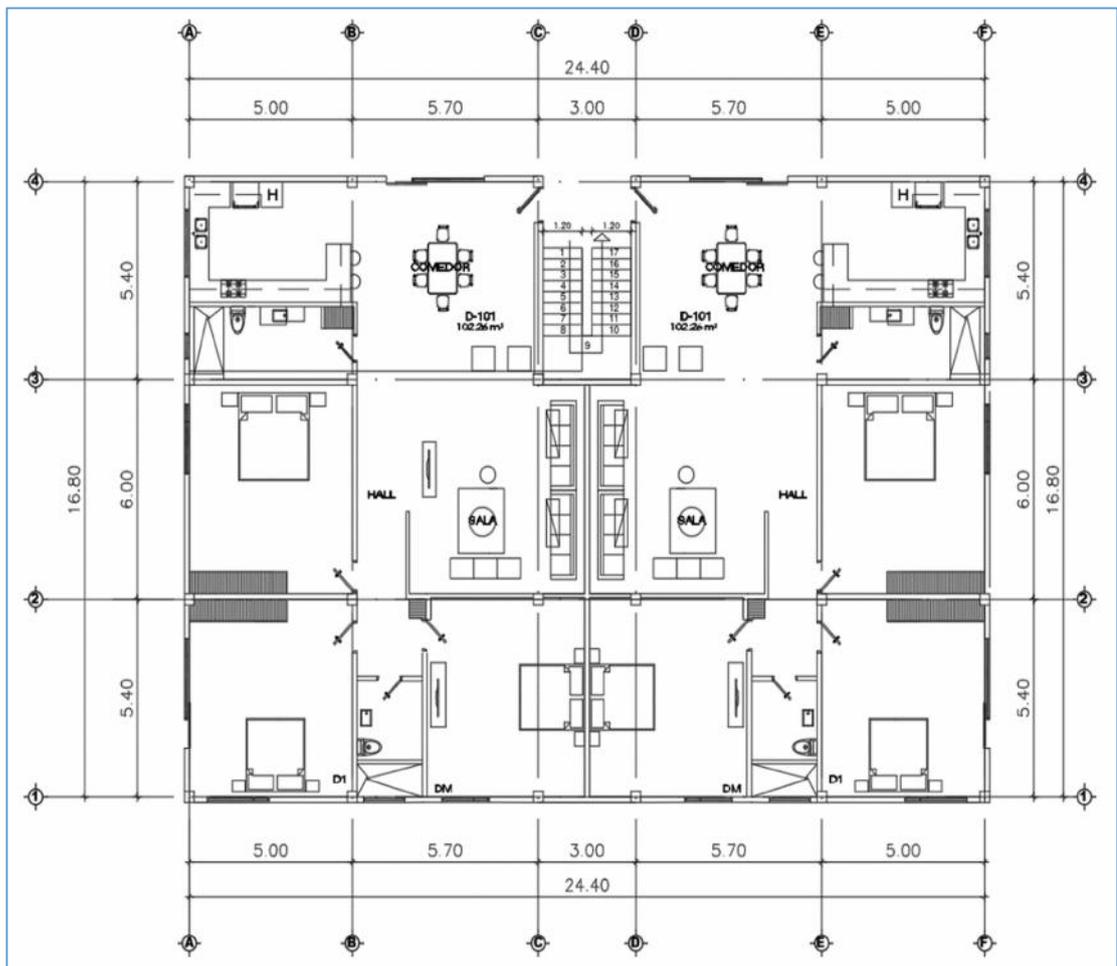


Figura 3. 1. Planta Tipo de Estructura Regular.

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

La estructura irregular tiene las características que se muestran en la tabla 3.2.

Tabla 3. 2. Características de la Estructura Regular.

CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA IRREGULAR				
SENTIDO	X-X		Y-Y	
PÓRTICOS	NUM. DE PÓRTICOS (u)	LUZ MAYOR (m)	NUM. DE PÓRTICOS (u)	LUZ MAYOR (m)
		6	5,70	4
NUM. PLANTAS	4 PLANTAS + 1 TAPAGRADA			
ALTURA C/PLANTA	3,24 m			
ALTURA TOTAL ESTRUCTURA	16,20 m			
DIM. MODULO ESCALERA	3,00 m		5,40 m	
VOLADOS	CON VOLADOS			

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

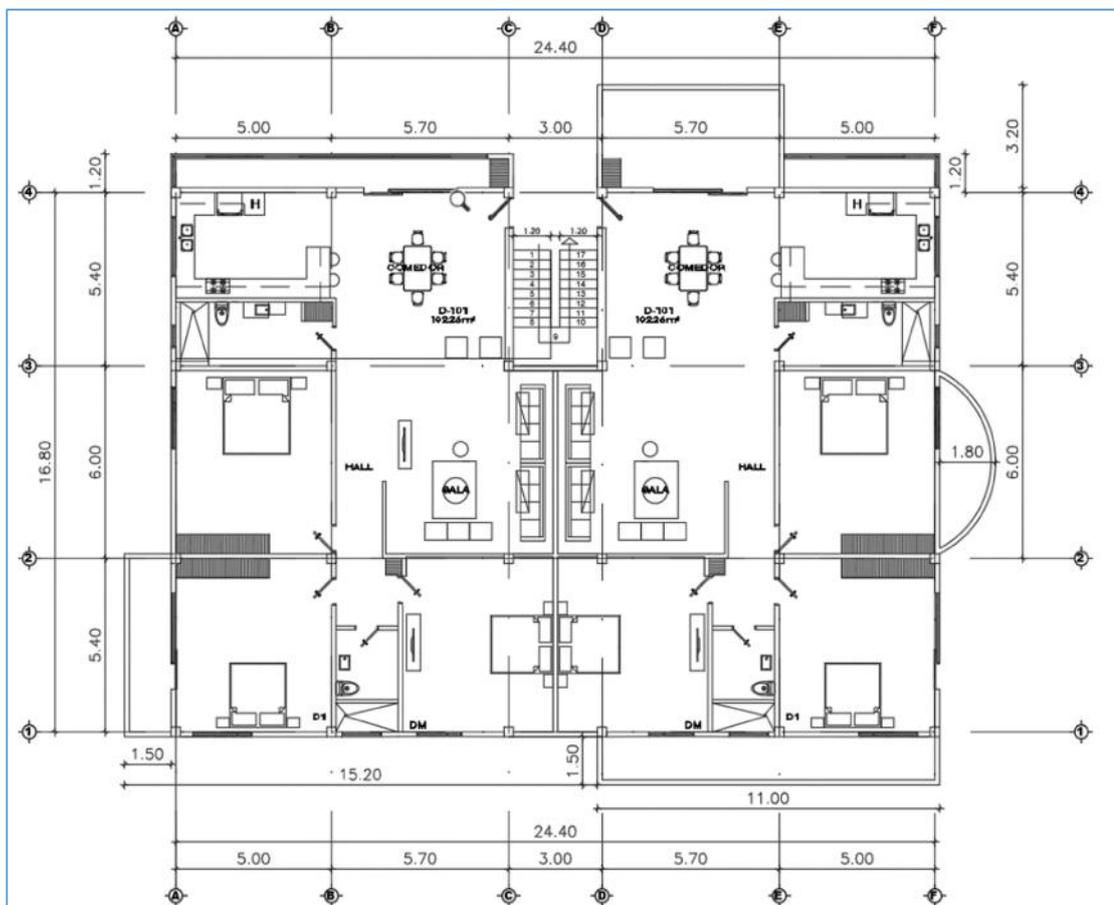


Figura 3. 2. Planta Tipo de Estructura Irregular.

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

A continuación, se muestra una vista frontal de la estructura regular en la figura 3.3.

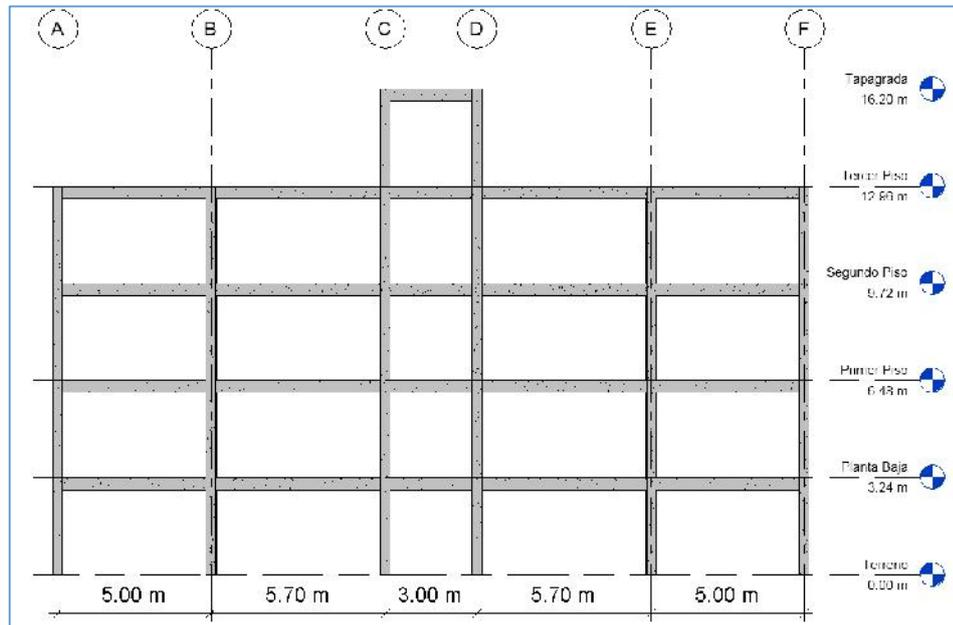


Figura 3. 3. Vista Frontal de la Estructura Regular.

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

A continuación, una vista frontal de la estructura irregular en la figura 3.4.

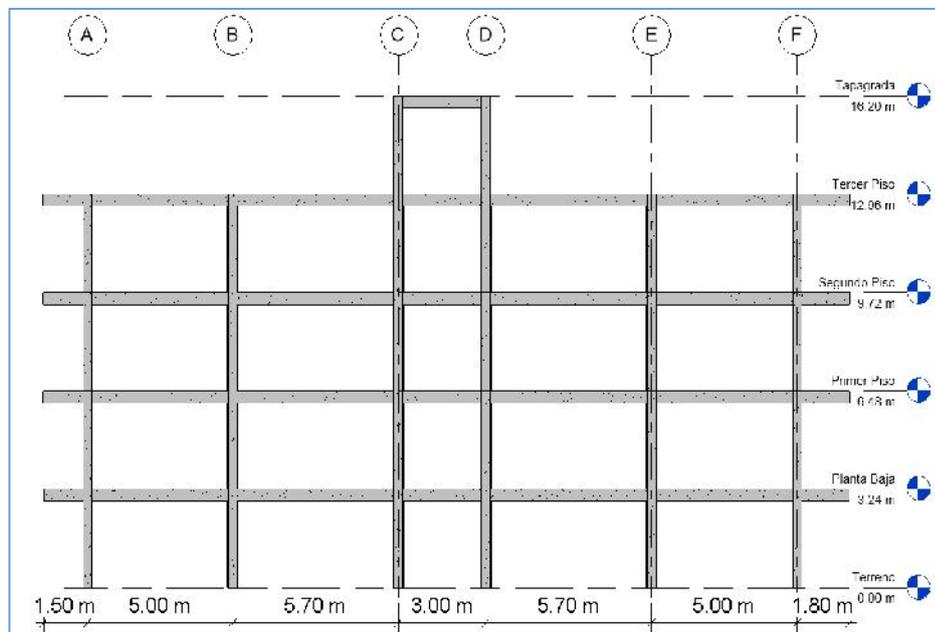


Figura 3. 4. Vista Frontal de la Estructura Irregular.

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

### 3.2. Consideraciones para el pre-diseño

La posición del módulo de escaleras influye en el comportamiento de la estructura frente a fuerzas horizontales, es por ello que hay que puntualizar que para el presente análisis dicho módulo estará ubicado en la parte superior central de la estructura como se puede observar en las figuras 3.1 y 3.2, por tanto, la ubicación no se considerará como una variable a ser analizada en el presente trabajo.

Como ya se mencionó anteriormente habrá dos tipos de estructuras una con regularidad en planta y en elevación (figura 3.1), y la otra con irregularidad en planta más no en elevación (figura 3.2.). Ambas estructuras no presentan discontinuidades en elevación de elementos verticales (columnas), y poseen ejes de construcción paralelos entre sí.

#### 3.2.1. Análisis de la geometría del edificio

La estructura consta de 4 plantas y un tapagradas. El uso de cada planta se muestra en la tabla 3.3.

Tabla 3. 3. *Niveles del Edificio.*

DESCRIPCIÓN	NIVELES	H (m)	USO
Planta Baja	3,24	3,24	VIVIENDA
Primera Planta	6,48	3,24	VIVIENDA
Segunda Planta	9,72	3,24	VIVIENDA
Tercera Planta	12,96	3,24	VIVIENDA
Tapagrada	16,20	3,24	-

#### Área Tapagrada

$$A = 3 * 5$$

$$A = 16,20 \text{ m}^2$$

#### Área Piso Inferior

$$A = 24,4 * 16,8$$

$$A = 409,92 \text{ m}^2$$

$$\% = 4,0 < 25\%$$

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

#### ➤ Relación de dimensiones de la estructura

Las dimensiones de la estructura se muestran en la tabla 3.4.

Tabla 3. 4. *Dimensiones del Edificio.*

DIMENSIONES (m)			
<b>LARGO</b>	A	16,80	Y - Y
<b>ANCHO</b>	B	24,40	X - X
<b>ALTURA</b>	H	16,20	TODA LA ESTRUCTURA

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

**Alabeo**

$$A = \frac{B}{A} = \frac{24.40}{16.80} = 1.45 < 2.5 \quad \text{OK, Movimiento Uniforme}$$

**Esbeltez**

$$E = \frac{H}{A} = \frac{16.20}{16.80} = 0.96 < 2.5 \quad \text{OK, Sin volcamiento}$$

**Junta de Construcción**

$$B = 24.40 \text{ m} < 40 \text{ m} \quad \therefore \quad \text{OK, No requiere junta de construcción}$$

➤ **Análisis de Paneles**

Según la relación entre las longitudes de cada panel se determina si serán armados en una o en dos direcciones.

**m**= Relación entre lado corto/lado largo del tablero

**S**= Lado corto del tablero

**L**= Lado largo del tablero

$$m = \frac{S}{L} \quad \begin{matrix} m > 0,5 & ; \text{ Armado en dos direcciones} \\ m < 0,5 & ; \text{ Armado en una dirección} \end{matrix}$$

Existen 15 paneles en cada planta tipo como se observa en la figura 3.5 y se tabulan en la tabla 3.5.

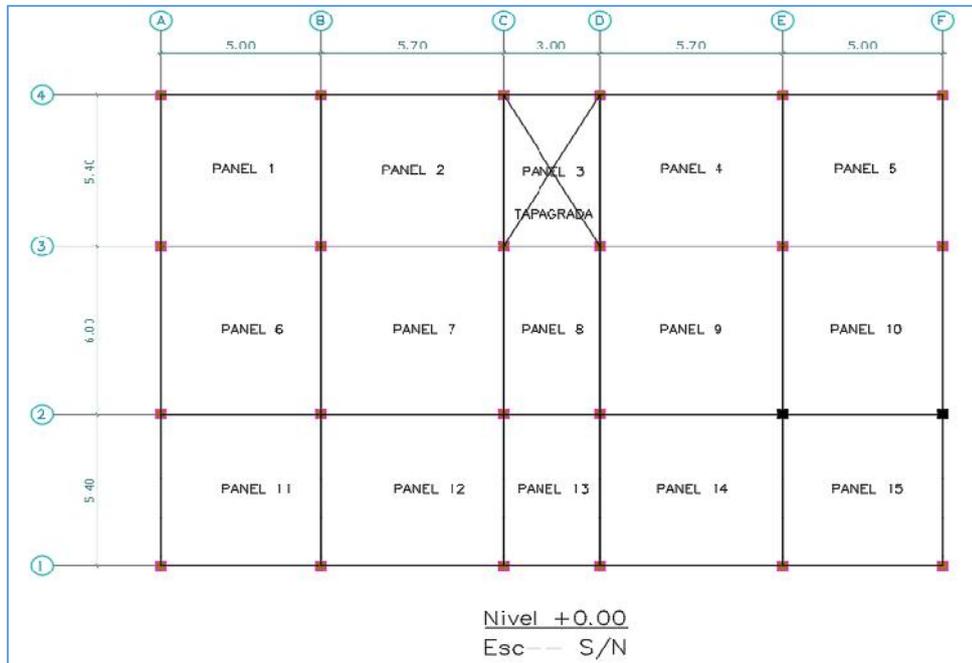


Figura 3. 5. Numeración de Tableros de Losa Tipo.  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

Tabla 3. 5. Relaciones Lado Corto (S) y Lado Largo (L).

Tablero	S	L	m	Observación
1	5.00	5.40	0.9	DOS DIRECCIONES
2	5.40	5.70	0.9	DOS DIRECCIONES
3	3.00	5.40	0.6	DOS DIRECCIONES
4	5.40	5.70	0.9	DOS DIRECCIONES
5	5.00	5.40	0.9	DOS DIRECCIONES
6	5.00	6.00	0.8	DOS DIRECCIONES
7	5.70	6.00	1.0	DOS DIRECCIONES
8	3.00	6.00	0.5	DOS DIRECCIONES
9	5.70	6.00	1.0	DOS DIRECCIONES
10	5.00	6.00	0.8	DOS DIRECCIONES
11	5.00	5.40	0.9	DOS DIRECCIONES
12	5.40	5.70	0.9	DOS DIRECCIONES
13	3.00	5.40	0.6	DOS DIRECCIONES
14	5.40	5.70	0.9	DOS DIRECCIONES
15	5.00	5.40	0.9	DOS DIRECCIONES

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

Todos los paneles presentan un valor de **m** mayor a 0.5, por lo tanto, deberán ser armadas en dos direcciones.

### 3.3. Descripción del sistema estructural adoptado

Los diferentes tipos de sistemas estructurales ya fueron descritos en el capítulo anterior de acuerdo a la Normativa Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo NEC-SE-HM correspondiente para “Estructuras de Hormigón Armado”. De tal normativa se escoge el sistema estructural “Pórtico especial”, donde los pórticos se componen de columnas y vigas descolgadas. Los elementos estructurales serán diseñados con un hormigón de  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$  y acero de refuerzo (grado 60)  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

Tabla 3. 6. Clasificación de Edificios de Hormigón Armado.

Sistema estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión.
Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y purzonamiento pero débil en flexión.
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle).	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle). Extremos vigas de acople.	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión.

Fuente: (NEC-SE-HM, 2015).

### 3.4. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales

El pre-dimensionamiento de los elementos estructurales se lo realizará en base a criterios de la Instituto Americano del Concreto (ACI 318S, 2014) para garantizar el buen

comportamiento de las estructuras. Este pre-dimensionamiento servirá tanto para la estructura regular como para la irregular.

### **3.4.1. Pre-dimensionamiento de elementos horizontales**

#### **3.4.1.1. Losa**

El tipo de losa a ser utilizada en el presente trabajo es “alivianada” y actuará en dos dimensiones ortogonales.

#### **Determinando el Peralte de la Losa "H"**

Para determinar el peralte de la losa consideramos dos criterios: el primero considerando la geometría del tablero más crítico, y el segundo según (ACI 318S, 2014).

#### **Primer Criterio**

Considerando la geometría del panel más crítico, en nuestro caso el panel número 7, como se aprecia en la figura 3.6.

$$h = \frac{P \cdot l_m \cdot m \cdot d \cdot t_c \cdot c \cdot l_t}{150} \quad \text{Ec. 3. 1. Espesor Mínimo de Losa.}$$

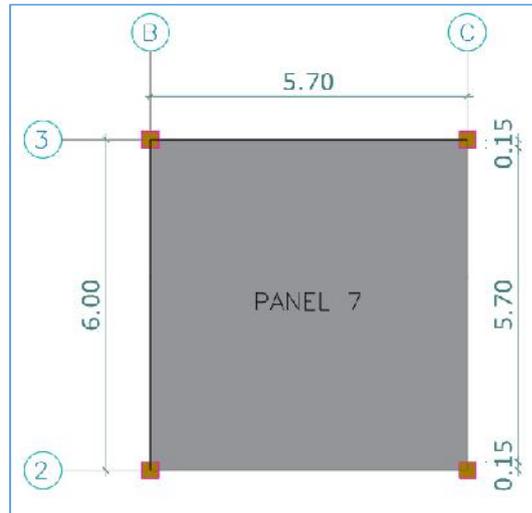


Figura 3. 6. Panel Crítico de Losa.  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

$$h_{min1} = \frac{\text{Perímetro mayor del tablero crítico}}{150} = \frac{23.4}{150} = 0.16 \quad \text{m}$$

<b>h<sub>min1</sub></b> =	0.16	m
---------------------------	------	---

### Segundo Criterio

Según el ACI 318-14 nos guiamos en la tabla 3.7 ideal para losas rodeadas de vigas en todos sus lados.

Tabla 3. 7. *Espesor Mínimo de las Losas de Dos Direcciones con Vigas entre los Apoyos en Todos los Lados.*

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

Fuente: (ACI 318S, 2014).

**Dónde:**

**h** = Corresponde al peralte o espesor de la losa maciza o altura de la inercia equivalente en la losa nervada.

**ln** = Corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm).

**fm** = Corresponde al valor promedio de  $f$  para todas las vigas en el borde de un panel y  $f$  se calcula de la siguiente manera:

) Para un panel con vigas entre los apoyos en todos los lados, debe satisfacerse la ecuación 3.2 para las dos direcciones perpendiculares.

$$0.2 \leq \frac{\alpha_f \cdot l_2^2}{\alpha_f \cdot l_1^2} \leq 5.0 \quad \text{Ec. 3. 2. Ecuación límite para un panel con vigas entre apoyos.}$$

Donde  $l_1$  y  $l_2$  se calculan de acuerdo con la ecuación 3.3.

$$\alpha_f = \frac{E_c \cdot I_b}{E_c \cdot I_s} \quad \text{Ec. 3. 3. Ecuación para determinar el coeficiente } \alpha_f.$$

**Ecb**= Módulo de elasticidad de la viga.

**Ib**= Inercia de la viga.

**Ecs**= Módulo de elasticidad de la losa.

**Is**= Inercia de la losa.

“Para zonas sísmicas, no se recomiendan concepciones estructurales viga-losa cuyo valor de  $m$  sea menor a 0.2, por la falta de aporte a la ductilidad de los elementos horizontales

en el nudo, que es uno de los componentes claves del factor de reducción de la fuerza sísmica  $R''$  (Proaño, 2008).

Puesto que en este trabajo se usará el sistema de losa sobre viga, el espesor de losa se calculará adoptando el valor de  $f_m$  mayor a 2, por lo tanto, usamos la ecuación 3.4 tomada de la tabla 3.7.

$$h = \frac{l_n(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta}$$

**Ec. 3. 4.** Espesor de Losa Mínimo.

**Donde:**

$l_n$  = Corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (m).

$\beta$  = Corresponde a la relación de la luz libre en la dirección larga respecto a la luz libre en la dirección corta de la losa.

**Datos**

$l_n = 5.7 \text{ m}$

$f_y = 420 \text{ Mpa}$

$m = 0.20$

$\beta = \frac{5.7}{5.4} = 1.06$

$$h_{min2} = \frac{5700 * ( 0.8 + \frac{420}{1400} )}{36 + 9 * 1.06} = 138 \text{ mm}$$

$h_{min2} = 0.14 \text{ m}$

De los espesores obtenidos de acuerdo a los dos criterios antes citados, el mayor valor de altura equivalente de la losa nervada es:

<b>h<sub>mín</sub></b> 0.16 m
-------------------------------

Por lo tanto, la altura de la losa alivianada será un valor entero y múltiplo de 5, entonces adoptamos **h = 25cm.**

Una vez obtenida la altura de losa elegimos las dimensiones de los nervios y de los alivianamientos de la siguiente manera:

**Nervio:** 0.10 x 0.20 m

**Alivianamiento:** 0.20 x 0.40 x 0.20 m

**Separación de Nervios:** 0.50 m

A continuación, se detalla 1 m<sup>2</sup> de la losa nervada en la figura 3.7, además de la sección representativa en la figura 3.8, de la cual se obtiene sus propiedades mecánicas.

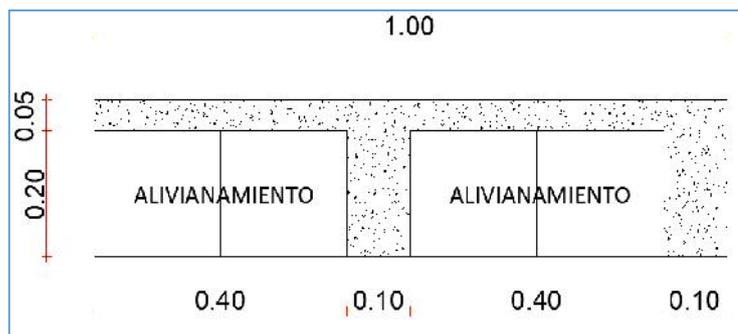


Figura 3. 7. Detalle de 1 m<sup>2</sup> de Losa.  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

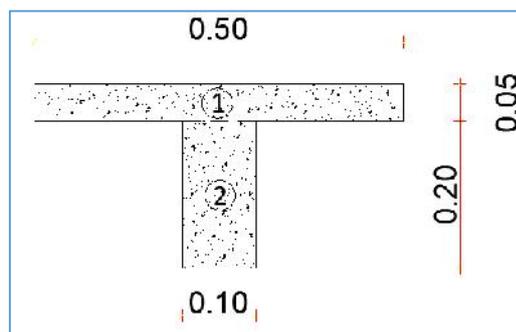


Figura 3. 8. Sección Representativa de Losa.  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

Se determina las propiedades mecánicas de la sección representativa de la losa como se observa en la tabla 3.8.

Tabla 3. 8. *Propiedades Mecánicas de la Sección Representativa de la Losa.*

Figura	A	Y	A*Y	Io	A*(Y-y)2	Centroide (cm)
1	250	22.5	5625	520.83	7716.05	16.94
2	200	10	2000	6666.67	9645.06	
<b>SUMA</b>	<b>450</b>		<b>7625</b>	<b>7187.50</b>	<b>17361.11</b>	
				<b>I= 24548.61</b>		<i>cm4</i>

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

Con la inercia obtenida se determina una altura de losa equivalente “**he**”.

$$I = \frac{t_w * h_e^3}{12}$$

$$h_e = \sqrt[3]{\frac{I * 12}{t}} = \sqrt[3]{\frac{24548.61 * 12}{5}} = 18.06 \text{ cm}$$

$$h_e = 0.18 \text{ m}$$

Para que el espesor tentativo de losa elegido anteriormente sea correcto, éste deberá ser mayor al espesor mínimo calculado.

$$h_e > h_{\text{mín}}$$

$$0.18 \text{ m} > 0.16 \text{ m}; \quad \text{Ok, espesor correcto.}$$

Los espesores de losa alivianada asumidos en los diferentes niveles de la estructura están a continuación en la tabla 3.9.

Tabla 3. 9. *Espesores de Losa Alivianada Adoptados.*

PLANTA	NIVELES	ALTURA DE LOSA ALIVIANADA (m)
Planta Baja	+3,24	0,25
Primera Planta	+6,28	0,25
Segunda Planta	+9,72	0,25
Tercera Planta	+12,96	0,25
Tapagrada	+16,20	0,25

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

### 3.4.1.2. Vigas

Una vez obtenido el espesor de la losa se calcula el peso de la misma para proceder con el dimensionamiento de las vigas. Se considera las vigas más críticas para el diseño, tanto en el sentido X-X como en el sentido Y-Y. El análisis de cargas de la losa nervada en 2 direcciones se muestra a continuación:

#### 3.4.1.2.1. Peso propio de 1 m<sup>2</sup> de losa

En la figura 3.9 se observa el detalle en planta de 1 m<sup>2</sup> de losa nervada en 2 direcciones.

Para lo cual los nervios tienen las siguientes dimensiones:

Ancho: 0.10 m

Alto: 0.20 m.

Espesor de Loseta: 0.05 m.

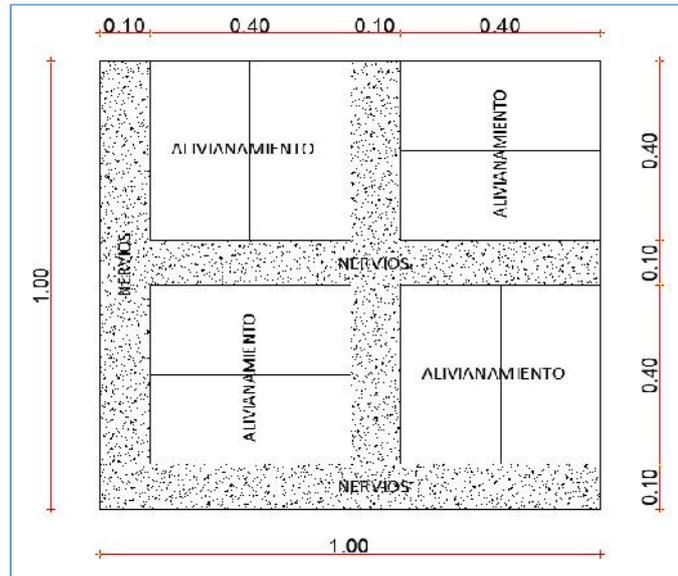
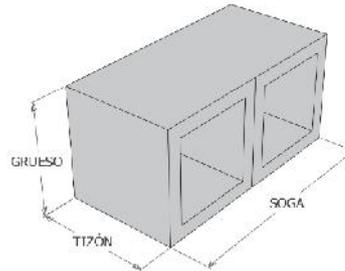


Figura 3. 9. Detalle en planta de 1 m<sup>2</sup> de losa nervada en 2 direcciones.  
Fuente: Autores.

### Características del alivianamiento

- **Soga** = 0.40 m
- **Tizón** = 0.20 m
- **Grueso** = 0.20 m



**Nota:** En 1 m<sup>2</sup> de losa caben 8 bloques de estas características.

Según el grueso del bloque se elige el peso de la siguiente tabla.

Tabla 3. 10. *Peso de Bloque según su Espesor.*

Grueso Bloque (cm)	Peso (Kg)
10	8
15	10
20	12
25	14
30	16

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

### **Peso propio de nervios + loseta (5 cm)**

$$P = \{(1 \cdot 1 \cdot e) - [8 \cdot (s) \cdot t_i \cdot g]\} \cdot \gamma_{hu}$$

$$P_n = (0.250 - 0.128) \cdot 2.4$$

$$P_n = 0.293 \text{ T/m}^2$$

### **Peso de alivianamientos**

$$P_a = \text{Numero de Bloques} \cdot \text{Peso}$$

$$P_a = 8 \cdot 0.012$$

$$P_a = 0.096 \text{ T/m}^2$$

### **Peso de losa sin alivianamientos**

$$\text{Peso de Losa} = \text{Peso de Nervios} + \text{Peso de Alivianamientos}$$

$$\text{Peso de Losa} = 0.293 + 0.096$$

$$\text{Peso de Losa} = 0.389 \text{ T/m}^2$$

### **Peso de Acabados**

$$1 \text{ cm de acabado equivale a } 0.022 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Espesor de acabados (asumido)} = 4 \text{ cm}$$

$$P_{acab} = 4 \cdot 0.022$$

$$P_{acab} = 0.088 \text{ T/m}^2$$

Tabla 3. 11. *Cargas Muertas y Vivas Actuantes en la Estructura (T/m2).*

Cuadro de cargas		NIVELES DE LOSAS				
		Vivienda	Vivienda	Vivienda	T. Accesible	Tapa gradas
		N+3.24	N+6.48	N+9.72	N+12.96	N+16.20
Pesos	Pp losa	0.389	0.389	0.389	0.389	0.389
	Cielo raso	0.020	0.020	0.020	0.020	0.000
	Mampostería	0.200	0.200	0.200	0.100	0.050
	Instalaciones	0.040	0.040	0.040	0.040	0.000
	Acabados	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088
<i>Carga Muerta (D)</i>		<i>0.737</i>	<i>0.737</i>	<i>0.737</i>	<i>0.637</i>	<i>0.527</i>
<i>Carga Viva (L)</i>		<i>0.200</i>	<i>0.200</i>	<i>0.200</i>	<i>0.150</i>	<i>0.100</i>
<b><i>1.2D+1.6L</i></b>		<b><i>1.204</i></b>	<b><i>1.204</i></b>	<b><i>1.204</i></b>	<b><i>1.004</i></b>	<b><i>0.792</i></b>

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

Para el pre-diseño de las vigas debemos tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- ) El peso total por carga muerta no toma en cuenta el peso propio de las vigas.
- ) Para el pre-diseño de las vigas se toma en cuenta la combinación más crítica tanto por carga muerta como por carga viva:  $1.2D+1.6L$ .
- ) La losa es armada en dos direcciones, por lo tanto, se debe usar las siguientes expresiones para el cálculo de las cargas distribuidas a las vigas perimetrales a pre-diseñar. En la figura 3.10 se detalla las áreas tributarias de la losa.

$$w = \frac{q * s}{4}$$

**Ec. 3. 5.** Transformación de Cargas Triangulares.

$$w = \frac{(q * s) * (2 - m)}{4}$$

**Ec. 3. 6.** Transformación de Cargas Trapezoidales.

$$m = \frac{s}{L}$$

**Ec. 3. 7.** Relación de Lado Corto y Lado Largo de Losa.

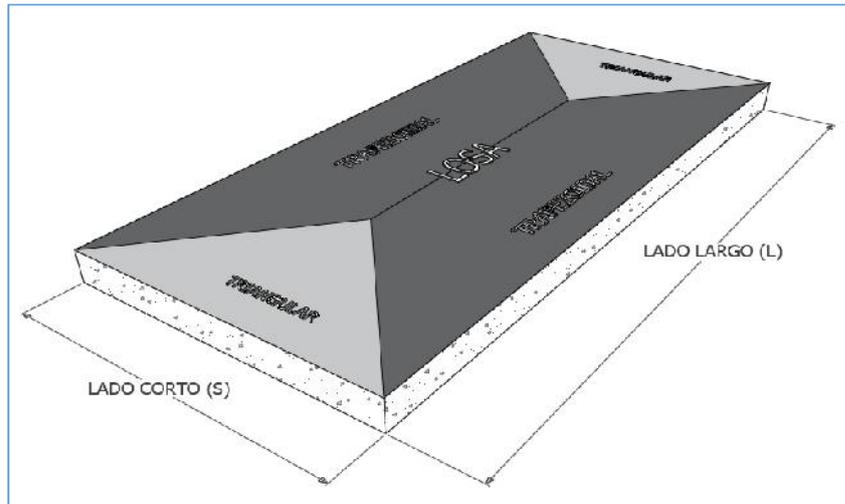


Figura 3. 10. Detalle de Áreas Tributarias en losa de 2 direcciones.  
Fuente: Autores.

**Dónde:**

**S**= lado corto del tablero.

**L**= lado largo del tablero.

**q**= carga ultima ( $1.2DL+1.6LL$ ) en  $T/m^2$ .

**3.4.1.2.2. Numeración de cada uno de los tableros para facilitar el cálculo**

En total se tiene 15 tableros en la planta tipo como se puede observar en la figura 3.11. El área del tapagrada que está ubicado sobre el tablero 3 tendrá una distribución de cargas similar a las del tablero 13, debido a que poseen dimensiones iguales.

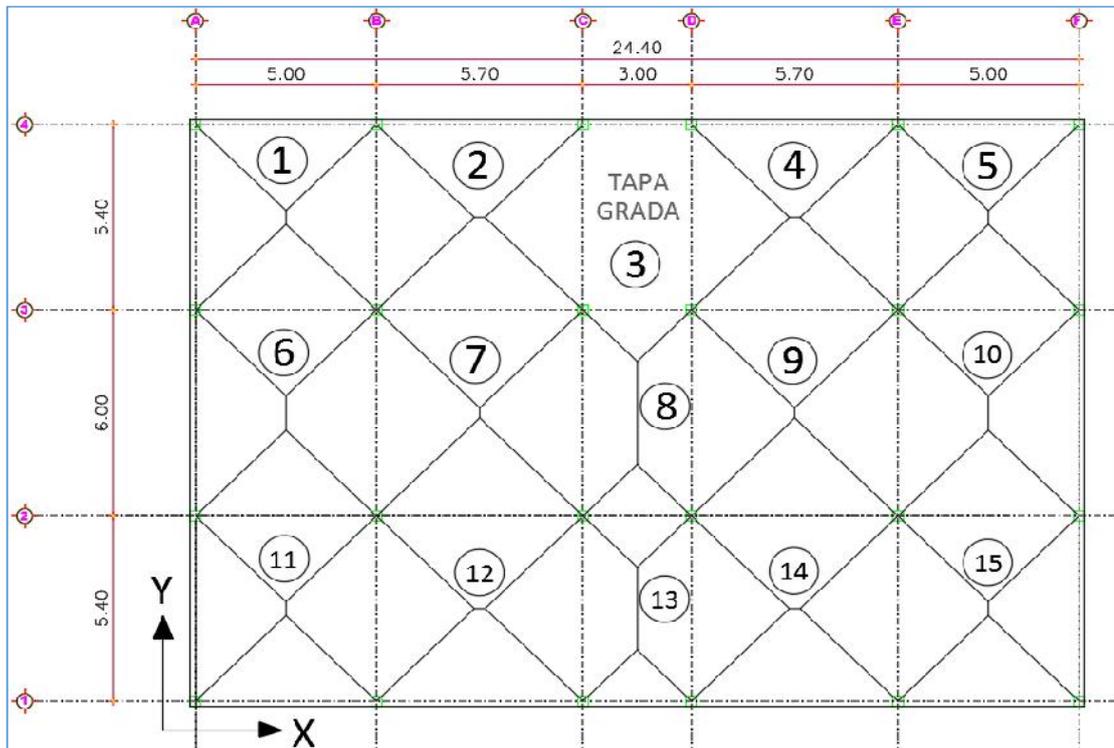


Figura 3. 11. Mosaico de Cargas.  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

### Consideraciones de cálculo

- Se realizan los cálculos para los ejes más críticos tanto en sentido X-X como en sentido Y-Y.
- Se debe tomar en cuenta que las vigas intermedias, como las del eje B, C, D, E, 2 y 3 reciben carga por ambos sentidos, por lo tanto, su esfuerzo será mayor.
- Se enumera todos los tableros para facilidad del cálculo.

La tabulación de los valores correspondientes a las cargas tributarias que transmiten los respectivos paneles de losa a las vigas se muestran en la tabla 3.12.

Tabla 3. 12. Transformación de Cargas Triangulares y Trapezoidales a Cargas Uniformes.

TRANSFORMACION DE CARGAS (T/m <sup>2</sup> ) a (Ton/m)						
Tablero	s	l	m	1.2DL+1.6LL	Cargas tributarias	
					Carga triangular	Carga trapezoidal
	m	m			T/m <sup>2</sup>	T/m
1	5.00	5.40	0.93	1.204	1.505	1.617
2	5.40	5.70	0.95	1.204	1.626	1.711
3	3.00	5.40	0.56	0.792	0.594	0.858
4	5.40	5.70	0.95	1.204	1.626	1.711
5	5.00	5.40	0.93	1.204	1.505	1.617
6	5.00	6.00	0.83	1.204	1.505	1.756
7	5.70	6.00	0.95	1.204	1.716	1.802
8	3.00	6.00	0.50	1.204	0.903	1.355
9	5.70	6.00	0.95	1.204	1.716	1.802
10	5.00	6.00	0.83	1.204	1.505	1.756
11	5.00	5.40	0.93	1.204	1.505	1.617
12	5.40	5.70	0.95	1.204	1.626	1.711
13	3.00	5.40	0.56	1.204	0.903	1.305
14	5.40	5.70	0.95	1.204	1.626	1.711
15	5.00	5.40	0.93	1.204	1.505	1.617

Fuente: Autores.

Se obtiene los momentos de tramo con las expresiones aproximadas para vigas y losas en una dirección, basándonos en la normativa americana (ACI 318S, 2014).

A continuación, en la tabla 3.13 se muestran las diferentes fórmulas para determinar los momentos aproximados positivos y negativos para vigas continuas no pre-esforzadas y para losas en una dirección, dependiendo donde estén localizadas éstas, o, sean vanos extremos o interiores.

Tabla 3. 13. *Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección.*

Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección			
Momento	Localización	Condición	Mu
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u l_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u l_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u l_n^2 / 16$
Negativo	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u l_n^2 / 24$
		Miembros construidos monolíticamente con columna como apoyo	$w_u l_n^2 / 16$
	Cara exterior del 1er apoyo interior	Dos vanos	$w_u l_n^2 / 9$
		Más de 2 vanos	$w_u l_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todos	$w_u l_n^2 / 11$
Negativo			

Fuente: (ACI 318S, 2014).

### Diseño de viga crítica en el sentido X-X

Las solicitaciones por momento flector de las vigas en el sentido X-X se las puede apreciar en la tabla 3.14.

Tabla 3. 14. Momentos de Vigas En Sentido (X-X).

VIGAS SENTIDO X-X						
Eje	Tramo	Longitud	wu	Mi-	Md-	M+
		m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
1	A - B	5.00	1.51	2.35	3.76	2.69
	B - C	5.70	1.71	5.05	5.05	3.47
	C - D	3.00	0.90	0.74	0.74	0.51
	D - E	5.70	1.71	5.05	5.05	3.47
	E - F	5.00	1.51	3.76	2.35	2.69
2	A - B	5.00	3.01	4.70	7.53	5.38
	B - C	5.70	3.43	10.12	10.12	6.96
	C - D	3.00	1.81	1.48	1.48	1.02
	D - E	5.70	3.43	10.12	10.12	6.96
	E - F	5.00	3.01	7.53	4.70	5.38
3	A - B	5.00	3.01	4.70	7.53	5.38
	B - C	5.70	3.43	10.12	10.12	6.96
	C - D	3.00	1.50	1.23	1.23	0.84
	D - E	5.70	3.43	10.12	10.12	6.96
	E - F	5.00	3.01	7.53	4.70	5.38
4	A - B	5.00	1.51	2.35	3.76	2.69
	B - C	5.70	1.71	5.05	5.05	3.47
	C - D	3.00	0.59	0.49	0.49	0.33
	D - E	5.70	1.71	5.05	5.05	3.47
	E - F	5.00	1.51	3.76	2.35	2.69

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019)

El momento más crítico en el sentido X-X es  $M_{x\text{máx}} = 10.12 \text{ T.m}$ , con el cual se diseñará las vigas en este sentido.

$$M = \varphi * M$$

Ec. 3. 8. Momento Último.

Las vigas del eje 2-2, están incididas por los tableros de 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 y 15 con cargas triangulares y trapezoidales, quedando el eje 2-2 con las cargas distribuidas que se muestran en la figura 3.12.

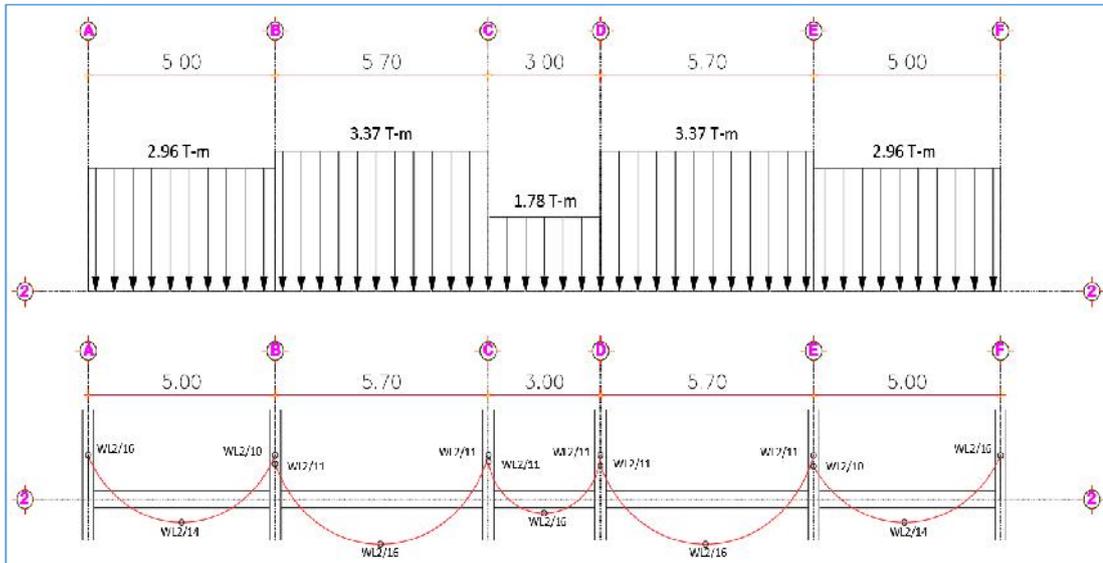


Figura 3. 12. Viga Crítica En El Sentido X - X.  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

### 3.4.1.2.3. Determinación de la sección de la viga

La sección de la viga se determina de la siguiente manera:

**Donde:**

**$f'c$ :** Resistencia a la compresión simple del hormigón.

**$f_y$ :** Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo.

**$\phi$ :** Factor de Reducción de Capacidad por flexión.

**$M_u$ :** Capacidad resistente última a momento de la viga.

**$b$ :** Cuantía balanceada de acero de refuerzo para elementos sometidos a flexión.

**$b_s$ :** Cuantía de acero de refuerzo para zona sísmica.

**$R_u$ :** Parámetro  $R_u$ .

**Datos:**

$$f'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 0.9$$

$$Mu = 9.96 \text{ T.m}$$

$$b = 0.025$$

$$= 0.012$$

$$Ru = 45.32 \text{ Kg/cm}^2$$

**Fórmulas usadas según (ACI 318S, 2014)**

Se deben tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f} * \frac{6300}{6300 + f}$$

**Ec. 3. 9.** balanceado

$$\rho = 0,50 \rho_b (Z \quad S \quad )$$

**Ec. 3. 10.** para Zona Sísmica

$$R = \rho * f * (1 - 0,588 * \frac{\rho * f}{f'c})$$

**Ec. 3. 11.** Coeficiente Ru

$$d = \sqrt{\frac{M * 10^5}{\Phi * R * b}}$$

**Ec. 3. 12.** Peralte Efectivo de la Losa

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$b/h = 0,3$$

$$1,5 \leq H/B \leq 2,0$$

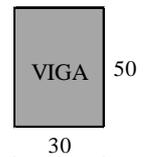
Se determina la sección de la viga, la misma que deberá cumplir con las recomendaciones antes mencionadas tal como se muestran en la tabla 3.15.

Tabla 3. 15. Sección de la Viga en el Sentido X - X.

b (asumido)	d (cm)	h=d+rec	h (asumido)	b/h	0,3	1,5	H/B	2,0
25	31.5	34.5	40.0	0.6	OK	1.6	OK	
30	28.7	31.7	50.0	0.6	OK	1.7	OK	
35	26.6	29.6	35.0	1.0	OK	1.0	NO	

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

SECCIÓN



La sección adecuada de la viga en el sentido X-X es 30x50cm.

### Diseño de viga crítica en el sentido Y-Y.

Las solicitaciones por momento flector de las vigas en el sentido Y-Y se las puede apreciar en la tabla 3.16.

Tabla 3. 16. Momentos de Vigas en Sentido (Y-Y).

VIGAS SENTIDO Y-Y						
Eje	Tramo	Longitud	wu	Mi-	Md-	M+
		m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
A	1 - 2	5.40	1.62	2.95	4.71	3.37
	2 - 3	6.00	1.76	5.75	5.75	3.95
	3 - 4	5.40	1.62	4.71	2.95	3.37
B	1 - 2	5.40	3.24	5.91	9.45	6.75
	2 - 3	6.00	3.56	11.64	11.64	8.01
	3 - 4	5.40	3.24	9.45	5.91	6.75
C	1 - 2	5.40	2.93	5.34	8.54	6.10
	2 - 3	6.00	3.16	10.33	10.33	7.10
	3 - 4	5.40	2.48	7.24	4.53	5.17
D	1 - 2	5.40	2.93	5.34	8.54	6.10
	2 - 3	6.00	3.16	10.33	10.33	7.10
	3 - 4	5.40	2.48	7.24	4.53	5.17
E	1 - 2	5.40	3.24	5.91	9.45	6.75
	2 - 3	6.00	3.56	11.64	11.64	8.01
	3 - 4	5.40	3.24	9.45	5.91	6.75
F	1 - 2	5.40	1.62	2.95	4.71	3.37
	2 - 3	6.00	1.76	5.75	5.75	3.95
	3 - 4	5.40	1.62	4.71	2.95	3.37

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

Las vigas del eje 2-2, están incididas por los tableros de 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 y 15 con cargas triangulares y trapezoidales, quedando el eje 2-2 con las siguientes cargas distribuidas:

- ) El momento más crítico en el sentido Y-Y es  $M_{x\text{máx}} = 11.64 \text{ T-m}$ , con el cual se diseñará las vigas en este sentido.
- ) Las vigas del eje B-B, están incididas por los tableros de 1, 2, 6, 7, 11 y 12 con cargas triangulares y trapezoidales, quedando el eje B-B con las siguientes cargas distribuidas:

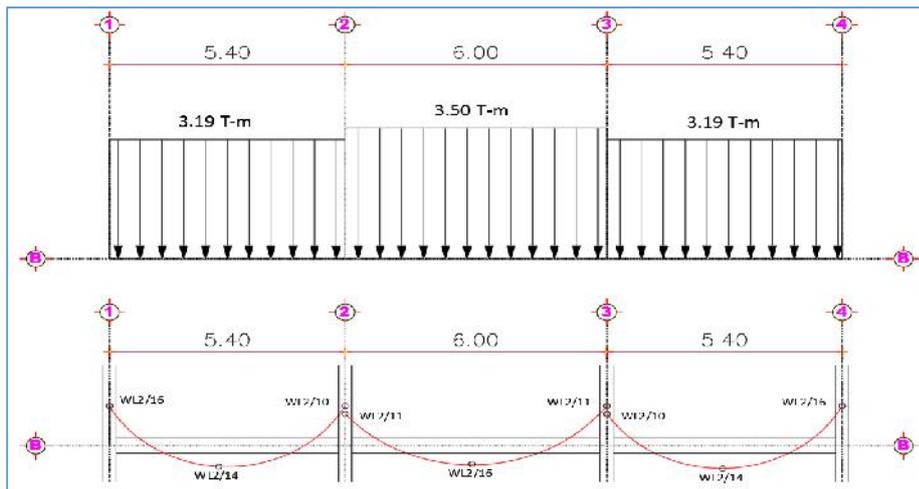


Figura 3. 13. Viga Crítica en el Sentido Y - Y.  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

#### 3.4.1.2.4. Determinando la sección de la viga

La sección de la viga se determina de la siguiente manera:

**Donde:**

$f'_c$ : Resistencia a la compresión simple del hormigón.

**fy:** Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo.

: Factor de Reducción de Capacidad por flexión.

**Mu:** Capacidad resistente última a momento de la viga.

**b:** Cuantía balanceada de acero de refuerzo para elementos sometidos a flexión.

: Cuantía de acero de refuerzo para zona sísmica.

**Ru:** Parámetro Ru.

**Datos:**

$$f'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 0.9$$

$$Mu = 9.96 \text{ T-m}$$

$$b = 0.025$$

$$= 0.012$$

$$Ru = 45.39 \text{ Kg/cm}^2$$

Se deben tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

$$b \geq 25\text{cm}$$

$$b/h \geq 0,3$$

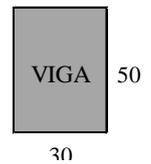
$$1,5 \leq H/B \leq 2,0$$

Se determina la sección de la viga, la misma que deberá cumplir con las recomendaciones antes mencionadas tal como se muestran en la tabla 3.17.

Tabla 3. 17. *Sección de la Viga en el Sentido Y - Y.*

<b>b</b> (asumido)	<b>d (cm)</b>	<b>h=d+rec</b>	<b>h</b> (asumido)	<b>b/h</b>	<b>0,3</b>	<b>1,5</b>	<b>H/B</b>	<b>2,0</b>
25	33.8	36.8	35.0	0.7	OK	1.4	NO	
30	30.8	33.8	50.0	0.6	OK	1.7	OK	
35	28.5	31.5	30.0	1.2	OK	0.9	NO	

SECCION



Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

La sección adecuada de la viga en el sentido Y-Y es 30x50cm.

### 3.4.2. Pre-dimensionamiento de elementos verticales

Se tomará las siguientes consideraciones para pre-diseñar los elementos verticales:

#### Columnas

- ) Para el dimensionamiento de las columnas se usará un método muy conservador en el cual es necesario determinar las áreas cooperantes de losa que le correspondan a cada columna como se muestra en la fig. 3.14.
- ) Por su ubicación las columnas se clasifican en: esquineras, perimetrales y centrales.
  - Esquinera: **Tipo I**
  - Perimetrales: **Tipo II**
  - Centrales: **Tipo III**

Las áreas cooperantes en la planta tipo de la estructura se aprecian en la figura 3.14.

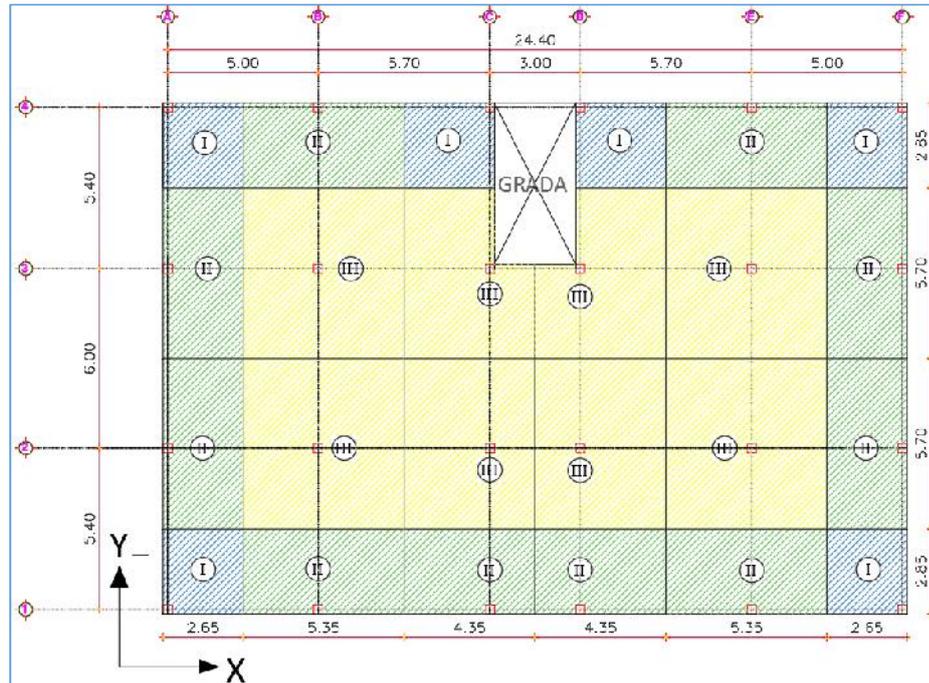


Figura 3. 14. Áreas Cooperantes En Niveles +3,24, +6,48, +9,72, +12,96, +16,20.  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

Las áreas cooperantes en el tapagrada de la estructura se aprecian en la figura 3.15.

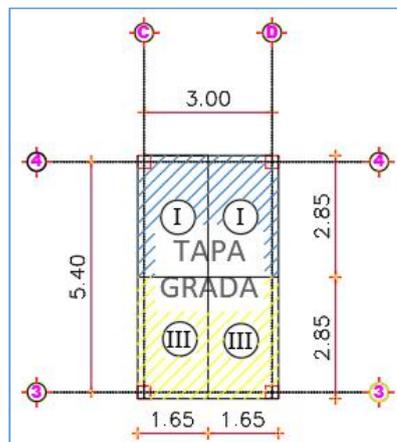


Figura 3. 15. Áreas cooperantes en tapagrada.  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

Las cargas en cada una de las columnas se calculan escogiendo las más críticas según su ubicación, los resultados tabulados se muestran en la tabla 3.18.

Tabla 3. 18. *Pre-dimensionamiento de las Columnas.*

Nivel	Vivienda	Vivienda	Vivienda	T. Accesible	Tapa gradas	Pesos	Tipo columna
	N+3.24	N+6.48	N+9.72	N+12.96	N+16.20		
q (t/m2)	1.204	1.204	1.204	1.004	0.792		
Columna	m2	m2	m2	m2	m2	t	1;2;3
A1	7.55	7.55	7.55	7.55		34.87	1
A2	15.11	15.11	15.11	15.11		69.73	2
A3	15.11	15.11	15.11	15.11		69.73	2
A4	7.55	7.55	7.55	7.55		34.87	1
B1	15.25	15.25	15.25	15.25		70.39	2
B2	30.50	30.50	30.50	30.50		140.78	3
B3	30.50	30.50	30.50	30.50		140.78	3
*B4	15.25	15.25	15.25	15.25		70.39	2
C1	12.40	12.40	12.40	12.40		57.23	2
C2	24.80	24.80	24.80	24.80		114.47	3
C3	21.35	21.35	21.35	21.35	4.70	102.30	3
*C4	8.55	8.55	8.55	8.55	4.70	43.20	1
D1	12.40	12.40	12.40	12.40		57.23	2
D2	24.80	24.80	24.80	24.80		114.47	3
D3	21.35	21.35	21.35	21.35	4.70	102.30	3
<b>Continuación de Tabla 3.18</b>							
D4	8.55	8.55	8.55	8.55	4.70	43.20	1
E1	15.25	15.25	15.25	15.25		70.39	2
*E2	30.50	30.50	30.50	30.50		140.78	3
E3	30.50	30.50	30.50	30.50		140.78	3
E4	15.25	15.25	15.25	15.25		70.39	2
F1	7.55	7.55	7.55	7.55		34.87	1
F2	15.11	15.11	15.11	15.11		69.73	2
F3	15.11	15.11	15.11	15.11		69.73	2
F4	7.55	7.55	7.55	7.55		34.87	1

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019)

Las columnas más críticas a ser diseñadas se resumen en la tabla 3.19.

Tabla 3. 19. *Resumen de Columnas a Diseñar.*

TIPO	UBICACIÓN	NOMINACIÓN	CARGA (Pnm <sub>máx</sub> )
1	Esquinera	C4	43.20
2	Perimetral	B4	70.39
3	Central	E2	140.78

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019)

### 3.4.2.1. Determinación de las secciones de las columnas

#### Diseño de Última Resistencia

Fórmulas usadas en el diseño de Última Resistencia.

$$P = \phi P \quad \text{Ec. 3. 13. Carga Axial Última Que Soporta la Columna.}$$

$$P_n = 0,8 \quad \text{Ec. 3. 14. Carga Axial Nominal.}$$

$$P_o = [0,8 \quad 'c(A - A_s) + f A_s ] \quad \text{Ec. 3. 15. Carga Axial Debido a Carga Vertical.}$$

$$P = \phi * 0,8 \quad \text{Ec. 3. 16. Carga Axial Última.}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A} \quad 1\% \quad \text{Ec. 3. 17. Porcentaje de Acero.}$$

**Donde:**

**=0.65** (Factor de reducción de resistencia para elementos sometidos a fuerza axial o combinación de momento y fuerza axial) según la norma ecuatoriana NEC-15.

**0.80** = Factor de corrección que toma en cuenta la excentricidad accidental (0.80 para columnas con estribos).

**A<sub>g</sub>** = Sección de columna de hormigón medida en cm<sup>2</sup>.

**f'c** = Resistencia a la compresión para nuestro caso será igual a 210 kg/cm<sup>2</sup>

**A<sub>st</sub>** = Sección de acero de refuerzo en cm<sup>2</sup>.

**f<sub>y</sub>** = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo para nuestro caso 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

$$A = \frac{P_U}{0,438f'c + 0,0052f} = \frac{P}{0.127}$$

Ec. 3. 18. Área de Bruta de Columna.

Se determina la sección de las columnas considerando un ancho  $b = 0,3$  m.

Las secciones mínimas de columnas obtenidas se muestran en la tabla 3.20.

Tabla 3. 20. Secciones Mínimas De Columna.

NIVEL	TIPO 1 (C4)	TIPO 2 (B4)	TIPO 3 (E2)
N+16.20			
	Pu(Ton)= 3.73 Ag(cm2)= 29.341 b(cm)= 30.00 h(cm)= 30.00		
N+12.96			
	Pu(Ton)= 12.31 Ag(cm2)= 96.97 b(cm)= 30.00 h(cm)= 30.00	Pu(Ton)= 15.31 Ag(cm2)= 120.60 b(cm)= 30.00 h(cm)= 30.00	Pu(Ton)= 30.62 Ag(cm2)= 241.19 b(cm)= 30.00 h(cm)= 30.00
N+9.72			
	Pu(Ton)= 22.61 Ag(cm2)= 178.06 b(cm)= 30.00 h(cm)= 30.00	Pu(Ton)= 33.67 Ag(cm2)= 265.21 b(cm)= 30.00 h(cm)= 30.00	Pu(Ton)= 67.34 Ag(cm2)= 530.42 b(cm)= 30.00 h(cm)= 30.00
N+6.48			
	Pu(Ton)= 32.90 Ag(cm2)= 259.15 b(cm)= 30.00 h(cm)= 30.00	Pu(Ton)= 52.03 Ag(cm2)= 409.83 b(cm)= 30.00 h(cm)= 30.00	Pu(Ton)= 104.06 Ag(cm2)= 819.66 b(cm)= 30.00 h(cm)= 30.00
N+3.24			
	Pu(Ton)= 43.20 Ag(cm2)= 340.24 b(cm)= 30.00 h(cm)= 30.00	Pu(Ton)= 70.39 Ag(cm2)= 554.44 b(cm)= 30.00 h(cm)= 30.00	Pu(Ton)= 140.78 Ag(cm2)= 1108.89 b(cm)= 35.00 h(cm)= 40.00

Fuente: Autores.

### 3.4.3. Pre-diseño de escalera

Para el dimensionamiento del módulo de la escalera se asume las dimensiones de la huella (H) y contrahuella (CTH), las cuales son 0.30 m y 0.18 m respectivamente. El ancho de la escalera es de 1.20 m como se muestra en la figura 3.16. Resultando un total de 18 escalones.

Trabajando con las especificaciones mínimas para gradas:

) Contrahuella: **CTH** = 0.18 m

) Huella: **H** = 0.30 m

- Para una altura de piso de 3.24 m resultaron 18 escalones como se muestran en la figura 3.16.

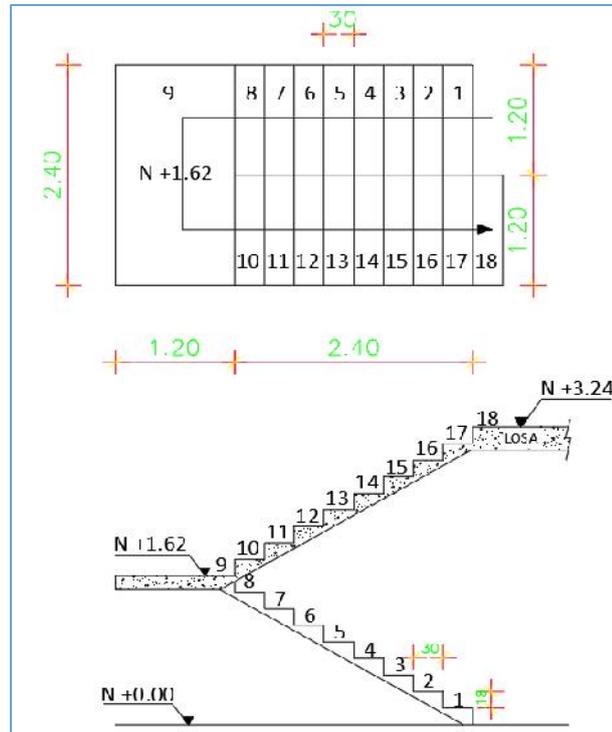


Figura 3. 16. Detalle de Escalera.

Fuente: Autores.

### 3.5. Análisis de cargas

Para garantizar que los elementos estructurales a ser diseñados cumplan con la normativa vigente para nuestro país, y puedan así tener un comportamiento correcto frente a los esfuerzos a los que serán sometidos se efectúa el siguiente análisis de cargas:

#### 3.5.1. Cargas permanentes

Las cargas permanentes corresponden al peso propio de los elementos estructurales tales como: vigas, columnas y losas, además el peso propio de la mampostería, acabados, recubrimientos, instalaciones (sanitarias y eléctricas) y cielo raso.

#### Peso propio de Losa Aligerada

Se determina el peso propio de  $1 \text{ m}^2$  de losa, hay que tener en cuenta que al no ser una losa maciza se debe calcular el peso de los nervios, de la loseta de 5 cm y de los alivianamientos. A continuación, se muestran los detalles de la losa alivianada en la figura 3.17.

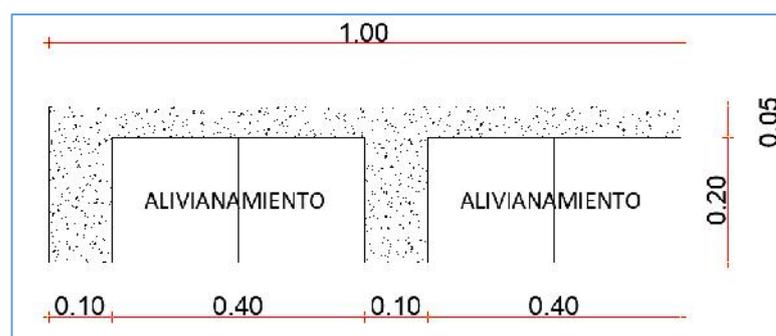


Figura 3. 17. Vista en Elevación de Losa Alivianada  $h=0.25\text{m}$ .  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

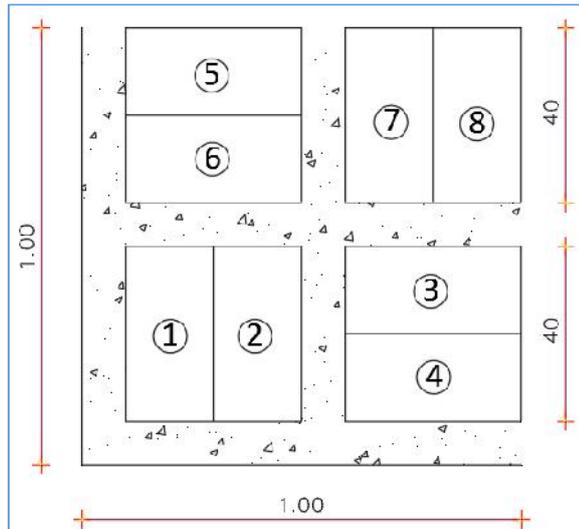


Figura 3. 18. Vista en Planta de Losa Alivianada.  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

### Peso propio de Nervios + Loseta (5 cm)

$$P = \{(1m * 1m * e) - [8 * (s_i * t_i * g)]\} * \gamma_{ho1}$$

$$P_n = (0.250 - 0.128) * 2.4$$

$$P_n = 0.293 \text{ T/m}^2$$

### Peso propio de Alivianamientos

$$P_a = \text{Numero de bloques} * \text{Peso}$$

$$P_a = 8 * 0.012$$

$$P_a = 0.096 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Peso Losa} = \text{Peso de Nervios} + \text{Peso de Alivianamientos}$$

$$\text{Peso Losa} = 0.293 + 0.096$$

$$\text{Peso Losa} = 0.389 \text{ T/m}^2$$

### Peso propio de Acabados

1cm de acabado equivale a  $0.022 \text{ T/m}^2$

Espesor de acabados (asumido)= 4cm

$P_{\text{acab}} = 4 * 0.022$

$P_{\text{acab}} = 0.088 \text{ T/m}^2$

### **Peso propio de Mampostería**

Entrepiso=  $0.200 \text{ T/m}^2$

Terraza Accesible=  $0.100 \text{ T/m}^2$

Tapagrada=  $0.050 \text{ T/m}^2$

### **Peso propio de Instalaciones**

Entrepiso=  $0.040 \text{ T/m}^2$

Terraza Accesible=  $0.040 \text{ T/m}^2$

Tapagrada=  $0.040 \text{ T/m}^2$

### **Peso propio de Cielo Raso**

Entrepiso=  $0.020 \text{ T/m}^2$

Terraza Accesible=  $0.020 \text{ T/m}^2$

Tapagrada=  $0.020 \text{ T/m}^2$

### **Peso propio de Vigas**

Longitud Total de Vigas= 198.40 m

$b = 0.30 \text{ m}$

$h = 0.50 \text{ m}$

$$P = \frac{b * h * L * T * d * V * * D * H}{A * d * P * T}$$

$$PV = (0.30 * 0.50 * 198.40 * 2.4) / 409.92 = 0.174 \text{ T/m}^2$$

Las cargas obtenidas se encuentran tabuladas a continuación en la tabla 3.21.

Tabla 3. 21. *Resumen de Cargas Permanentes.*

<b>CARGAS PERMANENTES (T/m2)</b>						
<b>Cuadro de cargas</b>		<b>NIVELES DE LOSAS</b>				
		<b>Vivienda</b>	<b>Vivienda</b>	<b>Vivienda</b>	<b>T. Accesible</b>	<b>Tapagrada</b>
		<b>N+3.24</b>	<b>N+6.48</b>	<b>N+9.72</b>	<b>N+12.96</b>	<b>N+16.20</b>
<b>Pesos Propios</b>	Pp losa	0.389	0.389	0.389	0.389	0.389
	Acabados	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088
	Mampostería	0.200	0.200	0.200	0.100	0.050
	Instalaciones	0.040	0.040	0.040	0.040	0.000
	Cielo Raso	0.020	0.020	0.020	0.020	0.000
	Pp vigas	0.174	0.174	0.174	0.174	0.174
	Pp columnas	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114
<b>Carga Muerta (D)</b>		<b>1.025</b>	<b>1.025</b>	<b>1.025</b>	<b>0.925</b>	<b>0.815</b>

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

### 3.5.2. Cargas variables

Para el presente trabajo se considerará la carga de uso y la carga de granizo como cargas variables.

#### 3.5.2.1. Carga de Uso (Viva)

Se establece de acuerdo al uso que se le dará la estructura, en nuestro caso las 4 plantas estarán destinadas a ser viviendas, existe también una terraza accesible y un Tapagradadas.

Para el efecto, se utiliza el capítulo de cargas no sísmicas de la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE-CG, 2015).

Tabla 3. 22. Valor de Cargas de Acuerdo con la Ocupación.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )	Carga uniforme (T/m <sup>2</sup> )
<b>Residencias</b>		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	0.200
Cubierta Accesible	1.50	0.150
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	0.070

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015).

### 3.5.2.2. Carga de Granizo

El proyecto se encuentra en la ciudad de Quito la cual soporta precipitaciones con caída de granizo, por lo tanto, se vuelve imperativo el considerar este tipo de carga en esta investigación.

Terraza Accesible= 0.100 T/m<sup>2</sup>

Tapagrada= 0.100 T/m<sup>2</sup>

En la tabla 3.23 se resumen las cargas variables a ser aplicadas en la estructura.

Tabla 3. 23. Resumen de Cargas Variables.

Cuadro de cargas	NIVELES DE LOSAS				
	Vivienda N+3.24	Vivienda N+6.48	Vivienda N+9.72	T. Accesible N+12.96	Tapagrada N+16.20
Carga Viva (L)	0.200	0.200	0.200	0.150	0.100
Carga Granizo (S)	0.000	0.000	0.000	0.100	0.100

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

### 3.5.2.3. Resumen de Cargas

En la tabla 3.24 se resumen las cargas permanentes y variables a ser aplicadas en la estructura.

Tabla 3. 24. *Resumen de Cargas Permanentes y Variables.*

Cuadro de cargas	NIVELES DE LOSAS				
	Vivienda N+3.24	Vivienda N+6.48	Vivienda N+9.72	T. Accesible N+12.96	Tapagrada N+16.20
Carga Muerta (D)	1.025	1.025	1.025	0.925	0.815
Carga Viva (L)	0.200	0.200	0.200	0.250	0.200
<b>L + D</b>	<b>1.225</b>	<b>1.225</b>	<b>1.225</b>	<b>1.175</b>	<b>1.015</b>

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

### 3.5.2.4. Cargas a ser aplicadas a las estructuras en el programa de diseño (ARSAP)

#### ➤ Cargas a aplicarse en Plantas

La carga permanente no considera el peso propio de los elementos estructurales debido a que el programa de diseño lo calcula automáticamente, como se observa en la figura 3.25.

Tabla 3. 25. *Cargas a Aplicarse en ARSAP – Sobrecarga Permanente.*

SOBRECARGA PERMANENTE (SDL) (T/m <sup>2</sup> )						
Cuadro de cargas		NIVELES DE LOSAS				
		Vivienda N+3.24	Vivienda N+6.48	Vivienda N+9.72	T. Accesible N+12.96	Tapagrada N+16.20
Pesos	Pp Bloques	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096
	Acabados	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088
	Mampostería	0.200	0.200	0.200	0.100	0.050
	Instalaciones	0.040	0.040	0.040	0.040	0.000
	Cielo Raso	0.020	0.020	0.020	0.020	0.000
<b>Carga Muerta (D)</b>		<b>0.444</b>	<b>0.444</b>	<b>0.444</b>	<b>0.344</b>	<b>0.234</b>

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

En la tabla 3.26 se muestran las cargas por uso de la estructura y por granizo.

Tabla 3. 26. *Cargas a Aplicarse en ARSAP – Carga Viva.*

CARGA VIVA (LL) (T/m <sup>2</sup> )						
Cuadro de cargas		NIVELES DE LOSAS				
		Vivienda N+3.24	Vivienda N+6.48	Vivienda N+9.72	T. Accesible N+12.96	Tapagrada N+16.20
Viva		0.200	0.200	0.200	0.150	0.100
Granizo		0.000	0.000	0.000	0.100	0.100

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

➤ **Cargas a aplicarse en escaleras**

La sobrecarga permanente que se le añade a la escalera es debido al peso propio de los escalones únicamente, el peso propio de la loseta de la grada cuyo espesor es de 15 cm no se lo considera como sobrecarga debido a que el programa de cálculo (ARSAP) lo determina automáticamente.

Entonces, el peso propio de los escalones se determina de la siguiente manera:

**Datos:**

**Huella** = 0.30 m                      **Vol.** =  $0.3 \cdot 0.18 \cdot 1.20 / 2 = 0.0324 \text{ m}^3$

**Contrah.** = 0.18 m                      **Peso** =  $0.0324 \cdot 2.4 = 0.0778 \text{ T / escalón}$

**Ancho escal.** = 1.20 m                      **Carga** =  $0.0778 \cdot 8 / 3.36 = \underline{0.185 \text{ T/m}^2}$

**Nro. Escalones** = 8 (1 rampa)

**Área rampa** = 3.36 m<sup>2</sup>

Tabla 3. 27. *Cargas a Aplicarse en ARSAP – Cargas en Gradadas.*

<b>CARGAS EN GRADA (T/m<sup>2</sup>)</b>	
<b>SOBRECARGA PERM.</b>	0.185
<b>VIVA</b>	0.480

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

**NOTA:** En la sobrecarga permanente de gradadas no se contempla el peso propio de acabados, ni de pasamanos, debido a que, se consideró a la estructura como “obra limpia” para su análisis.

### 3.5.3. Combinación de carga para el diseño por última resistencia

Con este diseño tanto el hormigón estructural como el acero de las armaduras se comportan inelásticamente a medida que se acercan a la resistencia última.

#### Simbología

La simbología ocupada por la NEC-SE-CG, es la siguiente:

**D**, Carga permanente.

**E**, Carga sismo.

**L**, Sobrecarga (carga viva).

**Lr**, Sobrecarga cubierta (carga viva).

**S**, Carga de granizo.

**W**, Carga de viento.

Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones:

**Combinación 1:**  $1.4D$

**Combinación 2:**  $1.2D + 1.6L + 0.5\max [Lr; S; R]$

**Combinación 3:**  $1.2D + 1.6 \max. [Lr; S; R] + \max. [L; 0.5W]$

**Combinación 4:**  $1.2D + 1.0W + L + 0.5 \text{ máx. [Lr; S; R]}$

**Combinación 5:**  $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$

**Combinación 6:**  $0.9D+1.0W$

**Combinación 7:**  $0.9D + 1.0E$

**Nota:** Las combinaciones que contengan cargas de viento no se las considerará debido a que, en el presente trabajo no se considera la fuerza del viento.

### 3.5.4. Carga sísmica

La carga sísmica se calculará usando el “Método 1” de la Norma Ecuatoriana de Construcción en su capítulo de Peligro Sísmico (NEC-SE-DS, 2015). Este método es el “Diseño Basado en Fuerzas” (DBF), para lo cual, se empezará calculando el cortante basal actuante en la base de la estructura.

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

**Ec. 3. 19.** Carga Sísmica.

**Donde:**

**S<sub>a</sub>(T<sub>a</sub>),** Espectro de diseño en aceleración.

**φ<sub>P</sub> y φ<sub>E</sub>,** 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.

### 3.5.4.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z (NEC-SE-DS)

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo el mapa de la figura 3.19.

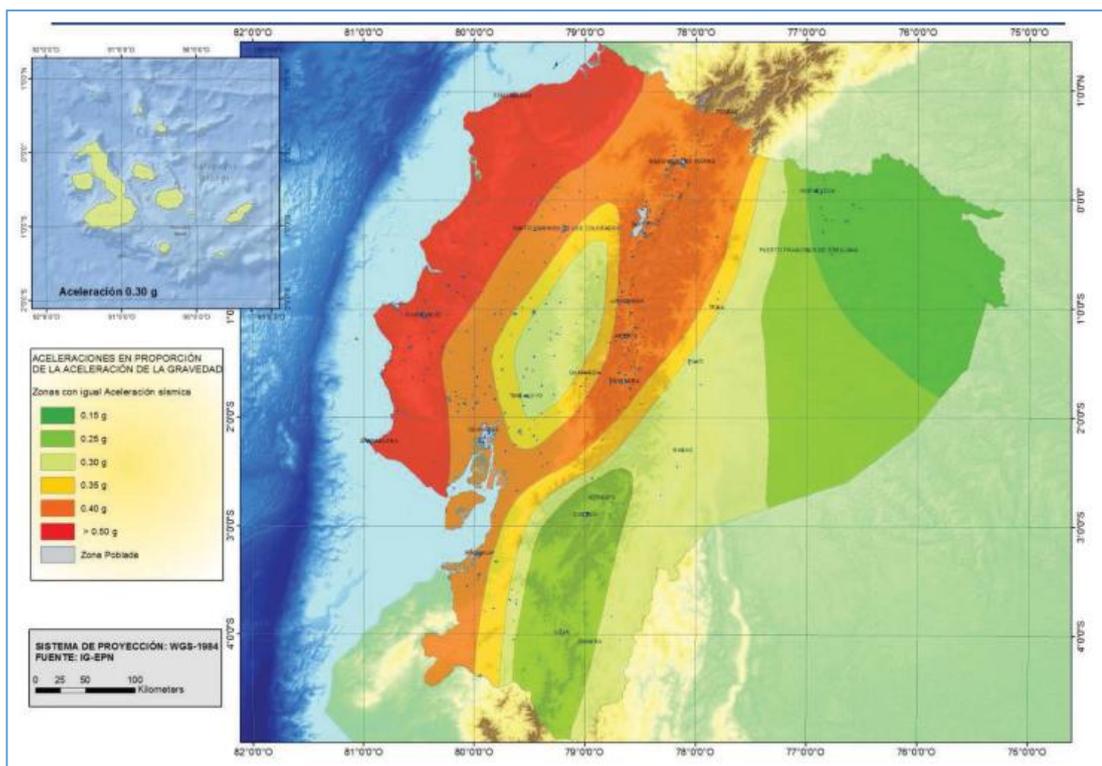


Figura 3. 19. Ecuador, Zonas Sísmicas para Propósitos de Diseño y Valor del Factor de Zona Z. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

El proyecto estará ubicado en la parroquia Calderón en la ciudad de Quito, es decir, en la zona V según el mapa de riesgo sísmico, donde el valor de  $Z= 0.40$ , valor que le da una caracterización de peligro sísmico alto.

Tabla 3. 28. Valores del Factor Z en Función de la Zona Sísmica Adoptada.

ZONA SISMICA	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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

### 3.5.4.2. Tipo de perfil de suelo para el diseño sísmico

Para cuestiones de estudio se adopta un perfil de suelo de tipo D, debido a que ese tipo de suelo es de los más comunes en la ciudad de Quito.

Tabla 3. 29. Clasificación de los Perfiles de Suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \quad 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \quad 15.0$ $100 \text{ KPa} > S_u \quad 50 \text{ KPa}$

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

### 3.5.4.3. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs (NEC-SE-DS)

#### Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

En la tabla 3.30 se presentan los valores del Factor de Sitio (Fa) que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca,

tomando en cuenta los efectos de sitio. Para nuestro tipo de suelo (D), corresponde un factor de sitio  $F_a = 1.20$ .

Tabla 3. 30. *Tipo de Suelo y Factores de Sitio  $F_a$ .*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	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	0.85

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

**F<sub>d</sub>: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.**

En la tabla 3.31 se presentan los valores del coeficiente  $F_d$  que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla 3. 31. *Tipo de Suelo y Factores de Sitio  $F_d$ .*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

### **Fs: Comportamiento no lineal de los suelos**

En la tabla 3.32 se presentan los valores del coeficiente  $F_s$ , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica.

Tabla 3. 32. *Tipo de Suelo y Factores de Sitio  $F_s$ .*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	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	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

Todos los coeficientes se resumen en la tabla 3.33.

Tabla 3. 33. *Resumen de coeficientes de perfil de suelo.*

<b>Fa</b>	1.2
<b>Fd</b>	1.19
<b>Fs</b>	1.28

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

#### **3.5.4.4. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones (NEC-SE-DS)**

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la figura 3.20, consistente con:

- ) El factor de zona sísmica  $Z$ ,
- ) El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,

) La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ .

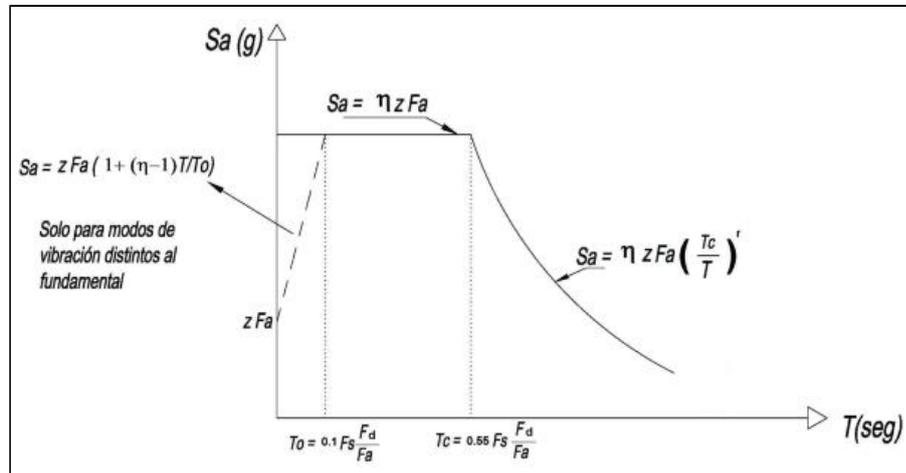


Figura 3. 20. Espectro Elástico Horizontal de Diseño en Aceleraciones.  
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

**Dónde:**

, Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s).

**$F_a$** , Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

**$F_d$** , Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

**$F_s$** , Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido

de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

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

**T**, Período fundamental de vibración de la estructura.

**T0**, Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

**Tc**, Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

**Z**, Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S = \eta \quad \text{para } 0 < T < T_c$$

Ec. 3. 20. Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones.

$$S = \eta * \left(\frac{T}{T_c}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Ec. 3. 21. Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones.

**r**, Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

)  $r=1.0$  Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.

)  $r=1.5$  Para tipo de suelo tipo E.

Están definidos los valores de la relación de amplificación espectral, ( $S_a/Z$ , en roca), que varían dependiendo de la región donde estará ubicado el proyecto, en nuestro caso es = 2.48.

- = 1.80 Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- = 2.48 Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos,
- = 2.60 Provincias del Oriente.

Los límites para el período de vibración  $T_c$  y  $T_L$ , se determinan con las siguientes expresiones:

$$T = 0,5 \frac{F}{F} \quad \text{Ec. 3. 22. Periodo Límite de Vibración.}$$

$$T = 2,4 * F \quad \text{Ec. 3. 23. Periodo Límite de Vibración.}$$

**$T_c$** , Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

**$T_L$** , Es el período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.

**NOTA:** Para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de  $T_L$  se limitarán a un valor máximo de 4 segundos.

### 3.5.4.4.1. Determinación del período de vibración T (NEC-SE-DS)

Para calcular el período de vibración T, se va a utilizar la ecuación 3.24.

$$T = C_t h_n^a$$

Ec. 3. 24. Periodo de Vibración.

**Dónde:**

**C<sub>t</sub>**, Coeficiente que depende del tipo de edificio.

**H<sub>n</sub>**, Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde de la estructura, en metros.

**T**, Período de vibración.

En la tabla 3.34 se muestran los coeficientes “C<sub>t</sub>” y “a” los cuales dependen del tipo de estructura que se va a diseñar.

Tabla 3. 34. *Coefficientes Que Dependen del Tipo de Estructura.*

<b>TIPO DE ESTRUCTURA</b>	<b>C<sub>t</sub></b>	<b>a</b>
<b>Estructura de acero</b>		
Sin arrojamiento	0.072	0.80
Con arrojamiento	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.90
Con muros estructuras o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

Para el presente proyecto se toma un C<sub>t</sub>= 0.055 y a= 0.9, debido a que el tipo de estructura es un pórtico especial de hormigón armado, sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.

Con la finalidad de obtener los componentes horizontales de la carga, se ingresan los parámetros antes descritos en una hoja electrónica.

En la tabla 3.35 se resumen todos los datos con los que se inicia el cálculo de los parámetros buscados.

Tabla 3. 35. *Componentes Horizontales.*

DATOS:	
Z=	0.40
Fa=	1.20
Fd=	1.19
Fs=	1.28
η=	2.48
r=	1.00
Ct=	0.06
a=	0.90
Hn=	16.20 m

Fuente: Autores

$$) \quad T = C_t * h_n^a$$

$$T_a = 0.055 * (16.20)^{0.90} = \mathbf{0.674 \text{ s}}$$

$$) \quad T = 0.5 * \frac{F}{F}$$

$$T_c = 0.55 * 1.28 * (1.19/1.20) = \mathbf{0.698 \text{ s}}$$

$$) \quad T = 2.4 * F$$

$$T_L = 2.4 * 1.19 = \mathbf{2.86 \text{ s}}$$

$$) \quad S_a = nZFa \quad \text{Para } T < T_c$$

$$S_a = 2.48 * 0.40 * 1.20 = \mathbf{1.190 \text{ s}}$$

$$T < T_c$$

$$\therefore \dots = \dots$$

### 3.5.4.4.2. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

En la tabla 3.36 se muestran todos los respectivos coeficientes de importancia.

Tabla 3. 36. *Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.*

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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

El diseño de las estructuras con factor de importancia 1.0 cumplirá con todos los requisitos establecidos en el presente capítulo de la norma ecuatoriana (NEC, 2015).

#### 3.5.4.4.3. Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica **R**

El factor **R** permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

A continuación, en la tabla 3.37 se muestran los coeficientes **R** para los diferentes sistemas estructurales.

Tabla 3. 37. *Coficiente R para Sistemas Estructurales Dúctiles.*

<b>Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	<b>R</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

Fuente: NEC-SE-DS, 2015.

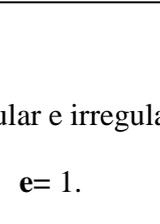
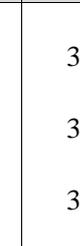
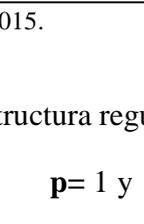
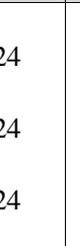
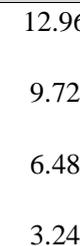
La estructura en análisis está compuesta de pórticos especiales sismo resistente, de hormigón armado con vigas descolgadas por tanto el coeficiente **R** será **8**.

#### 3.5.4.4.4. Regularidad en planta y elevación

Una de las estructuras a diseñar está considerada como regular debido a que no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en la tabla 3.38, por tanto, los coeficientes son 1.

La otra estructura a diseñar se considera como irregular en planta y más no en elevación, por tanto, presenta una de las condiciones de irregularidad descritas en la tabla 3.38, así, el coeficiente de irregularidad en planta es 0,90.

Tabla 3. 38. *Configuraciones Estructurales Recomendadas.*

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\psi_{E1}=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\psi_{P1}=1$	
La altura de entresido y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\psi_{E1}=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\psi_{P1}=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\psi_{E1}=1$			
			

Fuente: NEC-SE-DS, 2015.

Entonces para la estructura regular e irregular tenemos los siguientes valores:

Estructura Regular:  $p= 1$  y  $e= 1$ .

Estructura Irregular:  $p= 0.9$  y  $e= 1$ .

La obtención de la carga reactiva ( $W_i$ ) se muestra en la tabla 3.39.

Tabla 3. 39. *Obtención de Carga Reactiva W.*

Nivel	h (m)	h <sub>i</sub> (m)	A (m <sup>2</sup> )	q (T/m <sup>2</sup> )	W (T)	W <sub>i</sub> (T)	f <sub>i</sub> (T)
12.96		12.96	409.92	0.925	379.12	4913.36	91.63
	3.24						
9.72		9.72	409.92	1.025	420.11	4083.46	76.16
	3.24						
6.48		6.48	409.92	1.025	420.11	2722.31	50.77
	3.24						
3.24		3.24	409.92	1.025	420.11	1361.15	25.39
	3.24						
0		0	0		0	0.00	0.00
					<b>1639.44</b>	<b>13080.28</b>	<b>243.95</b>

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019)

### 3.5.4.4.5. Cortante Basal (V)

Para determinar el cortante basal usamos la fórmula obtenida de la norma ecuatoriana (NEC-SE-DS, 2015) citada anteriormente. Los datos con los cuales se obtendrá el cortante basal se los resume a continuación:

#### Estructura Regular

DATOS:	
Sa (Ta)=	1.190
Ta=	0.55
I=	1.0
R=	8
p=	1
e=	1
W=	1639.44

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

$$V = ((1 * 1.19) / (8 * 1 * 1)) * W$$

$$V_x = 0.1488 * 1639.44$$

$$V_x = 243.95 \text{ T}$$

#### Estructura Irregular

DATOS:	
Sa(Ta)=	1.190
Ta=	0.55
I=	1.0
R=	8
p=	0.9
e=	1
W=	1639.44

$$V = \frac{IS_d(T_d)}{R\phi_F\phi_E} W$$

$$V = ((1*1.19) / (8*0.9*1)) * W$$

$$V_x = 0.1653 * 1639.44$$

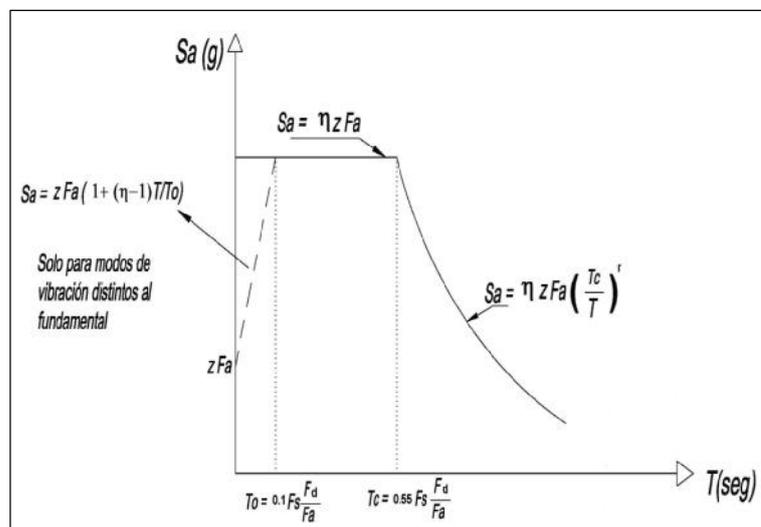
$$V_x = 271.05 \text{ T}$$

Obtenemos un cortante basal del **14.88%** para la estructura regular y de **16.53%** para la estructura irregular.

### 3.5.4.4.6. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones según NEC-SE-DS para estructura regular

Sentidos X e Y

R=	8.00
Z=	0.40
I=	1.00
g=	980.67
Ex=	1.00
Ey=	1.00
cm/s <sup>2</sup>	
P=	1.00
n=	2.48
r=	1.00
Fa=	1.20
Fd=	1.19
Fs=	1.28
To=	0.13
Tc=	0.70



Los espectros elástico e inelástico se muestran en el grafico 3.1. los cuales han sido calculados en una hoja de Excel, teniendo en consideración los parámetros antes expuestos.

Los gráficos de los espectros elástico e inelástico de la estructura regular se muestran a en el grafico 3.1.

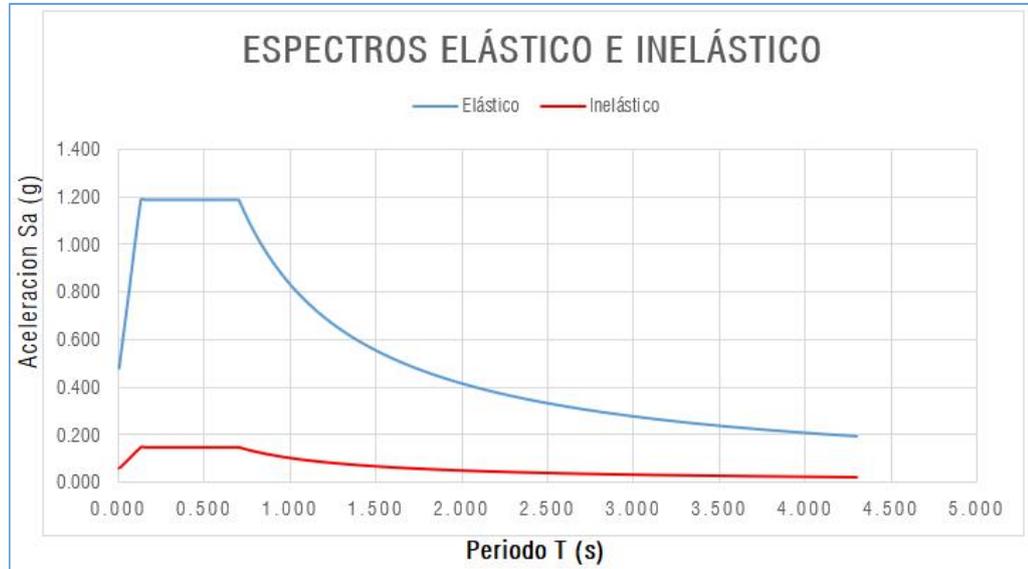


Gráfico 3. 1. Espectros Elástico e Inelástico Estructura Regular.  
Fuente: Autores.

Los periodos límite de la estructura regular se los aprecia en color gris en la tabla 3.40.

Tabla 3. 40. Espectros Elástico e Inelástico.

	Espectro Inelástico Sentido X			Espectro Inelástico Sentido Y			$I^{*sa}/(R^{*}\Phi P^{*}\Phi E)$ (1/g)
	T	Sa	$I^{*sa}/(R^{*}\Phi P^{*}\Phi E)$	T	Sa	$C^{*}Z^{*}I^{*}g/(R^{*}\Phi P^{*}\Phi E)$	
	(s)		$cm/s^2$	(s)		$cm/s^2$	
T <sub>o</sub>	0.000	0.480	58.840	0.000	0.480	58.840	0.060
	0.050	0.760	93.143	0.050	0.760	93.143	0.095
	0.127	1.190	145.924	0.127	1.190	145.924	0.149
	0.150	1.190	145.924	0.150	1.190	145.924	0.149
	0.210	1.190	145.924	0.210	1.190	145.924	0.149
	0.270	1.190	145.924	0.270	1.190	145.924	0.149
	0.330	1.190	145.924	0.330	1.190	145.924	0.149
	0.390	1.190	145.924	0.390	1.190	145.924	0.149
	0.450	1.190	145.924	0.450	1.190	145.924	0.149
	0.510	1.190	145.924	0.510	1.190	145.924	0.149
T <sub>c</sub>	0.570	1.190	145.924	0.570	1.190	145.924	0.149
	0.630	1.190	145.924	0.630	1.190	145.924	0.149
	0.698	1.190	145.924	0.698	1.190	145.924	0.149

Continuación de tabla 3.40.

Espectro Inelástico Sentido X			Espectro Inelástico Sentido Y			$I_{sa}^{+}/(R^{+}\Phi P^{+}\Phi E)$
T	Sa	$I_{sa}^{+}/(R^{+}\Phi P^{+}\Phi E)$	T	Sa	$C^{+}Z^{+}I^{+}g^{+}/(R^{+}\Phi P^{+}\Phi E)$	
(s)		cm/s <sup>2</sup>	(s)		cm/s <sup>2</sup>	(l/g)
0.800	1.039	127.343	0.800	1.039	127.343	0.130
0.850	0.978	119.852	0.850	0.978	119.852	0.122
0.900	0.923	113.194	0.900	0.923	113.194	0.115
0.950	0.875	107.236	0.950	0.875	107.236	0.109
1.000	0.831	101.874	1.000	0.831	101.874	0.104
1.050	0.791	97.023	1.050	0.791	97.023	0.099
1.100	0.756	92.613	1.100	0.756	92.613	0.094
1.150	0.723	88.586	1.150	0.723	88.586	0.090
1.200	0.693	84.895	1.200	0.693	84.895	0.087
1.250	0.665	81.499	1.250	0.665	81.499	0.083
1.300	0.639	78.365	1.300	0.639	78.365	0.080
1.350	0.616	75.462	1.350	0.616	75.462	0.077
1.400	0.594	72.767	1.400	0.594	72.767	0.074
1.450	0.573	70.258	1.450	0.573	70.258	0.072
1.500	0.554	67.916	1.500	0.554	67.916	0.069
1.550	0.536	65.725	1.550	0.536	65.725	0.067
1.600	0.519	63.671	1.600	0.519	63.671	0.065
1.650	0.504	61.742	1.650	0.504	61.742	0.063
1.700	0.489	59.926	1.700	0.489	59.926	0.061
1.750	0.475	58.214	1.750	0.475	58.214	0.059
1.800	0.462	56.597	1.800	0.462	56.597	0.058
1.850	0.449	55.067	1.850	0.449	55.067	0.056
1.900	0.437	53.618	1.900	0.437	53.618	0.055
1.950	0.426	52.243	1.950	0.426	52.243	0.053
2.000	0.416	50.937	2.000	0.416	50.937	0.052
2.050	0.405	49.695	2.050	0.405	49.695	0.051
2.100	0.396	48.512	2.100	0.396	48.512	0.049
2.150	0.387	47.383	2.150	0.387	47.383	0.048
2.200	0.378	46.306	2.200	0.378	46.306	0.047
2.250	0.369	45.277	2.250	0.369	45.277	0.046
2.300	0.361	44.293	2.300	0.361	44.293	0.045
2.350	0.354	43.351	2.350	0.354	43.351	0.044
2.400	0.346	42.448	2.400	0.346	42.448	0.043
2.450	0.339	41.581	2.450	0.339	41.581	0.042
2.500	0.332	40.750	2.500	0.332	40.750	0.042
2.550	0.326	39.951	2.550	0.326	39.951	0.041
2.600	0.320	39.182	2.600	0.320	39.182	0.040
2.650	0.314	38.443	2.650	0.314	38.443	0.039

Continuación de tabla 3.40.

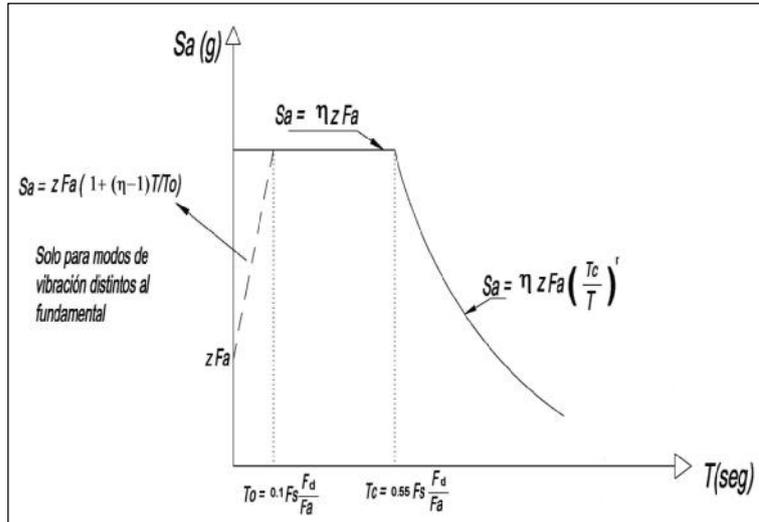
	Espectro Inelástico Sentido X			Espectro Inelástico Sentido Y			$I_{sa}^{+}/(R^{+}\Phi P^{+}\Phi E)$
	T	Sa	$I_{sa}^{+}/(R^{+}\Phi P^{+}\Phi E)$	T	Sa	$C^{+}Z^{+}I_{g}^{+}/(R^{+}\Phi P^{+}\Phi E)$	
	(s)		cm/s <sup>2</sup>	(s)		cm/s <sup>2</sup>	
TL	2.650	0.314	38.443	2.650	0.314	38.443	0.039
	2.700	0.308	37.731	2.700	0.308	37.731	0.038
	2.750	0.302	37.045	2.750	0.302	37.045	0.038
	2.800	0.297	36.384	2.800	0.297	36.384	0.037
	2.856	0.291	35.670	2.850	0.292	35.745	0.036
	2.900	0.287	35.129	2.900	0.287	35.129	0.036
	2.950	0.282	34.534	2.950	0.282	34.534	0.035
	3.000	0.277	33.958	3.000	0.277	33.958	0.035
	3.050	0.272	33.401	3.050	0.272	33.401	0.034
	3.100	0.268	32.863	3.100	0.268	32.863	0.034
	3.150	0.264	32.341	3.150	0.264	32.341	0.033
	3.200	0.260	31.836	3.200	0.260	31.836	0.032
	3.250	0.256	31.346	3.250	0.256	31.346	0.032
	3.300	0.252	30.871	3.300	0.252	30.871	0.031
	3.350	0.248	30.410	3.350	0.248	30.410	0.031
	3.400	0.244	29.963	3.400	0.244	29.963	0.031
	3.450	0.241	29.529	3.450	0.241	29.529	0.030
	3.500	0.237	29.107	3.500	0.237	29.107	0.030
	3.550	0.234	28.697	3.550	0.234	28.697	0.029
	3.600	0.231	28.298	3.600	0.231	28.298	0.029
	3.650	0.228	27.911	3.650	0.228	27.911	0.028
	3.700	0.225	27.534	3.700	0.225	27.534	0.028
	3.750	0.222	27.166	3.750	0.222	27.166	0.028
	3.800	0.219	26.809	3.800	0.219	26.809	0.027
	3.850	0.216	26.461	3.850	0.216	26.461	0.027
	3.900	0.213	26.122	3.900	0.213	26.122	0.027
	3.950	0.210	25.791	3.950	0.210	25.791	0.026
	4.000	0.208	25.469	4.000	0.208	25.469	0.026
4.050	0.205	25.154	4.050	0.205	25.154	0.026	
4.100	0.203	24.847	4.100	0.203	24.847	0.025	
4.150	0.200	24.548	4.150	0.200	24.548	0.025	
4.200	0.198	24.256	4.200	0.198	24.256	0.025	
4.250	0.196	23.970	4.250	0.196	23.970	0.024	
4.300	0.193	23.692	4.300	0.193	23.692	0.024	

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

### 3.5.4.4.7. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones según NEC-SE-DS para estructura irregular

#### Ordenadas Espectrales

Sentidos X e Y	
R=	8,00
Z=	0,40
I=	1,00
g=	980,67 cm/s <sup>2</sup>
ΦEx=	1,00
ΦEy=	1,00
ΦP=	0,90
n=	2,48
r=	1,00
Fa=	1,20
Fd=	1,19
Fs=	1,28
To=	0,13
Tc=	0,70



Los espectros elástico e inelástico se muestran en el gráfico 3.2 los cuales han sido calculados en una hoja de Excel, teniendo en consideración los parámetros antes expuestos.

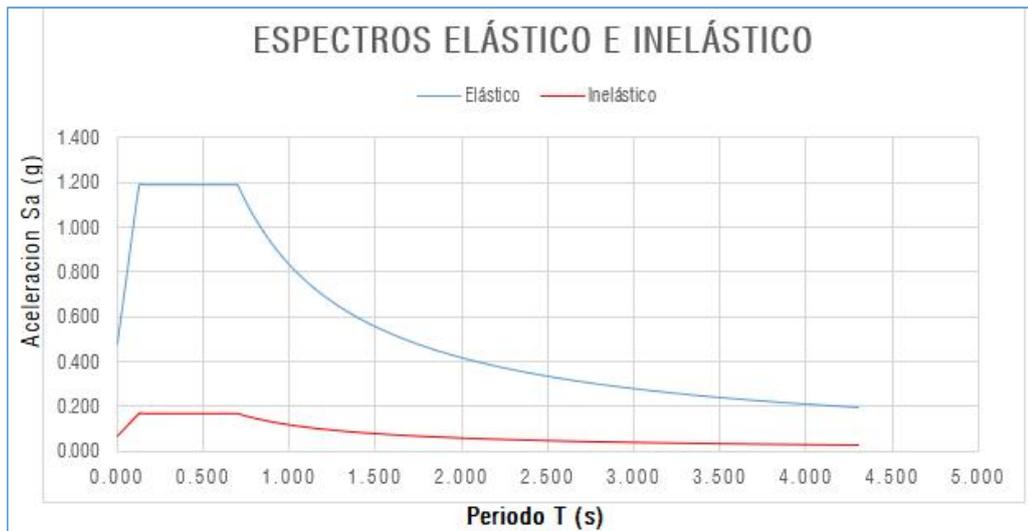


Gráfico 3. 2. Espectros Elástico e Inelástico Estructura Irregular.  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

Los periodos límite de la estructura regular se los aprecia en color gris en la tabla 3.41.

Tabla 3. 41. *Espectros Elástico e Inelástico Estructura Irregular.*

	Espectro Inelástico Sentido X			Espectro Inelástico Sentido Y			$I_{sa}^{*}/(R^{*}\Phi P^{*}\Phi E)$
	T	Sa	$I_{sa}^{*}/(R^{*}\Phi P^{*}\Phi E)$	T	Sa	$C^{*}Z^{*}I^{*}g/(R^{*}\Phi P^{*}\Phi E)$	
	(s)		cm/s <sup>2</sup>	(s)		cm/s <sup>2</sup>	
<b>To</b>	0.000	0.480	72.642	0.000	0.480	65.378	0.067
	0.050	0.760	114.991	0.050	0.760	103.492	0.106
	0.127	1.190	180.153	0.127	1.190	162.137	0.165
	0.150	1.190	180.153	0.150	1.190	162.137	0.165
	0.210	1.190	180.153	0.210	1.190	162.137	0.165
	0.270	1.190	180.153	0.270	1.190	162.137	0.165
	0.330	1.190	180.153	0.330	1.190	162.137	0.165
	0.390	1.190	180.153	0.390	1.190	162.137	0.165
	0.450	1.190	180.153	0.450	1.190	162.137	0.165
	0.510	1.190	180.153	0.510	1.190	162.137	0.165
<b>Tc</b>	0.570	1.190	180.153	0.570	1.190	162.137	0.165
	0.630	1.190	180.153	0.630	1.190	162.137	0.165
	0.698	1.190	180.153	0.698	1.190	162.137	0.165
	0.700	1.187	179.672	0.700	1.187	161.705	0.165
	0.750	1.108	167.694	0.750	1.108	150.925	0.154
	0.800	1.039	157.213	0.800	1.039	141.492	0.144
	0.850	0.978	147.965	0.850	0.978	133.169	0.136
	0.900	0.923	139.745	0.900	0.923	125.771	0.128
	0.950	0.875	132.390	0.950	0.875	119.151	0.121
	1.000	0.831	125.771	1.000	0.831	113.194	0.115
1.050	0.791	119.782	1.050	0.791	107.803	0.110	
1.100	0.756	114.337	1.100	0.756	102.903	0.105	
1.150	0.723	109.366	1.150	0.723	98.429	0.100	
1.200	0.693	104.809	1.200	0.693	94.328	0.096	
1.250	0.665	100.616	1.250	0.665	90.555	0.092	
1.300	0.639	96.747	1.300	0.639	87.072	0.089	
1.350	0.616	93.163	1.350	0.616	83.847	0.085	
1.400	0.594	89.836	1.400	0.594	80.853	0.082	
1.450	0.573	86.738	1.450	0.573	78.065	0.080	
1.500	0.554	83.847	1.500	0.554	75.462	0.077	
1.550	0.536	81.142	1.550	0.536	73.028	0.074	
1.600	0.519	78.607	1.600	0.519	70.746	0.072	
1.650	0.504	76.225	1.650	0.504	68.602	0.070	

Continuación de tabla 3.41.

Espectro Inelástico Sentido X			Espectro Inelástico Sentido Y			$I_{sa}^{+}(R^{+}\Phi P^{+}\Phi E)$
T	Sa	$I_{sa}^{+}(R^{+}\Phi P^{+}\Phi E)$	T	Sa	$C^{+}Z^{+}I^{+}g^{+}(R^{+}\Phi P^{+}\Phi E)$	
(s)		cm/s <sup>2</sup>	(s)		cm/s <sup>2</sup>	(l/g)
1.700	0.489	73.983	1.700	0.489	66.584	0.068
1.750	0.475	71.869	1.750	0.475	64.682	0.066
1.800	0.462	69.873	1.800	0.462	62.885	0.064
1.850	0.449	67.984	1.850	0.449	61.186	0.062
1.900	0.437	66.195	1.900	0.437	59.576	0.061
1.950	0.426	64.498	1.950	0.426	58.048	0.059
2.000	0.416	62.885	2.000	0.416	56.597	0.058
2.050	0.405	61.352	2.050	0.405	55.216	0.056
2.100	0.396	59.891	2.100	0.396	53.902	0.055
2.150	0.387	58.498	2.150	0.387	52.648	0.054
2.200	0.378	57.168	2.200	0.378	51.452	0.052
2.250	0.369	55.898	2.250	0.369	50.308	0.051
2.300	0.361	54.683	2.300	0.361	49.215	0.050
2.350	0.354	53.519	2.350	0.354	48.167	0.049
2.400	0.346	52.404	2.400	0.346	47.164	0.048
2.450	0.339	51.335	2.450	0.339	46.201	0.047
2.500	0.332	50.308	2.500	0.332	45.277	0.046
2.550	0.326	49.322	2.550	0.326	44.390	0.045
2.600	0.320	48.373	2.600	0.320	43.536	0.044
2.650	0.314	47.461	2.650	0.314	42.715	0.044
2.700	0.308	46.582	2.700	0.308	41.924	0.043
2.750	0.302	45.735	2.750	0.302	41.161	0.042
2.800	0.297	44.918	2.800	0.297	40.426	0.041
TL 2.856	0.291	44.037	2.850	0.292	39.717	0.040
2.900	0.287	43.369	2.900	0.287	39.032	0.040
2.950	0.282	42.634	2.950	0.282	38.371	0.039
3.000	0.277	41.924	3.000	0.277	37.731	0.038
3.050	0.272	41.236	3.050	0.272	37.113	0.038
3.100	0.268	40.571	3.100	0.268	36.514	0.037
3.150	0.264	39.927	3.150	0.264	35.934	0.037
3.200	0.260	39.303	3.200	0.260	35.373	0.036
3.250	0.256	38.699	3.250	0.256	34.829	0.036
3.300	0.252	38.112	3.300	0.252	34.301	0.035
3.350	0.248	37.543	3.350	0.248	33.789	0.034
3.400	0.244	36.991	3.400	0.244	33.292	0.034
3.450	0.241	36.455	3.450	0.241	32.810	0.033

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

## **CAPÍTULO IV**

### **ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

#### **4.1. Descripción del programa computacional Autodesk Revit**

Autodesk Revit Architecture es un programa BIM (Building Information Modeling) de los más utilizados en la actualidad para la creación, desarrollo y ejecución de proyectos de edificación civil.

Si bien en el mercado existen otras opciones de programas que también son capaces de ofrecer buenos resultados, la integración con toda la gama de programas desarrollados por la gigante Autodesk, es la característica que quizás actualmente le da ventaja frente al resto.

Cuenta con una interfaz muy cuidada y ordenada, fácil de manipular a la hora de trabajar en él. Se puede modelar desde una pequeña estructura, hasta proyectos de gran envergadura.

Se lo puede descargar desde la página oficial de Autodesk, su instalación es prácticamente muy sencilla, se puede obtener una licencia estudiantil como todos los programas de Autodesk, punto que es muy positivo debido a que se considera a los estudiantes por su condición propia y de una u otra manera se los invita a involucrarse con su programa.

#### **4.2. Modelado de las estructuras en Autodesk Revit**

##### **4.2.1. Modelado de las estructuras**

No se mostrará el modelado de las cuatro estructuras a utilizarse debido a que resultaría un proceso repetitivo e innecesario. Al final de este apartado se mostrará las estructuras regular e irregular modeladas en este programa.

A continuación, en la figura 4.1 se muestra el escritorio de trabajo de Revit, en donde como primer paso se elige una “Plantilla de construcción” para iniciar con la modelación.

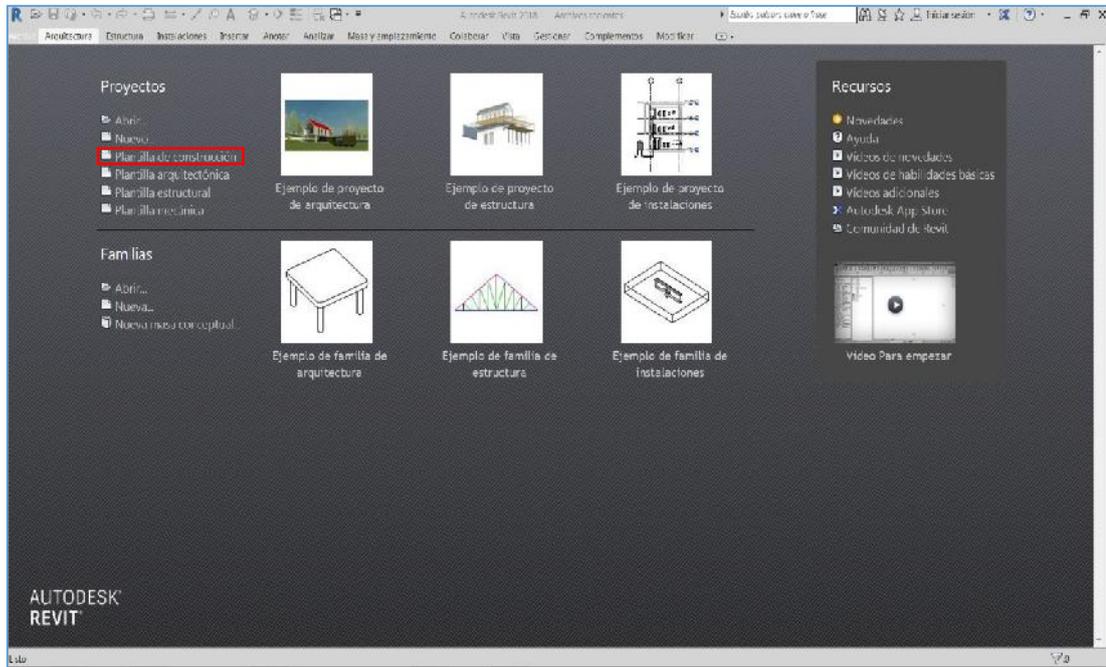


Figura 4. 1. Escritorio Inicial de Trabajo.  
Fuente: (Revit, 2019).

A continuación, en la figura 4.2 se muestra como se configuran las unidades, en este caso unidades métricas.

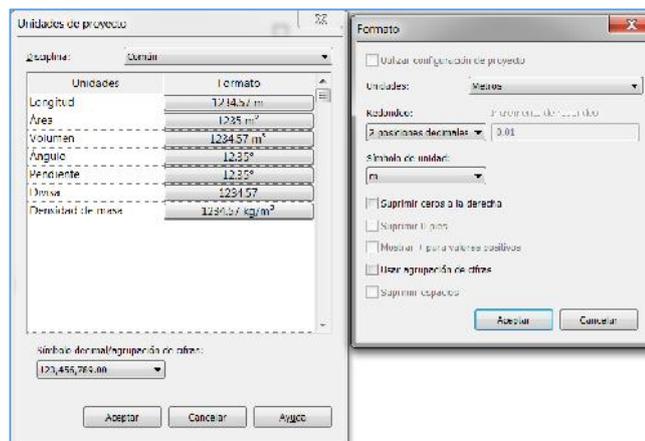


Figura 4. 2. Configuración de Unidades.  
Fuente: (Revit, 2019)

En la figura 4.3 se muestra como se dibujan los ejes en ambos sentidos teniendo mucha precisión ya que este punto es el más importante debido que aquí es donde se fundamenta toda la edificación.

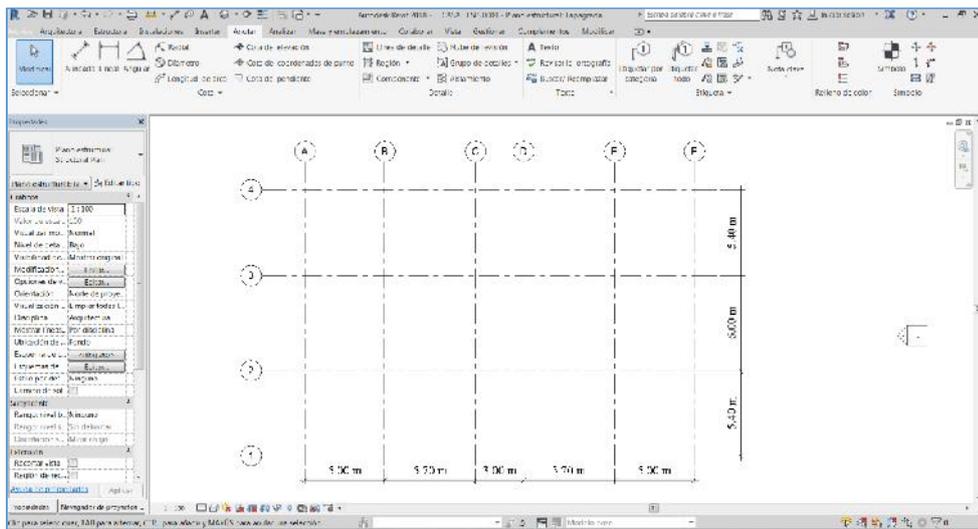


Figura 4. 3. Ejes de Construcción.

Fuente: (Revit, 2019)

Para nuestra edificación son cuatro plantas y un tapagrada con una altura de entrepiso de 3.24m como se muestra en la figura 4.4.

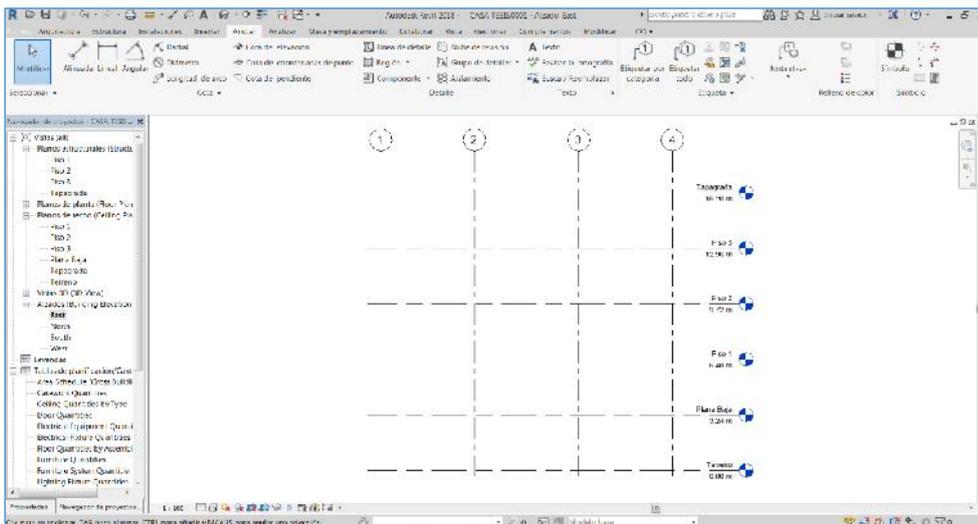


Figura 4. 4. Creación de Niveles de Plantas.

Fuente: (Revit, 2019).

#### 4.2.1.1. Creación de secciones de viga

Las secciones de viga determinadas en el pre-dimensionamiento son: 30x50 cm tanto en sentido X-X como en el sentido Y-Y. En la figura 4.5 se muestra su creación.

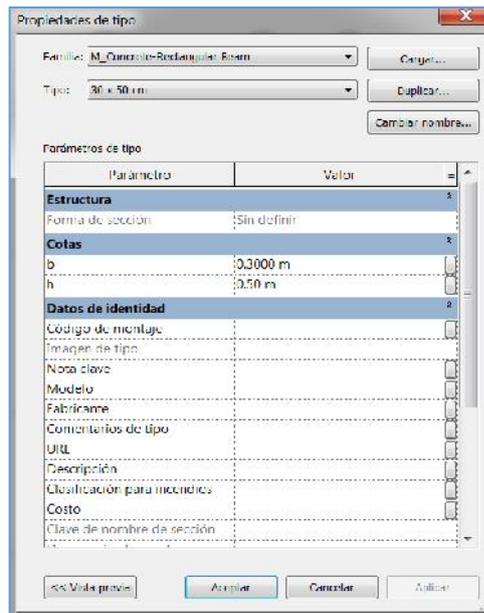


Figura 4. 5. Creación de Secciones de Viga.  
Fuente: (Revit, 2019).

#### 4.2.1.2. Creación de secciones de columna

Las secciones de columna determinadas en el pre-dimensionamiento se muestran en la tabla 4.1 y su creación en la figura 4.6.

Tabla 4. 1. *Secciones de Columna.*

TIPO	UBICACIÓN	SECCIÓN (cm)
1	Esquinera	30x30
2	Perimetral	30x30
3	Central	35x40

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

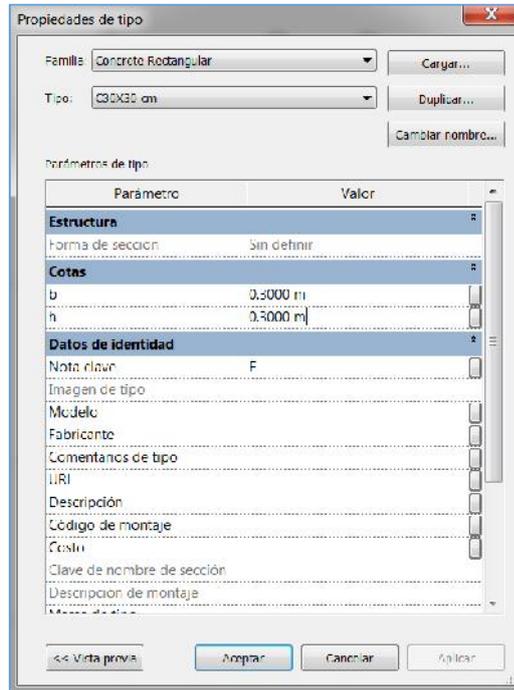


Figura 4. 6. Creación de Secciones de Columna.  
Fuente: (Revit, 2019).

#### 4.2.1.3. Creación de tipos de losas

La losa usada en todas las plantas es nervada y según el pre-diseño se determinó que ésta tendrá una altura  $h = 25$  cm. Su creación se muestra en la figura 4.7.

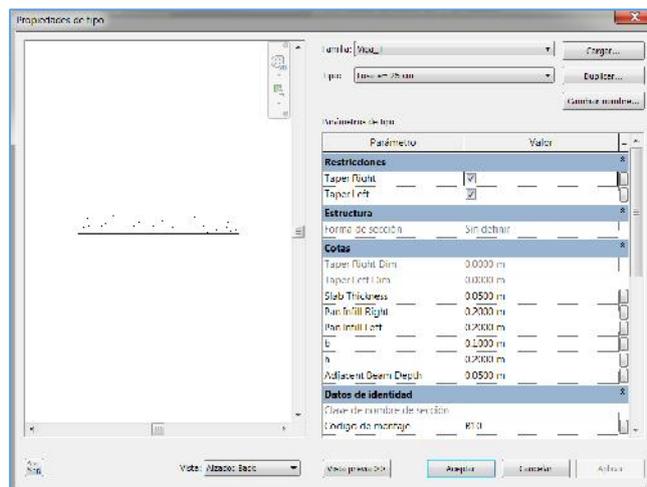


Figura 4. 7. Creación de Secciones de Losa de Plantas.  
Fuente: (Revit, 2019).

La loseta de grada será maciza con un espesor de 15cm como se muestra en la figura 4.8.

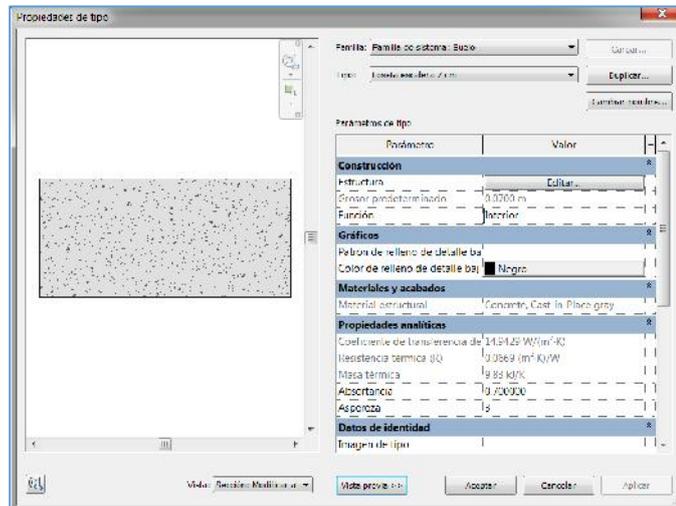


Figura 4. 8. Creación de Secciones de Loseta de Escalera.  
Fuente: (Revit, 2019).

#### 4.2.1.4. Modelado de la estructura completa

Una vez creado todas las secciones determinadas en el pre-diseño procedemos a modelar toda la estructura, teniendo como resultado lo que se muestra en la figura 4.9.

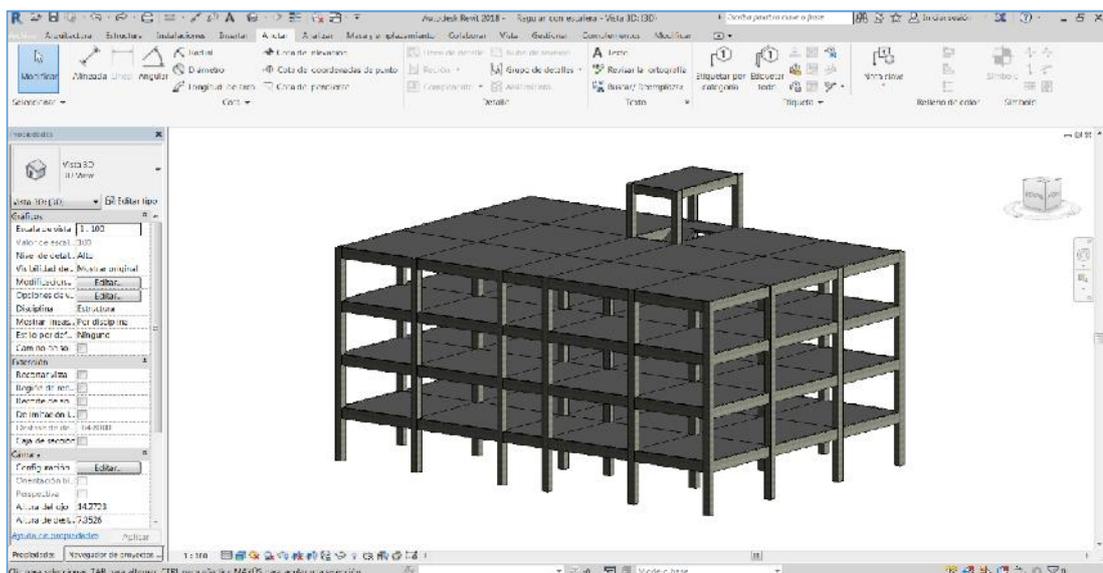


Figura 4. 9. Estructura Regular Modelada Completamente.  
Fuente: (Revit, 2019).

## 4.2.2. Exportación de los modelos creados

Los modelos creados los exportamos ocupando el complemento de ROBOT que tiene REVIT y lo se lo hace configurando las propiedades que se muestran en la figura 4.10.

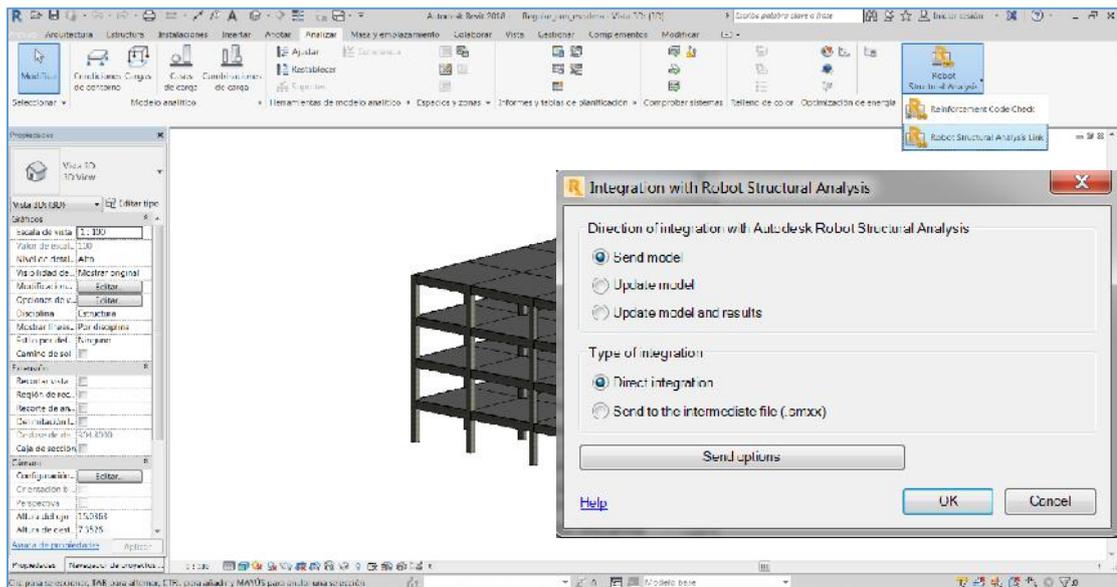


Figura 4. 10. Exportación de la Estructura al Programa ARSAP.

Fuente: (Revit, 2019).

## 4.3. Descripción del programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Profesional (ARSAP)

Para la obtención de los resultados utilizaremos Autodesk Robot Structural 2018, el cual es un software diseñado para realizar cálculos de estructuras en un entorno amigable, ideal para profesionales y estudiantes del área de ingeniería estructural.

Tiene herramientas para auto-mallado de elementos finitos, algoritmos no lineales, y una amplia colección de normas de diseño internacionales de acero, madera y hormigón, permite un flujo de trabajo colaborativo y la interoperabilidad con enlaces bidireccionales en 3D a productos complementarios de Autodesk.

### **4.3.1. Generalidades del programa**

El programa, brinda poderosas herramientas para realizar diferentes tipos de análisis como ser: estático, análisis de primer y segundo orden, líneas de influencia, análisis dinámico, modal, espectral, Time History, Push Over y otros.

Permite al usuario crear estructuras, efectuar cálculos estáticos y dinámicos para luego verificar los resultados. Además, es posible efectuar el dimensionamiento de los elementos que componen la estructura en base a diferentes normativas y crear la documentación correspondiente.

El presente trabajo no pretende explicar el uso de todos los módulos del programa sino aquellos que se consideran más representativos. La entrada de datos al programa se la realizará de manera abreviada.

### **4.3.2. Ventajas y desventajas del programa**

#### **Ventajas**

Las ventajas más sobresalientes del programa son:

- La posibilidad de tener acceso al programa con una licencia estudiantil.
- Su interfaz es sencilla y amigable con el usuario.
- Se puede vincular archivos de formato DWG, DXF, SAP 2000, STAAD y otros que contienen la geometría de una estructura, las cuales se han preparado en diversos otros programas como por ejemplo AutoCAD.

- Hay la posibilidad de importar la estructura ya creada desde el Revit Structure como se lo hace en este trabajo.
- Se puede presentar en modo gráfico la estructura diseñada y los resultados de cálculos simultáneamente. (fuerzas, desplazamientos, en la misma pantalla, etc.).
- Se puede efectuar el análisis dinámico y estático de estructuras.
- Fácil modelación y el cálculo por elementos finitos.
- Se puede obtener planos de detalle de los elementos estructurales.
- Es posible exportar los planos con otros programas de Autodesk como por ejemplo AutoCAD Structural Detailing, para lograr el manejo y presentación de planos con alto nivel de detalle.

### **Desventajas**

Del uso del programa durante la realización de este trabajo podemos rescatar las siguientes desventajas:

- Poca información del manejo del programa en nuestro medio.
- Se necesita tener un computador con buen hardware para poder correr de manera óptima el programa.
- El programa no es tan conocido en nuestro país.

### **4.4. Preferencias de trabajo**

A las preferencias de trabajo accedemos como se muestra en la figura 4.11.

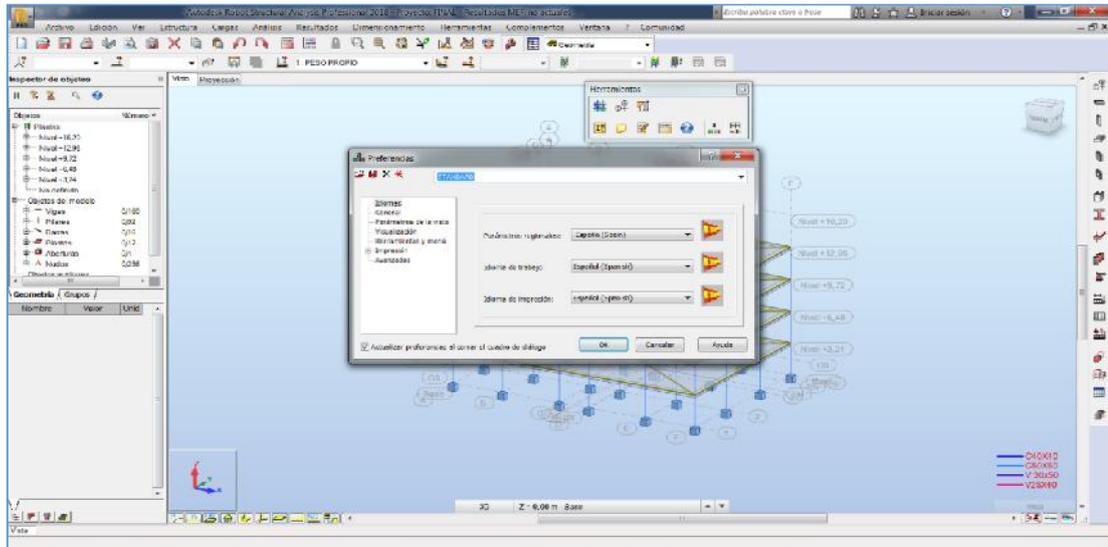


Figura 4. 11. Preferencias de Trabajo.

Fuente: (ARSAP, 2019).

El cuadro de diálogo Preferencias se usa para definir parámetros básicos en el programa como:

## ) Idioma

Se puede configurar el idioma de trabajo e idioma de las copias impresas como se muestra en la figura 4.12.

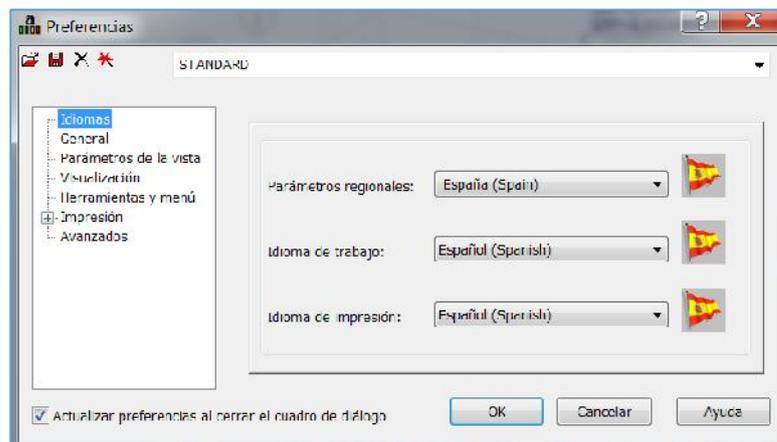


Figura 4. 12. Preferencias de Trabajo - Idioma.

Fuente: (ARSAP, 2019).

## ) General

Los parámetros de guardar los archivos, número de estructuras recientemente usadas mostradas en el menú, copia de seguridad, entre otros como se muestra en la figura 4.13.

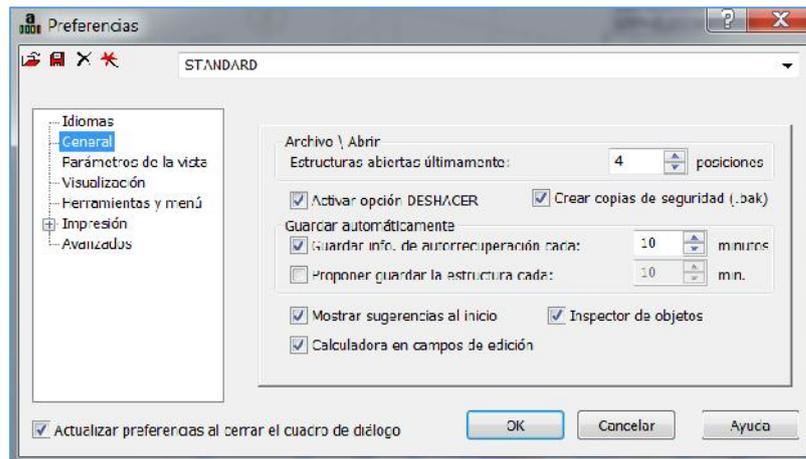


Figura 4. 13. Preferencias de Trabajo - General.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

## ) Parámetros de la vista

Se configuran los recursos de la tarjeta gráfica del computador como se muestra en la figura 4.14.

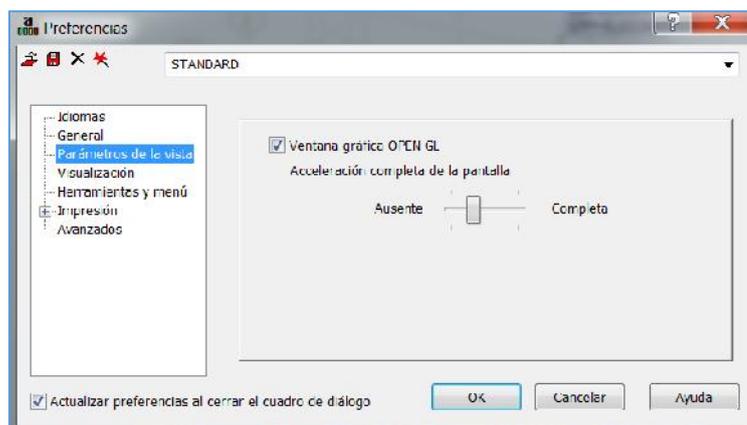


Figura 4. 14. Preferencias de Trabajo - Parámetros de la Vista.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

## ) Visualización

Se configura colores y conjuntos de características para los objetos mostrados en la pantalla como se muestra en la figura 4.15.

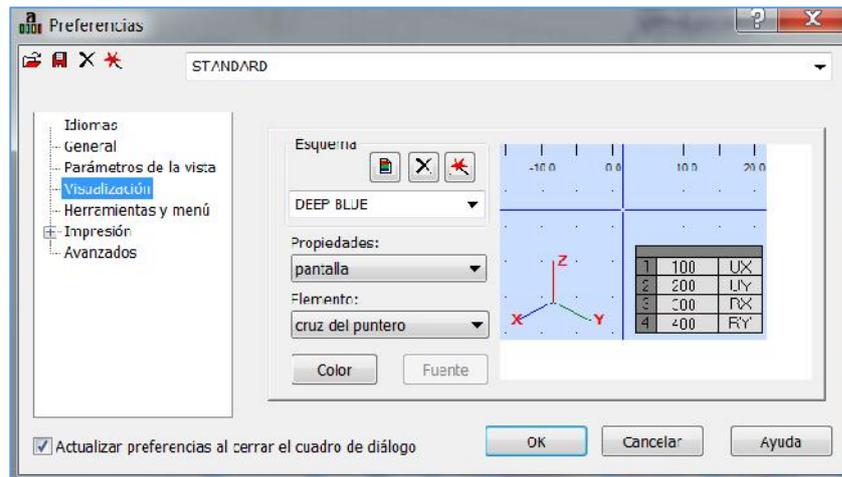


Figura 4. 15. Preferencias de Trabajo - Visualización.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

## ) Herramientas y menú

Se configura el tipo de menú, apariencia y tamaño de los íconos como se muestra en la figura 4.16.

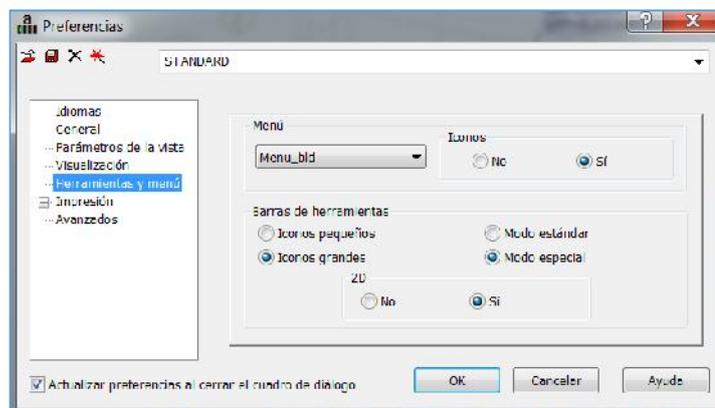


Figura 4. 16. Preferencias de Trabajo - Herramientas y Menú.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

## ) Impresión

Permite definir los colores y conjuntos de caracteres para las copias impresas, escalas y símbolos, espesor de líneas y fuente como se muestra en la figura 4.17.

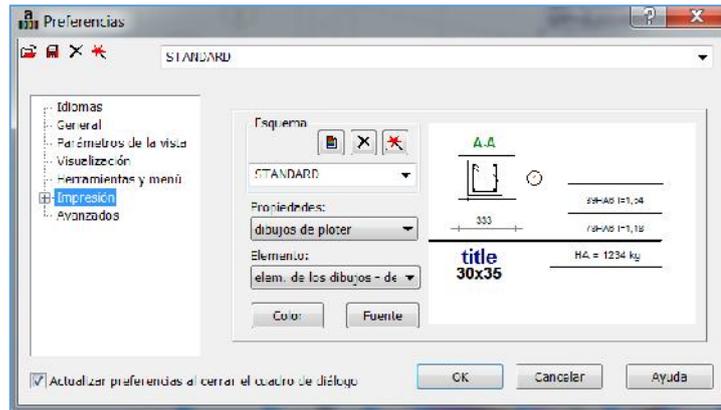


Figura 4. 17. Preferencias de Trabajo - Impresión.

Fuente: (ARSAP, 2019).

## ) Avanzados:

Las opciones que sirven para limpiar el catálogo “TEMP” en el ordenador y las opciones que permiten limitar el tamaño de los archivos se configuran como se muestra en la figura 4.18.

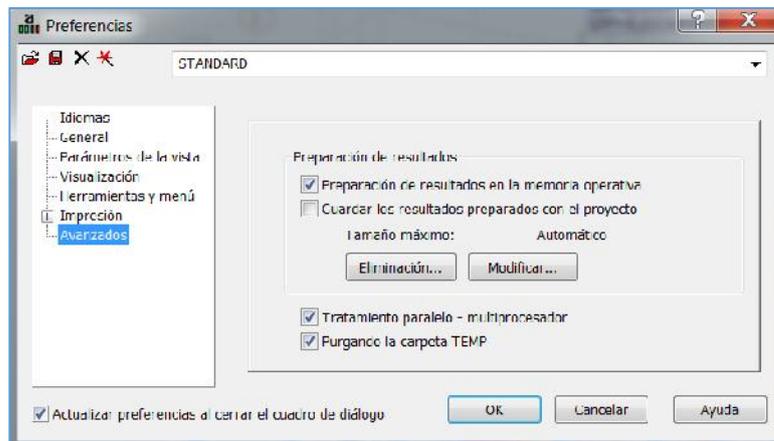


Figura 4. 18. Preferencias de Trabajo - Avanzados.

Fuente: (ARSAP, 2019).

## 4.5. Preferencias del proyecto

En el cuadro de diálogo Preferencias para el proyecto se define parámetros generales del programa en nuestro proyecto. Se puede acceder como se muestra en la figura 4.19.

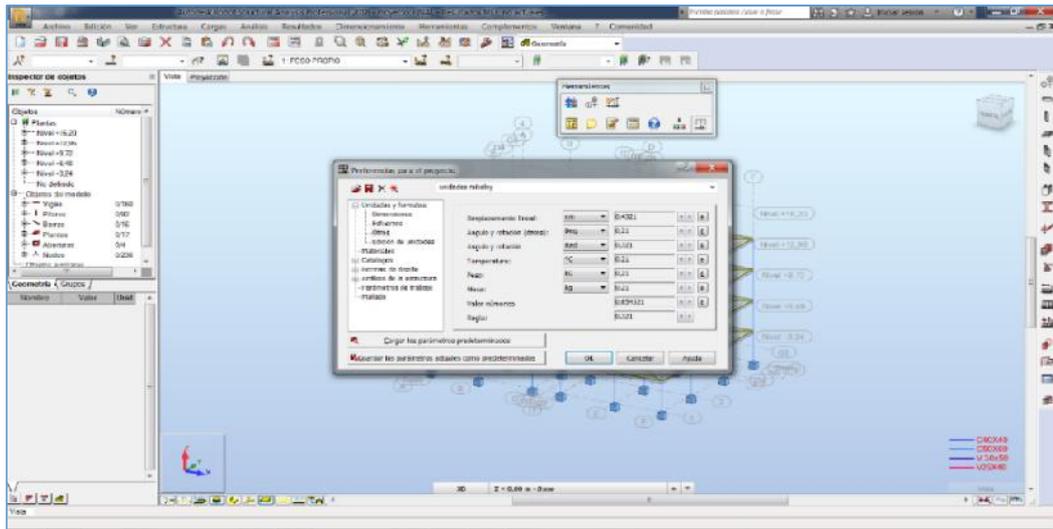


Figura 4. 19. Preferencias del Proyecto.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

Las unidades las predeterminamos como métricas como se aprecia en la figura 4.20.

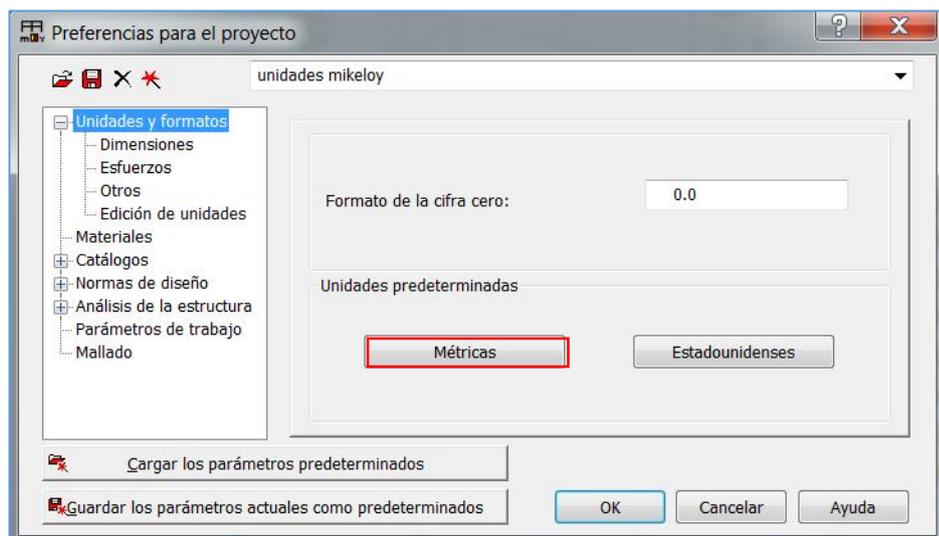


Figura 4. 20. Preferencias del Proyecto – Unidades y formatos.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

Todas las unidades serán configuradas según la necesidad del usuario, en nuestro caso las dejaremos como se muestra en la figura 4.21.

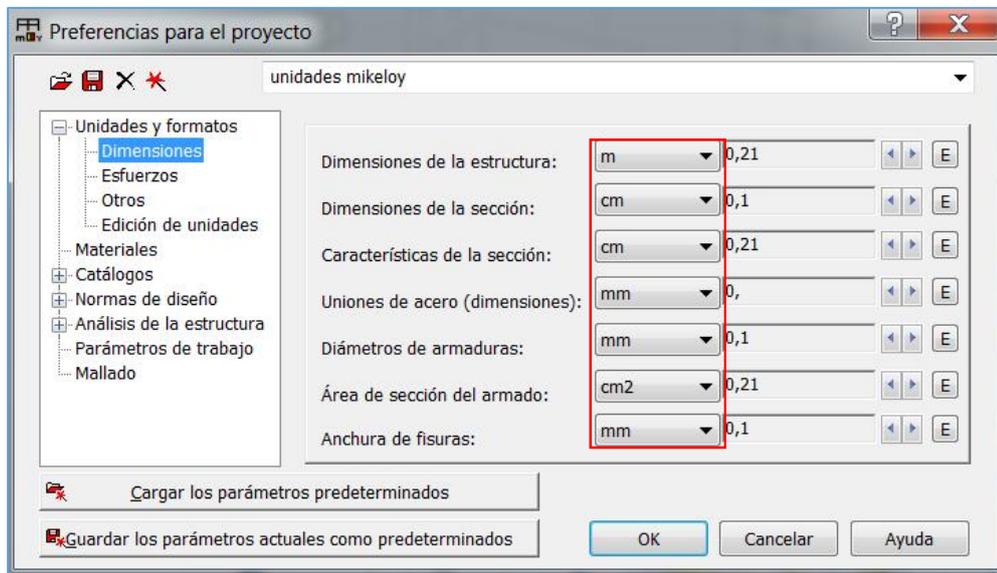


Figura 4. 21. Preferencias del Proyecto – Dimensiones.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

Se configura las unidades para los esfuerzos como se muestra en la figura 4.22.

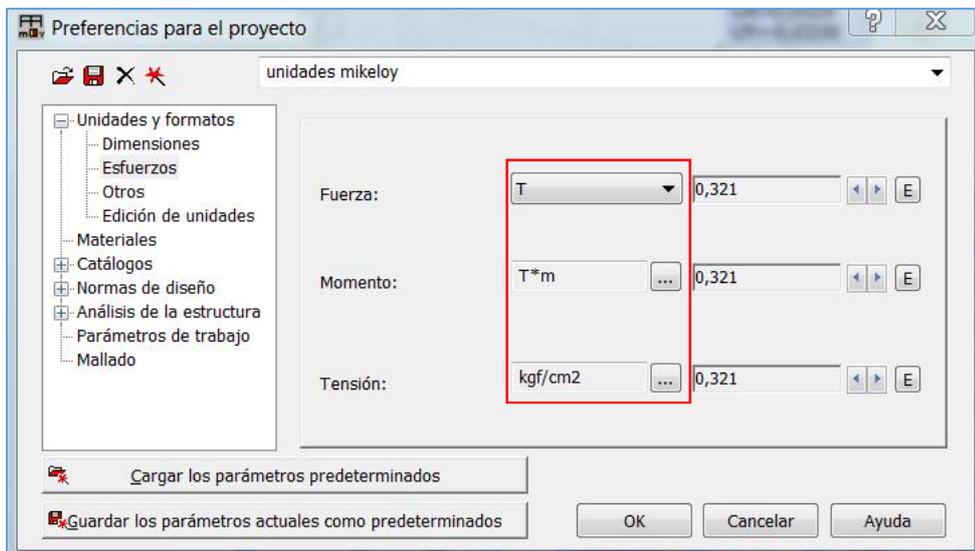


Figura 4. 22. Preferencias del Proyecto – Esfuerzos.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

Verificamos que la configuración este totalmente predeterminada como métrica. La cantidad de decimales dependerá de la precisión quiera el usuario visualizar en los cálculos como se muestra en la figura 4.23.

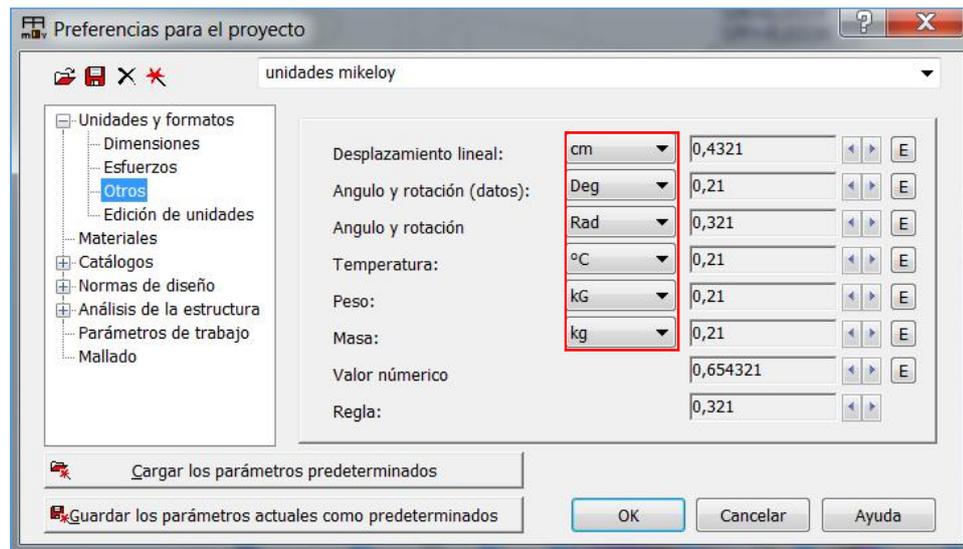


Figura 4. 23. Preferencias del Proyecto – Otros.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

Se determinan los materiales como se muestra en la figura 4.24.

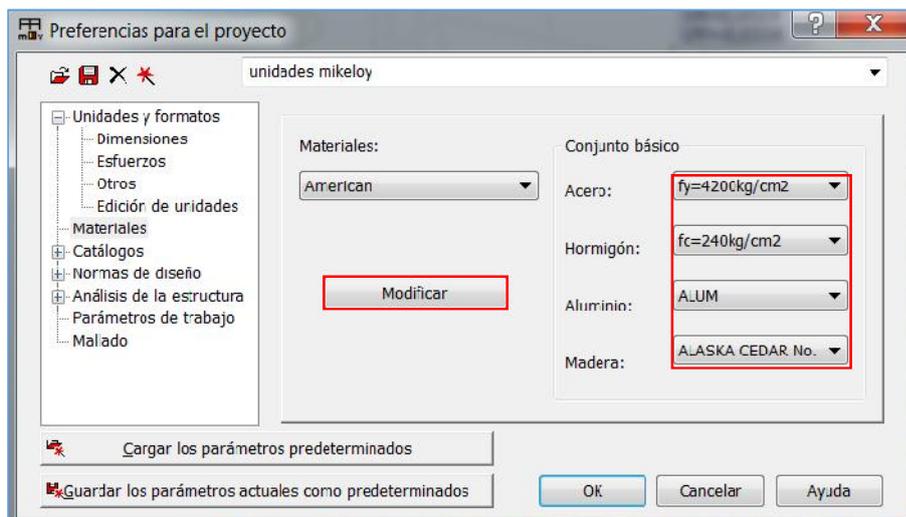


Figura 4. 24. Preferencias del Proyecto – Materiales.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

Para el acero de refuerzo usaremos uno de Grado 60 cuya resistencia a la tensión es de 4200 Kg/cm<sup>2</sup> como se muestra en la figura 4.25.

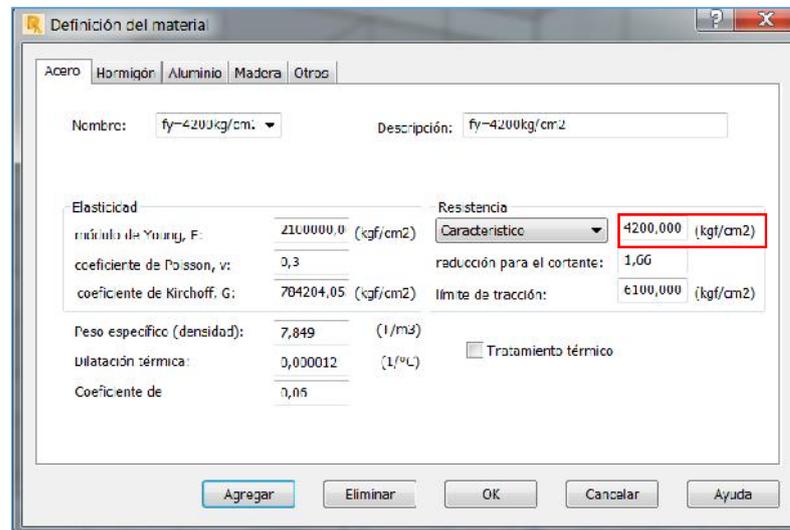


Figura 4. 25. Preferencias del Proyecto – Materiales – Acero de Refuerzo.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

La resistencia a la compresión simple del hormigón q se va a usar es de 240 Kg/cm<sup>2</sup> como se muestra en la figura 4.26.

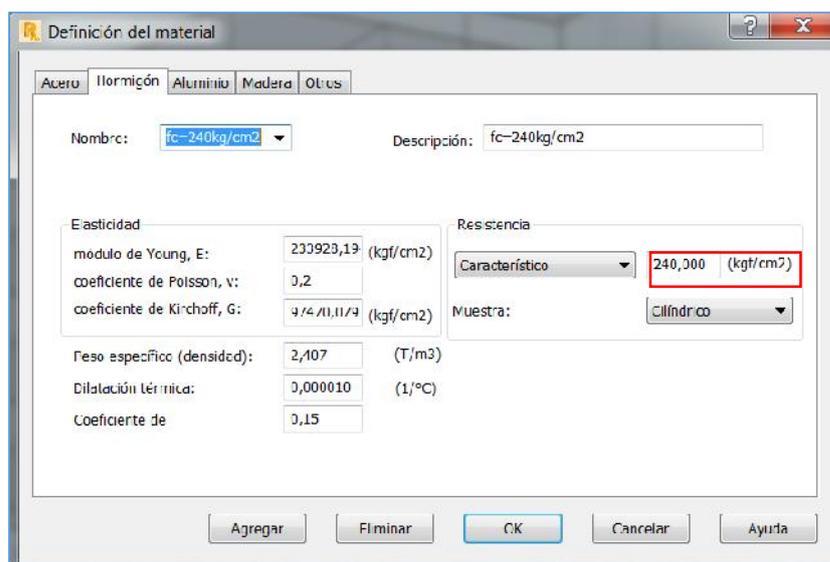


Figura 4. 26. Preferencias del Proyecto – Materiales – Hormigón.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

La normativa para el hormigón armado será configurada por defecto con la Norma Americana ACI 318-11 debido a que el programa aún no posee la Norma Ecuatoriana de la Construcción como se muestra en la figura 4.27.

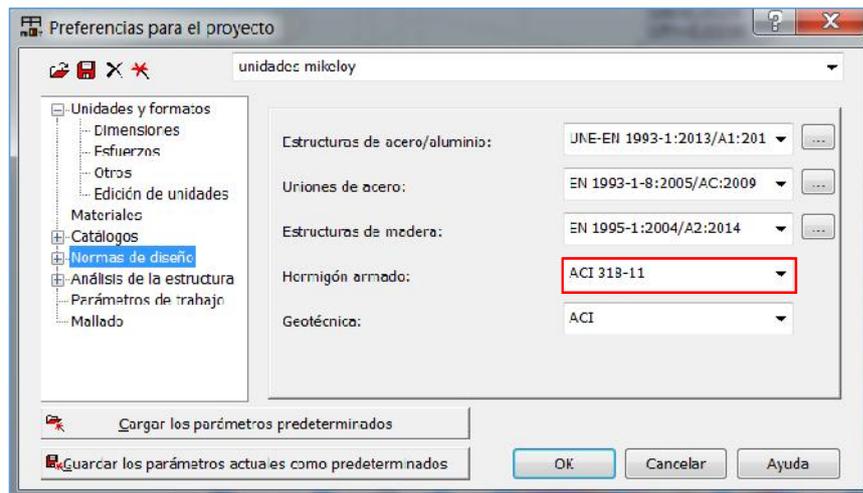


Figura 4. 27. Preferencias del Proyecto – Normas de Diseño.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

Verificamos que el programa no ignore las advertencias de análisis, con el fin de obtener resultados más precisos como se muestra en la figura 4.28.

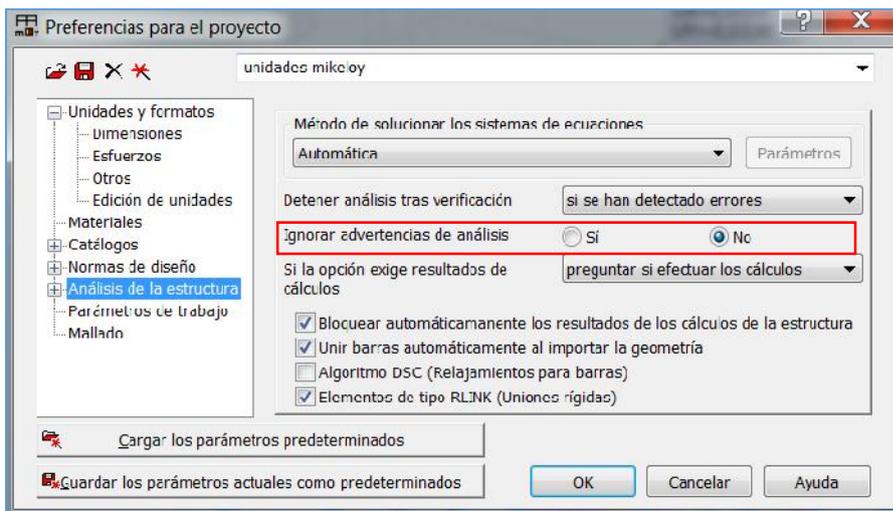


Figura 4. 28. Preferencias del Proyecto – Análisis de la Estructura.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

En parámetros de trabajo usamos la configuración por defecto que trae el programa como se muestra en la figura 4.29.

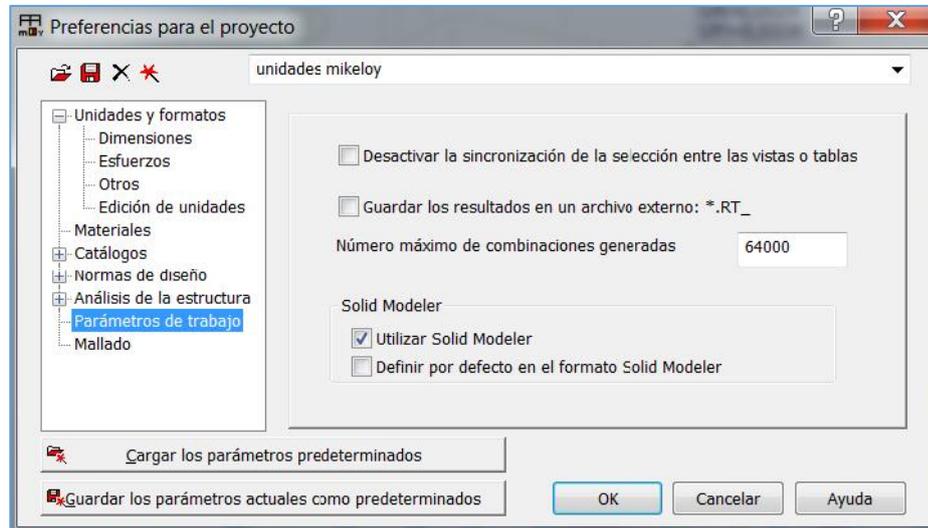


Figura 4. 29. Preferencias del Proyecto – Parámetros de Trabajo.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

En el mallado definimos un mallado grueso para que el cálculo del modelo no tarde demasiado, y tampoco force al computador en demasía como se muestra en la figura 4.30.

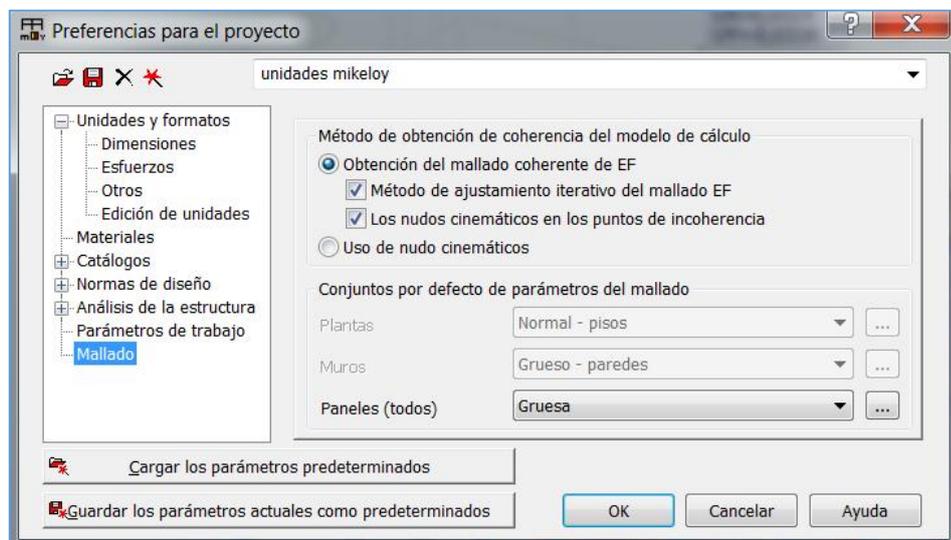


Figura 4. 30. Preferencias del Proyecto – Mallado.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

#### 4.6. Importación de los modelos de las estructuras creadas en Autodesk Revit

Una vez configurados los parámetros del programa se procede a la importación de la estructura regular modelada en (Revit, 2019). En la figura 4.31 se muestra el proceso de importación del modelo.

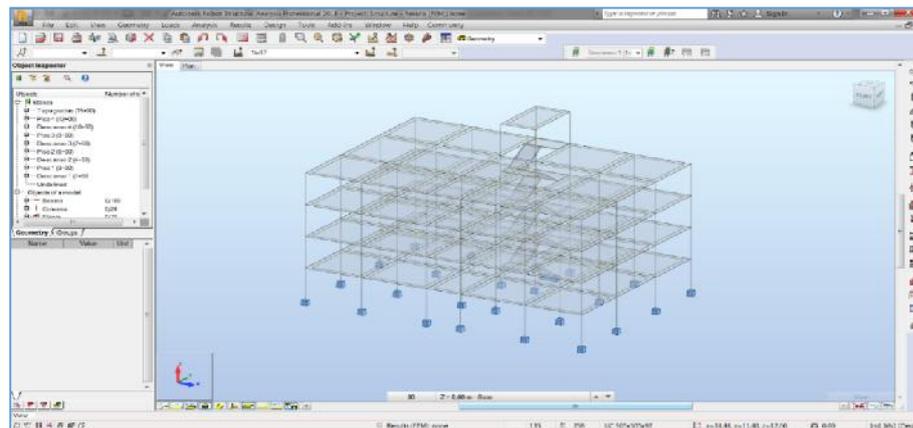


Figura 4. 31. Importación de la Estructura desde el Programa REVIT.

Fuente: (ARSAP, 2019).

#### 4.7. Definición de secciones

Las secciones creadas en Revit se importaron correctamente a Robot como se muestran en las figuras 4.32 y 4.33.

##### ) Columnas

Reducimos los momentos de inercia de las columnas a 0.80 en sus ejes X e Y, como se muestra en la figura 4.32.

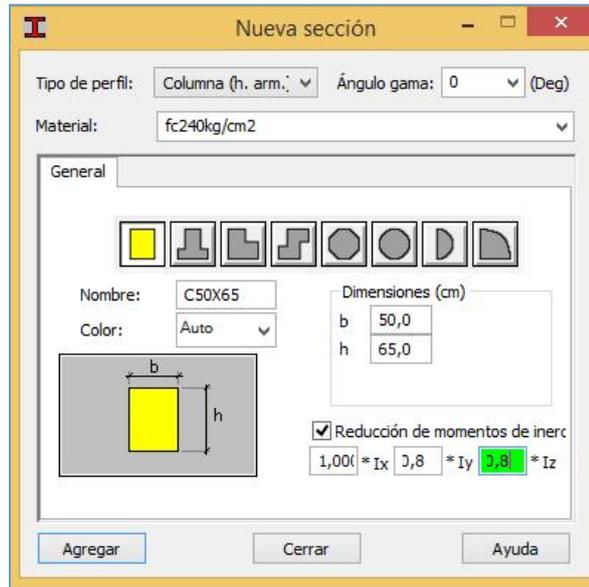


Figura 4. 32. Verificación de Secciones de Columnas.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

## ) Vigas

Reducimos los momentos de inercia de las columnas en un 50% (0.5) en su eje X, como se muestra en la figura 4.33.

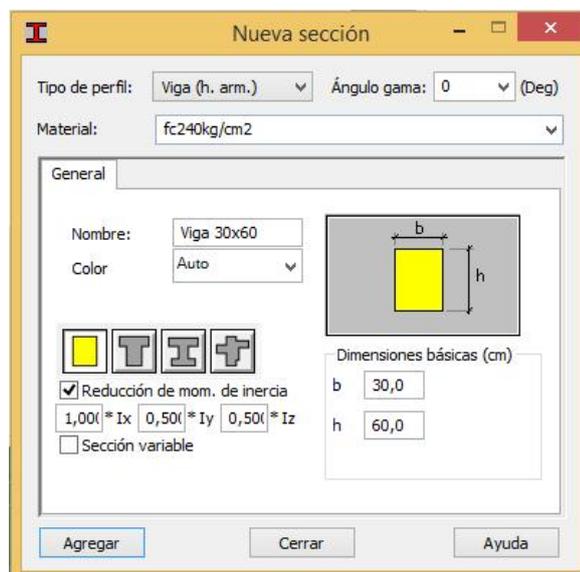


Figura 4. 33. Verificación de Secciones de Vigas.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

## ) Losa

Creamos la losa nervada de  $h = 25\text{cm}$ , los nervios de  $0.10 \times 0.20\text{m}$  con una separación de  $0.50\text{m}$  entre sí, la cual aplicaremos a todas las plantas incluida el tapagrada como se muestra en la figura 4.34.

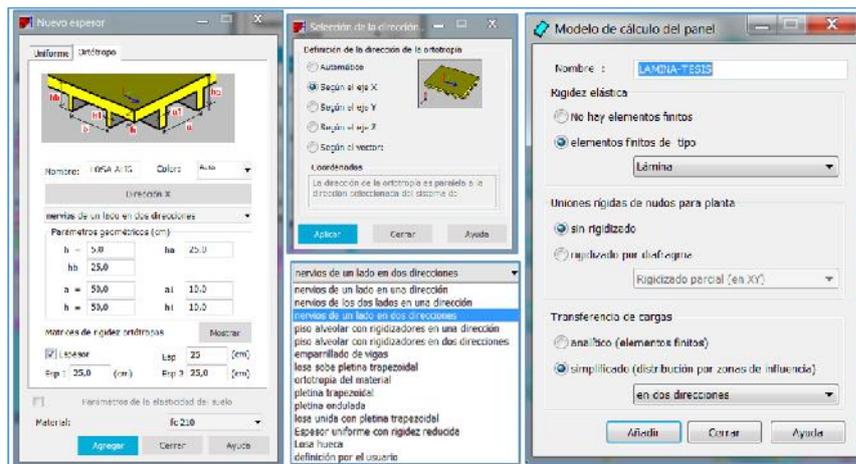


Figura 4. 34. Sección de Losa Nervada.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

## 4.8. Creación de condiciones de apoyo

La creación de apoyos se muestra en la figura 4.35.



Figura 4. 35. Creación de Apoyos – Empotramiento.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

Luego, aplicamos el empotramiento en la base de la estructura como se muestra en la figura 4.36.

#### 4.9. Asignación de elementos estructurales

Se verifica que todas las secciones se hayan importado correctamente, luego aplicamos la condición de empotramiento.

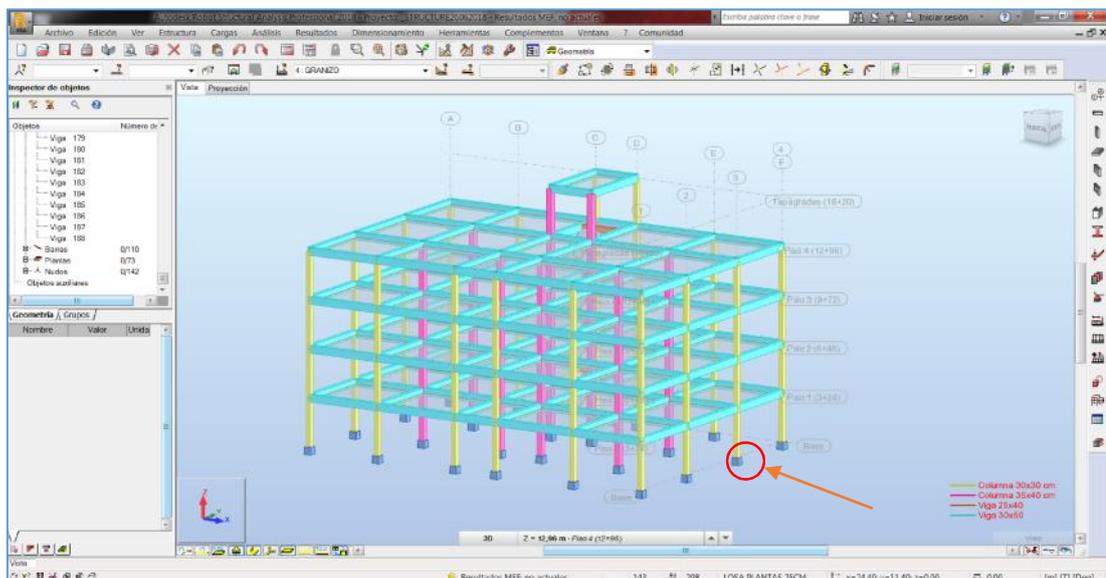


Figura 4. 36. Asignación de Elementos Estructurales y Condición de Empotramiento.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

#### 4.10. Asignación de cargas

##### 4.10.1. Creación de Cargas

Creamos los siguientes tipos de cargas:

- Peso propio (CM)
- Sobrecarga Muerta (SCM)
- Carga Viva (CV)

- Carga de Granizo (S)

Y, se asigna las cargas a la estructura tomando los valores de las tablas 3.25, 3.26 y 3.27 calculadas en el capítulo anterior, como se muestra en la figura 4.37.

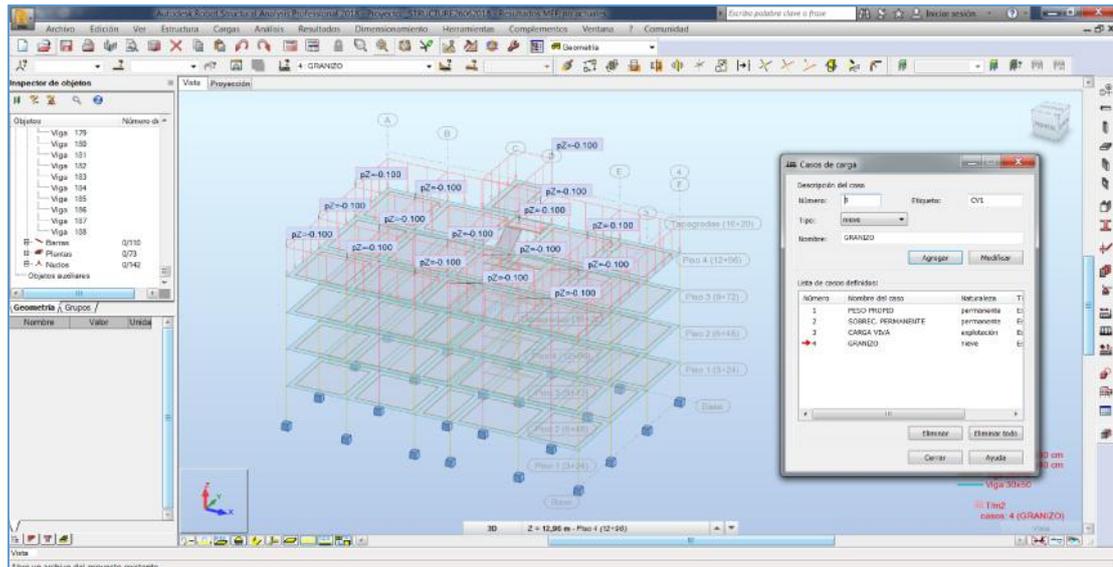


Figura 4. 37. Asignación de Cargas.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

#### 4.10.2. Cálculo de reacciones y momentos en el módulo de escaleras

A las estructuras regular e irregular modeladas sin el módulo de escaleras se añaden esfuerzos resultantes debido a la carga de la grada. Estos esfuerzos son cargas y momentos distribuidos a lo largo de las vigas que soportan la escalera, tanto por carga muerta como por carga viva, como se muestra a continuación en las figuras 4.38 y 4.39.

Para obtener estos valores de cargas y momentos se analizó de manera individual el módulo de escaleras en el programa ARSAP, obteniéndose los siguientes valores:

#### 4.10.2.1. Cargas y Momentos por Carga Muerta (CM).

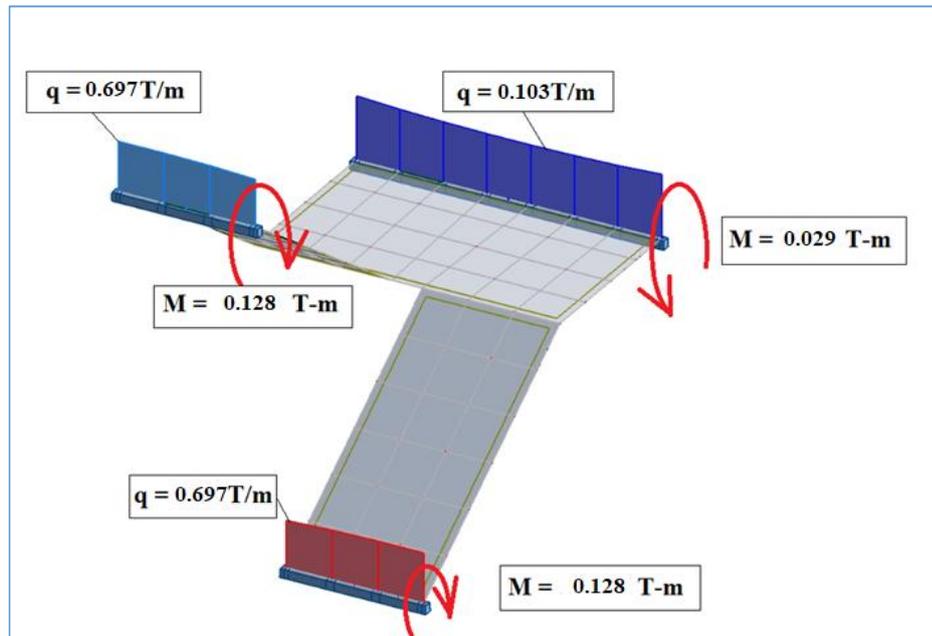


Figura 4. 38. Cargas y Momentos por Carga Muerta (CM).  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

#### 4.10.2.2. Cargas y Momentos por Carga Viva (CV)

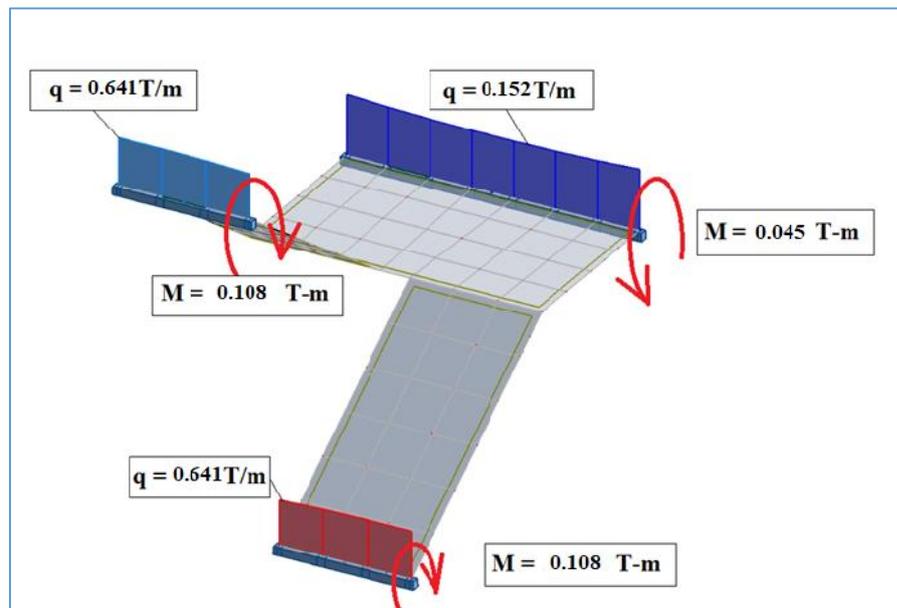


Figura 4. 39. Cargas y Momentos por Carga Viva (CV).  
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

#### 4.11. Consideraciones de dibujo y modelado

Las consideraciones de dibujo y modelado tienen que ver con las opciones de visualización del modelo, las características que uno quiere apreciar en el escritorio de trabajo como por ejemplo el número de nodos, el número de barras, la ortotropía y anotaciones de los paneles, la forma de las secciones, los valores de las cargas aplicadas en la estructura, entre otros. La opción de visualización estará dada por la subjetividad del usuario, y se los puede activar o desactivar en la barra de color rojo en la figura 4.40.

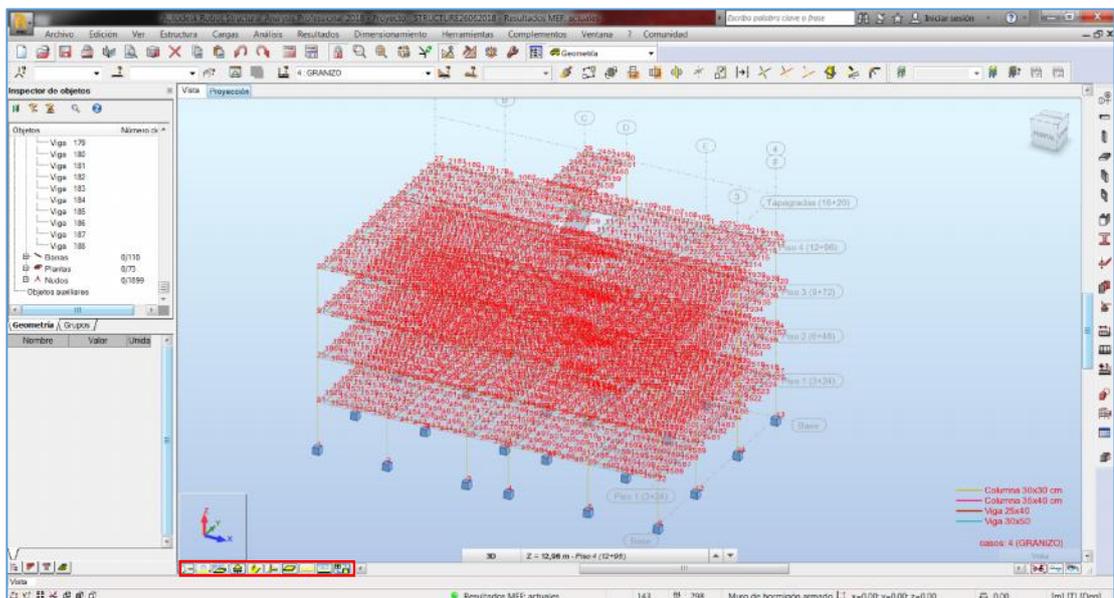


Figura 4. 40. Consideraciones de Dibujo y Modelado.

Fuente: (ARSAP, 2019).

#### 4.12. Generación de análisis modal y espectral

Para dar paso a crear los casos espectrales primero creamos el caso modal como se muestra en la figura 4.41.

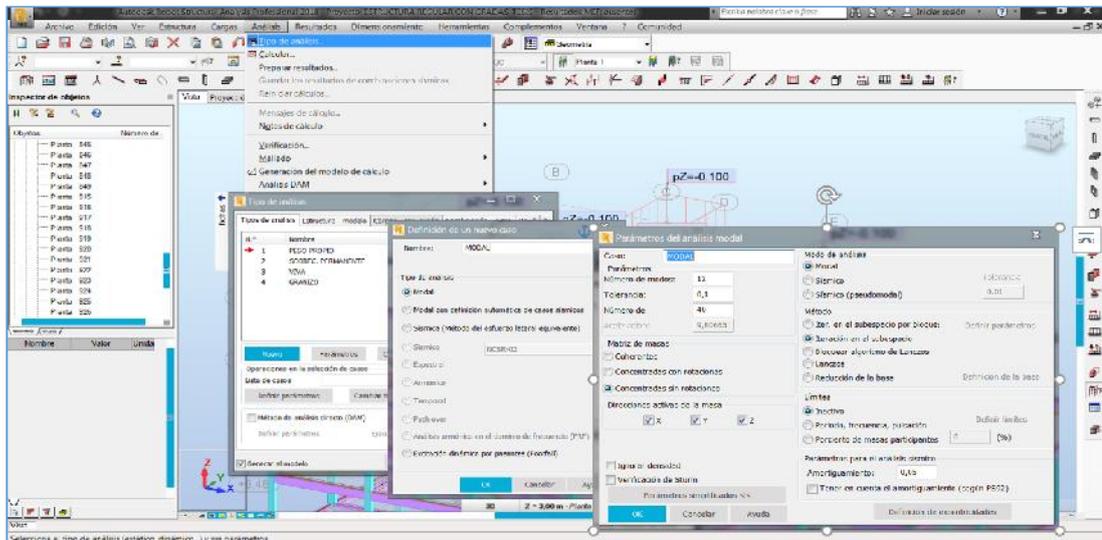


Figura 4. 41. Creación de Caso Modal.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

Por normativa, se escoge 3 modos de vibración por cada planta como mínimo, así que, en nuestro caso el número total de modos de vibración serán 12, debido a que, nuestra estructura tiene 4 plantas.

#### 4.12.1. Creación de casos espectrales

Se crea los casos espectrales con nombre “DINÁMICO X” y “DINÁMICO Y” considerando un amortiguamiento del 5% para nuestro medio. Se importa los datos del espectro de diseño calculado en el capítulo 3 de este documento, específicamente en la tabla 3.40, datos que están en función de la aceleración y del periodo de vibración y que para su importación deberá estar en un archivo de formato TXT. La figura 4.42 muestra la creación del caso espectral en la dirección X-X. La creación del caso espectral en la dirección Y-Y se lo realiza de la misma manera.

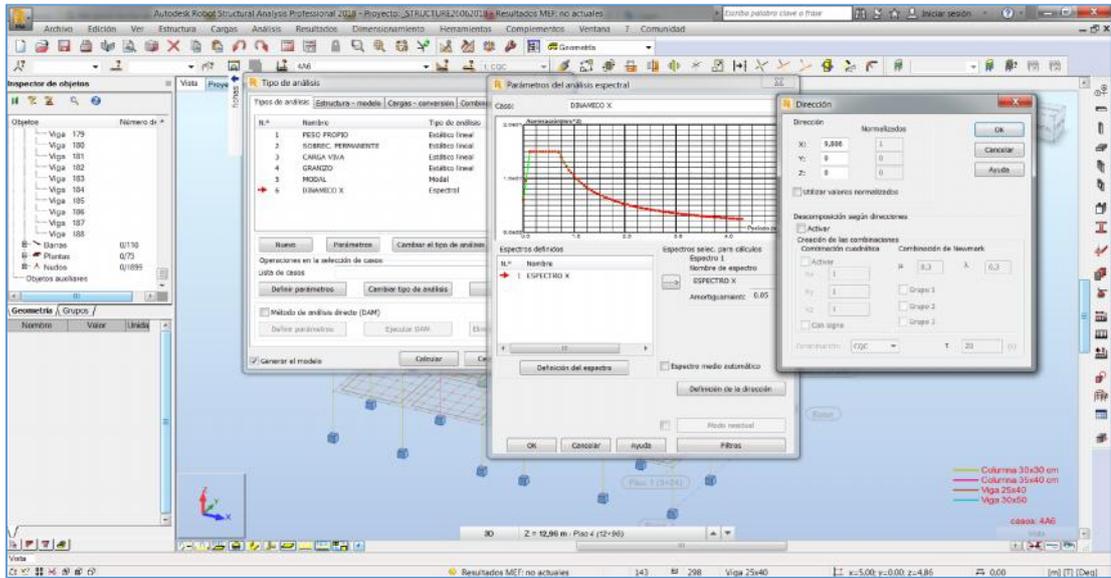


Figura 4. 42. Creación de Casos Espectrales.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

#### 4.12.2. Conversión de masas de aportación

Se convierte los casos 1 y 2 (Peso Propio y Sobrecarga Muerta) a masas de aportación, multiplicándolos por un factor de **1,00**, esto quiere decir que participará el 100% de su masa, como se muestra en la figura 4.43.

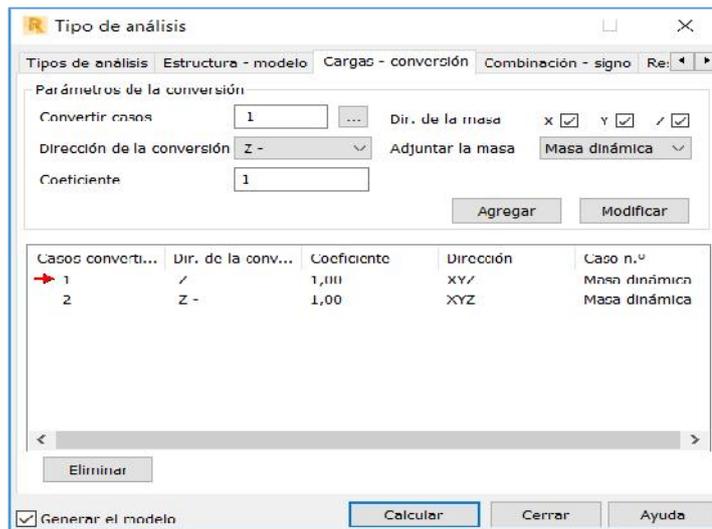


Figura 4. 43. Conversión de Masas de Aportación.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

### 4.12.3. Creación de cargas ficticias

Se toma en cuenta los casos 1 y 2 (Peso Propio y Sobrecarga Muerta) a los cuales se los multiplica por el factor del cortante basal calculado en el capítulo 3.5.4 (Carga Sísmica) y cuyo valor es de 0.1488 para la estructura regular y 0.1653 para la estructura irregular, para generar las cargas ficticias aplicadas horizontalmente, como se observa en la figura 4.44.

Estas cargas representan a la fuerza estática aplicada a la estructura tanto en el sentido X como en el sentido Y, y formarán parte de las combinaciones de carga que más adelante se le incluirán al programa por norma.

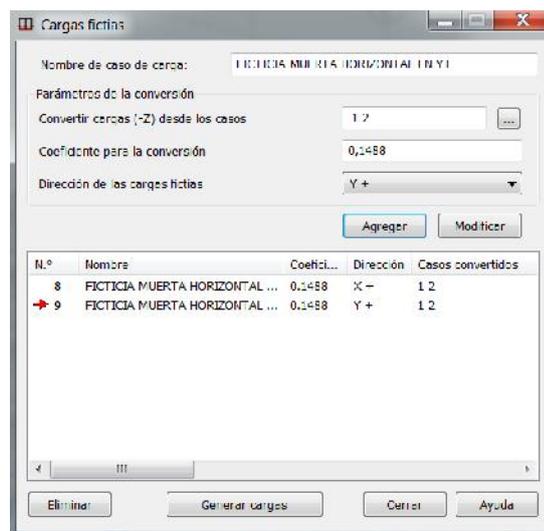


Figura 4. 44. Creación de Cargas Ficticias.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

### 4.13. Combinaciones de Carga

Se crea manualmente las combinaciones según la (NEC, 2015) anotadas en el capítulo anterior. En la figura 4.45 se muestra la creación de la combinación de carga “COMBO1”

correspondiente a la carga de servicio (en la cual se considera la carga muerta y la carga viva multiplicada por el coeficiente 1).

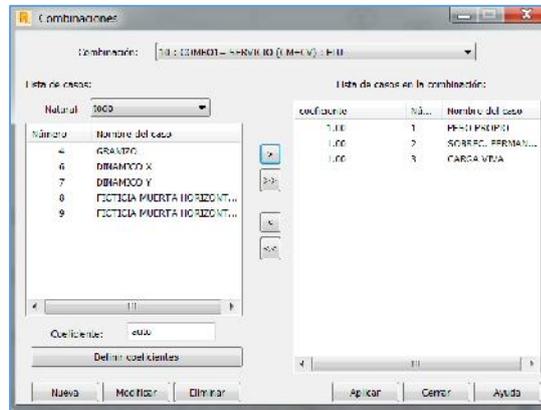


Figura 4. 45. Creación de Combinaciones de Carga.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

El resto de las combinaciones se las crea de manera similar, variando el tipo de carga y sus coeficientes. En la figura 4.46 se observan las combinaciones de carga creadas.

Combinación	Nombre	Tipo de análisis	Tipo de combin	Naturaleza de caso	Definición
10 (C)	COMBO1= SERVICIO (CM+CV)	Combinación line	=LU	permanente	$(1+2+3)*1.0000$
11 (C)	COMBO2= 1.4CM	Combinación line	ELU	permanente	$(1+2)*1.4000$
12 (C)	COMBO3= 1.2CM+1.6CV+0.5S	Combinación line	ELU	permanente	$(1+2)*1.2000+3*1.6000+4*0.5000$
13 (C)	COMBO4= 1.2CM+1.6S+1.0CV	Combinación line	ELU	permanente	$(1+2)*1.2000+3*1.0000+4*1.6000$
14 (C)	COMBO5= 1.2CM+1.0Exx+1.0C	Combinación line	ELU	permanente	$(1+2)*1.2000+(3+8)*1.0000+4*0.2000$
15 (C)	COMBO6= 1.2CM+1.0Eyy+1.0C	Combinación line	ELU	permanente	$(1+2)*1.2000+(3+9)*1.0000+4*0.2000$
16 (C)	COMBO7= 0.9CM+1.0Exx	Combinación line	ELU	permanente	$(1+2)*0.9000+8*1.0000$
17 (C)	COMBO8= 0.9CM+1.0Fyy	Combinación line	ELU	permanente	$(1+2)*0.9000+9*1.0000$

Figura 4. 46. Combinaciones de Carga.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

#### 4.14. Verificación y cálculo del modelo

Verificamos que el modelo no contenga errores antes de iniciar el proceso de cálculo, para evitar que los mismos no alteren los resultados como se aprecia en la figura 4.47.

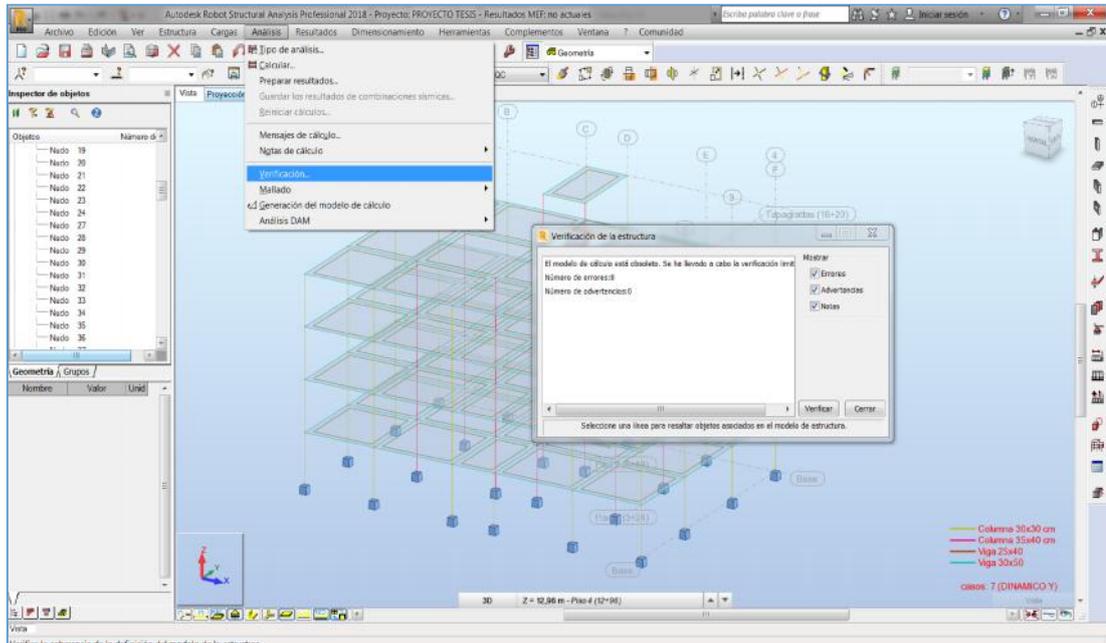


Figura 4. 47. Verificación del Modelo.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

Luego de la verificación se procede a calcular nuestro modelo como se muestra en la figura 4.48.

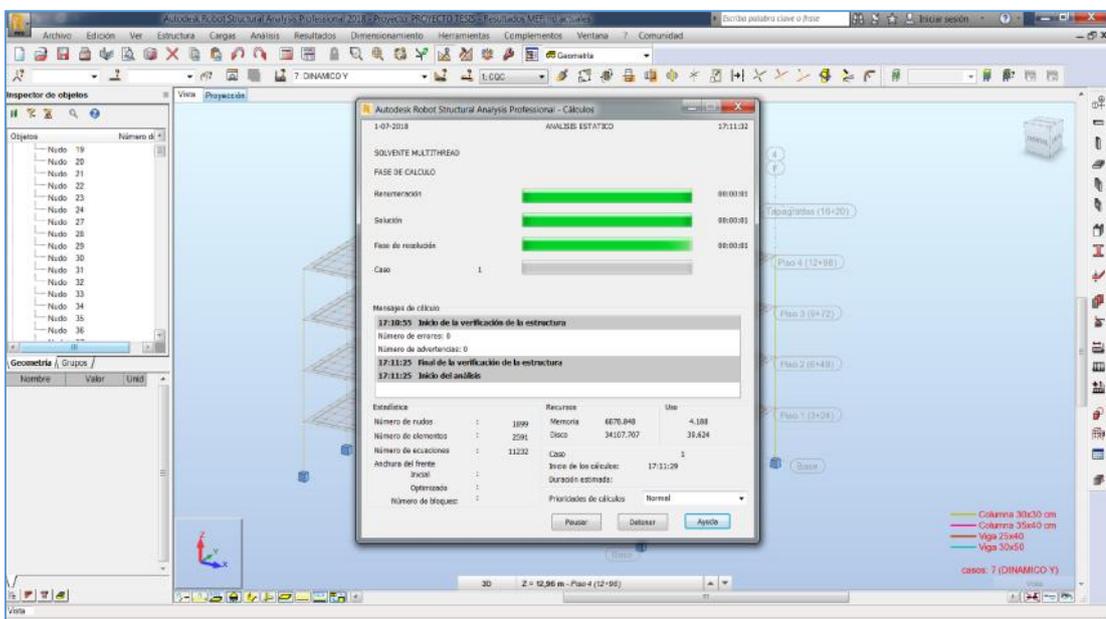


Figura 4. 48. Cálculo del Modelo.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

#### 4.15. Análisis modal y derivas de piso

Para la verificación de resultados tomamos en cuenta los modelos más críticos, en este caso son los modelos regular e irregular sin el módulo de escaleras.

##### Límites permisibles de las derivas de los pisos

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de “Peligro Sísmico” se contempla que la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla 4.2, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Tabla 4. 2. Verificación de Desplazamientos en Estructura Regular en Sentido Y.

Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

##### 4.15.1. Estructura regular

###### 4.15.1.1. Periodos, frecuencias y aportación de masas para cada modo de vibración

Tenemos una aportación de masas tanto en el sentido X como en el sentido Y superior al 90% a partir del cuarto modo de vibración que es lo que se exige por norma, por lo que en ese punto estaría comportándose correctamente el modelo.

Se obtiene un periodo de vibración de 1.24 segundos en el primer modo de vibración que es muy alto en comparación al periodo fundamental de vibración de la estructura el cual

es de  $T_a = 0.674$  segundos. Este resultado nos indica que la estructura es muy flexible, las secciones de los elementos estructurales no aportan la suficiente rigidez. Se debe aumentar las dimensiones de los elementos estructurales para incrementar la rigidez. En la figura 4.49 se muestran los resultados obtenidos de los periodos y aportación de masas.

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)
5/ 1	0,8056	1,2414	0,0003	87,6920	0,0
5/ 2	0,8567	1,1673	6,6745	87,7011	0,0
5/ 3	0,0934	1,1194	07,5996	07,7012	0,0
5/ 4	2,3684	0,4222	87,5996	96,7904	0,0
5/ 5	2,5049	0,3992	88,1669	96,7905	0,0
5/ 6	2,6077	0,3835	96,8523	96,7905	0,0
5/ 7	3,7373	0,2676	96,8523	99,3064	0,0
5/ 8	3,9310	0,2544	96,9259	99,3064	0,0
5/ 9	4,0798	0,2451	99,2542	99,3064	0,0
5/ 10	4,6735	0,2140	99,2542	99,8954	0,0
5/ 11	4,8388	0,2067	99,4443	99,8954	0,0
5/ 12	4,9463	0,2022	99,6552	99,8954	0,0

Figura 4. 49. Periodos, Frecuencias y Aportación de Masas para cada Modo de Vibración.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

#### 4.15.1.2. Desplazamientos medios de cada planta sentido X y sentido Y (derivadas de piso)

En la figura 4.50 se pueden observar los desplazamientos medios de cada planta.

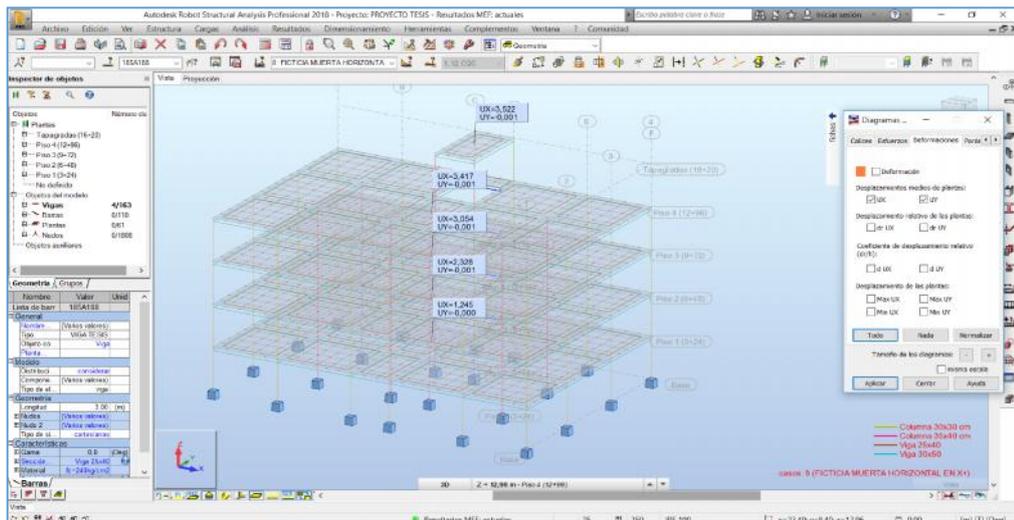


Figura 4. 50. Desplazamientos Medios de cada Planta Sentido X.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

Los mismos serán verificados individualmente para evitar que superen los desplazamientos que por norma es de 0.02 para estructuras de hormigón armado. En la tabla 4.3 se muestra la verificación de los desplazamientos en el sentido X.

En la planta baja el desplazamiento sobrepasa el normado, por lo que se concluye que esta planta necesita ser rigidizadas en éste sentido.

Tabla 4. 3. Verificación de Desplazamientos en Estructura Regular en Sentido X.

PLANTA	DESPLAZA M. MEDIOS (cm)	DIFEREN CIA DE DESP.(cm).	ALTUR A DE PISO (cm)	DESPLAZAM. RELAT. ( r ) (cm)	$e(\%)=0,75*R* r$	e 2% (NORMA)
Tapagrada	3.52	0.1	324	0.0003	0.019	CUMPLE
Tercera Planta	3.42	0.37	324	0.0011	0.007	CUMPLE
Segunda Planta	3.05	0.72	324	0.0022	0.013	CUMPLE
Primera Planta	2.33	1.08	324	0.0033	0.020	CUMPLE
Planta Baja	1.25	1.25	324	0.0039	0.023	NO CUMPLE

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

En la figura 4.51 se pueden observar los desplazamientos medios de cada planta en el sentido Y.

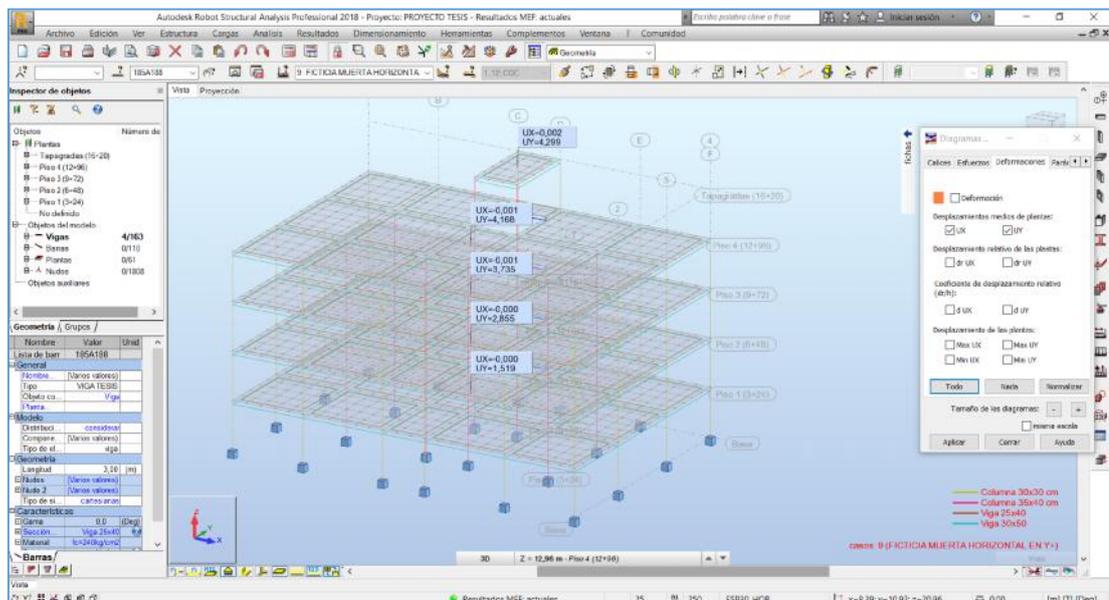


Figura 4. 51. Desplazamientos Medios de cada Planta Sentido Y.

Fuente: (ARSAP, 2019).

En la tabla 4.4 se muestra la verificación de los desplazamientos en el sentido Y.

Tabla 4. 4. Verificación de Desplazamientos en Estructura Regular en Sentido Y.

PLANTA	DESPLAZA M. MEDIOS (cm)	DIFERENCI A DE DESP.(cm).	ALTUR A DE PISO (cm)	DESPLAZAM .RELAT. ( r ) (cm)	$e(\%)=0,75 \cdot R$ $\cdot r$	e 2% (NORMA)
Tapagrada	4.3	0.13	324	0.0004	0.002	CUMPLE
Tercera Planta	4.17	0.43	324	0.0013	0.008	CUMPLE
Segunda Planta	3.74	0.88	324	0.0027	1.63	CUMPLE
Primera Planta	2.86	1.3	324	0.0040	2.41	NO CUMPLE
Planta Baja	1.56	1.56	324	0.0048	2.89	NO CUMPLE

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

En la primera y segunda planta el desplazamiento sobrepasa el normado (**0.02**), por lo tanto, estas plantas necesitan ser rigidizadas en este sentido.

#### 4.15.2. Estructura irregular

##### 4.15.2.1. Periodos, frecuencias y aportación de masas para cada modo de vibración

Tenemos una aportación de masas tanto en el sentido X como en el sentido Y superior al 90% a partir del cuarto modo de vibración que es lo que se exige por norma, por lo que en ese punto estaría comportándose correctamente el modelo.

Se obtiene un periodo de vibración de 0.805 segundos en el primer modo de vibración que es muy alto en comparación al periodo fundamental de vibración de la estructura el cual es de  $T_a = 0.674$  segundos. Este resultado nos indica que la estructura es flexible, las secciones de los elementos estructurales no aportan la suficiente rigidez. Se debe aumentar las dimensiones de los elementos estructurales para incrementar la rigidez. En la figura 4.52 se muestran los resultados obtenidos de los periodos y aportación de masas.

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)
5/ 1	1,2418	0,8053	0,6490	44,7329	0,0
5/ 2	1,2789	0,7819	1,9268	87,5642	0,0
5/ 3	1,3734	0,7281	87,7795	87,6112	0,0
5/ 4	3,6374	0,2749	87,8728	91,8699	0,0
5/ 5	3,7448	0,2670	88,0271	96,7430	0,0
5/ 6	4,0165	0,2490	96,8996	96,7493	0,0
5/ 7	5,5995	0,1786	96,9048	98,2022	0,0
5/ 8	5,7850	0,1729	97,0188	98,2259	0,0
5/ 9	6,1933	0,1615	97,5120	99,1474	0,0
5/ 10	6,2472	0,1601	98,9246	99,4478	0,0
5/ 11	6,8855	0,1452	99,4867	99,4478	0,0
5/ 12	7,2775	0,1374	99,4919	99,5384	0,0

Figura 4. 52. Periodos, Frecuencias y Aportación de Masas Estructura Irregular.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

#### 4.15.2.2. Desplazamientos medios de cada planta sentido X y sentido Y (derivadas de piso)

En la figura 4.53 se pueden observar los desplazamientos medios de cada planta en el sentido X-X.

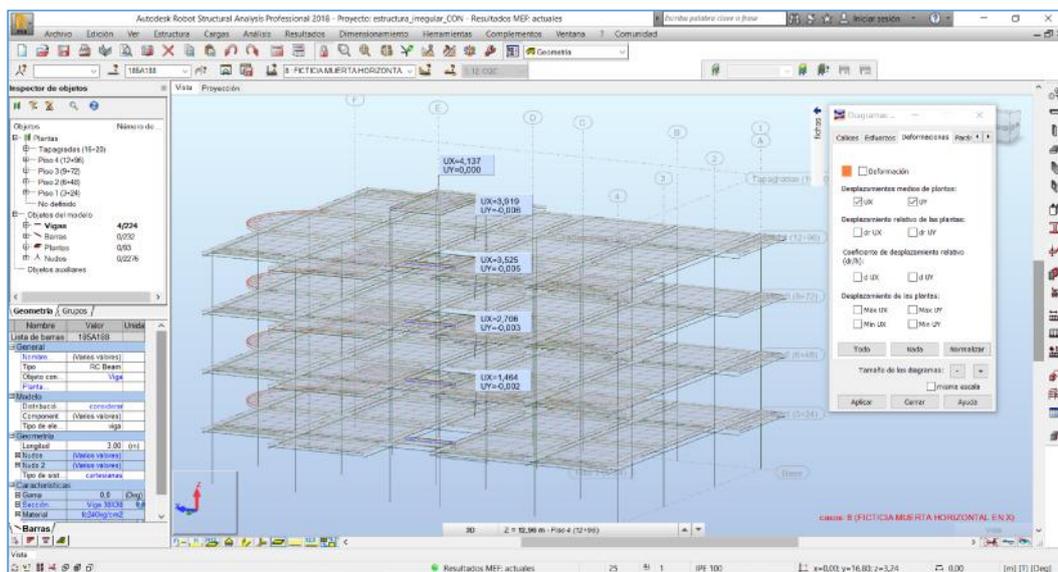


Figura 4. 53. Desplazamientos Medios de cada Planta Estructura Irregular Sentido X.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

Los mismos serán verificados individualmente para evitar que superen los desplazamientos que por norma es del 0.02 para estructuras de hormigón armado. En la tabla 4.5 se muestra la verificación de los desplazamientos en el sentido X.

En la primera y segunda plantas el desplazamiento sobrepasa el normado, por consiguiente, necesitan ser rigidizadas las mismas en el sentido X.

Tabla 4. 5. Verificación de Desplazamientos en Estructura Irregular en Sentido X.

PLANTA	DESPLAZA M. MEDIOS (cm)	DIFEREN CIA DE DESP.(cm).	ALTUR A DE PISO (cm)	DESPLAZAM. RELAT. ( r ) (cm)	$e(\%)=0,75*\frac{R}{r}$	e 2% (NORMA)
Tapagrada	4.14	0.22	324	0.0007	0.41	CUMPLE
Tercera Planta	3.92	0.39	324	0.0012	0.72	CUMPLE
Segundo Planta	3.53	0.82	324	0.0025	1.52	CUMPLE
Primera Planta	2.71	1.25	324	0.0039	2.31	NO CUMPLE
Planta Baja	1.46	1.46	324	0.0045	2.70	NO CUMPLE

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

En la figura 4.54 se pueden observar los desplazamientos medios de cada planta en éste sentido.

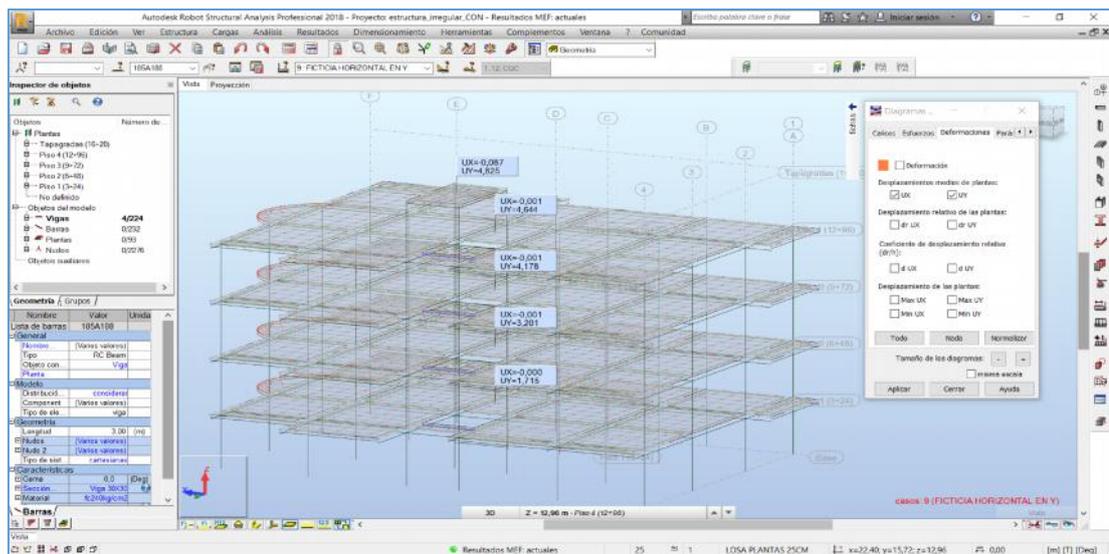


Figura 4. 54. Desplazamientos Medios de cada Planta Estructura Irregular Sentido Y.

Fuente: (ARSAP, 2019).

En la tabla 4.6 se muestra la verificación de los desplazamientos en el sentido Y.

Tabla 4. 6. Verificación de Desplazamientos en Estructura Irregular en Sentido Y.

PLANTA	DESPLAZA M. MEDIOS (cm)	DIFEREN CIA DE DESP.(cm).	ALTUR A DE PISO (cm)	DESPLAZAM. RELAT. ( r ) (cm)	$e(\%)=0,75*R* r$	e 2% (NORMA)
Tapagrada	4.83	0.19	324	0.0006	0.35	<b>CUMPLE</b>
Tercera Planta	4.64	0.46	324	0.0014	0.85	<b>CUMPLE</b>
Segunda Planta	4.18	0.98	324	0.0030	1.81	<b>CUMPLE</b>
Primera Planta	3.20	1.48	324	0.0046	2.74	<b>NO CUMPLE</b>
Planta Baja	1.72	1.72	324	0.0053	3.19	<b>NO CUMPLE</b>

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

En la planta baja y primera planta el desplazamiento sobrepasa el normado, por lo tanto, estas plantas necesitan ser rigidizadas en este sentido.

Las estructuras regular e irregular necesitan ser rigidizadas en al menos sus dos primeras plantas, en ambos sentidos.

#### 4.15.3. Rigidización de las estructuras

Para el aumento de rigidez en las estructuras antes mencionadas, existen varias alternativas para hacerlo como son:

- ✓ Aumento de Secciones de Columnas.
- ✓ Colocación de Muros de Corte.
- ✓ Aumento de Secciones de Vigas.
- ✓ Aumento de Espesor de Losa (Menos eficaz).
- ✓ Aumento de Resistencia a la Compresión del Hormigón (No considerada en este proyecto).

De todas las alternativas antes mencionadas se eligió la alternativa de aumentar las secciones de las columnas.

#### 4.15.3.1. Estructura regular

Para corregir la rigidez de la estructura se aumentó las secciones de las columnas de 30x30 cm a 50x50 cm. Los resultados de la estructura regular luego de la rigidización de la misma son los siguientes:

##### ➤ Análisis modal

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)
5/ 1	1,1622	0,8604	0,0000	83,37E4	0,0
5/ 2	1,2412	0,8056	83,5859	83,37E4	0,0
5/ 3	1,3513	0,7400	83,9650	83,37E4	0,0
5/ 4	3,6622	0,2731	83,9650	93,5672	0,0
5/ 5	3,8703	0,2584	94,3460	93,5672	0,0
5/ 6	4,2737	0,2340	94,5463	93,5672	0,0
5/ 7	5,6414	0,1773	94,5463	95,5079	0,0
5/ 8	5,1426	0,1928	96,1033	95,5879	0,0
5/ 9	7,0739	0,1414	96,1033	98,7406	0,0
5/ 10	7,2355	0,1382	98,6637	98,7406	0,0
5/ 11	7,7594	0,1289	98,8427	98,7406	0,0
5/ 12	8,2388	0,1214	98,8455	98,7406	0,0

Figura 4. 55. Estructura Regular, Análisis modal.

Fuente: (ARSAP, 2019)

Como observamos en la figura 4.55 se logró reducir el periodo a  $T = 0.86$  s, lo que quiere decir que no excede los 1.3 veces del periodo fundamental de la estructura calculado anteriormente  $T = 0.674$  s.

La aportación de masas supera el 90% en el cuarto y quinto modo de vibración lo que es correcto según la normativa.

## ➤ Derivas de Piso

En las figuras 4.56 y 4.57 se muestran las derivas de piso en el sentido X y sentido Y.

### Sentido X

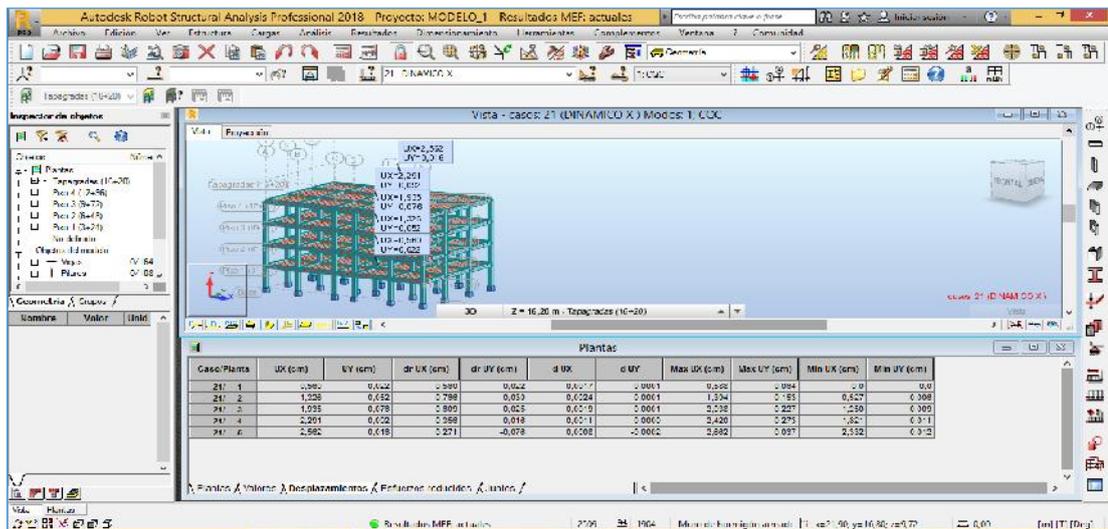


Figura 4. 56. Estructura Regular, Deriva de Piso debido a Dinámico X.

Fuente: (ARSAP, 2019)

### Sentido Y

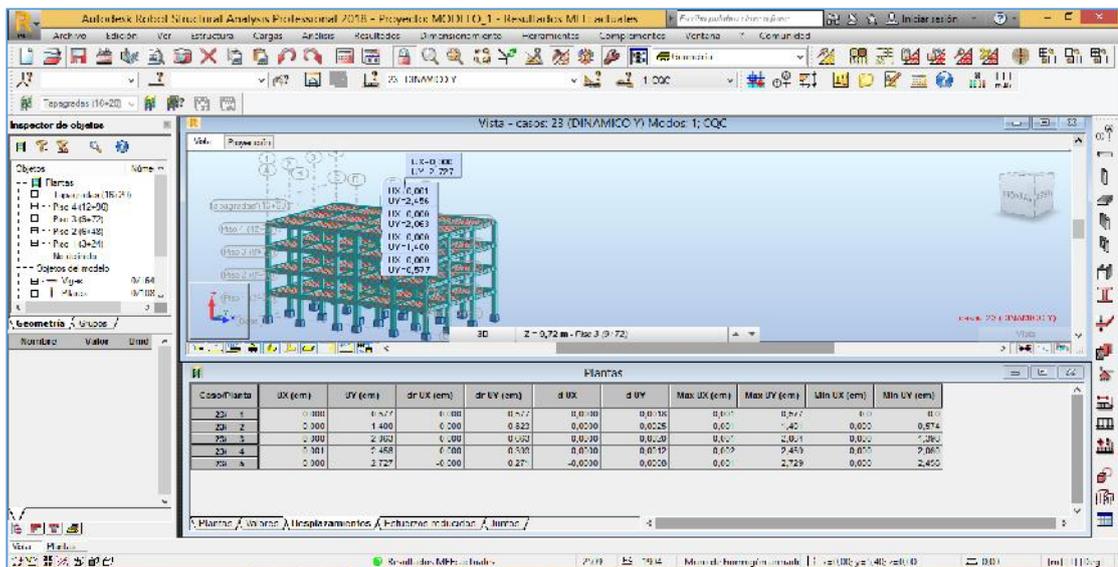


Figura 4. 57. Estructura regular, deriva de piso debido a Dinámico Y.

Fuente: (ARSAP, 2019)

Tabla 4. 7. Control de derivas estructura regular.

**DINÁMICO**

**Control de derivas en el sentido X**

**R** = 8 Factor de reducción de respuesta  
**Coef.** = 0.75 Factor de reducción de derivas  
**máx** = 0.02 Deriva máxima

N+	h cm	cm	i= i - (i-1)	E= $\frac{i}{h}$	M = 0.75 * 8 * E	máx	M máx
5	324	2.562	0.27	0.00084	0.00502	0.02	Ok
4	324	2.291	0.36	0.00110	0.00659	0.02	Ok
3	324	1.935	0.61	0.00188	0.01128	0.02	Ok
2	324	1.326	0.77	0.00236	0.01419	0.02	Ok
1	324	0.560	0.56	0.00173	0.01037	0.02	Ok

**Control de derivas en el sentido Y**

N+	h cm	cm	i = i - (i-1)	E= $\frac{i}{h}$	M = 0.75 * 8 * E	máx	M máx
5	324	2.727	0.27	0.00084	0.00502	0.02	Ok
4	324	2.456	0.39	0.00121	0.00728	0.02	Ok
3	324	2.063	0.66	0.00205	0.01228	0.02	Ok
2	324	1.400	0.82	0.00254	0.01524	0.02	Ok
1	324	0.577	0.58	0.00178	0.01069	0.02	Ok

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

En la estructura regular se logró controlar las derivas tanto en el sentido X como en el sentido Y gracias a la rigidización que se realizó en la estructura como se puede observar en la tabla 4.7. Todas las derivas son menores a la deriva máxima normada de 0.02.

**4.15.3.2. Estructura irregular**

Para corregir la rigidez de la estructura se aumentó las secciones de las columnas de 30x30 cm a 50x65 cm. Los resultados de la estructura regular luego de la rigidización de la misma son los siguientes:

➤ **Análisis modal**

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (sec)	. UX (%)	. UY (%)
6/ 1	1,2257	0,8159	80,6448	0,6676
6/ 2	1,2529	0,7981	81,7160	79,0821
6/ 3	1,3632	0,7336	83,4445	81,0187
6/ 4	3,8724	0,2582	93,9322	81,0263
6/ 5	4,1524	0,2408	93,9602	92,3459
6/ 6	4,4782	0,2233	94,2477	92,6310
6/ 7	6,3186	0,1583	96,0440	92,6316
6/ 8	6,8259	0,1465	96,0459	94,6674
6/ 9	7,4910	0,1335	98,7444	94,6676
6/ 10	8,4210	0,1188	98,7460	94,8304
6/ 11	8,7957	0,1137	98,7460	96,1393
6/ 12	8,9237	0,1121	98,7462	98,3615

Figura 4. 58. Estructura Irregular, Análisis modal.

Fuente: (ARSAP, 2019)

Como observamos en la figura 4.58 se logró reducir el periodo a  $T = 0.82$  s, lo que quiere decir que no excede los 1.3 veces del periodo fundamental de la estructura calculado anteriormente  $T = 0.674$  s.

La aportación de masas supera el 90% en el cuarto y quinto modo de vibración lo que es correcto según la normativa.

➤ **Derivas de Piso**

En las figuras 4.59 y 4.60 se muestran las derivas de piso en el sentido X y sentido Y.

## Sentido X

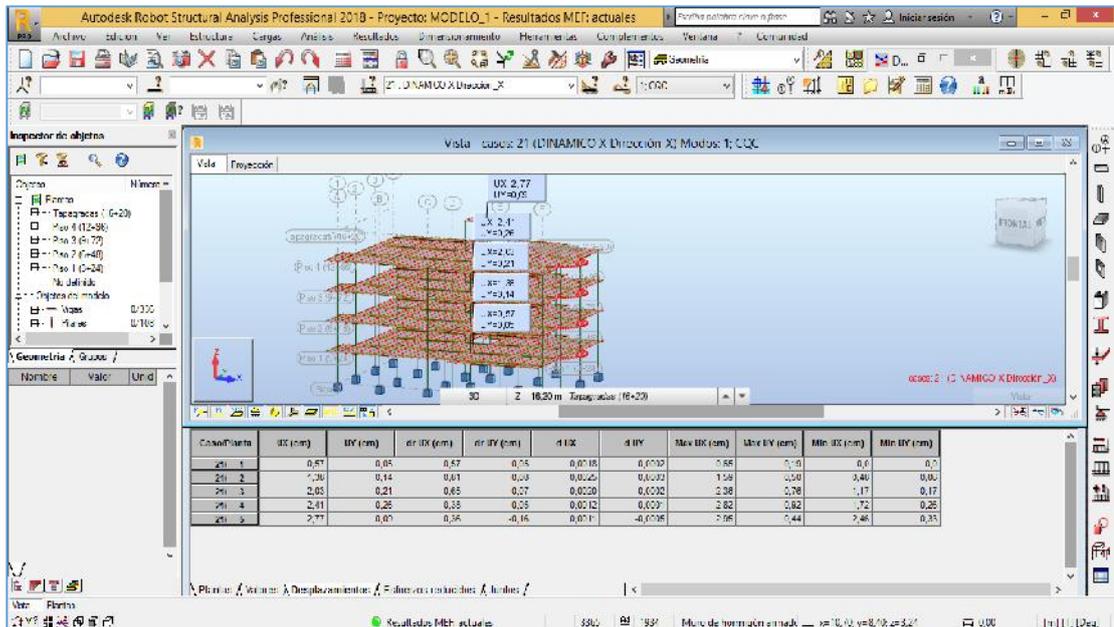


Figura 4. 59. Estructura Irregular, Deriva de Piso debido a Dinámico X.

Fuente: (ARSAP, 2019)

## Sentido Y

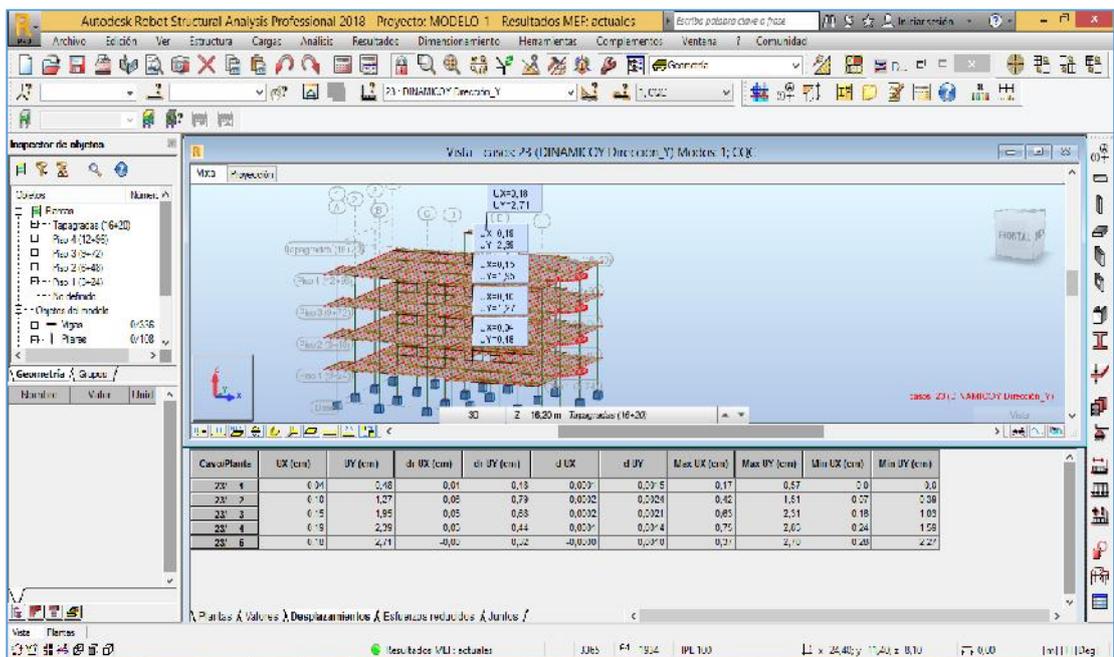


Figura 4. 60. Estructura Irregular, Deriva de Piso debido a Dinámico Y.

Fuente: (ARSAP, 2019).

Tabla 4. 8. Control de derivas estructura irregular.

**DINÁMICO**

**Control de derivas en el sentido X-X**

**R** = 8 Factor de reducción de respuesta  
**Coef.** = 0.75 Factor de reducción de derivas  
**máx** = 0.02 Deriva máxima

N+	h cm	cm	$i = i - (i-1)$	$E = \frac{i}{h}$	$M = 0.75 * 8 * E$	máx	M máx
5	324	2.770	0.36	0.00111	0.00667	0.02	Ok
4	324	2.410	0.38	0.00117	0.00704	0.02	Ok
3	324	2.030	0.65	0.00201	0.01204	0.02	Ok
2	324	1.380	0.81	0.00250	0.01500	0.02	Ok
1	324	0.570	0.57	0.00176	0.01056	0.02	Ok

**Control de derivas en el sentido Y-Y**

N+	h cm	cm	$i = i - (i-1)$	$E = \frac{i}{h}$	$M = 0.75 * 8 * E$	máx	M máx
5	324	2.710	0.32	0.00099	0.00593	0.02	Ok
4	324	2.390	0.44	0.00136	0.00815	0.02	Ok
3	324	1.950	0.68	0.00210	0.01259	0.02	Ok
2	324	1.270	0.79	0.00244	0.01463	0.02	Ok
1	324	0.480	0.48	0.00148	0.00889	0.02	Ok

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

En la estructura irregular se logró controlar las derivas tanto en el sentido X como en el sentido Y gracias a la rigidización que se realizó en la estructura como se puede observar en la tabla 4.8. Todas las derivas son menores a la deriva máxima normada de 0.02.

**4.15.4. Validación de análisis dinámico & estático**

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (**NEC-SE-DS, 2015**) se realiza un ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico. La normativa dice que el valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

$$J < 80\% \text{ del cortante basal } V \text{ obtenido por el método estático (estructuras regulares)}$$

$J < 85\%$  del cortante basal  $V$  obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

#### 4.15.4.1. Estructura regular

##### ➤ Análisis estático

Los valores obtenidos en el análisis estático en el sentido X se muestran en la figura 4.61 a continuación.

#### Sentido X

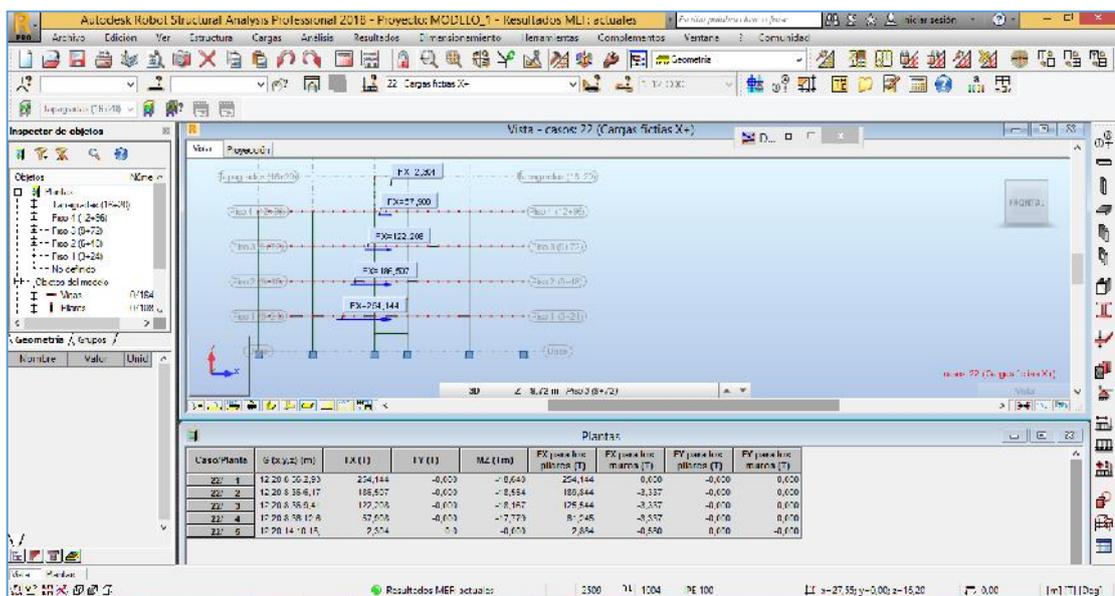


Figura 4. 61. Estructura Regular, Corte Estático Sentido X.

Fuente: (ARSAP, 2019)

#### Sentido Y

Los valores obtenidos en el análisis estático en el sentido Y se muestran en la figura 4.62 a continuación.

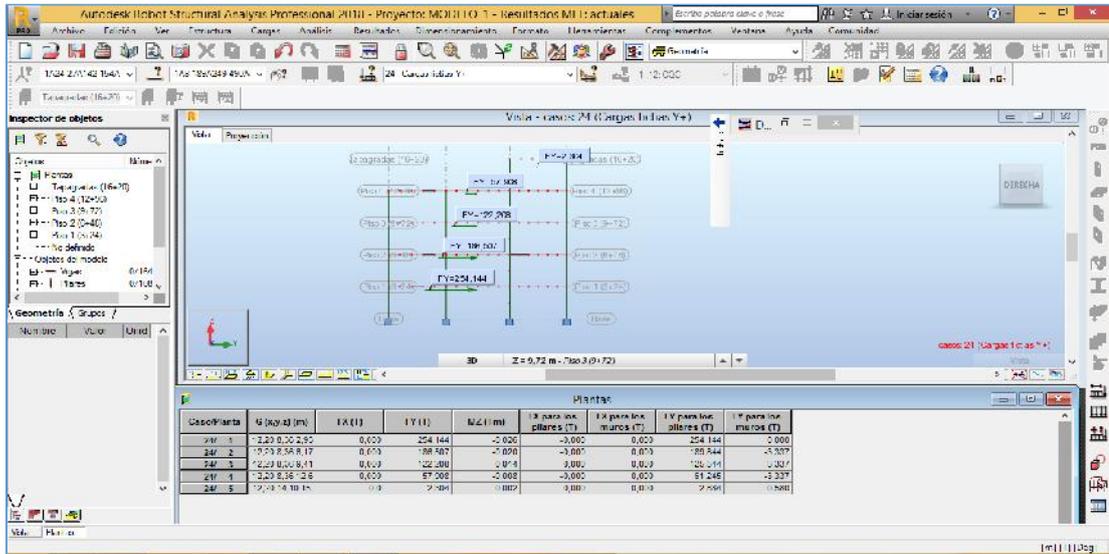


Figura 4. 62. Estructura Regular, Corte Estático Sentido Y.  
Fuente: (ARSAP, 2019)

## ➤ ANÁLISIS DINÁMICO

Los valores obtenidos en el análisis dinámico tanto en el sentido X como en el sentido Y se muestran en las figuras 4.63 y 4.64 a continuación.

### Sentido X

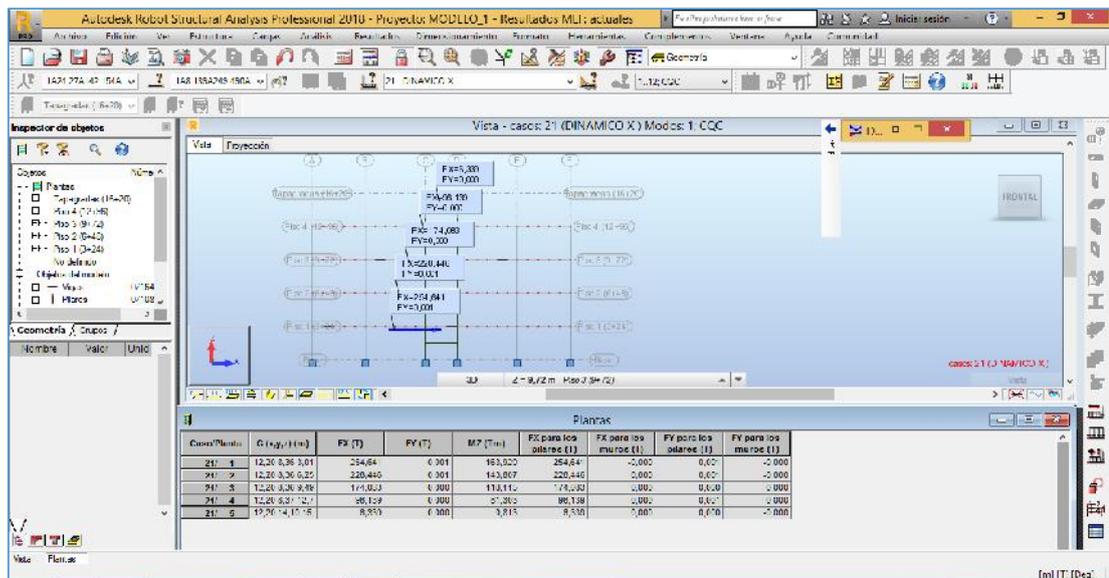


Figura 4. 63. Estructura Regular, Corte Dinámico Sentido X.  
Fuente: (ARSAP, 2019)

## Sentido Y

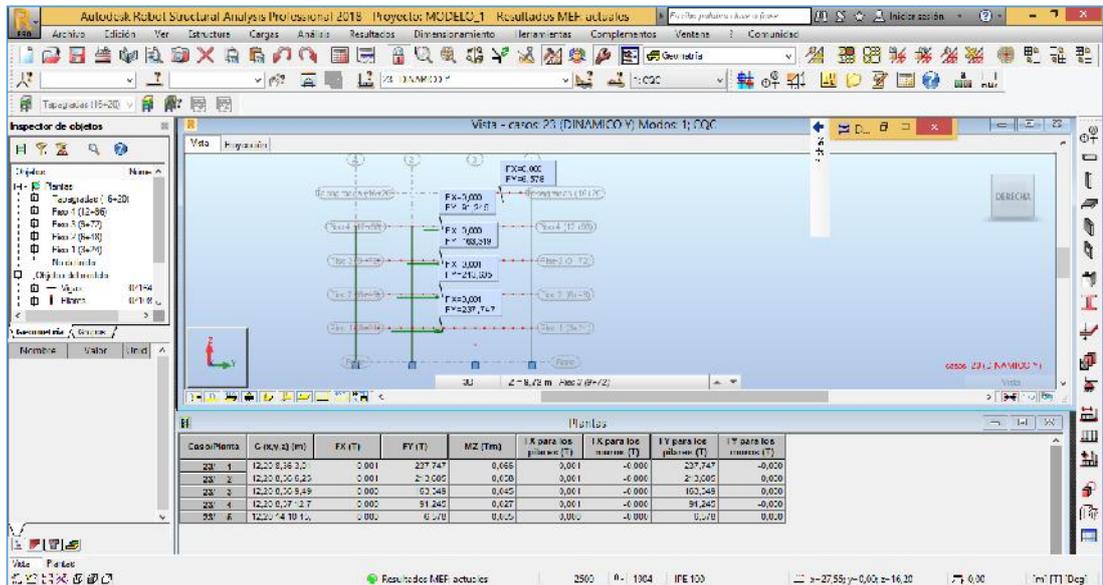


Figura 4. 64. Estructura Regular, Corte Dinámico Sentido Y.

Fuente: (ARSAP, 2019).

Tabla 4. 9. Análisis Dinámico & Estático.

Corrección del Basal			
<b>Sismo Estático</b>			
Peso propio de la estructura, Dead (W)=		1019.86	t
Carga muerta, permanente (W)=		688.092	t
Cortante basal, NEC-15 (V)=		0.1488	
Fuerza horizontal calculada (Vo)=		254.143	t
Fuerza horizontal obtenida del programa (Vo)=		254.144	t
<b>Cortante basal corregido (Vo)=</b>		<b>0.1488</b>	<b>ok</b>
<b>Sismo Dinámico</b>			
Estructuras Regulares	80%	Estructuras Irregulares	85%
			80.00%
	<b>Eje (X-X)</b>	<b>Eje (Y-Y)</b>	
Fuerza Dx (F)=	254.64	0.001	254.640 t
Fuerza Dy (F)=	0.001	237.747	237.747 t
Dinámico/Estático	100%	94%	ok

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

En la tabla 4.9 se observar la relación entre el cortante dinámico/estático, que es mayor al 80% para el caso de estructuras regulares, según propone la normativa.

#### 4.15.4.2. Estructura irregular

Los valores obtenidos en el análisis estático tanto en el sentido X como en el sentido Y se muestran en las figuras 4.65 y 4.66 a continuación.

#### ➤ Análisis estático

#### Sentido X

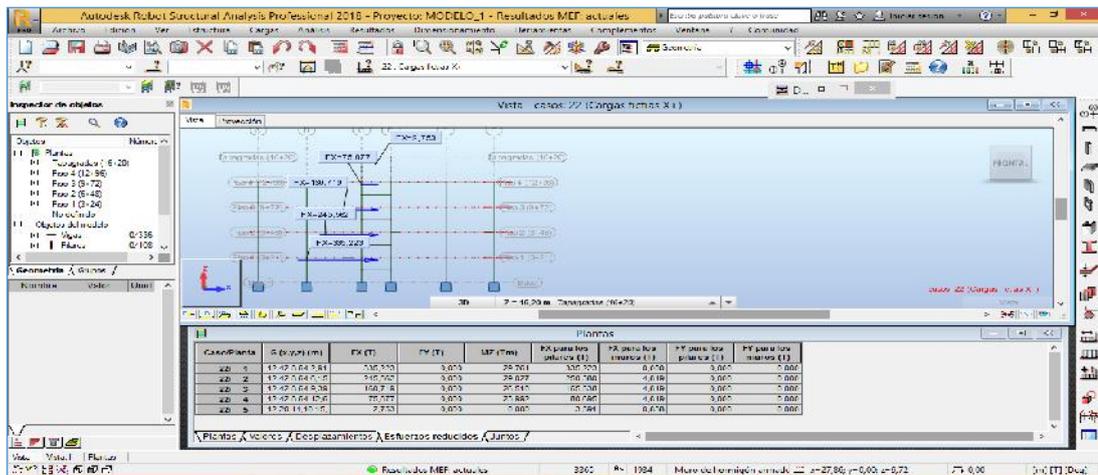


Figura 4. 65. Estructura Irregular, Corte Estático Sentido X.  
Fuente: (ARSAP, 2019)

#### Sentido Y

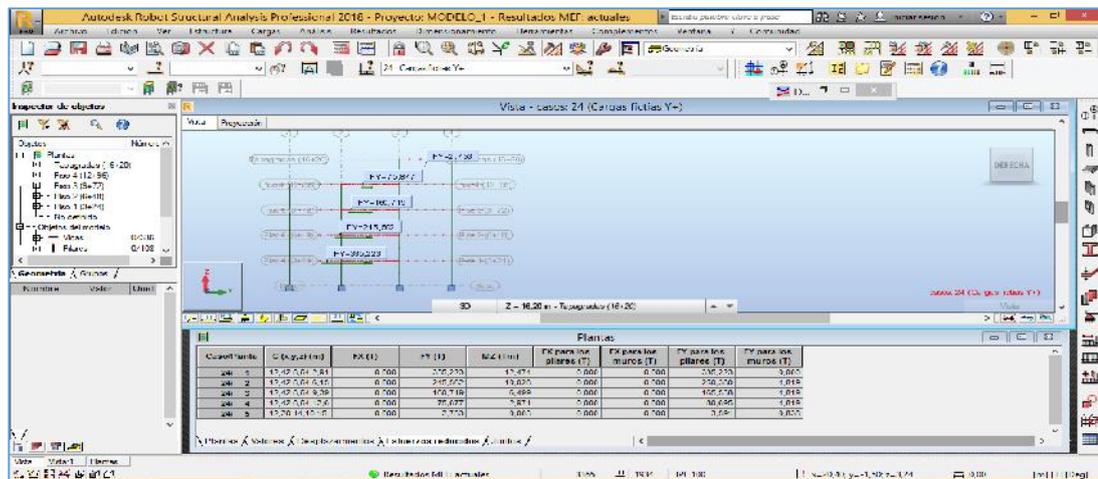


Figura 4. 66. Estructura Irregular, Corte Estático Sentido Y.  
Fuente: (ARSAP, 2019)

## ➤ Análisis dinámico

Los valores obtenidos en el análisis dinámico tanto en el sentido X como en el sentido Y se muestran en las figuras 4.67 y 4.68 a continuación.

### Sentido X

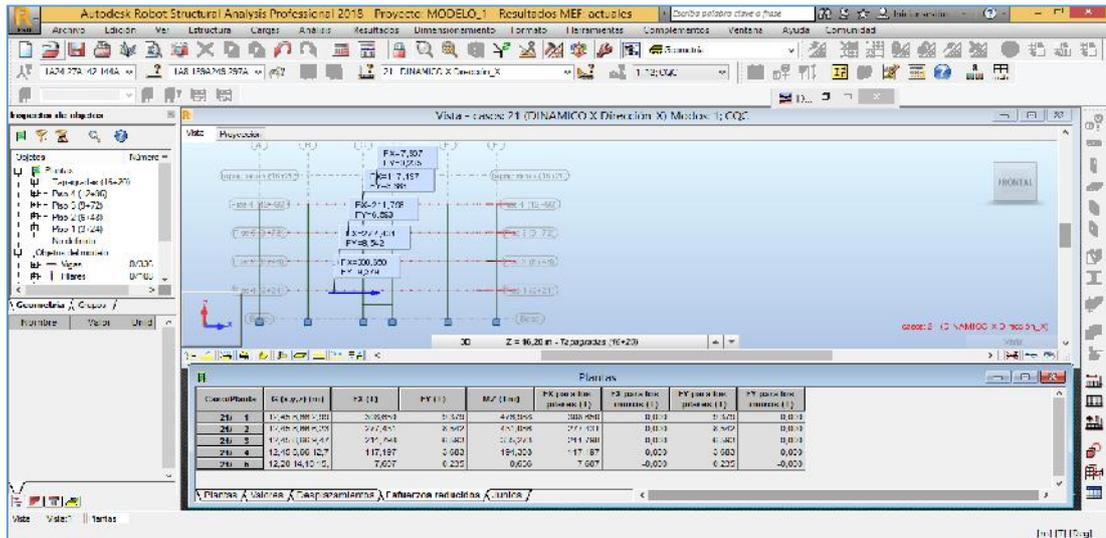


Figura 4. 67. Estructura Irregular, Corte Dinámico Sentido X.  
Fuente: (ARSAP, 2019)

### Sentido Y

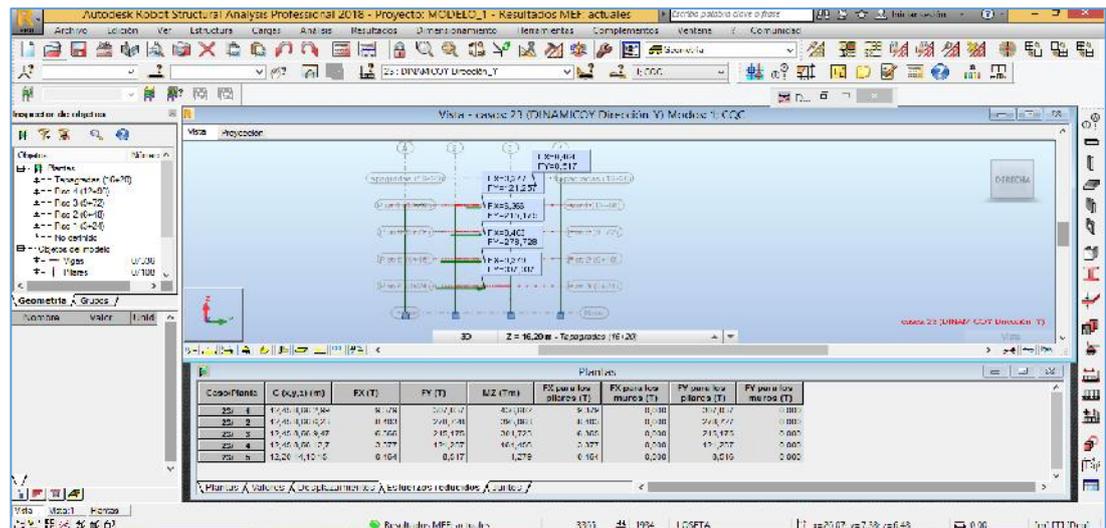


Figura 4. 68. Estructura Irregular, Corte Dinámico Sentido Y.  
Fuente: (ARSAP, 2019)

Tabla 4. 10. *Análisis Dinámico & Estático.*

<b>Corrección del Basal</b>			
<b>Sismo Estático</b>			
Peso propio de la estructura, Dead (W)=	1224.24	t	
Carga muerta, permanente (W)=	803.727	t	
Cortante basal, NEC-15 (V)=	0.1653		
Fuerza horizontal calculada (Vo)=	335.223	t	
Fuerza horizontal obtenida del programa (Vo)=	335.223	t	
<b>Cortante basal corregido (Vo)=</b>	<b>0.1653</b>		<b>ok</b>
<b>Sismo Dinámico</b>			
Estructuras regulares	80%, Estructuras Irregulares	85%	85.00%
	<b>Eje (X-X)</b>	<b>Eje (Y-Y)</b>	
Fuerza Dx (F)=	308.65	9.379	308.792 t
Fuerza Dy (F)=	9.379	307.037	307.180 t
Dinámico/Estático	92%	92%	<b>ok</b>

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

En la tabla 4.10 se observa la relación entre el cortante dinámico/estático, que es mayor al 85% para el caso de estructuras regulares, según propone la normativa.

#### 4.15.5. Torsión en planta

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (**NEC-SE-DS, 2015**) 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.

En las tablas 4.11 y 4.12 se encuentran tabulados los resultados de torsión en planta tanto para la estructura regular y para la estructura irregular respectivamente. Ningún valor supera el máximo de 1.20 en ambas estructuras, por lo tanto, no existe irregularidad por torsión.

### 4.15.5.1. Estructura regular

Tabla 4. 11. Torsión en Planta, Estructura Regular.

MOMENTOS TORSIONALES Y TORSIÓN ACCIDENTAL ESTRUCTURA REGULAR SIN MÓDULO DE ESCALERAS DINÁMICO									
					ASCE 12.8-1		NEC 2015	FEMA-451	
PLANTA	2; B (cm)	4; D (cm)	$avg = \frac{n+m}{2}$	max (cm)	$A_x = \frac{(\max)^2}{(1.2 * avg)^2}$	$A_x \leq 3.0$	$\frac{\max}{avg} \leq 1.2$		
N+16.20	2.65	2.56	2.603	2.65	0.719	ok	1.02	NO IRREGULARIDAD	
N+12.96	2.42	2.16	2.289	2.42	0.774	ok	1.06	NO IRREGULARIDAD	
N+9.72	2.04	1.83	1.933	2.04	0.770	ok	1.05	NO IRREGULARIDAD	
N+6.48	1.39	1.25	1.321	1.39	0.768	ok	1.05	NO IRREGULARIDAD	
N+3.24	0.58	0.52	0.553	0.58	0.772	ok	1.05	NO IRREGULARIDAD	
SENTIDO Y									
PLANTA	1; A (cm)	2; B (cm)	$avg = \frac{n+m}{2}$	(mm) max	$A_x = \frac{(\max)^2}{(1.2 * avg)^2}$	$A_x \leq 3.0$	$\frac{\max}{avg} \leq 1.2$		
N+16.20	2.72	2.46	2.59	2.72	0.766	ok	1.05	NO IRREGULARIDAD	
N+12.96	2.45	2.45	2.45	2.46	0.698	ok	1.00	NO IRREGULARIDAD	
N+9.72	2.06	2.06	2.06	2.06	0.697	ok	1.00	NO IRREGULARIDAD	
N+6.48	1.39	1.39	1.39	1.39	0.697	ok	1.00	NO IRREGULARIDAD	
N+3.24	0.57	0.57	0.57	0.57	0.704	ok	1.01	NO IRREGULARIDAD	

<p style="text-align: center;">FIGURE 12.8-1 TORSIONAL AMPLIFICATION FACTOR, <math>A_t</math></p>	<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b></p> <p><math>\phi_t = 0.9</math></p> <p><math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
---	---	--

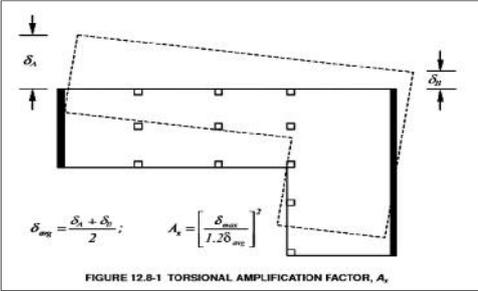
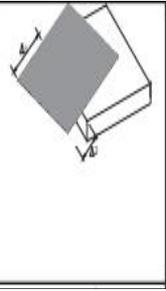
Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

### 4.15.5.2. Estructura irregular

Tabla 4. 12. Torsión en Planta, Estructura Irregular.

MOMENTOS TORSIONALES Y TORSIÓN ACCIDENTAL ESTRUCTURA IRREGULAR SIN MÓDULO DE ESCALERAS DINÁMICO									
SENTIDO X									
PLANTA	2; B (cm)	4; D (cm)	$avg = \frac{n+m}{2}$	max (cm)	ASCE 12.8-1 $A_x = \frac{(\max)^2}{(1.2 \cdot avg)^2}$	Ax 3.0	NEC 2015 $\frac{\max}{avg} \cdot 1.2$	FEMA-451	
N+16.20	2.94	2.72	2.83	2.93	0.744	ok	1.04		NO IRREGULARIDAD
N+12.96	2.80	2.07	2.435	2.80	0.918	ok	1.15		NO IRREGULARIDAD
N+9.72	2.35	1.74	2.045	2.35	0.917	ok	1.15		NO IRREGULARIDAD
N+6.48	1.58	1.19	1.385	1.58	0.904	ok	1.14		NO IRREGULARIDAD
N+3.24	0.65	0.50	0.575	0.66	0.915	ok	1.15		NO IRREGULARIDAD
SENTIDO Y									
PLANTA	1; A (cm)	2; B (cm)	$avg = \frac{n+m}{2}$	max (mm)	ASCE 12.8-1 $A_x = \frac{(\max)^2}{(1.2 \cdot avg)^2}$	Ax 3.0	NEC 2015 $\frac{\max}{avg} \cdot 1.2$	FEMA-451	
N+16.20	2.69	2.58	2.64	2.69	0.724	ok	1.02		NO IRREGULARIDAD
N+12.96	2.74	1.94	2.34	2.80	0.994	ok	1.20		NO IRREGULARIDAD
N+9.72	2.24	1.56	1.90	2.28	1.000	ok	1.20		NO IRREGULARIDAD
N+6.48	1.48	1.00	1.24	1.48	0.989	ok	1.19		NO IRREGULARIDAD
N+3.24	0.62	0.42	0.52	0.56	0.805	ok	1.08		NO IRREGULARIDAD

 <p>FIGURE 12.8-1 TORSIONAL AMPLIFICATION FACTOR, <math>A_t</math></p>	<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_t = 0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
---	---	---

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

## 4.16. Diseño de refuerzo en elementos estructurales

### 4.16.1. Estructura regular

#### Pórtico más solicitado en la estructura regular

El pórtico B del cual diseñaremos la viga continua del nivel +3.24 que es donde se presentan los mayores momentos respecto al eje Y-Y como se aprecia en la figura 4.69.

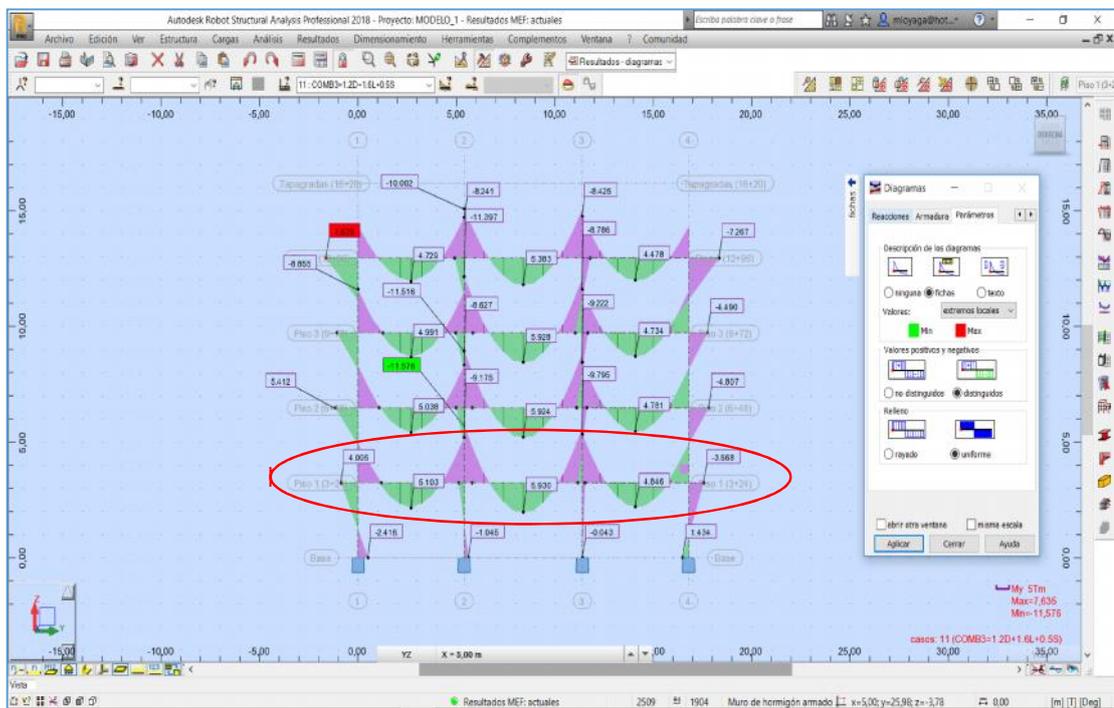


Figura 4. 69. Estructura Regular, Pórtico más solicitado.

Fuente: (ARSAP, 2019).

En la figura 4.70 se puede apreciar el cálculo de los elementos viga más solicitados de la estructura, los cuales se encuentran en el nivel +3.24.

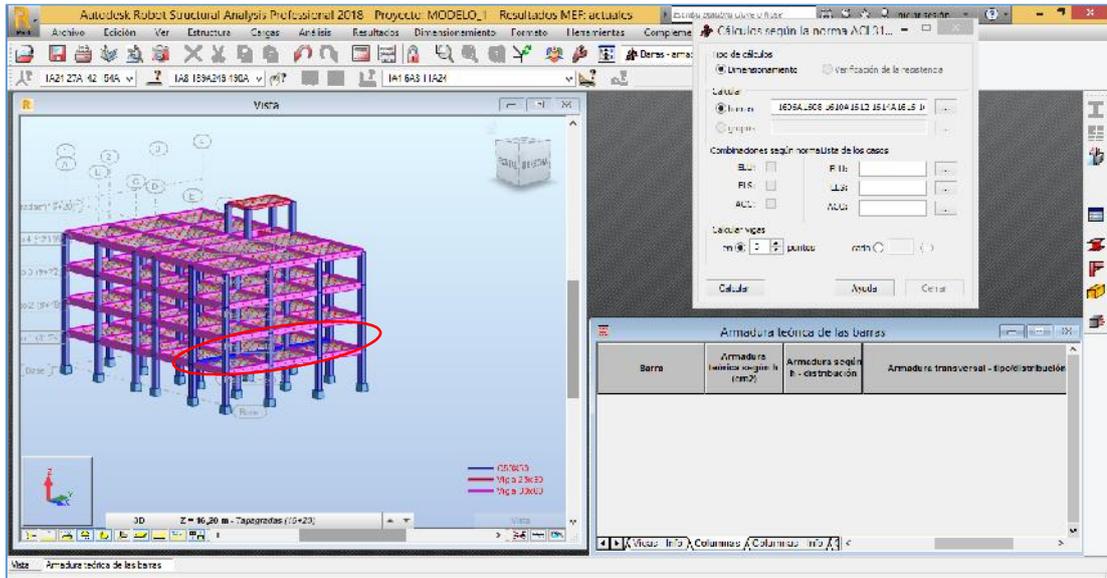


Figura 4. 70. Estructura Regular, Elementos Viga.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

### Calculando armadura para las combinaciones manuales

En la figura 4.71 se observa la colocación de las combinaciones manuales para el cálculo de las vigas.

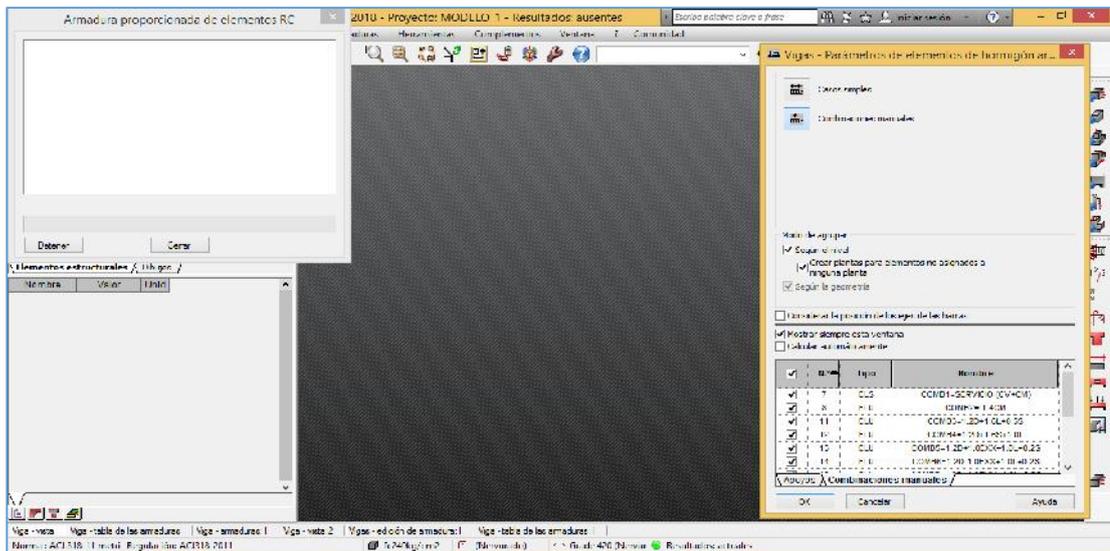


Figura 4. 71. Estructura Regular, Combinaciones Manuales.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

## Diagrama de momentos de diseño y cuantía de acero de refuerzo.

En la figura 4.72 podemos observar la armadura real y armadura teórica calculada en vigas de la estructura regular sin escalera.

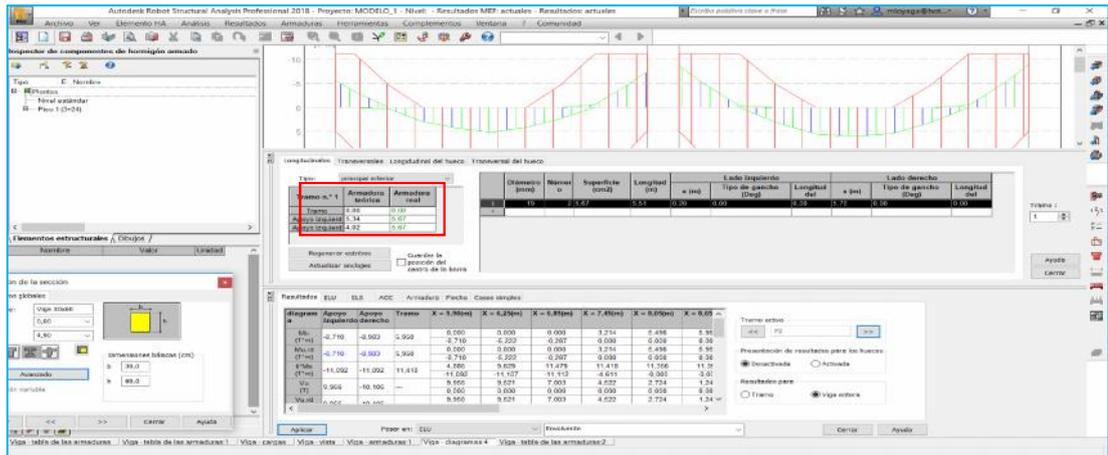


Figura 4. 72. Estructura Regular sin Escalera, Armadura Teórica, Armadura Real.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

En la figura 4.73 podemos observar la armadura real y armadura teórica calculada en vigas en de la estructura regular con escalera.

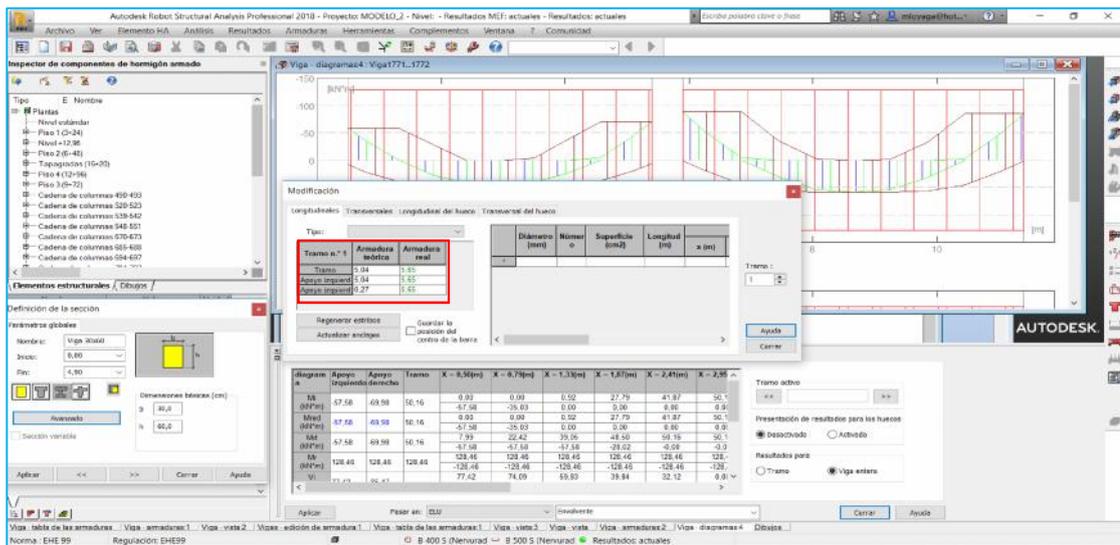


Figura 4. 73. Estructura Regular con Escalera, Armadura Teórica, Armadura Real.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

## Columnas más solicitadas a ser diseñadas

En la figura 4.74 se puede observar la columna más solicitada a ser diseñada con una carga vertical de 176.39 Ton.

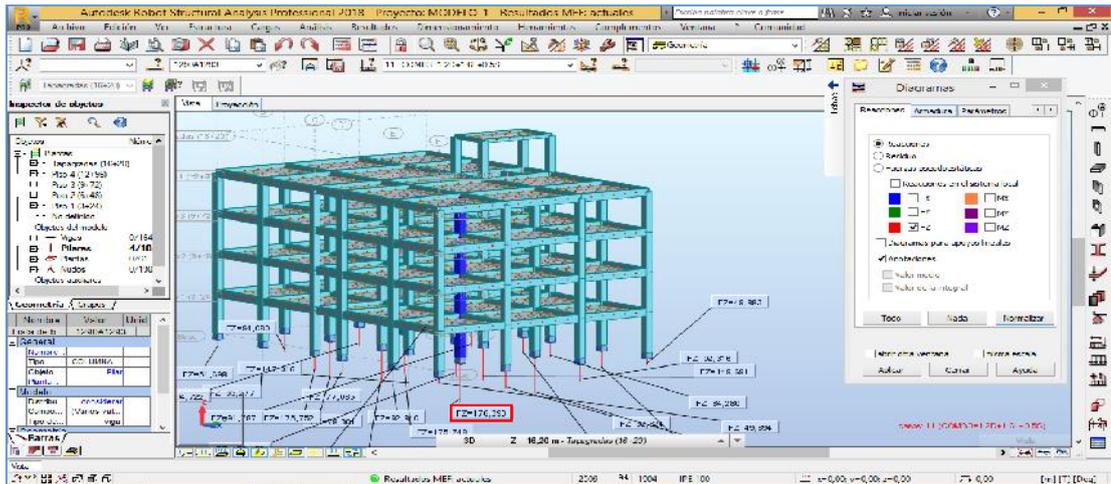


Figura 4. 74. Estructura Regular sin Escalera, Columna a Diseñar.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

En la figura 4.75 se puede observar la columna más solicitada a ser diseñada con una carga vertical de 176.10 Ton.

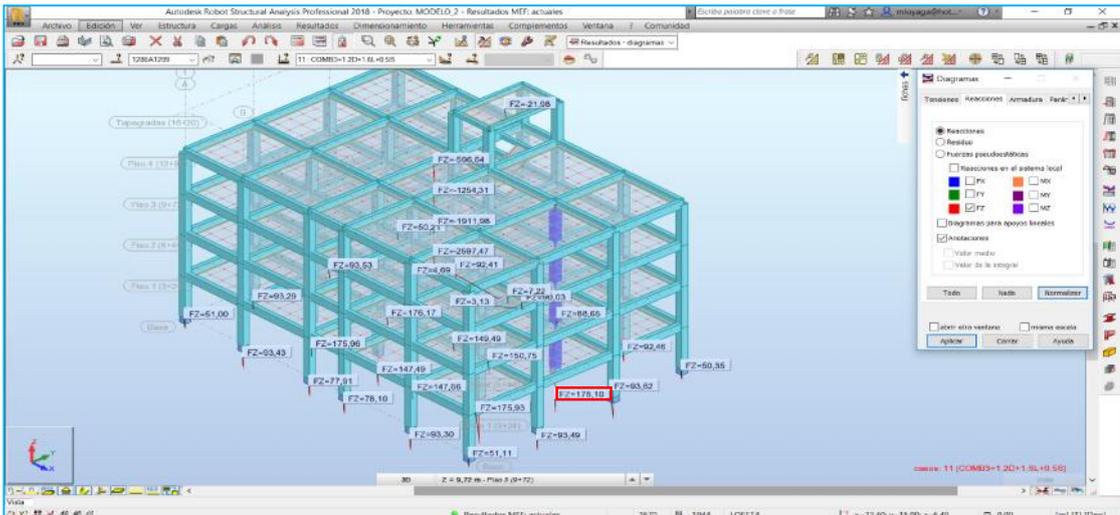


Figura 4. 75. Estructura Regular con Escalera, Columna a Diseñar.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

#### 4.15.2 Estructura irregular

En la figura 4.76 se puede observar los diagramas de momentos actuantes en el sentido Y-Y sobre vigas y columnas en el pórtico E por la combinación de cargas 3.



Figura 4. 76. Estructura Irregular, Pórtico Más Solicitado.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

#### Calculo de elemento viga

En la figura 4.77 se puede apreciar el cálculo de los elementos viga más solicitados de la estructura, los cuales se encuentran en el nivel +3.24.

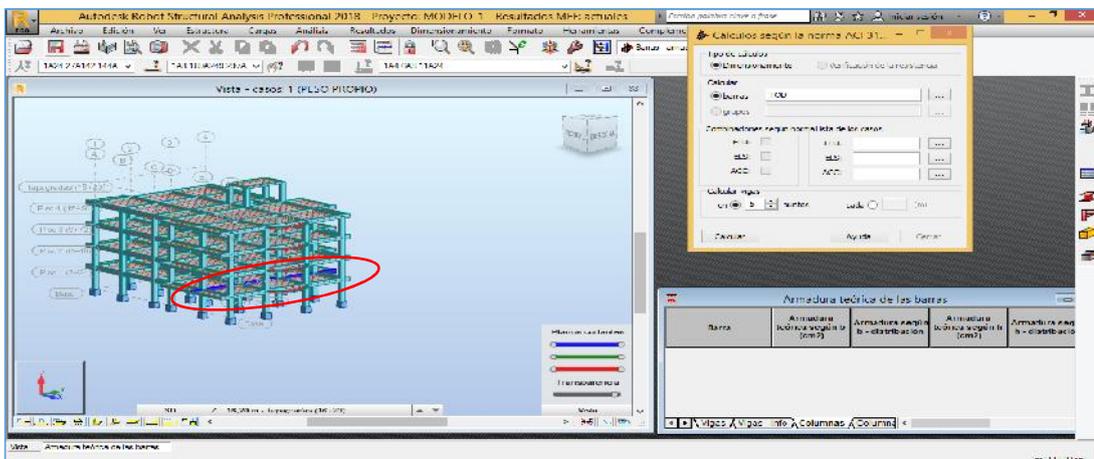


Figura 4. 77. Estructura Irregular, Elementos Viga.  
Fuente: (ARSAP, 2019)

## Calculando su armadura, para las combinaciones manuales

En la figura 4.78 se observa la colocación de las combinaciones manuales para el cálculo de las vigas.

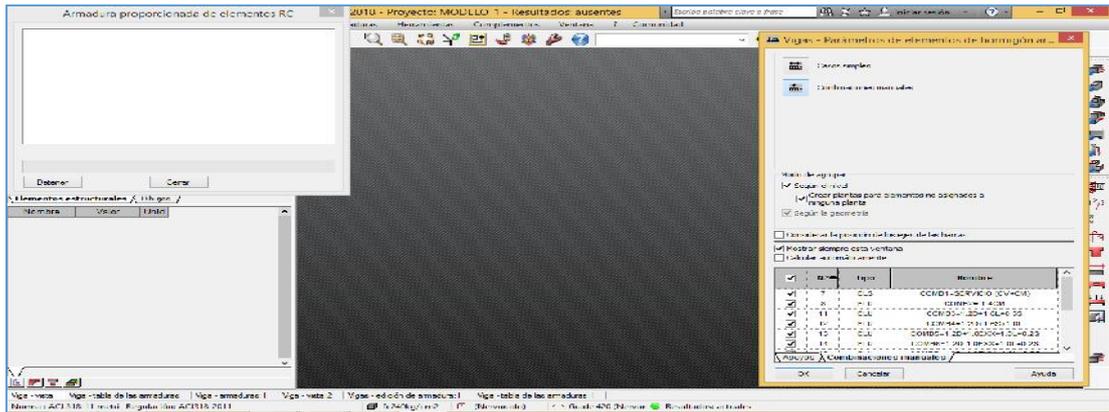


Figura 4.78. Estructura Irregular, Combinaciones Manuales.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

## Diagrama de momentos de diseño y cuantía de acero de refuerzo.

En la figura 4.79 podemos observar la armadura real y armadura teórica calculada en vigas de la estructura regular sin escalera.

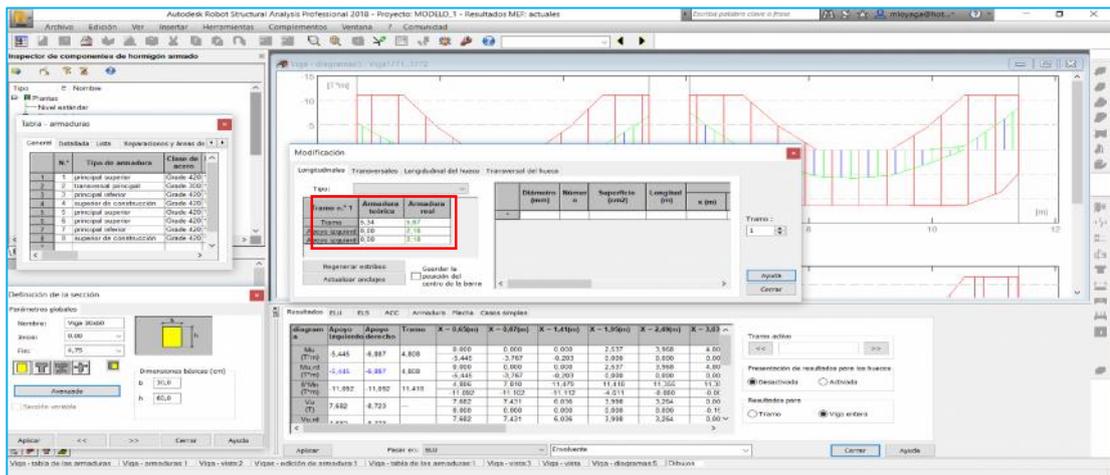


Figura 4.79. Estructura Irregular sin Escalera, Armadura Teórica, Armadura Real.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

En la figura 4.80 podemos observar la armadura real y armadura teórica calculada en vigas en de la estructura regular con escalera.

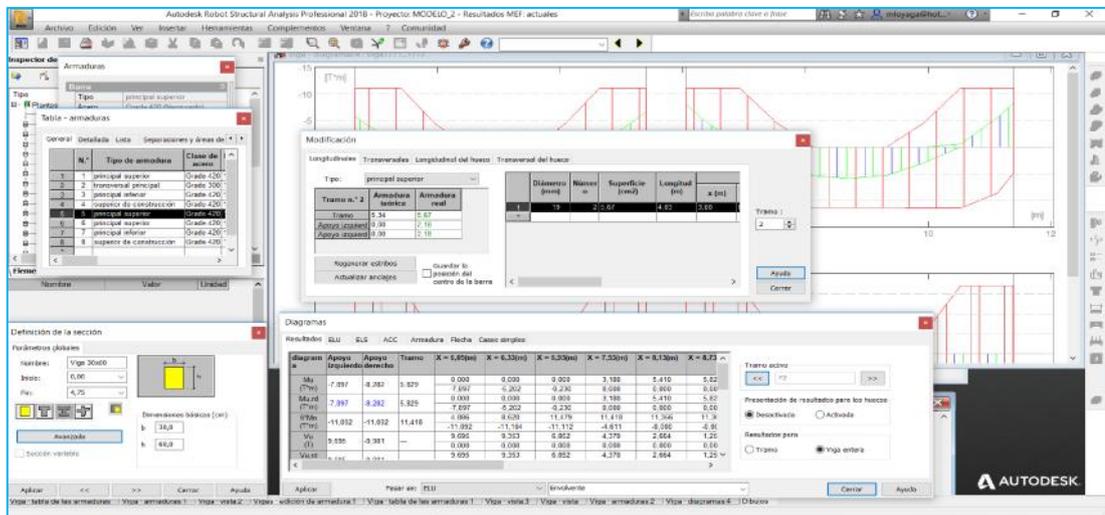


Figura 4. 80. Estructura Irregular con Escalera, Armadura Teórica, Armadura Real.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

## Columnas más cargadas a ser diseñadas

En la figura 4.81 se puede observar la columna más solicitada a ser diseñada con una carga vertical de 176.71 Ton.



Figura 4. 81. Estructura Irregular sin Escalera, Columna a Diseñar.  
Fuente: (ARSAP, 2019)

En la figura 4.82 se puede observar la columna más solicitada a ser diseñada con una carga vertical de 176.10 Ton.

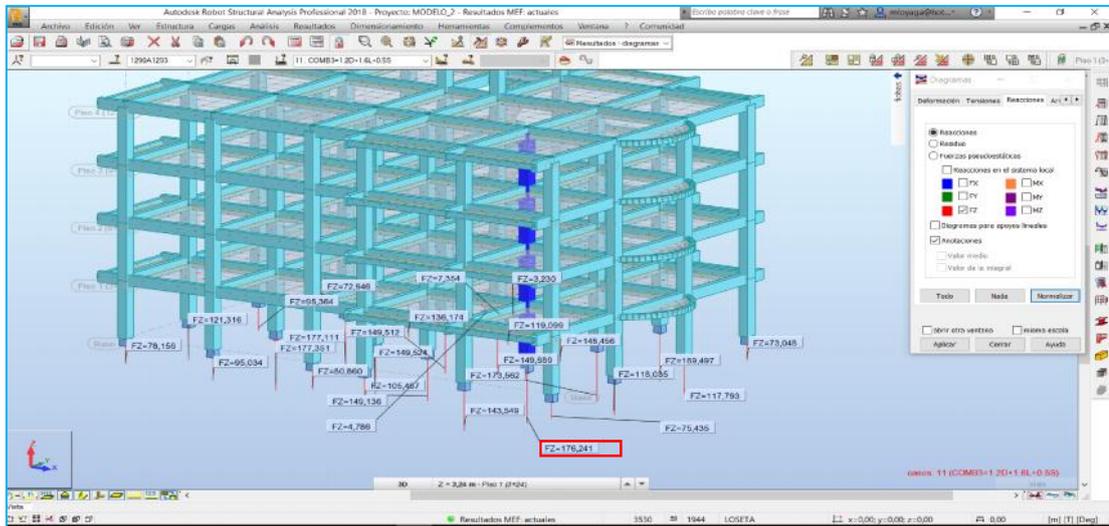


Figura 4. 82. Estructura Irregular con Escalera, Columna a Diseñar.  
Fuente: (ARSAP, 2019).

#### 4.16 Comparar los diseños de elementos estructurales como vigas y columnas, para la estructura regular y para la estructura irregular, incluyendo y sin incluir el módulo de escaleras

En la tabla 4.13 se observa la comparativa de las cuantías de acero de refuerzo de las estructuras regular e irregular con y sin módulo de escaleras de vigas y columnas. Además de las secciones de los elementos estructurales finales.

Tabla 4. 13. Tabla de resultados

TABULACIÓN DE RESULTADOS				
Parámetro	Estructura Regular		Estructura Irregular	
	Sin Módulo de Escalera	Con Módulo de Escalera	Sin Módulo de Escalera	Con Módulo de Escalera
<b>VIGAS</b>				
SECCIÓN (cm)	30x60	30x60	30x60	30x60
As(cm <sup>2</sup> ) Vigas	5.67	5.65	5.67	5.67
<b>COLUMNAS</b>				
SECCIÓN (cm)	50x50	50x50	50x65	50x65
As(cm <sup>2</sup> ) Columnas	25.13	25.13	44.46	45.46
Cuantía	1.0053%	1.0053%	1.1368%	1.1368%

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019)

#### 4.17 Reacciones debido a estados de carga

##### Estructura Regular

En la figura 4.83 se observa las reacciones por cargas muertas y vivas.

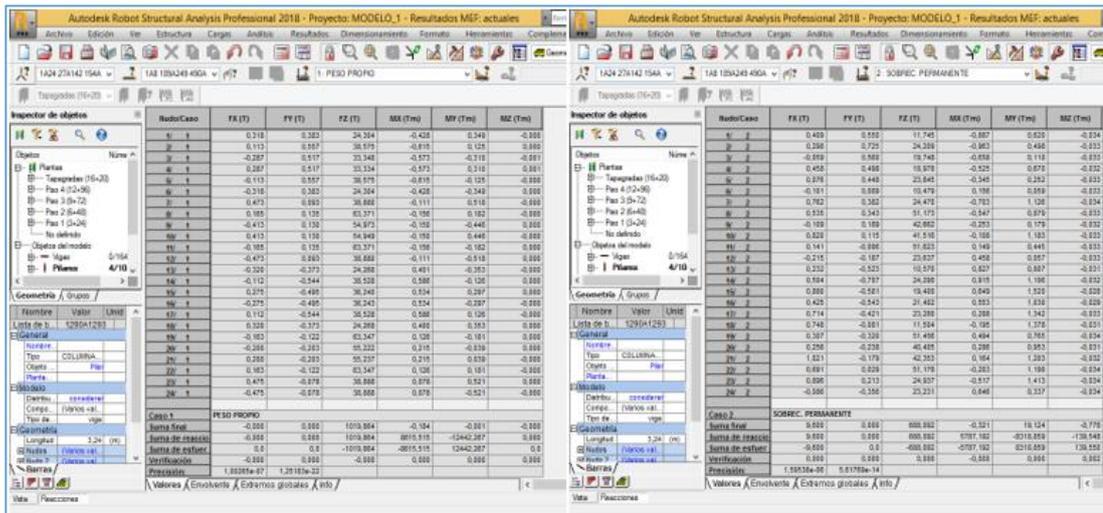


Figura 4. 83. Estructura Regular, Reacciones por Cargas Muertas y Permanentes.

Fuente: (ARSAP, 2019).

## Estructura Irregular

En la figura 4.84 se observa las reacciones por cargas muertas y vivas.

Node/Case	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
1: PESO PROPIO	0.004	0.572	35.921	-0.375	0.033	0.003
2: SOBREC. PERMANENTE	0.223	0.817	18.494	-1.25	0.483	-0.038

Figura 4.84. Estructura Irregular, Reacciones Por Cargas Muertas y Permanentes.  
Fuente: (ARSAP, 2019)

### 4.18 Tabulación de resultados obtenidos en el análisis dinámico y estático

La tabla 4.14. que se muestra a continuación se muestra de manera resumida los valores comparables de periodos de vibración, carga reactiva, cortante basal, cortantes dinámicos, cortantes estáticos, derivas de piso, y valores de torsión en planta para cada estructura analizada, esto nos permite diferenciar la manera de comportarse cada estructura ante los desplazamientos laterales provocados por los sismos.

Tabla 4. 14. *Tabla de resultados.*

TABULACION DE RESULTADOS									
Parámetro	Estructura Regular				Estructura irregular				
	Sin módulo de escalera		Con módulo de escalera		Sin módulo de escalera		Con módulo de escalera		
Periodo de vibración (Ta)	0.674								
Periodo de vibración (T)	0.8604		0.7840		0.8159		0.7840		
Carga reactiva (W)	1707.952		1718.323		2027.967		2038.386		
Cortante basal calculado (Vo)	14.88%		14.88%		16.53%		16.53%		
<b>Validación Dinámico/Estático</b>	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	
Cortante dinámico para los pilares	254.64	237.74	249.10	243.82	308.97	307.18	326.47	328.65	
Cortante estático para los pilares	254.14	254.14	255.68	255.68	335.22	335.22	336.94	336.94	
Dinámico/Estático	100%	94%	97%	95%	92%	92%	97%	98%	
<b>Derivas</b>	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	
ESTÁTICO	N+16.20	0.27%	0.31%	0.22%	0.30%	0.35%	0.39%	0.30%	0.37%
	N+12.96	0.44%	0.52%	0.41%	0.44%	0.52%	0.59%	0.48%	0.52%
	N+9.72	0.83%	0.97%	0.77%	0.82%	0.96%	1.02%	0.89%	0.87%
	N+6.48	1.18%	1.36%	1.08%	1.16%	1.33%	1.30%	1.26%	1.15%
	N+16.24	0.98%	1.07%	0.90%	0.95%	1.07%	0.87%	0.98%	0.80%
DINÁMICO	N+16.20	0.50%	0.50%	0.30%	0.49%	0.67%	0.59%	0.52%	0.56%
	N+12.96	0.66%	0.73%	0.60%	0.63%	0.70%	0.82%	0.69%	0.76%
	N+9.72	1.13%	1.23%	1.02%	1.06%	1.20%	1.26%	1.17%	1.19%
	N+6.48	1.42%	1.52%	1.28%	1.33%	1.50%	1.46%	1.46%	1.37%
	N+16.24	1.04%	1.07%	0.93%	0.96%	1.06%	0.89%	1.02%	0.87%
ASCE 12.8-1/FEMA-451/ NEC 2015									
<b>Torsión</b>	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	
ESTÁTICO	N+16.20	1.02	1.05	1.07	1.00	1.01	1.00	1.00	1.00
	N+12.96	1.06	1.00	1.15	1.00	1.03	1.03	1.00	1.04
	N+9.72	1.05	1.00	1.15	1.00	1.03	1.03	1.01	1.04
	N+6.48	1.05	1.00	1.15	1.01	1.03	1.03	1.02	1.09
	N+16.24	1.05	1.01	1.16	1.03	1.02	0.93	1.12	1.39
DINÁMICO	N+16.20	1.00	1.00	1.01	1.00	1.04	1.02	1.00	1.06
	N+12.96	1.01	1.00	1.02	1.00	0.15	1.20	1.02	1.50
	N+9.72	1.00	1.00	1.03	1.00	1.15	1.20	1.02	1.50
	N+6.48	1.00	1.00	1.03	1.00	1.14	1.19	1.02	1.51
	N+16.24	1.01	1.01	1.04	1.04	1.15	1.08	1.12	1.74

Fuente: (Loyaga & Tupiza, 2019).

#### **4.19 Interpretación de resultados obtenidos en el análisis dinámico y estático**

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

##### **Estructura Regular**

Debido al aporte de rigidez que brinda el módulo de escaleras se obtuvo los siguientes resultados:

- Disminución del periodo vibración de la estructura de 0.86s a 0.78s.
- Aumento del valor de la carga reactiva de 1707.952t a 1718.323t.
- Un aumento del cortante basal estático de 254.14t a 255.68t.
- Disminución de las derivas de pisos de 1.52% a 1.32% en el sentido más desfavorable.
- No existe una variación considerable entre los valores de torsión en planta.

##### **Estructura Irregular**

Debido al aporte de rigidez que brinda el módulo de escaleras se obtuvo los siguientes resultados:

- Disminución del periodo vibración de la estructura de 0.82s a 0.78s.
- Aumento del valor de la carga reactiva de 2027.97 t a 2038.38t.
- Un aumento del cortante basal estático de 254.14t a 255.68t.
- Disminución de las derivas de pisos de 1.50% a 1.46% en el sentido más desfavorable.
- Existe una variación considerable entre los valores de torsión en planta de 1.20 a 1.50.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. Conclusiones

- ) La incorporación del módulo de escaleras en ambas estructuras regular e irregular, hizo que éstas se rigidizarán en un 10% (disminución de periodos de vibración), en relación con las estructuras sin módulo de escaleras.
- ) En la estructura regular es poca la diferencia entre derivas de pisos entre estructuras con módulo de escaleras y sin módulo de un 1.50%, esto pudiendo deberse a la poca irregularidad en planta.
- ) Se observa que en la estructura irregular es más notoria la disminución de las derivas de piso con la colocación del módulo de escaleras de un 2.0% en el sentido Y, puesto que en esta dirección se tiene mayor irregularidad.
- ) Al caracterizar los efectos torsionales en los modelos se observa que ambas estructuras presentan irregularidad torsional en planta, la que puede ser caracterizada por la FEMA como irregularidad permitida en el caso de la estructura regular. Lo contrario sucede con la estructura irregular que al implementarse el módulo de escaleras se obtiene valores iguales o mayores a 1.5 lo que la FEMA y ASCE los considera como una extrema irregularidad torsional.
- ) Las secciones de las vigas no se ven mayormente afectadas al considerar el módulo de escaleras en las estructuras, por lo tanto, la cuantía de acero de refuerzo no sufre una variación considerable.

## 5.2. Recomendaciones

- ) Con los resultados obtenidos en esta investigación los cuales demuestran la aportación de rigidez del módulo de escaleras a la estructura, se puede decir que es recomendable la consideración de éste módulo en el análisis y diseño estructural para obtener resultados más apegados a la realidad.
- ) Para tener un banco de información más amplio sobre el aporte que brinda el módulo de escaleras a las estructuras regular e irregular se recomienda realizar el mismo análisis incrementando el número de pisos.
- ) Se recomienda realizar un análisis similar en las estructuras regular e irregular cambiando la ubicación del módulo de escaleras para obtener información adicional sobre este tema.
- ) Para una mejor interpretación de los resultados es recomendable tener apoyo de normativas internacionales como ASCE y FEMA para complementar el criterio de la normativa ecuatoriana usada en la investigación.

## REFERENCIAS

ASCE, A. S. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Estados Unidos de América.

FEMA, F. E. (2007). *Recommended Provisions for New Buildings and Other Structures (Part 1, Provisions, and Part 2, Commentary)*. Estados Unidos de América.

Institute, A. C. (2015). *Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y Comentario (ACI 318SR-14)*. Estados Unidos de América.

NEC, N. E. (2014). *NEC-SE-CG: Cargas*. Quito.

NEC, N. E. (2014). *NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado*. Quito.

NEC, N. E. (2014). *NESC-SE-SD: Peligro Sísmico*. Quito.

Perez, T. G. (01 de 08 de 2012). *Instituto de desarrollo experimental de la construcción*.  
Obtenido de <http://15wceesslatin.blogspot.com/2012/08/la-planta-libre-en-los-edificios.html>

Proaño, M. R. (2008). *TEMAS DE HORMIGÓN ARMADO*. Quito: Escuela Politécnica del Ejército – Ecuador.

Uribe Escamilla, J. (2000). *Análisis de Estructuras*. Bogotá: ECOE.

Zapata, J. A. (24 de 02 de 2014). *Estructurando*. Obtenido de <http://estructurando.net>

# ANEXOS

## ANEXO A

### Diseño de vigas más solicitadas en la estructura regular

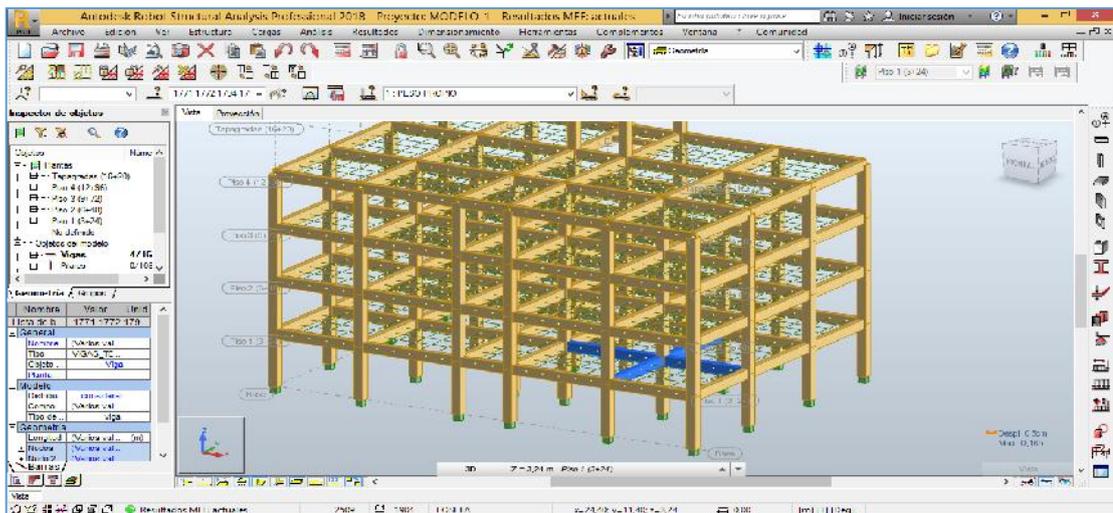


Figura A 1. 1. Selección de las vigas a diseñarse.

Fuente: (ARSAP, 2019)

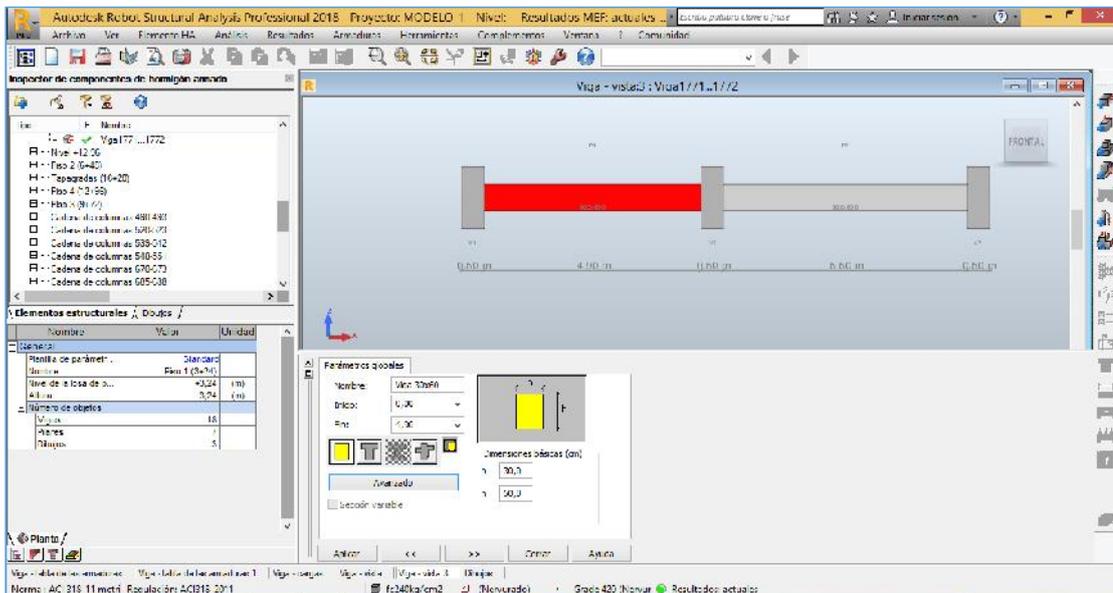


Figura A 1. 2. Secciones de las vigas.

Fuente: (ARSAP, 2019)

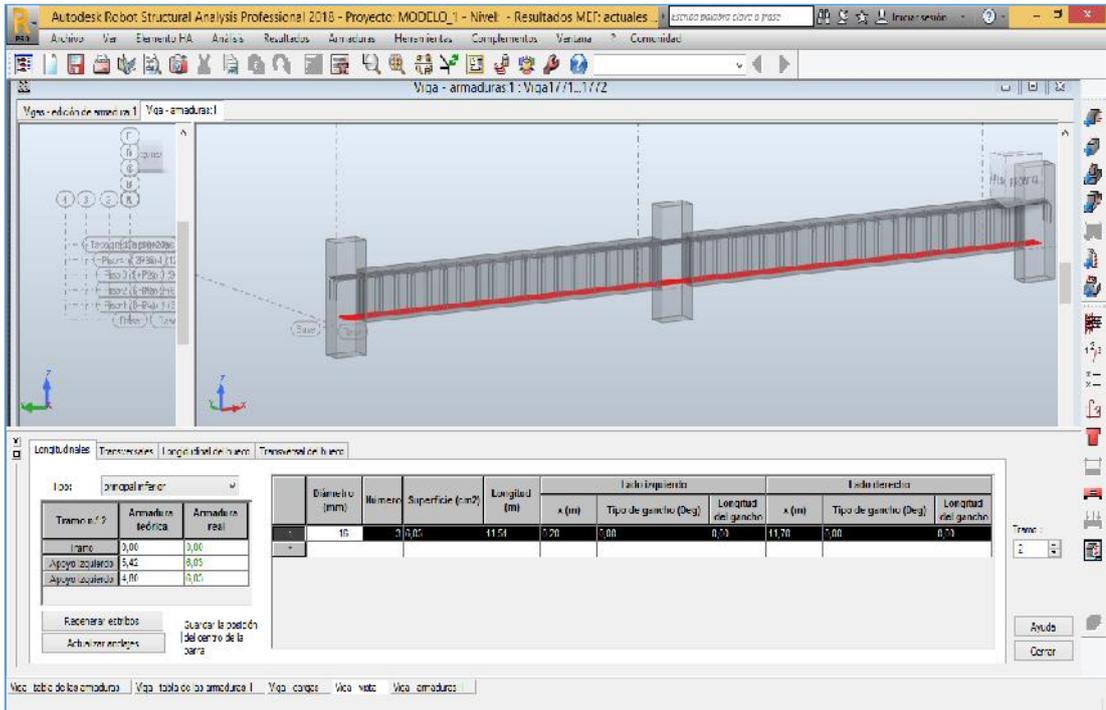


Figura A I. 3. Armadura real & Armadura teórica.  
Fuente: (ARSAP, 2019)

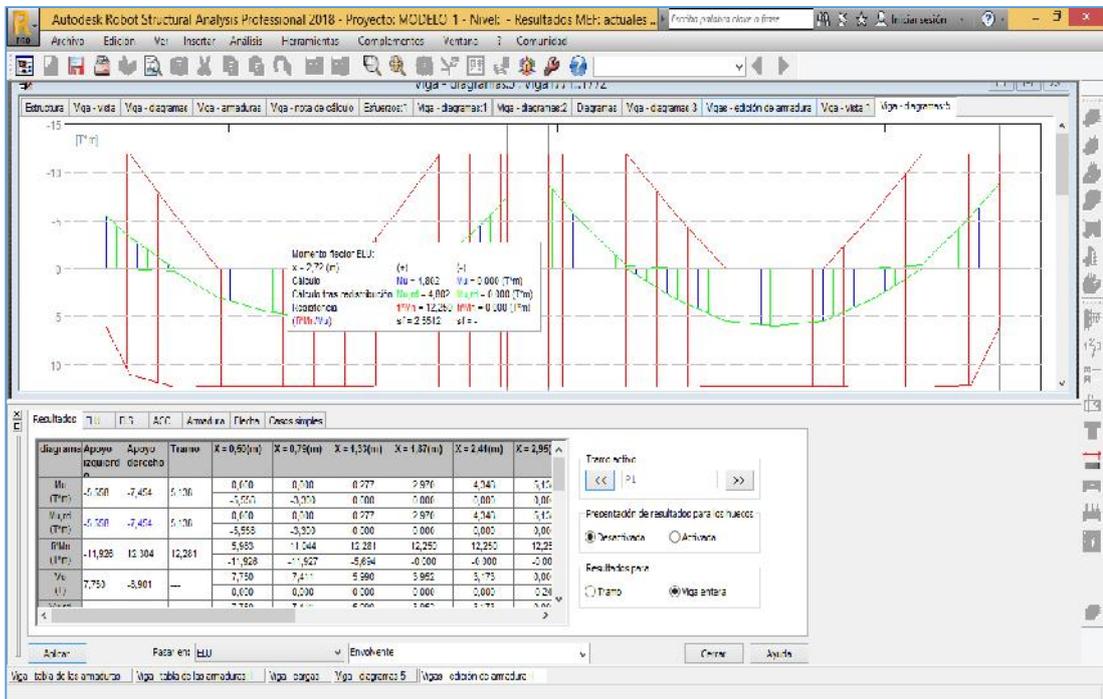


Figura A I. 4. Diagrama de Momentos.  
Fuente: (ARSAP, 2019)



- ) Cálculos según la norma : ACI 318-11 metric
- ) Columna prefabricada : no
- ) Predimensionamiento : no
- ) Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- ) Estribos : hacia la losa
- ) Estructura intraslacional

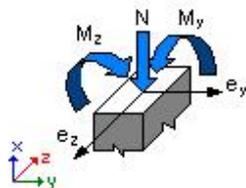
## 2.4 Cargas:

Caso	Natura Mzu  (T*m)	Grupo Mzl  (T*m)	$\phi_f$ Mzi  (T*m)	N (T)	Myu (T*m)	Myl (T*m)	Myi (T*m)	
COMB1=SERVICIO (CV+CM)	0,077	Dimensionamiento ELS	-0,304	1290	1,0000	141,125	-0,557	
COMB2= 1.4CM	0,342 -0,477	de cálculo	-0,368 -0,434	1290	1,0000	160,992	-0,576	0,010 -
COMB3=1.2D+1.6L+0.5S	0,386 -0,582	de cálculo	-0,360 -0,493	1290	1,0000	176,393	-0,722	0,118 -
COMB4=1.2D+1.6S+1.0L	0,354 -0,521	de cálculo	-0,341 -0,449	1290	1,0000	165,983	-0,643	0,080 -
COMB5=1.2D+1.0EXX+1.0L+0.2S	0,351 -0,517	de cálculo	-0,343 -0,447	1290	1,0000	161,645	-0,636	0,076 -
COMB6=1.2D-1.0EXX+1.0L+0.2S	0,351 -0,517	de cálculo	-0,343 -0,447	1290	1,0000	161,645	-0,636	0,076 -
COMB7=1.2D+1.0EYY+1.0L+0.2S	0,351 -0,517	de cálculo	-0,343 -0,447	1290	1,0000	161,645	-0,636	0,076 -
COMB8=1.2D-1.0EYY+1.0L+0.2S	0,351 -0,517	de cálculo	-0,343 -0,447	1290	1,0000	161,645	-0,636	0,076 -
COMB9=0.9D+1.0EXX	0,220 -0,307	de cálculo	-0,237 -0,279	1290	1,0000	103,495	-0,370	0,006 -
COMB10=0.9D-1.0EXX	0,233 -0,306	de cálculo	-0,281 -0,296	1290	1,0000	108,657	-0,383	-0,009 -
COMB11=0.9D+EYY	0,220 -0,307	de cálculo	-0,237 -0,279	1290	1,0000	103,495	-0,370	0,006 -
COMB12=0.9D-1.0EYY	0,220 -0,307	de cálculo	-0,237 -0,279	1290	1,0000	103,495	-0,370	0,006 -

$\phi_f$  - coeficiente de seguridad parcial

## 2.5 Resultados de los cálculos:

### 2.5.1 Análisis ELU



**Combinación dimensionante: COMB3=1.2D+1.6L+0.5S (B)**

$\phi_f = 0,6500$

Esfuerzos seccionales:

$$N = 176,393 \text{ (T)} \quad M_y = 0,118 \text{ (T*m)} \quad M_z = -0,360 \text{ (T*m)}$$

Esfuerzos de cálculo:

Nudo inferior

$$N = 176,393 \text{ (T)} \quad M_y = 0,118 \text{ (T*m)} \quad M_z = -0,360 \text{ (T*m)}$$

### 2.5.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

#### 2.5.1.1.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 9775,804 \text{ (T)} \quad (10-13)$$

$$k \cdot l_u = 1,62 \text{ (m)}$$

$$EI = 2599,46 \text{ (T*m}^2\text{)} \quad (10-15)$$

$$\square d = 1,0000$$

$$E_c = 249547,939 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$E_s = 2038902,416 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$I_g = 520833,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{se} = 7390,2 \text{ (cm}^4\text{)}$$

#### 2.5.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$$l_u \text{ (m)}$$

k

$$k \cdot l_u \text{ (m)}$$

$$3,24$$

$$0,5000$$

$$1,62$$

$$k \cdot l_u / r_y = 11,2237 < 35,9542$$

Columna poco esbelta (10-7)

#### 2.5.1.1.3 Análisis de pandeo

$$M_A = -0,722 \text{ (T*m)} \quad M_B = 0,118 \text{ (T*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada

$$M = 0,118 \text{ (T*m)}$$

$$M_c = M = 0,118 \text{ (T*m)}$$

### 2.5.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

$$M_A = -0,582 \text{ (T*m)} \quad M_B = -0,360 \text{ (T*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada

$$M = -0,360 \text{ (T*m)}$$

$$M_c = M = -0,360 \text{ (T*m)}$$

### 2.5.2 Armadura:

$$\text{Densidad del armado:} \quad \square \square = A_{sr}/A_g = 1,0053 \%$$

## SIN MÓDULO DE ESCALERAS

### 2.1 Característica de los materiales:

$$\text{) Hormigón:} \quad : f_{ck} = 23,50 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Densidad} \quad : 2407,31 \text{ (kG/m}^3\text{)}$$

$$\text{) Armaduras longitudinales} \quad : \quad f_{yk} = 420,00$$

$$\text{) Armaduras transversales:} \quad f_{yk} = 300,00 \text{ (MPa)}$$

### 2.2 Geometría:

$$2.2.1 \quad \text{Rectángulo} \quad 40,0 \times 50,0 \text{ (cm)}$$

2.2.2	Altura: L	= 3,54 (m)
2.2.3	Espesor de la losa	= 0,12 (m)
2.2.4	Altura de la viga	= 0,60 (m)
2.2.5	Recubrimiento de la armadura	= 4,0 (cm)

## 2.3 Opciones de cálculo:

)	Cálculos según la norma	: EHE 99
)	Predimensionamiento	: no
)	Tomar en cuenta la esbeltez	: sí
)	Estribos	: hacia la losa

## 2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	$\uparrow_f$	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1=SERVICIO (CV+CM)		Dimensionamiento	ELS		1290	1,00	1227,32	-6,25 -
0,64	-8,61	4,06						
COMB2=1.4CM		de cálculo	1290	1,00	1355,27	-6,78	-0,88	-9,39
	4,39							
COMB3=1.2D+1.6L+0.5S		de cálculo	1290	1,00	1542,65	-8,05	-0,76	-11,06
	5,23							
COMB4=1.2D+1.6S+1.0L		de cálculo	1290	1,00	1439,40	-7,22	-0,76	-9,97
	4,70							
COMB5=1.2D+1.0EXX+1.0L+0.2S		de cálculo	1290	1,00	1396,31	-7,21	-0,76	-
9,93	4,68							
COMB6=1.2D-1.0EXX+1.0L+0.2S		de cálculo	1290	1,00	1396,31	-7,21	-0,76	-
9,93	4,68							
COMB7=1.2D+1.0EYY+1.0L+0.2S		de cálculo	1290	1,00	1396,31	-7,21	-0,76	-
9,93	4,68							
COMB8=1.2D-1.0EYY+1.0L+0.2S		de cálculo	1290	1,00	1396,31	-7,21	-0,76	-
9,93	4,68							
COMB9=0.9D+1.0EXX		de cálculo	1290	1,00	871,24	-4,36	-0,57	-6,03
	2,82							
COMB10=0.9D-1.0EXX		de cálculo	1290	1,00	907,11	-4,59	-0,57	-6,34
	2,97							
COMB11=0.9D+EYY		de cálculo	1290	1,00	871,24	-4,36	-0,57	-6,03
	2,82							
COMB12=0.9D-1.0EYY		de cálculo	1290	1,00	871,24	-4,36	-0,57	-6,03
	2,82							

$\uparrow_f$  - coeficiente de seguridad parcial

## 2.5 Resultados de los cálculos:

### 2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB3=1.2D+1.6L+0.5S (A)

Esfuerzos seccionales:

$$N_{sd} = 1542,65 \text{ (kN)} \quad M_{sdy} = -8,05 \text{ (kN*m)} \quad M_{sdz} = -11,06 \text{ (kN*m)}$$

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

$$N = 1542,65 \text{ (kN)} \quad N^*etotz = -8,05 \text{ (kN*m)} \quad N^*etoty = -11,06 \text{ (kN*m)}$$

Excentricidad:	ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee: -0,5 (cm)	-0,7 (cm)
mínimo	emin: 0,0 (cm)	0,0 (cm)
inicial	ee: -0,5 (cm)	-0,7 (cm)
II orden	ea: 0,0 (cm)	0,0 (cm)
total	etot: -0,5 (cm)	-0,7 (cm)

### 2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

#### 2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

L (m)	Lo (m)	$\leq$	$\leq$ lim	
3,24	1,62	11,22	inf.	Columna poco esbelta

#### 2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = -0,76 (kN\*m)      M1 = -8,05 (kN\*m)  
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada  
Msd = -8,05 (kN\*m)  
ee = Msd/Nsd = -0,5 (cm)  
emin = 0,0 (cm)  
ee = max(ee;emin) = -0,5 (cm)  
etot = ee = -0,5 (cm)

### 2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

M2 = 5,23 (kN\*m)      M1 = -11,06 (kN\*m)  
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada  
Msd = -11,06 (kN\*m)  
ee = Msd/Nsd = -0,7 (cm)  
emin = 0,0 (cm)  
ee = max(ee;emin) = -0,7 (cm)  
etot = ee = -0,7 (cm)

### 2.5.2 Armadura:

sección de acero real	Asr = 20,36 (cm <sup>2</sup> )
Densidad del armado:	$\rho$ = 1,02 %

## ANEXO C

### Diseño de vigas más solicitadas en la estructura irregular

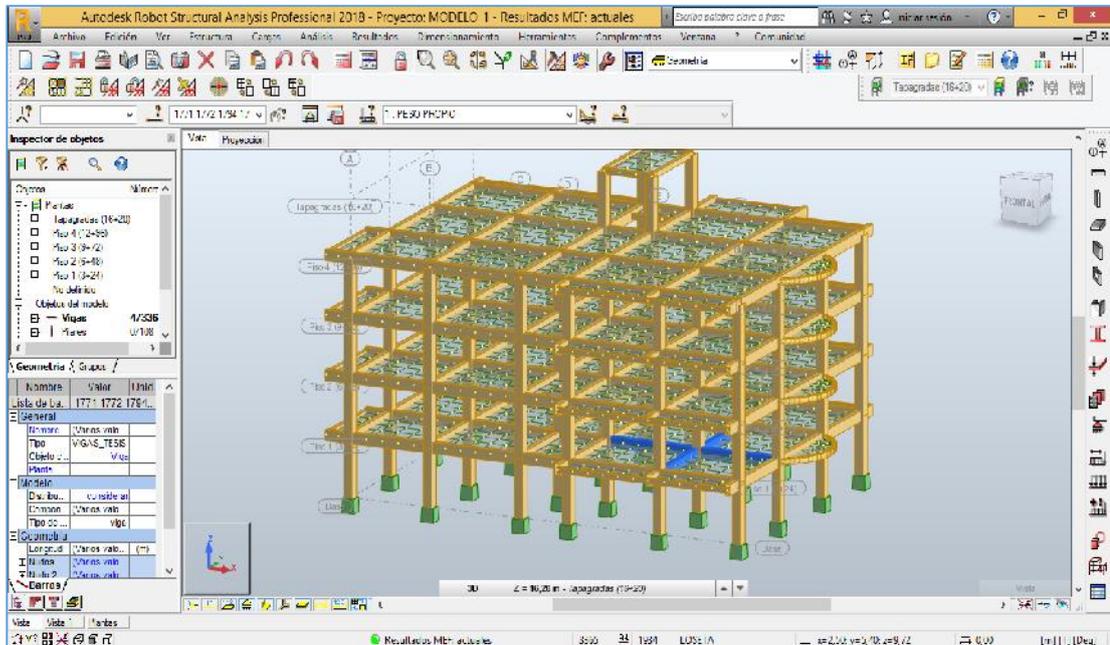


Figura C 1. 1. Selección de las vigas a diseñarse.  
Fuente: (ARSAP, 2019)

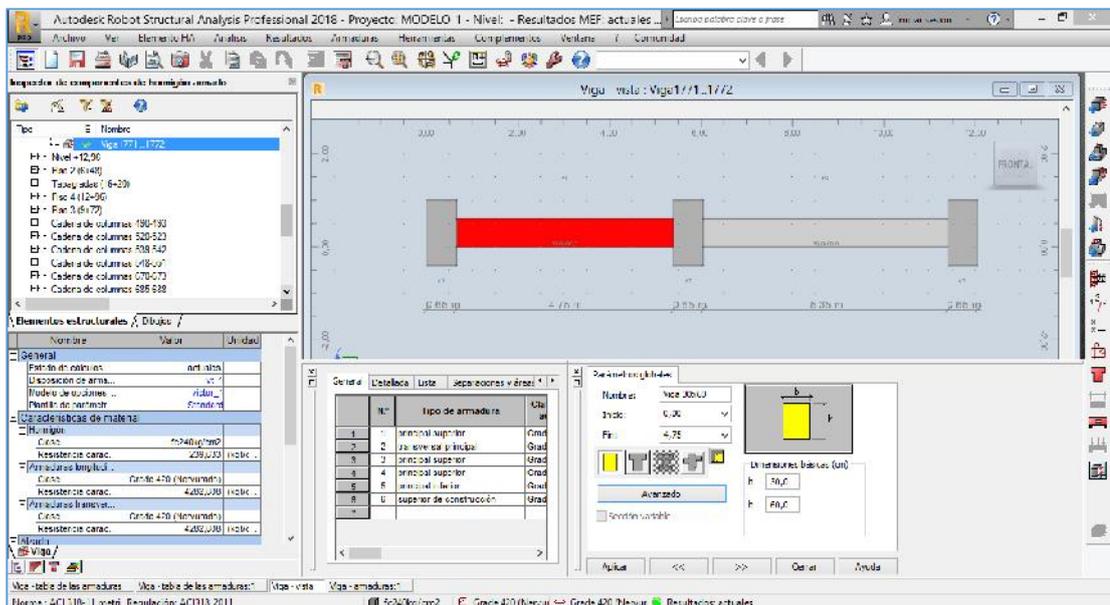


Figura C 1. 2. Secciones de las vigas.  
Fuente: (ARSAP, 2019)

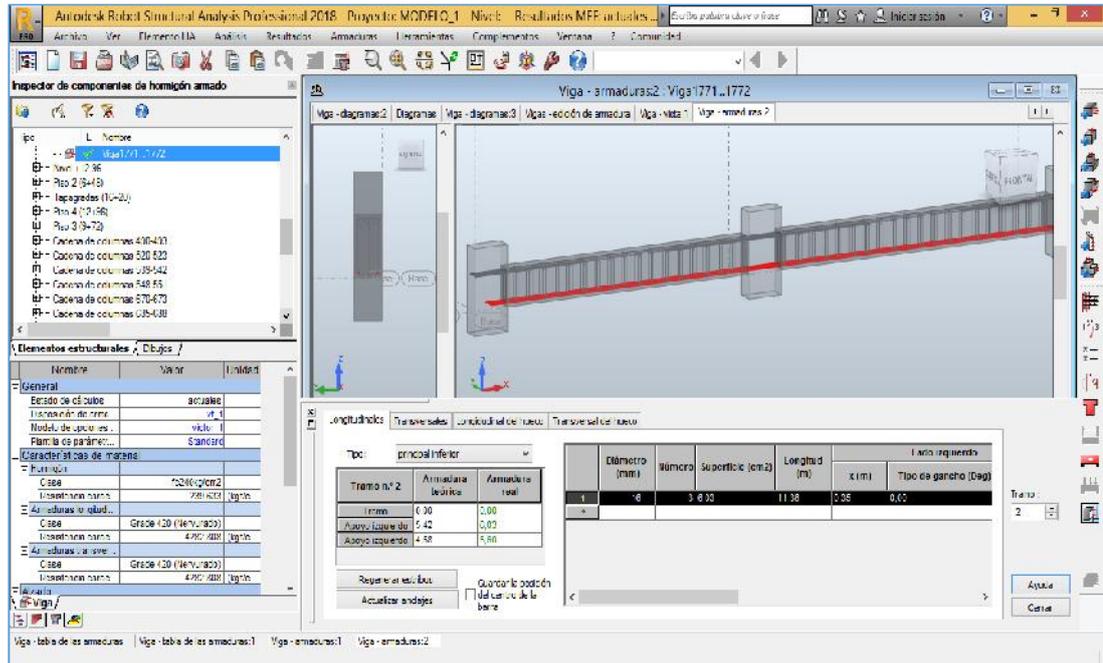


Figura C 1. 3. Armadura real & Armadura teórica.  
Fuente: (ARSAP, 2019)

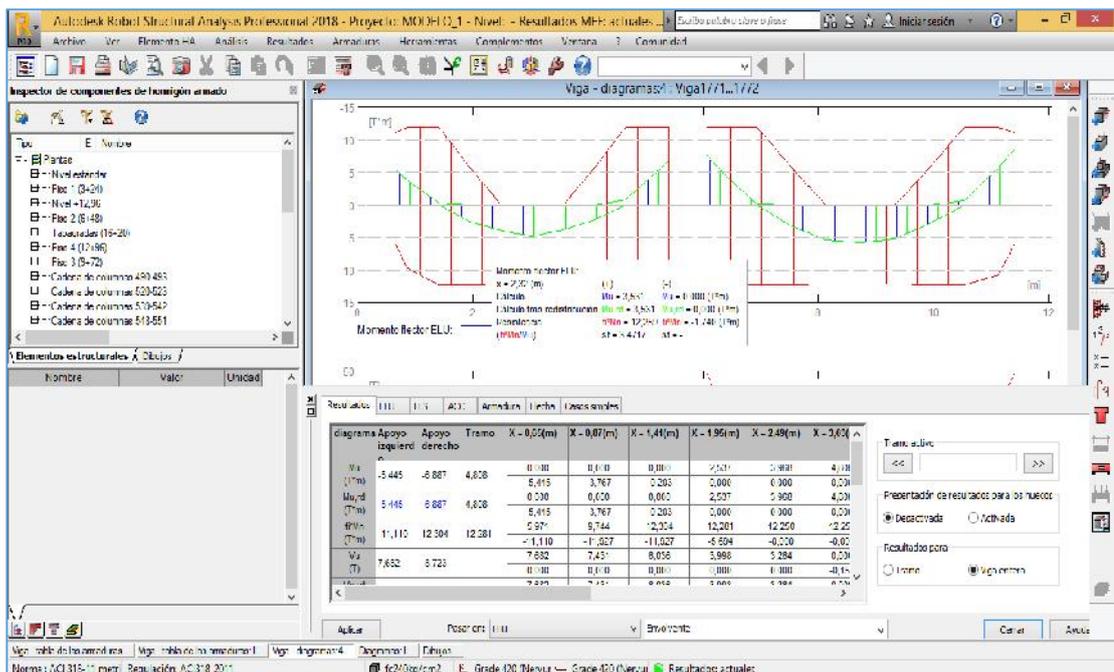


Figura C 1. 4. Diagrama de Momentos.  
Fuente: (ARSAP, 2019)

## ANEXO D

### Diseño de columna más solicitadas en la estructura irregular

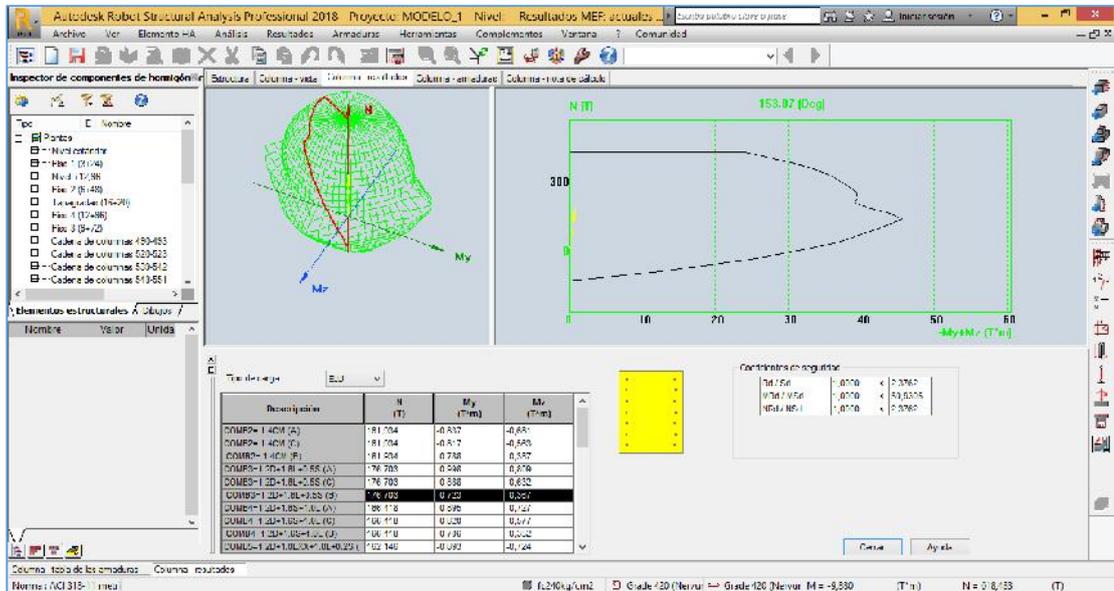


Figura D 1. 1. Diagrama de Interacción de la Columna.

Fuente: (ARSAP, 2019)

### Nota de cálculo del programa ARSAP

#### Columna: Columna

##### 2.1 Característica de los materiales:

<ul style="list-style-type: none"> <li> <ul style="list-style-type: none"> <li>J Hormigón: : <math>f_c' = 239,633</math> (kgf/cm<sup>2</sup>)</li> <li>Densidad : 2407,31 (kG/m<sup>3</sup>)</li> </ul> </li> <li> <ul style="list-style-type: none"> <li>J Armaduras longitudinales : Grade 420 : <math>f_y = 4282,808</math> (kgf/cm<sup>2</sup>)</li> <li>J Armaduras transversales : Grade 420 : <math>f_y = 4282,808</math> (kgf/cm<sup>2</sup>)</li> </ul> </li> </ul>
--

##### 2.2 Geometría:

2.2.1	Rectángulo	50,0 x 65,0 (cm)
2.2.2	Altura: L	= 3,54 (m)
2.2.3	Espesor de la losa	= 0,12 (m)
2.2.4	Altura de la viga	= 0,60 (m)
2.2.5	Recubrimiento de la armadura	= 4,0 (cm)

##### 2.3 Opciones de cálculo:

) Cálculos según la norma	: ACI 318-11 metric
) Columna prefabricada	: no
) Predimensionamiento	: no
) Tomar en cuenta la esbeltez	: sí
) Estribos	: hacia la losa
) Estructura intraslacional	

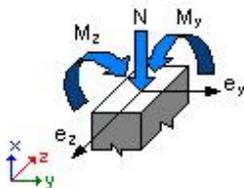
## 2.4 Cargas:

Caso	Natura Mzu (T*m)	Grupo Mzl (T*m)	$\square_f$ Mzi (T*m)	N (T)	Myu (T*m)	Myl (T*m)	Myi (T*m)	
COMB1=SERVICIO (CV+CM)		Dimensionamiento ELS		1290	1,0000	141,454	-0,774	-
0,593	-0,702	-0,628	-0,298	-0,496				
COMB2= 1.4CM		de cálculo		1290	1,0000	161,934	-0,837	-
0,817	-0,681	-0,387	-0,563					
COMB3=1.2D+1.6L+0.5S		de cálculo		1290	1,0000	176,703	-0,998	-
0,888	-0,809	-0,367	-0,632					
COMB4=1.2D+1.6S+1.0L		de cálculo		1290	1,0000	166,418	-0,895	-
0,820	-0,727	-0,352	-0,577					
COMB5=1.2D+1.0EXX+1.0L+0.2S		de cálculo		1290	1,0000	162,146	-0,893	-
0,818	-0,724	-0,354	-0,576					
COMB6=1.2D-1.0EXX+1.0L+0.2S		de cálculo		1290	1,0000	162,146	-0,893	-
0,818	-0,724	-0,354	-0,576					
COMB7=1.2D+1.0EYY+1.0L+0.2S		de cálculo		1290	1,0000	162,146	-0,893	-
0,818	-0,724	-0,354	-0,576					
COMB8=1.2D-1.0EYY+1.0L+0.2S		de cálculo		1290	1,0000	162,146	-0,893	-
0,818	-0,724	-0,354	-0,576					
COMB9=0.9D+1.0EXX		de cálculo		1290	1,0000	104,100	-0,538	-
0,525	-0,438	-0,249	-0,362					
COMB10=0.9D-1.0EXX		de cálculo		1290	1,0000	109,196	-0,563	-
0,558	-0,445	-0,295	-0,385					
COMB11=0.9D+EYY		de cálculo		1290	1,0000	104,100	-0,538	-
0,525	-0,438	-0,249	-0,362					
COMB12=0.9D-1.0EYY		de cálculo		1290	1,0000	104,100	-0,538	-
0,525	-0,438	-0,249	-0,362					

$\square_f$  - coeficiente de seguridad parcial

## 2.5 Resultados de los cálculos:

### 2.5.1 Análisis ELU



**Combinación dimensionante: COMB3=1.2D+1.6L+0.5S (B)**

$\square\square\square\square 0,6500$

Esfuerzos seccionales:

$N = 176,703 \text{ (T)}$     $My = -0,723 \text{ (T*m)}$     $Mz = -0,367 \text{ (T*m)}$

Esfuerzos de cálculo:

Nudo inferior

$$N = 176,703 \text{ (T)} \quad M_y = -0,723 \text{ (T*m)} \quad M_z = -0,367 \text{ (T*m)}$$

### 2.5.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

#### 2.5.1.1.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 21477,441 \text{ (T)} \quad (10-13)$$

$$k^*l_u = 1,62 \text{ (m)}$$

$$EI = 5711,01 \text{ (T*m}^2\text{)} \quad (10-15)$$

$$\alpha_d = 1,0000$$

$$E_c = 249547,939 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$E_s = 2038902,416 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$I_g = 1144270,8 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{se} = 10988,5 \text{ (cm}^4\text{)}$$

#### 2.5.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$$l_u \text{ (m)}$$

k

$$k^*l_u \text{ (m)}$$

$$3,24$$

$$0,5000$$

$$1,62$$

$$k^*l_u/r_y = 8,6336 < 25,3121$$

Columna poco esbelta (10-7)

#### 2.5.1.1.3 Análisis de pandeo

$$M_A = -0,998 \text{ (T*m)}$$

$$M_B = -0,723 \text{ (T*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada

$$M = -0,723 \text{ (T*m)}$$

$$M_c = M = -0,723 \text{ (T*m)}$$

### 2.5.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

$$M_A = -0,809 \text{ (T*m)}$$

$$M_B = -0,367 \text{ (T*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada

$$M = -0,367 \text{ (T*m)}$$

$$M_c = M = -0,367 \text{ (T*m)}$$

### 2.5.2 Armadura:

Densidad del armado:  $\rho = \rho_s/\rho_g = 1,0962 \%$