



FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL  
CON LA APLICACIÓN DEL SOFTWARE  
ETABS RESPECTO AL MÉTODO TRADICIONAL DE UN  
EDIFICIO DE CINCO PISOS CON SEMISÓTANO UBICADO  
EN EL DISTRITO DE SAN MARTÍN DE PORRES –**

**LIMA**

**PRESENTADA POR  
ESTRADA REYES, SOFIA SOLANGE  
VERDE HUAMÁN, JHOSEP KEVIN**

**ASESOR**

**ERNESTO ANTONIO VILLAR GALLARDO  
JUAN MANUEL OBLITAS SANTA MARIA**

**TESIS  
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL  
LIMA – PERÚ**

**2020**



**CC BY-NC-ND**

**Reconocimiento – No comercial – Sin obra derivada**

El autor sólo permite que se pueda descargar esta obra y compartirla con otras personas, siempre que se reconozca su autoría, pero no se puede cambiar de ninguna manera ni se puede utilizar comercialmente.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>



**USMP**

FACULTAD DE  
INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

## **ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL CON LA  
APLICACIÓN DEL SOFTWARE ETABS RESPECTO AL MÉTODO  
TRADICIONAL DE UN EDIFICIO DE CINCO PISOS CON  
SEMISÓTANO UBICADO EN EL DISTRITO DE SAN MARTÍN DE  
PORRES – LIMA**

**TESIS**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR:**

ESTRADA REYES, SOFIA SOLANGE

VERDE HUAMÁN, JHOSEP KEVIN

**LIMA – PERÚ**

**2020**

**Dedicatoria**

Esta tesis es gracias a DIOS, por encaminarme hasta llegar aquí. A toda mi familia en especial a mis padres José y Dalinda quienes me dieron vida, educación y amor. Gracias por su trabajo y sacrificio. A mi hermano Carlos Arturo el cual, hace que yo mejore para ser su ejemplo a seguir. A mis grandes amigos de la universidad y la amistad que forme ahí. A todos ellos se los agradezco desde el fondo de mi corazón.

**Estrada Reyes, Sofia Solange**

**Dedicatoria**

En primera instancia a Dios por darme salud, cuidarme y guiarme. A mis padres José y Claudia, ya que estuvieron en todo momento a mi lado, apoyándome ante cualquier adversidad, brindándome su amor y enseñándome a cumplir mis sueños sin perder la humildad. A mi hermana Kimberly, abuelitos y tía Estelita que estuvieron siempre dando ánimos para no darme por vencido ante cualquier circunstancia de la vida.

**Verde Huaman, Jhosep Kevin**

### **Agradecimiento**

Agradecemos a Dios por bendecir nuestra vida, por habernos guiado en el sendero correcto, ser la fortaleza e inspiración en aquellos instantes de debilidad y confusión.

A nuestros profesores de toda nuestra vida universitaria en la Universidad San Martín de Porres, por habernos brindado sus conocimientos y experiencias a lo largo de nuestra preparación de pregrado. Gracias a nuestros docentes de taller de tesis, Ing. Mg. Ernesto Antonio Villar Gallardo y Ing. Mg. Juan Manuel Oblitas Santa María por su tiempo, consejos, motivación y confianza.

## Índice

	Pág.
<b>Introducción</b> .....	<b>xvi</b>
<b>CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b> .....	<b>1</b>
1.1. Descripción de la realidad problemática .....	1
1.2. Formulación del problema .....	5
1.2.1. Problema general .....	6
1.2.2. Problemas específicos .....	6
1.3. Objetivos .....	7
1.3.1. Objetivo general .....	7
1.3.2. Objetivos específicos .....	7
1.4. Justificación e importancia .....	7
1.5. Delimitación .....	9
1.6. Limitaciones .....	10
1.7. Viabilidad .....	12
1.7.1. Viabilidad técnica .....	12
1.7.2. Viabilidad económica .....	12
1.7.3. Viabilidad social .....	12
1.8. Impacto potencial de la investigación .....	12
1.8.1. Impacto teórico .....	13
1.8.2. Impacto práctico .....	13
<b>CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>14</b>
2.1. Antecedentes .....	14
2.1.1. Internacionales .....	14
2.1.2. Nacionales .....	18
2.2. Bases teóricas .....	21
2.2.1. Conceptos de la Ingeniería Estructural .....	21
2.2.2. Normas técnicas .....	23
2.2.3. Software Etabs .....	24
2.2.4. Elementos del diseño estructural .....	26
2.2.5. Estructuración .....	27
2.2.6. Predimensionamiento .....	30
2.2.7. Cargas, Fuerzas y Combinaciones de Cargas .....	33
2.2.8. Vulnerabilidad Sísmica .....	37
2.2.9. Diseño Estructural .....	42

2.2.10. Metrados .....	56
2.3. Definición de términos básicos .....	57
2.4. Hipótesis .....	59
2.4.1. Hipótesis general .....	59
2.4.2. Hipótesis específicas .....	59
<b>CAPÍTULO III METODOLOGÍA .....</b>	<b>60</b>
3.1. Diseño.....	60
3.1.1. Tipo de Investigación.....	60
3.1.2. Nivel de Investigación.....	60
3.1.3. Diseño de Investigación.....	61
3.2. Muestra .....	61
3.2.1. Población.....	61
3.2.2. Muestra .....	61
3.2.3. Descripción del caso de estudio .....	61
3.3. Instrumentos .....	68
3.3.1. Técnica .....	68
3.3.2. Instrumentos para la recolección.....	68
3.3.3. Instrumentos de Procesamiento .....	69
3.4. Procedimiento .....	69
3.4.1. Plan de trabajo y aspectos éticos.....	69
3.4.2. Recolección y procesamiento de información.....	70
3.4.3. Desarrollo de la investigación .....	70
3.4.4. Comparación y discusión de resultados .....	71
3.5. Variables .....	71
3.5.1. Variable Dependiente.....	71
3.5.2. Variables independientes .....	71
3.5.3. Operacionalización de variables .....	72
<b>CAPÍTULO IV DESARROLLO Y APLICACIÓN.....</b>	<b>73</b>
4.1. Generalidades .....	73
4.1.1. Ubicación .....	73
4.1.2. Condiciones generales.....	74
4.1.3. Materiales.....	78
4.1.4. Condiciones para el Análisis Sísmico.....	79
4.2. Diseño con el software Etabs .....	82
4.2.1. Estructuración y predimensionamiento.....	82
4.2.2. Modelamiento de Edificio.....	83

4.2.3.	Casos de Cargas y Combinaciones de diseño.....	93
4.2.4.	Asignación y distribución de Cargas .....	99
4.2.5.	Análisis Sísmico.....	100
4.2.6.	Diseño de los elementos estructurales.....	106
4.3.	Diseño con el Método Tradicional .....	112
4.3.1.	Estructuración y predimensionamiento.....	112
4.3.2.	Metrado de Cargas.....	121
4.3.3.	Diseño de los elementos estructurales.....	126
4.3.4.	Análisis sísmico .....	161
<b>CAPÍTULO V RESULTADOS.....</b>		<b>166</b>
5.1.	Resultados con el Software Etabs .....	166
5.2.	Resultados con el Método Tradicional.....	169
<b>CAPÍTULO VI DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....</b>		<b>173</b>
6.1.	Discusión de hipótesis.....	173
6.2.	Discusión Antecedentes.....	175
6.2.1.	Contrastación con antecedentes Internacionales.....	175
6.2.2.	Contrastación con antecedentes Nacionales.....	176
<b>CONCLUSIONES .....</b>		<b>178</b>
<b>RECOMENDACIONES .....</b>		<b>180</b>

## Índice de tablas

	Pág.
Tabla 1. Proyección Anual de la Población en el Perú.....	1
Tabla 2. Zonificación Residencial de Área de Tratamiento Normativo I .....	9
Tabla 3. Características de los tipos de zona sísmicas de Lima y Callao.....	10
Tabla 4. Criterios Prácticos de Vigas .....	28
Tabla 5. Criterios de Predimensionamiento .....	28
Tabla 6. Dimensiones losas en una dirección.....	30
Tabla 7. Dimensiones losas en dos direcciones.....	30
Tabla 8. Dimensiones losas aligeradas .....	30
Tabla 9. Dimensiones losas Macizas .....	31
Tabla 10. Dimensiones losas macizas .....	31
Tabla 11. Pesos Unitarios de materiales.....	34
Tabla 12. Cargas vivas mínimas repartidas .....	35
Tabla 13. Combinaciones de diseño .....	37
Tabla 14. Factor de Zona.....	38
Tabla 15. Casos de Cimentación para Perfil Tipo S1 .....	40
Tabla 16. Casos de Cimentación para Perfil Tipo S2.....	40
Tabla 17. Casos de Cimentación para Perfil Tipo S3.....	41
Tabla 18. Factor del Suelo.....	41
Tabla 19. Periodos de Perfil de Suelo.....	42
Tabla 20. Factor de Amplificación Sísmica .....	42
Tabla 21. Factores de reducción de resistencia .....	43
Tabla 22. Secciones de Varillas de Acero .....	43
Tabla 23. Cuantía de una losa según el refuerzo .....	46
Tabla 24. Diámetro de varillas para estribos de Viga.....	50
Tabla 25. Diámetro de varillas para estribos de columna.....	55
Tabla 26. Variable Dependiente .....	71
Tabla 27. Variables Independientes.....	72
Tabla 28. Operación de Variables .....	72
Tabla 29. Metrado de Tabiquería .....	75
Tabla 30. Pesos Unitarios de Ladrillos .....	76
Tabla 31. Factor del Suelo para el Proyecto .....	79
Tabla 32. Periodos de Perfil de Suelo para el Proyecto.....	80

Tabla 33. Factor de Amplificación Sísmica para el proyecto.....	80
Tabla 34. Categoría de las edificaciones y factor U para el proyecto .....	81
Tabla 35. Sistema Estructural del Proyecto .....	82
Tabla 36. Factor de Reducción para el modelo. ....	87
Tabla 37 Modos y Periodos de la edificación.....	100
Tabla 38. Factor de irregularidad torsional del edificio en la dirección X.....	102
Tabla 39. Factor de irregularidad torsional del edificio en la dirección Y .....	103
Tabla 40. Derivas de los 5 pisos del Sismo en X .....	104
Tabla 41. Derivas de los 5 pisos del Sismo en Y .....	104
Tabla 42. Desplazamientos de Entrepiso y Junta Estimada. (X-X).....	105
Tabla 43. Desplazamientos de Entrepiso y Junta Estimada. (Y-Y).....	105
Tabla 44. Predimensionamiento de Vigas Peralgadas.....	118
Tabla 45. Peso Propio de la Losa según su espesor.....	122
Tabla 46. Metrado de Carga de Losa Aligerada.....	122
Tabla 47. Metrado de Carga de Losa Maciza .....	123
Tabla 48. Carga Ultima de la Losa Aligerada .....	126
Tabla 49. Carga Ultima de la Losa Maciza .....	138
Tabla 50. Carga Ultima de Descanso .....	143
Tabla 51. Carga Ultima de Escalera .....	143
Tabla 52. Metrado Ultimo Primer Piso .....	148
Tabla 53. Metrado Ultimo Cuarto Piso .....	153
Tabla 54. Peso del Nivel con Mayor Carga del Diseño Tradicional .....	162
Tabla 55. Factor de irregularidad torsional en la dirección X del M.T. ....	163
Tabla 56. Factor de irregularidad torsional en la dirección Y del M.T. ....	163
Tabla 57. Derivas de los 5 pisos del Sismo en X del M.T.....	164
Tabla 58. Derivas de los 5 pisos del Sismo en Y del M.T.....	164
Tabla 59. Desplazamientos de Entrepiso y Junta Estimada. (X-X) M.T.....	165
Tabla 60. Desplazamientos de Entrepiso y Junta Estimada. (Y-Y) M.T.....	165
Tabla 61. Resultado de Peso con Etabs .....	167
Tabla 62. Metrado de Viga del Etabs .....	168
Tabla 63. metrado de Columna del Etabs.....	168
Tabla 64. Metrado de Losa del Etabs .....	169
Tabla 65. Resultado de Peso con el Metodo Tradicional .....	170
Tabla 66. Metrado de Viga de Método Tradicional .....	171

Tabla 67. Metrado de Columna de Método Tradicional .....	171
Tabla 68. Metrado de Losa de Método Tradicional .....	172
Tabla 69. Comparación de Metrados.....	174

## Índice de figuras

	Pág.
Figura 1. Movimiento en el sector inmobiliario - 2019.....	2
Figura 2. Oportunidades de Desarrollo Profesional .....	4
Figura 3. Histograma de uso de software estructurales .....	5
Figura 4. Diagrama de Ishikawa.....	6
Figura 5. Mapa de microzonificación sísmica de Lima actualizado al 2018 .....	11
Figura 6. Interfaz de Etabs v18.2.....	25
Figura 7. Mapa de Zonas Sísmicas.....	38
Figura 8. Conceptualización de losa.....	44
Figura 9. Vigüeta tipo T .....	44
Figura 10. Sección de Viga.....	48
Figura 11. Diagrama de Interacción .....	51
Figura 12. Fuerza cortante de diseño de columna .....	54
Figura 13. Formato par a Metrado de Acero .....	57
Figura 14. Plano de Elevación Frontal .....	63
Figura 15. Plano de Distribución del Semisótano .....	64
Figura 16. Plano de Distribución del Primer Piso .....	65
Figura 17. Plano de Distribución del Piso típico (2° al 5° piso).....	66
Figura 18. Plano de Distribución de la Azotea.....	67
Figura 19. Street view de la Ubicación del edificio multifamiliar Roncal .....	73
Figura 20. Zonificación del edificio multifamiliar Roncal.....	74
Figura 21. Metrado de Tabiquería .....	77
Figura 22. Planos Arquitectónicos del edificio multifamiliar Roncal .....	83
Figura 23. Grillas sobre Plano Arquitectónico del Edificio .....	84
Figura 24. Ventana de Edit Grid System Data .....	85
Figura 25. Ventana de Edit Story Data.....	85
Figura 26. Ventana de Material Property Data concreto ( $f'c$ 210kg/cm <sup>2</sup> ).....	86
Figura 27. Ventana de Módulo de Elasticidad E.....	87
Figura 28. Ventana de Factor de Reducción.....	88
Figura 29. Ventana de Frame Properties: Secciones de Vigas y Columnas.....	89
Figura 30. Ventana de Frame Section Property Reinforcement Data .....	90
Figura 31. Dibujo 3D del Proyecto.....	91
Figura 32. Dibujo 2D Planta del Proyecto.....	92

Figura 33. Ventana de Define Diaphragm.....	92
Figura 34. Ventana de Asignación de Diafragmas.....	93
Figura 35. Ventana de Define Load Patterms.....	94
Figura 36. Venana de Seismic Load Pattern - User Defined.....	95
Figura 37. Espectro Sismico.....	95
Figura 38. Definición de la función del espectro sísmico .....	96
Figura 39. Ventana de Load Cases .....	97
Figura 40. Ventana de Load Combination Data .....	97
Figura 41. Ventana de Mass Source Data.....	98
Figura 42. Ventana de Restricciones .....	99
Figura 43. Asignación de Carga Muerta.....	99
Figura 44. Asignación de Carga Viva .....	100
Figura 45., Deformación de la estructura debido al modo 1 .....	101
Figura 46. Deformación de la estructura debido al modo 2 .....	101
Figura 47. Deformación de la estructura debido al modo 3 .....	102
Figura 48. Cálculo de cortante sísmico .....	105
Figura 49. Ejemplo de Acero de Viga en Etabs .....	106
Figura 50. Áreas de Acero de Vigas.....	106
Figura 51. Diagramas de momento y deflexiones de carga muerta.....	107
Figura 52. Diagramas de momento y deflexiones de carga viva.....	108
Figura 53. Porcentaje de cuantías de las vigas de un nivel.....	108
Figura 54. Diagramas de interacción.....	109
Figura 55. Diagramas de momento de la Columna .....	109
Figura 56. Definición de la sección de la losa.....	110
Figura 57. Cargas distribuidas y momento de sismo de Losa .....	110
Figura 58. diagramas y envolvente de momentos de la Losa.....	111
Figura 59. Refuerzo de Flexión .....	111
Figura 60. Diagrama Momento Flector y Fuerza Cortante .....	112
Figura 61. Estructuración a través del método tradicional .....	114
Figura 62. Distribución de Vigas Peraltadas .....	117
Figura 63. Área Tributaria de Columna Ejemplo .....	119
Figura 64. Escalera típica .....	120
Figura 65. Distribución de Carga de la Losa Aligerada .....	123
Figura 66. Distribución de Carga de la Losa Maciza .....	123

Figura 67. Área Tributaria de la Viga de forma rectangular .....	124
Figura 68. Área Tributaria de la Viga de forma trapezoidal .....	124
Figura 69. Diagrama de Momentos de la Losa Aligera.....	127
Figura 70. Distribución de Acero de la Losa Aligerada .....	136
Figura 71. Distribucion del Acero de Temperatura.....	137
Figura 72. Vista de Planta Final de la Losa Aligerada .....	138
Figura 73. Vista de Planta de Losa Maciza .....	143
Figura 74. Diseño de Escalera .....	148
Figura 75. Diseño de Viga Primer Piso .....	153
Figura 76. Diseño de Viga Quinto Piso.....	157
Figura 77. Diagrama de Interacción de la Columna M.T.....	158
Figura 78. Diseño acero Longitudinal de columna.....	158
Figura 79. Separación de estribos de columna .....	160
Figura 80. Deformación por carga muerta del Diseño Tradicional.....	161
Figura 81. Deformación por carga viva del diseño tradicional .....	161
Figura 82. Cálculo de cortante sísmico del M.T.....	165
Figura 83. Análisis Estático y Dinámico del Etabs .....	166
Figura 84. Análisis Estático y Dinámico del Método Tradicional .....	169

## Resumen

Las planificaciones de nuevos proyectos de edificaciones generalmente son diseñadas con la aplicación de programas informáticos de ingeniería; para el diseño estructural estos programas limitan la aplicación de los conceptos teóricos y normas técnicas que utiliza el método tradicional, generando algunas deficiencias en diseño.

La investigación se enfoca en buscar la diferencia mediante un análisis comparativo de dos métodos para la mejora en el diseño estructural en edificaciones, es por ello que nuestro objetivo principal es elaborar el análisis comparativo del diseño estructural con la aplicación del Etabs v18.2 respecto al método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima.

La metodología es cuantitativa y diseño transversal, la muestra es un edificio multifamiliar de cinco pisos con semisótano aplicando el sistema mixto. Se obtuvo como resultado, que el método tradicional presenta un diseño más exacto en relación a las cuantías de acero respecto a la aplicación del programa informático Etabs v18.2. el cual es representado en los metrados de las partidas de acero. Podemos concluir que al reflejar dicho análisis comparativo nos dimos cuenta la importancia del método tradicional en el diseño estructural, por lo tanto, esta investigación nos permitirá ayudar a los estudiantes e ingenieros como una guía para sus futuros diseños estructurales.

**Palabras claves:** Etabs, Diseño Estructural, Análisis Sísmico, Metrado de acero, Método Tradicional.

## Abstract

The new buildings that are being carried out, in their majority are designed by means of software, in many occasions the traditional method in structural design is being forgotten and it is here where this method generates an important impact in the design.

Our research focuses on finding the difference through a comparative analysis of two methods for improving structural design in buildings, which is why our main objective is to develop the comparative analysis of structural design with the application of Etabs with respect to the traditional method of a five-story building with a basement located in the San Martin de Porres district - Lima.

The methodology we apply is with a quantitative approach and cross-sectional design, this research has taken as a sample a five-story building in San Martin de Porres, since in most cones of Metropolitan Lima buildings with an average height are made of five floors, also said building has a basement and pool on the terrace. The results that we obtained reflect by means of the measurements of the steel batches that the result of the structural design of the traditional method is indeed more optimal compared to the Etabs software. We can conclude that the comparative analysis that we realized show the importance of the traditional method in structural design, almost this research will allow us to help students and engineers like a guide for their future structural designs.

**Key words:** Etabs, Structural Design, Seismic Analysis, Quantify Steel, traditional method.

## Introducción

El Perú está situado geográficamente en el anillo de Fuego del Pacífico el cual es una zona muy propensa al movimiento sísmico. Por lo cual, se debe prever las pérdidas materiales y humanas, es decir, realizando un correcto análisis y diseño estructural sismorresistente de los proyectos de edificaciones venideros, con el fin de cumplir el comportamiento y seguridad estructural en conformidad a la normativa técnica vigente en el Perú, el cual es el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Para dicho análisis y diseño estructural se puede realizar mediante softwares estructurales ya que hoy en día la aplicación de los programas de cómputo se ha diversificado en diferentes ámbitos laborales, aumentando la productividad en la administración de recursos, lo cual da una mayor rapidez y optimización en la realización de diferentes tipos de trabajos. Por ejemplo, los softwares estructurales más utilizados tenemos al Etabs, Midas Gen, Sap 2000, Robot Structural, entre otros en sus diferentes versiones. Sin embargo, la mayor demanda en el diseño y análisis estructural son para los proyectos de edificios, es por ello que existen programas con los lineamientos para su uso en estas edificaciones.

El Etabs es una de ellas, el cual nos brinda la facilidad para modelar, diseñar y analizar una edificación de manera sencilla y rápida, sin embargo, el uso seguido de dichos programas nos vuelve personas mecanizadas olvidándonos la interpretación y el origen de los resultados. En ciertos casos dejamos de lado la teoría que en los cursos de estructuras de pregrado nos brindan. Y ¿por qué darle importancia a la teoría? Pues según esta investigación demostraremos que existe una diferencia que afecta en el diseño estructural.

Elaborar el análisis comparativo del diseño estructural con la aplicación del Etabs respecto al método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano será la solución para encontrar las diferencias, para brindar como material de apoyo a ingenieros civiles y estudiantes de la carrera, ya que analizaremos la influencia de la estructuración, el predimensionamiento y metrado de carga, identificaremos los cambios de las respuestas sísmicas del diseño estructural al comparar el análisis estático y dinámico, por último, calcularemos las cuantías de acero mediante los metrados para los dos tipos de diseño estructural.

El proceso de la investigación se inició en base de entrevistas a profesionales de la ingeniería estructural con más de 15 años de experiencia enseñando y laborando en el rubro estructural, a partir de ahí se corroboró con la información obtenida de la situación actual respecto a la ingeniería estructural en el Perú, obteniendo así el tema de investigación. Seguidamente se tomó como muestra un edificio multifamiliar en el distrito de San Martín de Porres, para lograr resultados óptimos, en donde se aplicó los dos métodos estructurales propuestos para determinar las diferencias entre ellos, el cual es el objetivo de la elaboración de un análisis comparativo entre el método tradicional y el uso de un programa estructural, en este caso del Software Etabs.

Esta investigación es importante ya que nos brindará una reducción de costos debido a una mejor distribución de acero y concreto, el cual se verá reflejado en el presupuesto general de la construcción, donde beneficiará a la empresa constructora o a los propietarios. A su vez la construcción tendrá una mayor seguridad y una mejor optimización en los materiales, a la vez servirá como material de apoyo en el estudio de la ingeniería estructural o en la vida laboral. La presente investigación está estructurada de la siguiente manera:

En el Capítulo I se llevó a cabo la descripción de la problemática con la finalidad de llegar al planteamiento y formulación del problema. Así mismo, se incluyó los objetivos que busca esta investigación, la justificación e importancia del tema de investigación de la tesis y la viabilidad e impacto potencial que tiene esta. En el Capítulo II se refleja los antecedentes bibliográficos (internacionales y nacionales), las bases teóricas que se utilizó en la investigación, las definiciones de los términos técnicos y las Hipótesis que determinamos al comienzo de la investigación. En el Capítulo III se desarrolló el diseño de la investigación considerando el tipo y nivel de esta, a su vez se determinó la población, para luego obtener la muestra. A su vez se menciona los instrumentos que utilizamos tanto en la recolección de información como para el procesamiento, el procedimiento que se utilizó para realizar la presente investigación y finalmente se refleja las variables que consideramos en esta investigación. En el Capítulo IV se expone y explica todo el desarrollo de la investigación en donde se comienza con unas generalidades del proyecto que tomamos como muestra, el utilizamos para ambos métodos de diseños propuestos, seguidamente se procedió a realizar los dos tipos de diseño estructural mediante el

Software Etabs y el Método Tradicional. En el Capítulo V se refleja los resultados que se han obtenido luego de realizar el diseño estructural con el Software Etabs y con el Método Tradicional, a su vez se realizó el metrado de las partidas de acero de ambos diseños para obtener las diferencias entre estas y poder concluir cual diseño es el más óptimo con una menor cantidad de acero. En el Capítulo VI se expone la discusión de resultados, donde contrastamos los resultados obtenidos de la investigación con los resultados que se han obtenido en los antecedentes tanto internacionales como naciones, a su vez se realizó el contraste de los resultados respecto a las hipótesis planteados. Por último, se llegó a realizar las conclusiones sobre el tema de investigación, se brinda unas recomendaciones, las referencias bibliográficas de donde hemos obtenido toda la información necesaria y finaliza con los anexos.

# CAPÍTULO I

## PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### 1.1. Descripción de la realidad problemática

Actualmente existe una gran demanda de viviendas u edificaciones debido a que en los últimos años en el Perú la población ha incrementado notablemente y seguirá aumentando ya que según la nota de prensa del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) realizado el 17 de enero del 2020, nos informa que: “Lima hasta el año 2020 cuenta con 9’674,755 habitantes, el cual significa el 29.70% de los habitantes del Perú el cual es de 32’625,948 personas”. Además, por la celebración del 194 aniversario del día de la independencia del Perú, el instituto Nacional de Estadística e informática (INEI) dio una proyección de la población para el año 2021, el cual fue realizado en el año 2015 donde informa: “El Perú tendrá 33’149,000 habitantes, el cual Lima concentrará 10’764,000 de habitantes, teniendo la mayor concentración de la población”.

Tabla 1

*Proyección Anual de la Población en el Perú*

<b>Año</b>	<b>Población (millones)</b>	<b>Año</b>	<b>Población (millones)</b>
2012	30.1	2019	32.5
2013	30.5	2020	32.8
2014	30.8	2021	33.1
2015	31.2	2022	33.5
2016	31.5	2023	33.8
2017	31.8	2024	34.1
2018	32.2	2025	34.4

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática (2015)

Elaboración: Los Autores

A su vez, según la Asociación de Empresas Inmobiliarias (ASEI) nos indicó: “el año 2019 se vendieron 15,000 viviendas, lo cual demuestra una recuperación en el mercado inmobiliaria luego que en el año 2016 se registrara uno de los peores años de ventas inmobiliarias registrando solo 10,822 viviendas vendidas. Además, se proyecta vender 18,000 viviendas en el 2020, el cual significa un aumento de 6% respecto al año anterior”. Sin embargo, el sector inmobiliario se ve afectado en la actualidad por la pandemia provocado por el covid -19, es por ellos que la ASEI informo: “Las ventas de inmuebles para el uso de vivienda en Lima y Callao bajaran entre 5% y 10% en este 2020, por la problemática sanitaria que se está viviendo”.

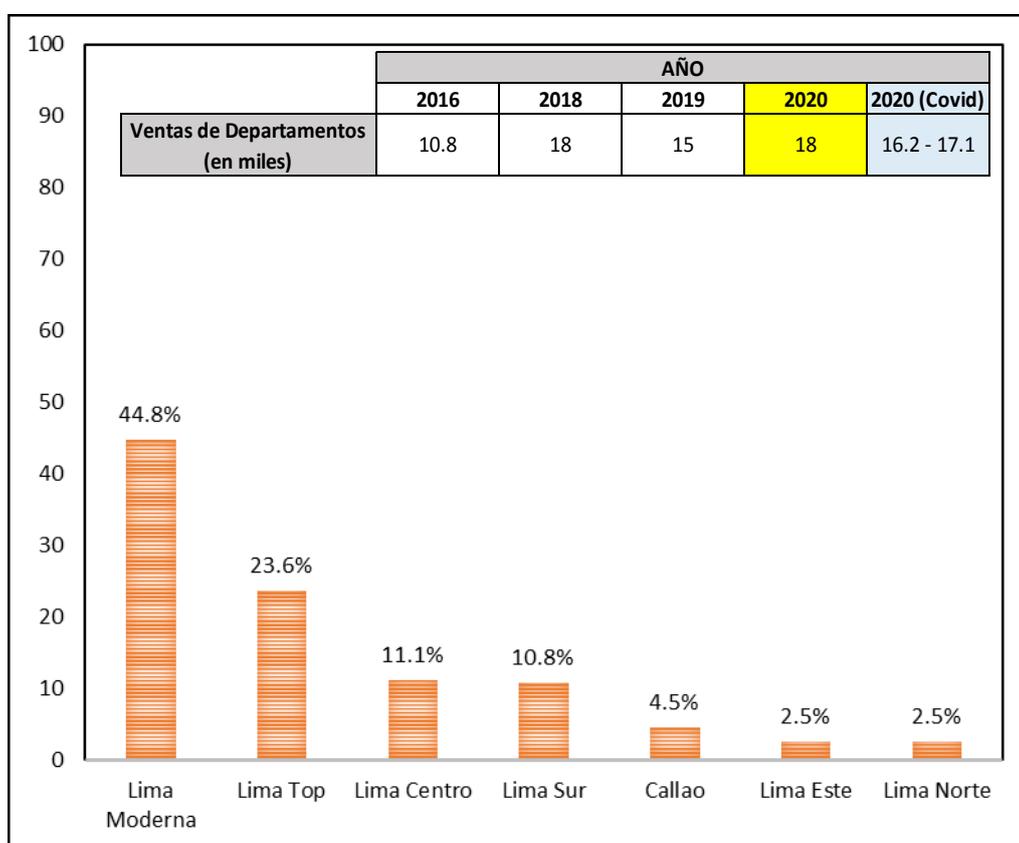


Figura 1. Movimiento en el sector inmobiliario - 2019

Fuente: Apoyo consultoría y ASEI

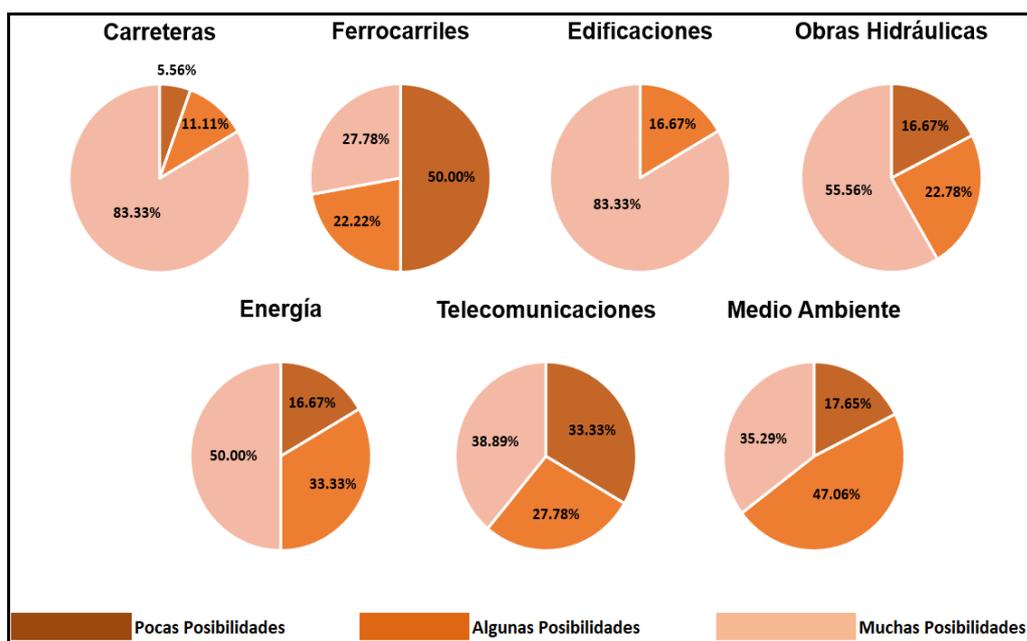
Elaboración: Los Autores

No obstante, las edificaciones próximas a construir deben generar confianza, seguridad y bienestar, cabe resaltar que, Lima es una zona vulnerable ante eventos sísmicos y por ello la proyección de edificaciones guiadas por un ingeniero civil especializado en estructuras es la manera más confiable y tranquila para poder habitarla sin temor a que pueda sufrir daños o fallas estructurales en caso de algún movimiento telúrico,

el cual puede generar que las personas pierdan sus viviendas y que haya pérdidas humanas de una manera inmediata. Es por ello que la Asociación de Desarrolladores Inmobiliario del Perú (ADI PERÚ) informo en el año 2019: “Las familias peruanas siguen optando por la autoconstrucción, esto se ve reflejado en que cada año se construyen 50 mil viviendas informales con la modalidad de la autoconstrucción, y 21 mil viviendas de manera formal”.

En un estudio realizado por la Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO) en el año 2018, donde se informó: "El 70% de las viviendas construidas en Lima son informales a través de la autoconstrucción, lo cual esa cifra podría aumentar hasta 80% a nivel nacional", además el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigaciones de Desastres (CISMID) indicó: “Las construcciones en las zonas periféricas de las ciudades puede alcanzar un 90% de informalidad”, lo cual ante un eventual movimientos sísmico de gran magnitud, un gran porcentaje de viviendas corren el riesgo de que se dañen o desplomen.

A su vez, en una entrevista con el jefe institucional del Instituto Geofísico del Perú (IGP), Tavera (2019) indicó: “Las zonas más vulnerables por el tipo de suelo ante un eventual sismo serían los distritos de Villa el Salvador y Ventanilla, mientras las más vulnerables según su construcción serían los distritos de Comas, San Juan de Miraflores, San Martín de Porres Independencia”. Por otro lado, el ingeniero estructural tiene un papel importante hoy en día en el momento de realizar un análisis a una estructura determinada, debido que este tiene la responsabilidad fundamental para que la edificación cumpla los parámetros necesarios para que garantice la seguridad e integridad de los ciudadanos que residen o habitan en dicha estructura. Sin embargo, según el diario Gestión indicó: “Los ingenieros civiles peruanos coinciden en señalar que el sector de las carreteras es el que más oportunidades profesionales puede ofrecer en el país, sin embargo, también los ingenieros y arquitectos peruanos considera que el sector de edificaciones ofrece muchas posibilidades profesionales, según Barómetro de Structuralia”.



*Figura 2.* Oportunidades de Desarrollo Profesional  
Fuente: El Comercio, Recuperado de Barómetro de Structuralia  
Elaborado: Los Autores

Esta afinación por otra especialidad de la carrera de ingeniería civil puede darse por muchas variables, pero una de ellas y quizás las más importante que podemos observar es que actualmente existe una gran variedad de información en el ámbito estructural, pero el problema es que muchos ingenieros civiles no cuentan con los conocimientos para utilizar, analizar e interpretar dicha información, por ejemplo, el uso de softwares estructurales y la interpretación de las normas técnicas peruanas.

Los softwares estructurales han aumentado y mejorado totalmente en los últimos años, ya que tenemos una gran variedad de softwares para diferentes tipos de proyectos civiles que se realizará. Uno de estos softwares es el Etabs, el cual es uno de los programas más comerciales para el diseño y análisis estructural de edificaciones. Esta información fue validada con una encuesta realizada a seis ingenieros expertos en la especialidad de estructuras donde se le pregunta cuales son los softwares estructurales que más utilizan en la actualidad, el cual 83.33% de los encuestado respondieron que utilizan el programa Etabs. A su vez este software es uno de los más usados por los alumnos de pregrados de la carrera de ingeniería civil debido que sus versiones van mejorando a medida que pasen los años, y es por ello que brinda una confiabilidad al estudiante e ingeniero civil para realizar sus diseños estructurales.

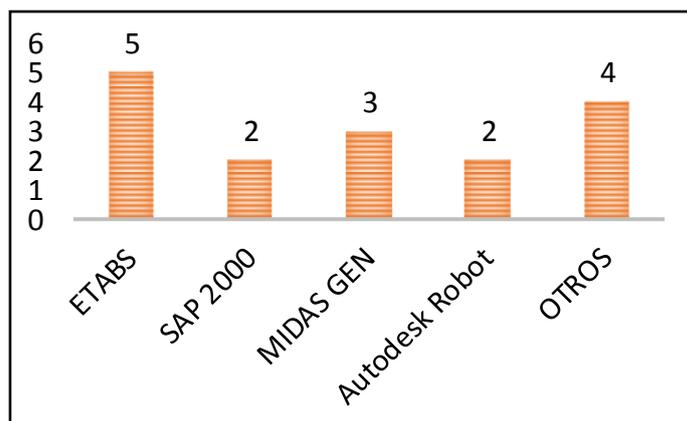


Figura 3. Histograma de uso de software estructurales  
Elaboración: Los Autores – Validación externa

Sin embargo, al usar constantemente los softwares estructurales nos malacostumbramos y volvemos dependientes de ellos, provocando que muchas veces no se interpreta correctamente los resultados obtenidos, además inconscientemente dejamos de lado todos los conceptos teóricos aprendidos en los cursos de estructuras que enseñan en pregrado, a lo cual le podemos denominar “Método Tradicional”. Nos acostumbramos a solamente confiar en los resultados que nos brinda los softwares estructurales, sin comprobarlos de otra manera, donde se podría mejorar nuestro diseño estructural y ser optimizado. Este diseño a comparación del uso del Etabs tienen una gran diferencia en donde se debe considerar al momento de diseñar un edificio.

## 1.2. Formulación del problema

Habiendo observado y analizado la realidad de la problemática, donde se puede apreciar que en Lima norte están aumentando las construcciones de viviendas multifamiliares de mediana altura debido al crecimiento poblacional, de las cuales un porcentaje considerable de estas construcciones son diseñadas y realizadas de manera informal, generando que aumente su vulnerabilidad ante un eventual movimiento sísmico. Contradiendo que en la actualidad existen una gran diversidad de softwares estructurales para las diferentes necesidades de proyectos civiles, sin embargo, muchos de los ingenieros civiles comienzan a depender de estos softwares sin saber analizarlos o comprender la procedencia de los resultados obtenidos. Es por ello que se realizó una encuesta a seis expertos en diseño estructural de edificaciones para validar la información adquirida y saber su apreciación sobre la relación entre lo teórico y práctico en el diseño estructural, expresando los resultados obtenidos en el diagrama de Ishikawa.

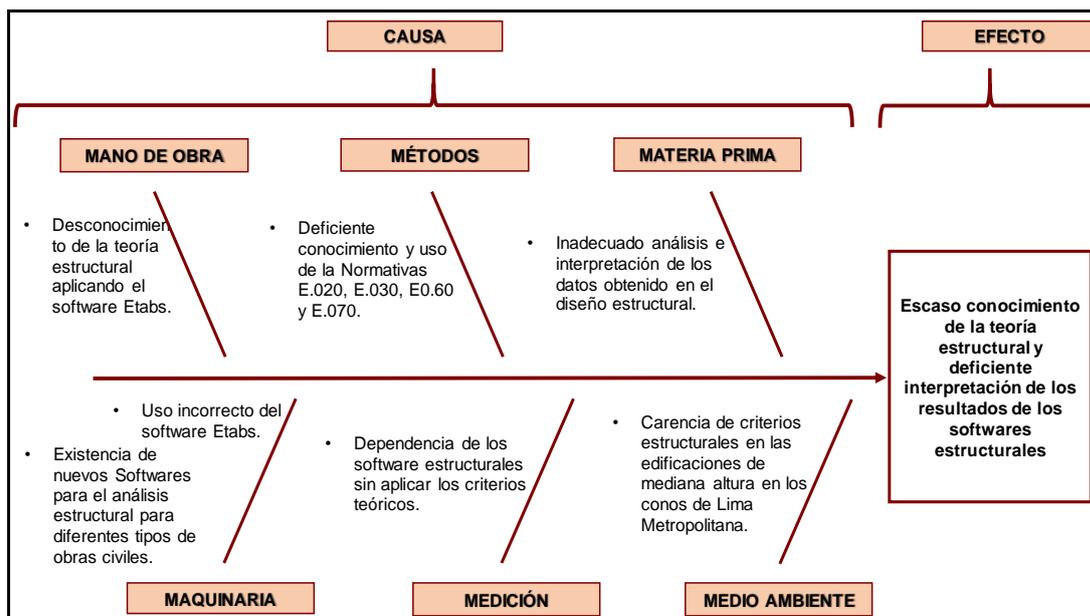


Figura 4. Diagrama de Ishikawa  
Elaboración: Los Autores

### 1.2.1. Problema general

¿Cuál es el diseño más óptimo en el análisis comparativo del diseño estructural con la aplicación del software Etabs respecto a un método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima?

### 1.2.2. Problemas específicos

¿Cómo influye la estructuración, el predimensionamiento y metrado de carga en el diseño estructural con la aplicación del software Etabs respecto a un método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima?

¿En qué medida las respuestas sísmicas del diseño estructural varían al comparar el análisis estático y dinámico con la aplicación del software Etabs respecto a un método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima?

¿Cuál es el diseño estructural que posee una mayor cantidad de cuantías de acero utilizando la aplicación del software Etabs respecto a un método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima?

### **1.3. Objetivos**

Con el análisis de la problemática se determinará el propósito de la investigación, lo cual se presentará en dos niveles:

#### **1.3.1. Objetivo general**

Elaborar el análisis comparativo del diseño estructural con la aplicación del software Etabs respecto a un método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima.

#### **1.3.2. Objetivos específicos**

Analizar la influencia de la estructuración, el predimensionamiento y metrado de carga en el diseño estructural con la aplicación del software Etabs respecto a un método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima.

Identificar los cambios de las respuestas sísmicas del diseño estructural al comparar el análisis estático y dinámico con la aplicación del software Etabs respecto a un método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima.

Calcular las cuantías de acero del diseño estructural utilizando la aplicación del software Etabs respecto a un método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima.

### **1.4. Justificación e importancia**

En Lima metropolitana se ha ejecutado numerosas construcciones de edificaciones, de los cuales un gran porcentaje de ellos fue ejecutado en los llamados conos de Lima sin ningún criterio estructural o simplemente limitándose a los resultados que brindan los softwares estructurales, sin saber cómo analizarlo o cual fue el procedimiento que se llevó a cabo para obtener dichos resultados, asimismo no saben si hay alguna manera de optimizar un diseño estructural sin perder la calidad, lo cual es lo que genera confianza y seguridad en cualquier tipo de edificación.

Los diseños estructurales estudiados de la presente tesis, fueron considerados debido a que el uso de los softwares estructurales hoy en día es muy común y accesible para la realización de diversos proyectos civiles, asimismo, el diseño tradicional es aprendido por

todo alumno de pregrado de la escuela profesional de ingeniería civil en los cursos estructurales, es por ello que para identificar, analizar y evaluar las diferencias que tienen cada diseño estructural en estudio, se ha realizado un comparativo entre el diseño estructural mediante el software Etabs respecto a un diseño tradicional. Por lo tanto, esta investigación trata de encontrar mediante la comparación entre el método tradicional y el diseño con software estructural Etabs las diferencias que puedan existir entre sí, para así tener un mejor criterio estructural, el cual podamos optimizar materiales en la hora de la construcción de una edificación de mediana altura.

Asimismo, se realizó una encuesta en donde se tomaron las opiniones y comentarios de ingenieros civiles especializados en la rama de estructuras. Dichas encuestas fueron analizadas y ordenadas por medio de histogramas, los cuales sirvieron de base para elaborar la matriz de consistencia de la presente investigación.

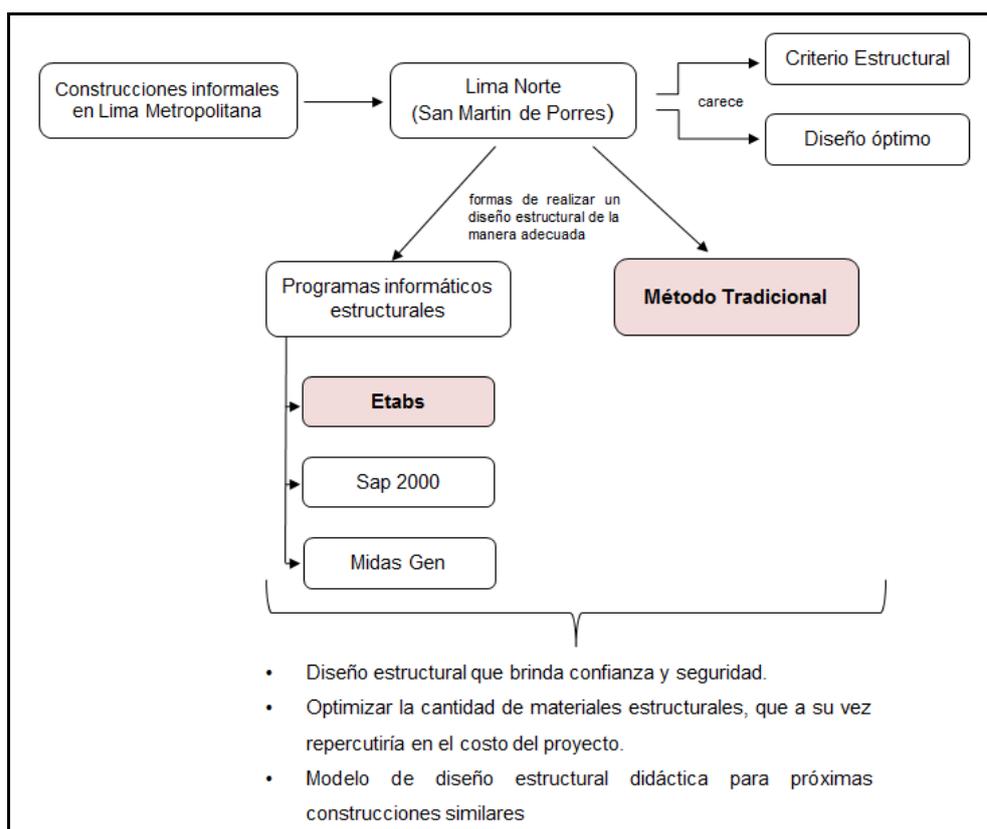


Figura 5. Mapa de Justificación  
Elaboración: Los Autores

### 1.5. Delimitación

Se ha tomado como muestra de esta investigación el edificio Roncal, el cual es de tipo multifamiliar y esta sobre un terreno que se encuentra entre lotes con forma regular, topografía plana y exposición exterior. El proyecto es de 5 pisos debido a la zonificación y parámetros urbanísticos de la zona, corroborando con el incremento de altura en edificaciones de Lima Norte, según los estudios realizados por CAPECO, en donde nos indica que están en promedio de 4 a 6 pisos. Cabe indicar que el distrito donde se encuentra la muestra es San Martín de Porres, el cual cuenta con diferentes tipos de zonificación según sea la zona. Asu

Tabla 2

#### *Zonificación Residencial de Área de Tratamiento Normativo I*

Zona	Usos permitidos	Lote mínimo (m <sup>2</sup> )	Frente mínimo (ml)	Altura máxima de edificación (pisos)	Área libre mínima
Residencial de Densidad Media (RDM)	Unifamiliar	90.00	6.00	3	30%
	Multifamiliar	120.00	6.00	3 - 4 (1)	30%
	Multifamiliar	150.00	8.00	4 - 5 (1)	35%
	Conjunto Residencial	800.00	20.00	6	50%
Vivienda Talle (VT)	Unifamiliar y Multifamiliar	180.00	8.00	3	35%
Residencial de Densidad Alta (RDA)	Multifamiliar	200.00	10.00	7	40%
	Conjunto Residencial	1,600.00	35.00	8	60%

Fuente: Plan de Desarrollo concertado del Distrito de San Martín de Porres al 2021

Las instalaciones sanitarias, instalaciones eléctricas e instalaciones de gas no se tomarán en cuenta debido a que el análisis será únicamente estructural, y la instalación de estos servicios básicos se denota en el sistema constructivo, lo cual no es un factor que altere el análisis estructural en ninguna de los dos diseños a estudiar. Es por ello que solo se utilizó los planos arquitectónicos del proyecto para así poder iniciar el diseño del edificio utilizando las dos propuestas expuestas.

Finalmente, para esta investigación se utilizará el software Etabs v18.2 debido que es una de las últimas versiones, el cual dispone una interfaz donde es sencillo modelar, dimensionar, diseñar, analizar y especificar al realizar los informes, además es uno de los softwares estructurales más comerciales hoy en día para el diseño y análisis estructural de

edificaciones, por lo que es accesible para todos. Cabe mencionar que la cimentación del proyecto no se desarrolló en la presente investigación debido que se busca analizar el comportamiento sísmico de la edificación, el cual se ve afectado más en los pisos superiores.

### 1.6. Limitaciones

Hoy en día vivimos en un contexto de pandemia debido al coronavirus Covid-19 lo cual nos impide salir de nuestras casas y realizar nuestras labores con normalidad por el estado de emergencia que el gobierno ha declarado, por ende, toda la investigación realizada y consulta a profesionales para la validación externa se ha realizado mediante comunicación telefónica, redes sociales e internet.

Por otro lado, el proyecto utilizado para la presente investigación no cuenta con un estudio de mecánica de suelo (EMS), es por ello que el desarrollo y cálculo de la cimentación de los dos sistemas de diseño estructural a estudiar sea considerado el mapa de microzonificación sísmica de Lima Metropolitana actualizada 2018, para identificar los tipos de suelos que hay en la zona donde se encuentra situada la muestra de estudio, dando como resultado que el distrito de San Martín de Porres se sitúa en las zonas sísmicas de tipo de suelo I y II, teniendo características geotécnicas favorables para la cimentación al presentar niveles bajo y medio de peligro. Además, hemos utilizado un estudio especializado realizado dentro del Plan de Rehabilitación ante Emergencias y Desastres 2018 al 2021 del mismo distrito, el cual nos brinda la información de zonificación geotécnica – sísmica del distrito, en este estudio se consideró una cimentación corrida de profundidad de 0.80 m. con un ancho de 0.60 m. para determinar la carga admisible y las características del suelo.

Tabla 3

*Características de tipos de zona sísmicas de Lima y Callao*

Zona Sísmicas	Nivel de Peligro	Periodos de Vibración Natural (S)	Factor de Amplificación Sísmica (S)	Periodo Natural del suelo (Ts)
<b>Zona I</b>	Bajo	0.1 a 0.3	1.0	0.4 s
<b>Zona II</b>	Medio	0.3 a 0.5	1.2	0.5 s
<b>Zona III</b>	Alto	0.5 a 0.7	1.4	0.9 s
<b>Zona IV</b>	Muy Alto	0.7 a >	1.6	1.2 s

Fuente: Plan de rehabilitación ante emergencias y desastres 2018-2021

En este caso debido a la ubicación de la edificación estudiada la capacidad portante de suelo será (Q) varía entre 1.0 y 2.0 kg/cm<sup>2</sup>, a su vez se consideró que la cimentación está sentada sobre un terreno natural.

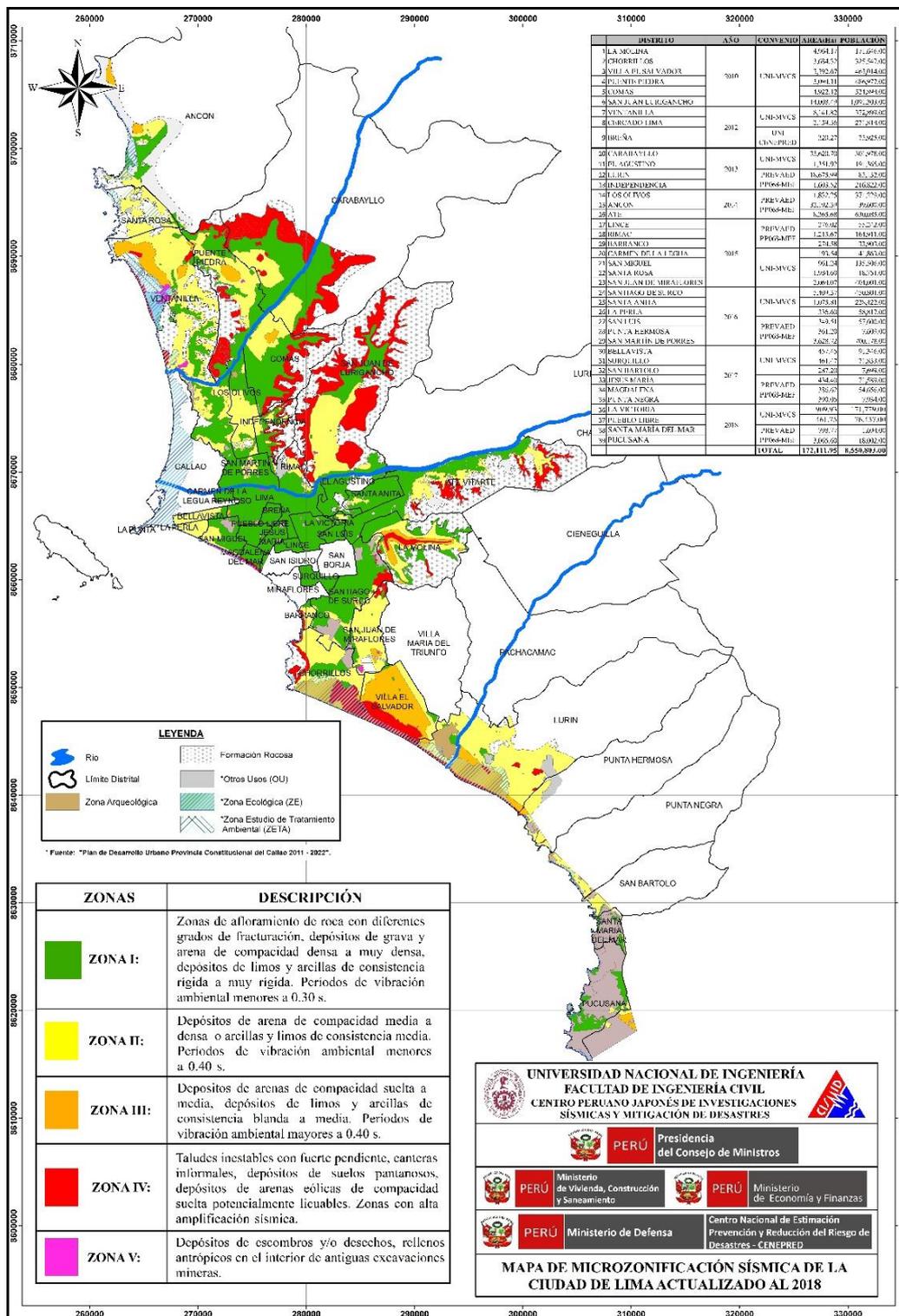


Figura 6. Mapa de microzonificación sísmica de Lima actualizado al 2018  
 Fuente: Recopilado de la Universidad Nacional de Ingeniería Facultad de Ingeniería Civil Centro Peruano Japonés de investigaciones sísmicas y mitigación de desastres.

## **1.7. Viabilidad**

Hemos determinar la viabilidad de esta investigación, considerando tres aspectos fundamentales.

### **1.7.1. Viabilidad técnica**

Como bases teóricas hemos utilizado los conceptos aprendidos de los cursos estructurales de pregrado, además de la norma E.030 2018 Diseño Sismoresistente, la norma E.060 2009 Concreto Armado, la norma E.020 2006 Cargas. Así mismo utilizamos distintos softwares de ingeniería, tales como el AutoCAD 2D, Etabs v18.2, Microsoft Office; a su vez, también hemos empleado la basta información obtenida de libros e internet, recopilación de Tesis, trabajos de investigación y ensayos con estudios similares. Cabe mencionar que contamos con los comentarios y aportes de profesionales expertos en la materia.

### **1.7.2. Viabilidad económica**

Todos los gastos fueron asumidos íntegramente por los autores, sin embargo, debido a la coyuntura que estamos viviendo hoy en día por la pandemia provocado por el Covid-19, toda la información y la presentación de la tesis es virtual, por lo tanto, no generará grandes gastos económico.

### **1.7.3. Viabilidad social**

La realización de esta investigación se utilizará un proyecto multifamiliar en el distrito de San Martín de Porres, el cual es uno de los distritos con mayor porcentaje de construcciones informales, es por ende que este proyecto buscar encontrar el comportamiento sísmico óptimo, para así darle una mejor seguridad a los habitantes de ese edificio.

## **1.8. Impacto potencial de la investigación**

Se ha analizado el aporte que brindaron los resultados obtenidos, es por ello que se ha dividido en impacto teórico e impacto práctico.

### **1.8.1. Impacto teórico**

Esta investigación permite verificar lo teórico con lo práctico en el diseño estructural, a su vez permite identificar las diferencias que existen al diseñar teóricamente un edificio respecto al diseño utilizando el software Etabs. Además, busca ampliar los conocimientos estructurales aportando formas didácticas en el análisis estructural, adaptando y haciendo más entendibles los conceptos teóricos ya existentes.

### **1.8.2. Impacto práctico**

Esta investigación aporta un modelo para los próximos diseños estructurales de edificios de mediana altura en Lima norte, optimizando el comportamiento estructural y reduciendo costos de materiales. Además, servirá como material de apoyo para los estudiantes como ingenieros civiles, lo cual beneficiará en su comprensión y manejo en el diseño estructural, buscando optimizar el comportamiento sísmico de los proyectos de viviendas multifamiliares futuras, así mismo brindar seguridad y confianza a los habitantes.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Antecedentes**

Se tomó como antecedentes a catorce tesis con estudios similares o relacionados al tema de investigación, de las cuales siete de ellas son de nivel nacional y siete de nivel internacional.

##### **2.1.1. Internacionales**

Márquez, J. (2015). Aspectos de modelamiento en Edificios de planta libre, esta tesis tiene como finalidad:

Determinar el valor de incertidumbre de los diferentes aspectos de modelamiento para los edificios que cuenten con la planta libre, los aspectos a estudiar son los elementos finitos, el efecto del tamaño de la malla de elementos finitos, la influencia de incluir o no el diafragma rígido por piso y el nivel donde se impone el corte mínimo de diseño para la estructura. Para ello realizaron el modelamiento de seis edificios reales que cuentan con la planta libre utilizando los softwares Etabs y el Ansys. Concluyendo que los modelos de Etabs permiten eliminar la masa vertical del modelo, lo que no es permitido por Ansys. Sin embargo, tiene desventaja en el proceso del mallado de los elementos finitos y en los tiempos de cálculo a diferencia del Ansys. Además, los edificios mostraron un comportamiento óptimo en el análisis modal y se mostraron más sensibles al corte mínimo de diseño en el nivel basal de la estructura. (Márquez, 2015).

Morales, E. (2017). Diagnóstico estructural en base a la curva de capacidad del edificio de apartamentos denominado ciurana ubicado en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua, esta tesis tiene como finalidad:

Realizar un diagnóstico estructural del edificio “Ciurana” de seis pisos de forma irregular tanto en elevación como en planta, y así poder determinar el comportamiento de la estructura dentro del rango lineal, para ello se siguió los parámetros de la norma ecuatoriana de la construcción 2015 y ACI-318-14, para ello se utilizó el software Etabs 2016. Concluyendo que el edificio “Ciurana” es capaz de resistir un sismo con un periodo de retorno de 475 años, el cual corresponde a una aceleración máximo resistida  $S_a = 0.84g$ . sufriendo daños significativos en la estructura, pero evitando pérdidas humanas. Sin embargo, el comportamiento dinámico de la estructura no es el óptimo debido que presento problemas de torsión en planta alcanzando 47% en el modo de vibración, el cual supera los 30% que es el recomendable. (Morales, 2017).

Quiroga, F. (2018). Modelación, análisis y diseño estructural de una edificación de tres plantas de uso público con sección compuesta usando el espectro de diseño, Nec-15 y Etabs, esta tesis tiene como propósito:

Elaborar el diseño estructural por factores de carga y resistencia (LRDF) a un edificio de tres pisos con sección compuesta, además se busca conocer si el edificio satisface los lineamientos del diseño sísmico establecido en la NEC-15. Para ello se procedió a utilizar el software Etas para ingresar los datos del predimensionamiento, luego se llevó a cabo el modelamiento de la estructura del edificio en estudio, finalmente realizaron el análisis estructural. Concluyendo que el programa estructural Etabs es una herramienta de mucha utilidad para la ingeniería civil debido que determina con mayor precisión el comportamiento estructural, a su vez otorga la facilidad de utilizar las normas internacionales que se van actualizando progresivamente según lo vea conveniente cada país. Además, facilita la elaboración de diferentes estructuras, además obtuvo el rango correcto en la relación demanda/capacidad no excediendo 1.00 como lo establece la NEC. (Quiroga, 2018).

Ortiz, E. (2012). Diseño estructural sismo-resistente de los edificios de departamentos de hormigón armado Limburg Platz de la ciudad de Quito, para garantizar la seguridad de los ocupantes, esta tesis tiene como finalidad:

Elaborar el diseño y cálculo estructural Sismoresistente de los edificios de hormigón armado LIMBURG PLATZ, para garantizar la seguridad de sus ocupantes, es por ello que se utilizó el programa estructural Etabs para el modelamiento de las estructuras de los edificios, teniendo como referencia la normativa ACI 318-.5 y el código ecuatoriano de la construcción del año 2002, el cuál ha sido la base para poder realizar el diseño y cálculo estructural sismoresistente. Concluyendo, que el modelo y diseño estructural que se elaboró tuvo un comportamiento óptimo y satisfactorio, para ello se tuvo en cuenta los datos obtenidos de los diferentes elementos estructurales, además como entrega final se otorgó los planos estructurales de los edificios para la construcción en la ciudad de Quito. (Ortiz, 2012).

Saravia, L. (2013). Análisis y diseño con Etabs, su aplicación adecuada y comprobación de resultados, Aplicado a edificios de concreto armado, esta tesis tiene como finalidad:

Desarrollar confianza en el empleo del programa estructural Etabs, para el diseño y análisis estructural de edificaciones de concreto armado, dando la seguridad para que los estudiantes de pregrado de la carrera de ingeniería civil y para los ingenieros civiles con la especialidad de estructuras puedan utilizarlo, además demuestra los alcances que puede tener este software y no que lo vean como un programa donde simplemente se debe ingresar datos para obtener resultados. Concluyendo que el software Etabs es muy eficaz y fácil de usar para el diseño y análisis estructural, siendo este programa un gran aporte para la ingeniería civil, donde cualquier inexactitud se va a reflejar en los resultados obtenidos, teniendo en claro que los softwares estructurales como el Etabs facilitan los procesos de análisis y diseño estructural. (Saravia, 2013).

Lozano, N. (2013). Comparación sismoresistente y económica entre una estructura convencional y una no convencional en un mismo edificio irregular, esta tesis tiene como finalidad:

Comparar el sistema estructural convencional con el no convencional en un edificio irregular de diez pisos, además se comparó su comportamiento sismoresistente y sus costos totales. A su vez, se determinó las diferencias de desempeño sísmico y capacidad de ductilidad al desplazamiento, para ello el modelamiento, el diseño y análisis estructural se utilizó el software Etabs. Concluyendo que la ductilidad del edificio no convencional es un 37% menos dúctil respecto al edificio convencional, respecto a los costos totales de materiales (concreto y acero), remarcando que no se tuvo en cuenta las cimentaciones del proyecto, es mayor para la estructura no convencional en un 27 %, donde la mayor diferencia se obtuvo por la influencia del acero de refuerzo en los diseños de los proyectos de las dos formas a estudiar. Además, según el desempeño y comportamiento que se obtuvieron del análisis estructural, se observa que hubo un mayor desplazamiento y menos cortante basal para el edificio convencional. (Lozano, 2013).

Aguilar, J. (2015). Análisis y diseño de un edificio de 8 niveles empleando diferentes sistemas de piso: losas de concreto reforzado perimetralmente apoyadas y losas planas de concreto postensado, esta tesis tiene como finalidad:

Realizar la comparación integral de dos modelos estructurales; losas de concreto reforzadas perimetralmente apoyadas y losas planas de concreto postensado; para el edificio de muestra, el cual se trata de un hotel de ocho pisos situada en la ciudad de México. Identificados las ventajas de cada modelo y desemejanzas en los desplazamientos de entrepisos, el peso de la estructura y su deflexión de losa. Para ello utilizaron el software Etabs para poder modelar el diseño global y el software Safe para poder diseñar y analizar las losas del proyecto. Concluyendo que existen algunas diferencias entre sí en algunos paramentos, a su vez se puede apreciar que tanto el concreto postensado y el concreto reforzado se pueden complementar adecuadamente provocando un ahorro importante en los materiales de construcción. Cabe resaltar que no se pudo determinar cuál de los sistemas propuestos es más

adecuado para el edificio de ocho pisos debido que no se realizó la comparación de costos totales y de tiempo de ejecución. (Aguilar, 2015).

### **2.1.2. Nacionales**

Huaraca, A. (2018). Análisis Comparativo Aplicando el Software Robot Structural Analysis y Etabs para Evaluar el Comportamiento Estructural de Viviendas AutoConstruidas, esta tesis tiene como propósito de:

Elaborar el análisis comparativo utilizando el programa Robot Structural Analysis y el programa Etabs para determinar el comportamiento de las estructuras de las viviendas autoconstruidas en el distrito de Pucará, de la provincia de Huancayo. Concluyendo que el comportamiento estructural de las viviendas que son autoconstruida, no se comporta adecuadamente según la evaluación realizada con los programas Robot Structural Analysis y Etabs, el cual no cumplen los requerimientos mínimos de las Normas Peruanas. Además, el análisis estático no cumple con los lineamientos de la norma E.030 según los resultados obtenidos, a su vez el análisis comparativo de la cortante estático del software Robot Structural es mayor en 2.45% respecto al software Etabs. (Huaraca, 2018).

Mamani, E. (2017). Análisis y diseño estructural de la edificación de nueve niveles con aplicación del Software Etabs versión 15.2 – Safe versión 14.1., esta tesis tiene como propósito de:

Elaborar el diseño y análisis estructural del edificio proyectado para Hotelería que consta de nueve pisos y un semisótano, situado en Juliaca, para ello realizaron la estructuración, pre-dimensionamiento y metrado de cargas, siguiendo la teoría estructural aprendida en pregrado utilizando las normas E.020, E.030 y E.060, logrando controlar adecuadamente las deflexiones y congestiones estructural. A su vez, para optimizar el diseño estructural se utilizó los softwares Etabs v15.2 y Safe 14.1, que aporta en la reducción de tiempo y los resultados están a función del modelo estructural, lo cual hace que el comportamiento estructural sea lo más real posible. Además, se observó que los desplazamientos máximos de las derivas cumplen con los parámetros tolerables para la construcción de edificaciones. Es por

ello que edificio proyectado cumple con las solicitaciones de los sismos. (Mamani, 2017).

Briones, P., & Alvarez Chiriboga, J. (2018). Comparación del modelamiento, análisis y diseño estructural en concreto armado utilizando los Software Etabs y Robot structural analysis, para un edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano), esta tesis tiene como propósito de:

Identificar y dar a conocer las disimilitudes que existen entre el software Etabs y Software Robot Structural en el modelamiento del edificio, en el diseño en concreto armado y en el análisis sismoresistente del edificio de cinco pisos destinado para el uso académico, situado en la comunidad de Villa Chullunquiani – Arequipa. Concluyendo que los resultados de ambos softwares estructurales son muy similares, sin embargo, el software Robot Structural es más comprensibles y rápido debido que ofrece más herramientas dinámicas de modelamiento respecto al software Etabs. Además, se pudo comprobar que existen algunas diferencias en el análisis dinámico y estático, teniendo como el principal causante el metrado de carga el cual afecta en la cortante estático y dinámico. (Briones & Alvarez, 2018).

Grados, P. (2018). Aplicación del software Etabs para el diseño estructural de una edificación de 05 pisos con semisótano en San Isidro – 2018, esta tesis tiene como propósito de:

Elaborar el diseño y análisis estructural de un edificio multifamiliar de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Isidro – Lima, lo cual para llevar a cabo el modelamiento se utilizó el programa Etabs v17 según los parámetros que se menciona en la norma técnica peruana E.030. Concluyendo que la estructura cumple y está dentro de los límites de la norma E.030 – Sismo resistente, donde la configuración pasó el 90% de la masa participativa, además las derivas que se obtuvieron de los entrepisos se encuentran dentro de los limites tolerable entre 0.001 y .0.003 en las direcciones X-X e Y-Y, no excediendo las derivas máximas limitadas según la E.030. (Grados, 2018).

Ramírez, J. (2019). Diseño estructural de un edificio multifamiliar de 8 pisos en Surquillo, esta tesis tiene como propósito:

Realizar un análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de ocho pisos situado en el distrito de Surquillo – Lima. El proyecto se encuentra en un suelo tipo S1 y la estructura sismoresistente se basa en muros de concreto Armado, para ello se utilizó los conceptos estructurales de la norma E.030, para luego realizar el diseño tridimensional de la estructura en el software Etabs. Concluyendo que la estructuración y predimensionamiento sufrieron algunas modificaciones respecto a lo proyectado en los planos arquitectónicos, esto se ve reflejado que se tuvo que aumentar el tamaño de las secciones de las columnas de los primeros niveles, para que se pueda cumplir la verificación con pandeo. Además, se obtuvo resultados similares en las cargas de gravedad, entre el metrado realizado a mano y los obtenidos por el software Etabas, para los elementos verticales columnas y placas se tuvieron resultados ligeramente distintos por la hiperestaticidad que no es tomada en cuenta en el metrado manual. (Ramírez, 2019).

Meza, J. (2018). Optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos Blandos, con el modelo interacción suelo – estructura, en Lurín – Lima, esta tesis tiene como propósito:

Optimizar el diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos, en Lurín – Lima, para ello evaluaron el comportamiento sísmico usando la metodología interacción suelo – estructura, además, utilizaron la norma rusa SNIP 2.02.05-87 para determinar los valores de rigidez y amortiguamiento. Comprobando que las propiedades mecánicas de suelo influyen en los esfuerzos internos de la estructura. A su vez, existe una optimización de acero de 11.71% para las vigas y 12.37% para los muros estructurales, con respecto al diseño tradicional. Es por ello que la metodología de Interacción suelo-estructura es óptimo que un modelo de base empotrada cuando se ubican en suelos blandos. (Meza, 2018).

Cárdenas, O. (2019). Diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de cinco pisos, esta tesis tiene como propósito de:

Elaborar el diseño y análisis de los elementos estructurales del edificio de cinco pisos situado en el distrito de San Isidro, el cual cuenta con un terreno de forma regular, para realizar el modelamiento y diseño estructural utilizaron los softwares Etabs y Safe, además se siguió los lineamientos que se indica en las normas E.020, E.030 y E.060 para así cumplir todos los requerimientos por ley, además el entregable final será otorgar los planos estructurales del proyecto. Concluyendo que la estructura se adapta los parámetros que se establece en la arquitectura, cumpliendo la normativa E.030, además los resultados obtenido del metrado de cargas que se realizó manualmente y con el software Etabs tuvieron un aproximado. A su vez el diseño estructural fue el deseado, cumpliendo los lineamientos que se establece en la norma, obteniendo un edificio regular. (Cárdenas, 2019).

## **2.2. Bases teóricas**

### **2.2.1. Conceptos de la Ingeniería Estructural**

Se debe tener en cuenta que la ingeniería civil es una de las ramas más antiguas de la ingeniería, el cual se puede decir, que ese término aparece en Inglaterra en el año 1750, donde John Smeaton con el afán de diferenciar a la ingeniería militar con las construcciones realizadas por personas civiles, denomino de ingeniero civil a las personas que realizaban construcciones sin ningún fin militar. Con el paso del tiempo la ingeniería civil se fue ramificando en especialidades, es ahí donde nace la ingeniería estructural, el cual busca estimar la resistencia mínima que necesitan los elementos estructurales para poder soportar las cargas muertas, vivas o de eventuales movimientos sísmicos, sin tener ningún fallo en la estructura, disminuyendo los costos de materiales de construcción al tener un mejor diseño estructural.

Uribe (1992) nos comenta que:

La finalidad principal de la ingeniería estructural es el realzar el diseño de todo tipo de estructuras. Para ello debemos tener en cuenta que toda estructura se construye debido a una finalidad que se da de acuerdo a su función. Las se pueden encontrar encerradas en un espacio, retener o contener un material o transmitir cargas al

terreno. El ingeniero estructural debe tener en claro que al diseñar una estructura debe cumplir con todos los aspectos de funcionalidad, seguridad y económico, sin modificar a grandes rasgos el punto estético o arquitectónico. (p. 3).

Nilson (1999) menciona lo siguiente:

La principal labor de un ingeniero estructural es el realizar el diseño de estructuras eficientemente, donde el diseño denota que se estableció las dimensiones, especificaciones y forma general de un elemento estructural en particular, lo cual este debe cumplir los requerimientos por lo cual fue creado, a su vez debe resistir de una forma óptima y segura las cargas o efectos que actuaran sobre ella, además de otros agentes como los asentamientos de los cimientos, la temperatura y agentes corrosivos. (Pág. 19).

Es importante tener en cuenta que desde el inicio de un proyecto de edificaciones debe existir una buena relación entre la parte arquitectónica e ingeniería estructural, debido que muchas veces pueden manifestarse incompatibilidades entre las estructuras proyectadas por el arquitecto respecto a las establecidas por el ingeniero estructural, lo cual se ve reflejado cuando se sobreponen para ver el proyecto integrado. Estas incompatibilidades pueden generar estructuras híbridas, tales como elementos de gran rigidez con estructuras de mampostería, dejando de lado los sistemas estructurales que se encuentran indicados en las normativas técnicas peruanas. Además, cabe mencionar que muchas veces en la hora de realizar la estructuración se dejan llevar por el espacio físico que ocupa cada elemento estructura, sin tomar en cuenta su funcionalidad, por ejemplo, los peraltes de la viga o las secciones de la columna, lo cual es lo que permite una mejor funcionalidad. Generalmente se considera una estructura a todo elemento que se apoya sobre una base o cimientos, la cual a su vez esta se encuentra apoyado en el suelo, sin embargo, muchas veces no se considera al suelo por ende no se consideran las fuerzas horizontales que influyen en esta, las cuales provocan deformaciones. Es por ello que la suposición anterior es incorrecta, y más sino consideramos dentro de la estructura las repercusiones de las fuerzas horizontales que puede ser provocadas por los vientos o sismos, en consecuencia, lo correcto es decir que la estructura es una sola, donde debemos considera la estructura, los cimientos y el suelo, formando así un sistema único capaz de ser resistir diferentes tipos de cargas o fuerzas, por ende, se debe estudiar e analizar globalmente la estructura.

Por lo tanto, desde el inicio de la estructuración y diseño de cualquier edificación debemos considerar todas las posibles formas de cimentación y con ello la interacción que esta tiene con el suelo.

### **2.2.2. Normas técnicas**

#### **Norma técnica E.030: Diseño Sismoresistente (año 2018)**

Precisa los lineamientos mínimos que debe contar los diseños de las edificaciones u obras civiles; que van desde casas unifamiliares hasta edificios de gran envergaduras o puentes; lo cual deben tener una respuesta sísmica acorde a los principios fundamentales, los cuales son: prevenir muertes humanas, garantizar la continuidad de los servicios básicos del inmueble y disminuir los daños estructurales que puede sufrir la edificación ante un eventual sismo.

#### **Norma técnica E.020: Cargas (año 2006)**

Se debe tener en cuenta que todos los elementos estructurales que conforman cualquier tipo de construcciones tales como viviendas, edificios, puentes, entre otros deberán ser capaces de soportar las cargas vivas y las cargas muertas que se les apliquen según el tipo de proyecto o tipo de uso que se le dé. Estas deberán actuar según las combinaciones descritas en la norma, las cuales no deben provocar deformaciones u esfuerzos que excedan según lo señalado en sus lineamientos.

#### **Norma técnica E.060: Concreto Armado (año 2009)**

Precisa las disposiciones y exigencias mínimas para la elaboración de las especificaciones técnicas que debe contar cada elemento estructural de todo tipo de proyecto que se utilice el concreto armado, además brinda los alcances para realizar los planos, el diseño, el análisis, la ejecución y el control de calidad de todo proyecto. A su vez, fija los requerimientos de los elementos de concreto armado, pre-esforzado, pre-fabricado y simple. Cabe mencionar que esta norma no rige para el diseño y construcción de losas que se encuentran apoyadas sobre el suelo, así como para el diseño e instalación de pilotes.

#### **Norma técnica E.070: Albañilería (año 2006)**

Proporciona las exigencias y las condiciones mínimas para que las obras civiles que son realizados a base de la albañilería tengan un buen análisis, diseño y construcción. Además, establece la inspección y el control de calidad de las edificaciones, las cuales pueden ser

construcciones realizadas por muros confinados y por muros estructurales o también llamados muros portantes. Se debe tener en cuenta que los muros portantes son diseñados con los criterios que ya se encuentran determinados por la resistencia y mecánica de materiales. Es por ello que para determinar los esfuerzos en la albañilería se debe tener en cuenta el impacto que pueden producir las cargas vivas, las cargas muertas, la intensidad de los sismos, la presión de los vientos, los cambios de temperatura, excentricidades de las cargas y los asentamientos diferenciales. Además, se recomienda que el máximo de pisos para las construcciones de edificios utilizando la albañilería es de 5 a 6 pisos o 15 ml.

### **2.2.3. Software Etabs**

Es un software que pertenece a la compañía Computers and Structures, Inc. (CSI), es una empresa dedicada a los softwares estructurales e ingeniería sísmica, fundada en el año 1975. Teniendo cinco softwares principales, las cuales son el Etabs, Sap 2000, CSiBridge, Perform-3D y el Safe, estos programas de CSI son utilizados por más de 160 países, donde miles de empresas dedicadas a la ingeniería lo utilizan realizando divertidos tipos de proyectos, tales como el Estadio Olímpico de los Pájaros o la Torre Taipei 101. El Etabs es un programa informático integrado para el diseño y análisis de las estructuras de las edificaciones, cuenta con un interfaz dinámico y sencillo de manejar, el cual facilita el desarrollado del modelamiento y diseño de las estructuras. El Etabs versión 18.2 tiene una interfaz actualizada, donde sus gráficos tridimensionales juntos con los procedimientos para el modelamiento, diseño y análisis se encuentran integrados dentro de una base de datos en común. Además, es compatible con el Building information Modeling (BIM), el cual es la metodología más usada para la gestión de proyectos.

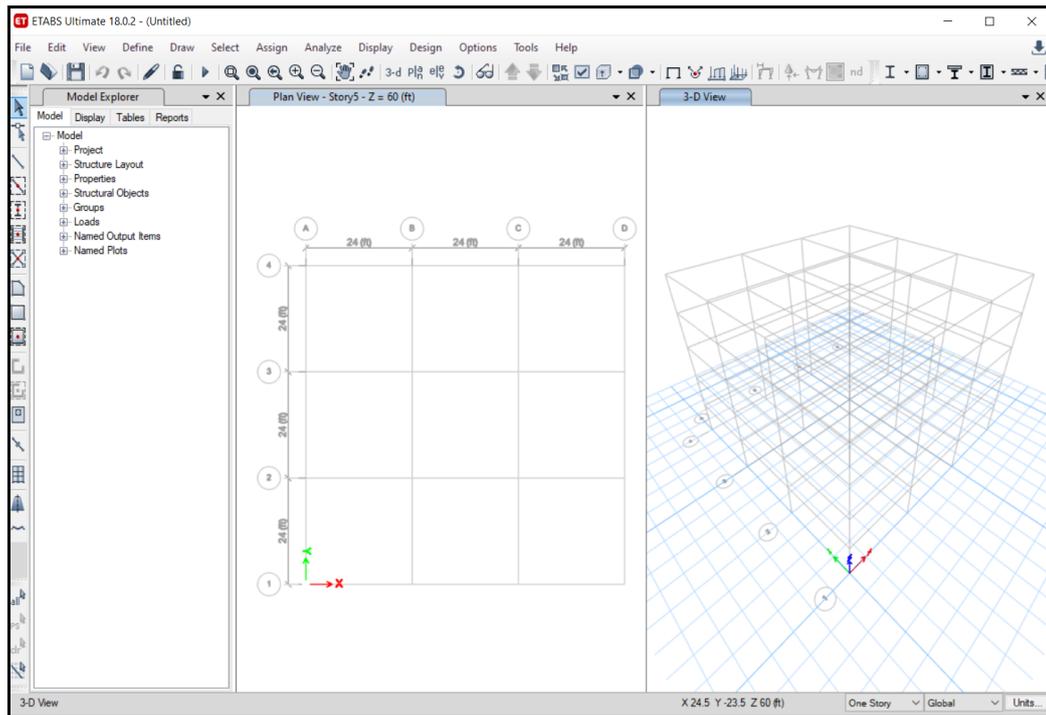


Figura 7. Interfaz de Etabs v18.2

Fuente: Etabs v18.2

Con este software se puede realizar estructuras simples hasta edificaciones de gran envergadura que cuenten con diseños complejos de realizar, el cual dificulte la realización del modelo estructural, a su vez que cuenten con una diversidad de comportamientos no lineales, haciéndolo uno de los programas más utilizadas por los ingenieros estructurales en la industria de la construcción, dándole todas las herramientas y facilidades para realizar un óptimo diseño, es por ello que el ingeniero estructural tiene en el software Etabs un instrumento de gran apoyo para realizar sus proyecciones de edificaciones.

Según la compañía CSI, lo define: “Es un software revolucionario e innovador para realizar el dimensionamiento y análisis estructural para edificaciones, siendo este el resultado de 40 años de constante investigación y desarrollo, en su última actualización se ofrece una serie de herramientas incomparables de modelamiento y visualización tridimensional 3D, el cual cuenta con una alta capacidad de poder analítico lineal y no lineal, además de una gran variedad de opciones para un dimensionamiento sofisticado, el cual puede abarcar una amplia lista de materiales, esclarecedores gráficos, diseños esquemáticos e informes, con el fin de hacer más sencillo la comprensión del análisis de los resultados obtenidos, creando informes intuitivos de simple lectura”.

Además, este software puede importar cualquier modelo desde las diferentes versiones del AutoCAD o Autodesk Revit Structure y exportar los resultados a distintos programas, los cuales pueden ser el Safe, Sap 2000 Microsoft Excel, Microsoft Word, Microsoft Access, AutoCAD, entre otros. En conclusión, el software Etabs es una herramienta potente para el ingeniero estructural, permitiéndole el intercambio de información con diferentes programas, integrando así todos los diferentes modelos de las distintas especialidades que puede tener una edificación. Por otro lado, el software Etabs es uno de los programas estructurales más comerciales y utilizados, es por ello que en varias universidades del Perú se utiliza para el aprendizaje del curso análisis estructural en pregrado.

Saravia (2013) indicó que, análisis estructural es utilizar las ecuaciones que nos brinda la resistencia de materiales, o utilizando el software de Etabs, para determinar y calcular los esfuerzos o fuerzas internas de una estructura.

#### **2.2.4. Elementos del diseño estructural**

Un diseño estructural constituye los siguientes elementos:

**Estructuración:** Según el tipo de proyecto estructural y su necesidad se llevará a cabo una estructuración, el cual es sugerida, esto debido que cada ingeniero estructural tiene sus propios criterios donde deben cumplir lo estipulado en las normativas técnicas peruanas, es por ello que proponen la ubicación y las medidas de las secciones de los elementos estructurales, dando la seguridad y optimizando el proyecto arquitectónico.

**Análisis:** En la actualidad el análisis de una edificación se realiza mediante softwares estructurales tales como el Etabs, SAP 2000, Midas Gen, entre otros, el cual utilizan la metodología de rigideces, además nos brindan los desplazamientos y comportamiento de cada elemento estructural o mecánico miembro de una estructura.

**Diseño:** Es el resultado de proporcionar las dimensiones y atributos a cada elemento estructural en análisis, el cual debe cumplir la función de soportar las cargas aplicadas de la estructura.

**Dibujo:** Se realiza tomando los datos y especificaciones del diseño estructural, para luego plasmarlo como dibujo, el cual da como resultado los planos estructurales.

**Memoria de Cálculo:** Una vez culminado el diseño y análisis estructural se elabora la memoria de cálculo descriptiva de la estructura señalando y especificando las cargas vivas y muertas que se ha utilizado, así como el resultado del análisis estático y dinámico.

### **2.2.5. Estructuración**

Delgado (2011) afirma: En el diseño de una edificación implica a diversos elementos estructurales que cumplen con una función determinada, dichos elementos son los siguientes:

Vigas: Principales y secundarias

Columnas: Estructurales y columnetas

Losas: Aligerados, macizas y nervadas

Muros no portantes y muros estructurales

Cimentaciones corridas para muros no portantes

Zapatas: Aisladas y combinadas

Los dos primeros elementos estructurales (vigas y columnas) forman el pórtico estructural, el cual tienen la función de soportar el peso de las cargas muertas y vivas del edificio provocando una mejor distribución de dichas cargas, el cual conlleva a un mejor comportamiento estructural (p.38).

#### **a) Estructuración de Losas**

Delgado (2011) sostiene:

El espesor que debe tener una losa depende del distanciamiento que existe entre los apoyos. Si la losa es aligerada, las viguetas se deben posicionar en la dirección de la separación menor entre los apoyos. Además, se recomienda que el espesor de la losa aligerada sea  $L/25$ , donde  $L$  es la luz libre entre los ejes, según lo establecido en el Reglamento Peruano de Concreto Armado. (p.43)

#### **b) Estructuración de Vigas**

Para las vigas existen criterios sencillos, que, de alguna manera, para casos prácticos toman en cuenta el hecho de combinar las cargas verticales y de sismo, lo cual tienen los siguientes criterios:

Tabla 4

*Criterios Prácticos de Vigas*

<b>Criterios</b>	
Simplemente apoyadas	$h = L / 12 @ L / 10$
Extremos Continuos	$h = L / 12 @ L / 14$
Criterio práctico frente a sismos	$h = L / 10$
<b>Base (b) = 0.3 h @ 0.5 h</b>	

Fuente: Delgado 2011

Según los criterios mencionados:

Vigas principales (VP):  $h = 600 / 10$ ;  $h = 60$  cm;  $b = 30$  cm

Vigas secundarias (VS):  $h = 480 / 10$ ;  $h = 50$  cm;  $b = 25$  cm

Se recomienda redondear a más las dimensiones obtenidas, para que se facilite el diseño y construcción de las vigas.

### c) Estructuración de columnas

Para las columnas se utiliza el criterio de dimensionamiento por carga vertical, debido que en la edificación se ha utilizado el sistema mixto o dual (muros de corte y pórticos), el cual permite que los momentos provocados por sismo o fuerzas horizontales en las columnas, se disminuya considerablemente.

Los siguientes criterios de predimensionamiento se recomiendan para este tipo de edificaciones:

Tabla 5

*Criterios de Predimensionamiento*

<b>Criterios de predimensionamiento</b>	
Forma Parte del pórtico sísmico	$A_g = \text{Carga Total en servicio} / 0.35 * f'c$
No forma parte del pórtico sísmico	$A_g = \text{Carga Total en servicio} / 0.45 * f'c$
<b>Carga Total = área Tributaria Total * 1 ton / m<sup>2</sup></b>	

Fuente: Delgado 2011

De acuerdo a los criterios anteriores, a continuación, un ejemplo de estructuración de una columna:

$$\begin{aligned} \text{Área tributaria} &= 4.90 * 5.00 = 24.50 \text{ m}^2 \\ \text{Carga Total (ton)} &= 1.00 \text{ ton / m}^2 * 24.50 \text{ m}^2 * 9 \text{ pisos} = 220.50 \\ \text{Ag} &= 220.50 / (0.45 * 2100) = 2,333.33 \text{ cm}^2 \\ \text{Ag (Redondeado)} &= 2,400.00 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Teniendo como resultado que el área de la columna para el ejemplo propuesto es de  $2,400.00 \text{ cm}^2$ , con ello podemos determinar que las dimensiones para la columna es 40 cm x 60 cm.

#### d) Estructuración de Placas

Blanco (1994) afirma:

Cuando nos referimos a las placas, consiste en paredes o muros estructurales de concreto armado, el cual, al tener una mayor dimensión en uno de sus sentidos, muy superior a su ancho, otorgando una mayor rigidez lateral y resistencia en esa dirección. Diversos autores mencionan que las placas son como columnas de sección transversal muy amplias, considerando que una columna recibe las mismas cargas y esfuerzos que una placa, debido a que ambos son elementos estructurales verticales que cargan las vigas peraltadas o chata, además de las losas aligeradas o macizas, obteniendo momentos en estas. Al tener un largo notoriamente superior, generan que las placas tengan un comportamiento interior distinto (importante deformación por corte), convirtiéndose en elementos de gran rigidez lateral y resistencia en la dirección de su largo. La gran rigidez lateral que generan los muros estructurales o placas, son muy superiores a la que proporciona un pórtico armado (columna con viga), es por ello en la actualidad, con una mayor conciencia se puede utilizar las placas para tener un mejor diseño sismo resistente, en especial en edificaciones de gran magnitud o altura. (p.32)

$$\sum \text{Longitudes placas de } 20 \text{ cm} \geq \text{Área total del edificio} / 120$$

$$\text{Área Total del edificio} = \text{Área por piso} * \# \text{ de Pisos}$$

## 2.2.6. Predimensionamiento

### a) Predimensionamiento Losa aligeradas

Blanco (1994) definió, se puede dimensionar el peralte de la losa aligerada, teniendo en consideración los siguientes parámetros:

Tabla 6

#### *Dimensiones losas en una dirección*

<b>Dimensiones según criterios</b>	
Luz libre menor a 4.00 mts.	h = 17 cm.
Luz libre entre 4.00 a 5.50 mts.	h = 20 cm.
Luz libre entre 5.00 a 6.50 mts.	h = 25 cm.
Luz libre entre 6.00 a 7.50 mts.	h = 30 cm.

Fuente: Delgado 2011

Se debe considerar que h significa el espesor, es decir la altura total de la losa aligerada, por lo siguiente se incluye los 5 cm de losa (p.36). Por otro lado, las losas aligeradas armadas en dos direcciones se utilizan generalmente cuando tenemos paños de forma cuadrática y cuando tenemos luces mayores a los 6 metros. Es por ello que para estos casos se considera lo siguiente:

Tabla 7

#### *Dimensiones losas en dos direcciones*

<b>Dimensiones según criterios</b>	
Luz libre entre 6.50 a 7.50 mts.	h = 25 cm
Luz libre entre 7.00 a 8.50 mts.	h = 30 cm

Fuente: Delgado 2011

Cabe mencionar que la Norma E.060, indica algunos criterios para el dimensionamiento de losas aligeradas según sea el caso.

Tabla 8

#### *Dimensiones losas aligeradas*

<b>Losas Aligeradas en una dirección</b>	<b>Losas Aligeradas en dos direcciones</b>
Simplemente apoyada: $h = L/22$ Ambos = $L/25$	$h = \text{perímetro} / 180$
En voladizo: $h = L/10$	

Fuente: Delgado 2011

### b) Predimensionamiento de losas macizas

Blanco (1994) afirma se puede dimensionar las losas macizas tomando en cuenta el espesor de la losa aligerada, el cual se debe disminuir 5 cm para obtener el espesor de la losa maciza, debido que esta tiene las desventajas de ser más pesadas. A continuación, un ejemplo:

$$\text{Espesor (maciza)} = \text{Espesor (aligerada)} - 5 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor (maciza)} = 20 \text{ cm} - 5 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor (maciza)} = 15 \text{ cm}$$

Es por ello que podemos expresar los siguientes espesores utilizando el criterio en mención.

Tabla 9

#### *Dimensiones losas Macizas*

Dimensiones según criterios	
Luces $\leq$ 4.00 mts.	h = 12 o 13 cm.
Luces $\leq$ 5.50 mts.	h = 15 cm.
Luces $\leq$ 6.50 mts.	h = 20 cm.
Luces $\leq$ 7.50 mts.	h = 25 cm.

Fuente: Delgado 2011

Las dimensiones mencionadas pueden reducirse si se toman en cuenta las losas armadas en dos direcciones. Las losas macizas actúan y se comportan como elementos en dos direcciones a no ser que, no se tenga en una dirección los bordes formados por las vigas o muros; en caso que la losa tenga los cuatro bordes formados por vigas o muros, su comportamiento será natural en dos direcciones. (p. 38)

Tabla 10

#### *Dimensiones losas macizas*

Losas Macizas en una dirección	Losas Macizas en dos direcciones
Simplemente apoyada: $h = L / 20$	Losas exteriores: $h = \text{Perímetro} / 160$
Ambos extremos continuos: $h = L / 26$	Losas interiores: $h = \text{Perímetro} / 180$
En voladizo: $h = L / 10$	

Fuente: Delgado 2011

### c) Predimensionamiento Vigas

Blanco (1994) definió:

Se dimensionan las vigas tomando en cuenta un peralte entre  $L/10$  a  $L/12$  de la luz libre; cabe mencionar que en esta altura está incluido el espesor de la losa del techo o piso. La Norma E.060 hace mención que las vigas que cumplen una función estructural deben tener un ancho mínimo de 25 cm especialmente para el caso que formen parte de pórticos o elementos sismoresistentes de estructuras de concreto armado. Así mismo las vigas que no forman parte de los pórticos podrán tener espesores menores como de 15 o 20 cm. (p. 54)

Las dimensiones usuales de vigas son las siguientes:

Luces  $\leq 5.50$  mts.  $\rightarrow 25 \times 50, 30 \times 50$

Luces  $\leq 6.50$  mts.  $\rightarrow 25 \times 60, 30 \times 60, 40 \times 60$

Luces  $\leq 7.50$  mts.  $\rightarrow 25 \times 70, 30 \times 70, 40 \times 70, 50 \times 70$

Luces  $\leq 8.50$  mts.  $\rightarrow 30 \times 75, 40 \times 75, 30 \times 80, 40 \times 80$

Luces  $\leq 9.50$  mts.  $\rightarrow 30 \times 85, 30 \times 90, 40 \times 85, 40 \times 90$

### d) Predimensionamiento Columnas

Blanco (1994) define:

Las columnas deben ser dimensionadas teniendo en cuenta el momento flector y la carga axial al mismo tiempo ya que están sometidas a estas. Asimismo, se evalúa cuál de los dos es más influyente en el dimensionamiento. Cuando analizamos una edificación con una gran cantidad de números de pisos, se puede mencionar que la carga axial cumplirá un papel importante en la estructura a diferencia del momento, es así que se dimensiona buscando una sección total con el propósito que la carga axial en servicio ejerza un esfuerzo de compresión de  $0.45 f'c$ . Por el contrario, si analizamos una edificación de pocos números de pisos, pero de luces con gran nivel de importancia, se puede mencionar que los momentos pueden generar excentricidades muy importantes, es por ello que se busca tener una sección con un mayor peralte, el cual la dirección debe estar de acuerdo al momento más crítico. (p. 41)

Es necesario considerar que, para edificaciones, específicamente edificios, que tengan luces significativas (mayores a 7.00 - 8.00 mts), se debe tener un especial cuidado en las columnas exteriores, pudiendo tener estas una dimensión en el peralte de la columna en un 70 a 80 % del peralte de la viga. (p. 42)

#### e) **Predimensionamiento Placas**

Blanco (1994) nos indicó:

El espesor de placas puede considerarse desde 10 cm. como mínimo, pero en muchos casos, como por ejemplo edificios de pocos pisos, prefieren establecer 15 cm. de espesor en las placas. Estos valores varían en función al aumento o disminución de los números de pisos (20, 25 o 30 cm.). Se han proyectado en el Perú una gran cantidad de edificaciones que puede llegar hasta los 30 pisos, pero si nos referimos a edificaciones con placas nos referimos hasta de 20 pisos considerando un espesor de 25 cm aproximadamente y de longitudes considerables para éstas; Por el otro lado si hay un poco cantidad de placas en una dirección, es probable que se necesite espesores mayores tales como de 40, 50 o 60 cm de espesor. .(p. 63)

#### f) **Predimensionamiento Muros de sótano y Cisterna**

Según la Norma E.060, se debe considerar en los muros de sótano la altura, ya que si cuenta con una altura menor a 3.20, los muros tendrán espesor de 20 cm. En caso de tener más niveles de sótano el espesor aumentará en 5 cm. por cada sótano que se adicione. Para muros de cisterna se basará en:

$$\text{espesor (e)} = h / 10 \text{ en donde el espesor es mayor a 20 cm.}$$

### **2.2.7. Cargas, Fuerzas y Combinaciones de Cargas**

Según la norma de concreto armado, las edificaciones deben cumplir con las cargas respectivas que se deben considerar en el análisis de un edificio, ya que al analizar una edificación se debe considerar las fuerzas y cargas (cargas vivas y cargas muertas). Asimismo, considerar las fuerzas y efectos que impone los movimientos horizontales o sismos, las combinaciones de carga que se deben tener en cuenta para el diseño y para el estado de límites, como, por el método de esfuerzos admisibles, los coeficientes de reducción de la capacidad de miembros de concreto en estructuras mixtas y las diversas cargas que actúan en la estructura.

## Cargas y Fuerzas

Un sistema estructural es sometido por las cargas y las fuerzas, las cuales se originan del peso total de los elementos fijos en la construcción, en los ocupantes y sus posesiones, en los efectos ambientales, en los asentamientos diferenciales y los cambios dimensionales que se restringen.

### Carga Muerta

Consideramos cargas muertas al peso propio de la edificación en este caso del edificio. Dicha carga también es denominada carga permanente y en muchos casos y programas se le denomina “Dead” simbolizándolo con la letra “D”. Básicamente consideramos cargas muertas a la tabiquería y acabados de la edificación. En ciertos casos hay cargas adicionales que se debe considerar como carga muerta como, por ejemplo: piscinas, zonas de vegetación, bancas de concreto, etc. Todo dependerá del diseño arquitectónico de la edificación.

Tabla 11

Pesos Unitarios de materiales

<b>Materiales</b>	<b>Peso KN/m3 (Kgf/m3)</b>
<b>Albañilería de:</b>	
Unidades de arcilla cocida sólidas	18.0 [1800]
Unidades de arcilla cocida huecas	13.0 [1350]
<b>Concreto Simple de:</b>	
Cascote de ladrillo	18.0 [1800]
Grava	23.0 [2300]
<b>Concreto Armado</b>	Añadir 1.0 [100] al peso del concreto simple
<b>Acero</b>	78.5 [7850]

Fuente: Norma de Cargas

### Carga Viva

Según la Norma E.020, nos dice: Los valores que son mencionados en la Tabla 3.1.1 del capítulo 3, se utiliza como valores mínimos de acuerdo a los diferentes tipos de uso. En caso que el uso u ocupación de la edificación no figure en dicha tabla, el ingeniero a cargo determinará el valor de la carga viva brindando una sustentación detallada por el peso unitario utilizado.

En cada plano del proyecto deberá estar claramente indicado el valor de la carga viva que se está considerando en dicha edificación. Además, en esta norma se indica los pesos unitarios de los materiales en el anexo 1, el cual hacemos mención de algunos de ellos a continuación:

Tabla 12

*Cargas vivas mínimas repartidas*

Ocupación o Uso	Cargas Repartidas kPa (kgf/m <sup>2</sup> )
<b>Almacenamiento</b>	5.0 [500] Ver 3.1.4
<b>Centros de Educación</b>	
Aulas	2.5 [250]
Talleres	3.5 [350] Ver 3.1.4
Laboratorios	3.0 [300] Ver 3.1.4
Pasillos y escaleras	4.0 [400]
<b>Garajes</b>	
Estacionamientos para vehículos con altura menor de 2.40 m	2,5 [250]
<b>Hospitales</b>	
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	3.0 [300]
Cuartos	2.0 [200]
Pasillos y escaleras	4.0 [400]
<b>Hoteles</b>	
Cuartos	2,0 [200]
Almacenaje y servicios	5.0 [500]
<b>Viviendas</b>	2,0 [200]
Pasillos y escaleras	2,0 [200]

Fuente: Adaptado de la Norma de Cargas

Elaboración: Los autores

A su vez la carga viva de cada piso del edificio se le puede aplicar la reducción de Carga Viva, indicado en el capítulo 3, artículo 3.5 de la Norma de Cargar E.020.

$$Lr = Lo \left( 0.25 + \frac{4.60}{\sqrt{Ai}} \right)$$

Donde:

$L_r$  = Intensidad de la carga vida [reducida]

$L_o$  = Intensidad de carga viva [sin reducir]

$A_i$  = Área de influencia en  $m^2$

$A_i = K \times A_t$

$K$  = Factor de Carga viva, según el tipo de elemento estructural

$A_t$  = Área Tributaria

Para ello se debe cumplir los siguientes requerimientos:

- El área de influencia debe superar los  $40.00 m^2$ .
- El  $L_r$  no debe superar  $0.5 L_o$ .
- Para columnas o muros estructurales que soporten de un piso a más se debe sumar las áreas de influencia de los pisos contiguos.
- Para los estacionamientos vehicular no se permite reducir la carga viva, excepto para columnas y muros estructurales que soporten más de dos pisos, teniendo una reducción máxima de 20%.
- En caso de losas de una dirección, el área tributaria que se emplea para determinar el área de influencia no debe ser mayor del producto de la luz libre por un ancho de 1.5 veces de la luz libre.

### **Carga de Sismo**

Las vibraciones de la superficie o movimientos sísmicos producen cargas que la estructura debe soportar, se trasmite mediante la interacción suelo, provocando la respuesta de la estructura.

### **Combinaciones de Cargas**

La estructura debe ser diseñada para situaciones más críticas de carga. Cabe resaltar que diversas cargas pueden ser reflejadas sobre la estructura en el mismo instante. Es por ello que, en la siguiente tabla, se exponen las Combinaciones de Diseño requeridas según la Norma E.060 para elementos de Concreto Armado o Mampostería estructural:

Tabla 13

*Combinaciones de diseño*

<b>Combinaciones de Diseño</b>	
COMBO 1	1.4 D
COMBO 2	1.4 D + 1.7 L
COMBO 3	1.25 (D + L) + SX
COMBO 4	1.25 (D + L) – SX
COMBO 5	1.25 (D + L) + SY
COMBO 6	1.25 (D + L) – SY
COMBO 7	0.9 D + SX
COMBO 8	0.9 D – SX
COMBO 9	0.9 D + SY
COMBO 10	0.9 D – SY

Cargas muertas (D), vivas (L) y sismo (Sx, Sy).

Fuente: Delgado 2011

### 2.2.8. Vulnerabilidad Sísmica

La Norma Sismoresistente, especifica que se debe tener en cuenta ciertos aspectos en mención:

#### a) Zonificación

El Perú está segmentada en cuatro zonas sísmicas, es por ello que la zonificación se fundamenta en las características generales de los movimientos sísmicos, la distribución espacial de la sismicidad observada, la atenuación de éstos respecto a la distancia epicentral y en la información neotectónica.



Figura 8. Mapa de Zonas Sísmicas  
Fuente: Norma Sismoresistente

Para cada zona se le establece un factor, lo cual está indicado en la siguiente Tabla 14. Dicho factor se considera como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una posibilidad de 10% de ser sobrepasada en 50 años. Cabe indicar que el factor se representa como una aceleración de la gravedad.

Tabla 14

*Factor de Zona*

Factor de Zona "Z"	
Zona	Factor
Z=4	0.45
Z=3	0.35
Z=2	0.25
Z=1	0.10

Norma Sismoresistente

**b) Estudios de sitio**

Se considera cuando se limita al lugar de estudio del proyecto y brinda información acerca de cambios posibles ante eventos sísmicos u otros fenómenos naturales del lugar. Los parámetros de diseño se consideran como objetivo principal.

**c) Condiciones Geotécnicas**

Según la Norma, los estratos de los suelos se clasifican considerando la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ( $\bar{V}_s$ ), en caso de los suelos granulares, se debe considerar el promedio ponderado de los  $N_{60}$ , el cual es obtenido por medio de un ensayo de penetración estándar (SPT). Por otro lado, para los suelos que son cohesivos se debe realizar el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición que no se encuentra drenada ( $\bar{S}_u$ ). Tenemos cinco tipos de perfiles de suelos, los cuales son los siguientes:

**Tipo S0: Roca Dura**

Se refiere a las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte  $V_s$  mayores a 1,500 m/s. Es por ello que las mediciones se deben realizar en la ubicación donde se encuentra el proyecto o en todo caso debe tener las mismas características de la roca, es decir debe contar con la misma formación de igual o mayor fractura. Luego de conocer si es continua la roca dura hasta una profundidad de 30.00 mts, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser utilizadas para deducir el valor de  $V_s$ .

**Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos**

Para las rocas que cuentan con diferentes grados de fracturación, que sean macizos homogéneos y los suelos con un grado alto de rigidez, el cual cuentan con velocidades de propagación de onda de corte  $V_s$  que van entre 500.00 m/s y 1,500.00 m/s. A su vez también se debe incluir los casos donde se realiza cimentación sobre:

Tabla 15

*Casos de Cimentación para Perfil Tipo S1***Casos de Cimentación**

Para las Rocas fracturadas que tienen una resistencia a la compresión no confinada que sean mayores o igual a 500.00 kPa (5.00 kg/cm<sup>2</sup>).

En caso de la arena o grava que son muy densas con N60 que supera los 50.00 kPa.

Las arcilla muy compactadas que cuentan con un espesor menor a 20.00 mts, con una resistencia al corte en condición no drenada mayor a 100.00 kPa (1.00 kg/cm<sup>2</sup>) y con un aumento gradual de sus propiedades mecánicas respecto a la profundidad.

Fuente: Norma Sismoresistente

Elaboración: Los autores

**Tipo S2: Suelos Intermedios**

Son los suelos que son parcialmente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte  $V_s$ , que van entre 180.00 m/s y 500.00 m/s. También se debe incluir casos en donde se realiza cimentación sobre:

Tabla 16

*Casos de Cimentación para Perfil Tipo S2***Casos de Cimentación**

Para la arena densa o grava arenosa parcialmente densa, los cuales cuentan con valores del SPT N60, que van entre 15 - 50.

En caso de los suelo cohesivo compactados con una resistencia al corte en condiciones no drenada, que va entre 50.00 kPa (0.50 kg/cm<sup>2</sup>) y 100.00 kPa (1.00 kg/cm<sup>2</sup>), con un aumento gradual de sus propiedades mecánicas respecto a la profundidad.

Fuente: Norma Sismoresistente

Elaboración: Los autores

**Tipo S3: Suelos Blandos**

Se refiere a los suelos que son flexibles con velocidades de propagación de onda de corte  $V_s$ , menor o igual a 180.00 m/s, donde se debe incluir los casos que se realizan una cimentación sobre:

Tabla 17

*Casos de Cimentación para Perfil Tipo S3*

<b>Casos de Cimentación</b>
<p>Para la arena media/fina o gravas que son arenosas, las cuales tiene un valor de SPT N60 menor a 15.</p> <p>En caso del suelo blando cohesivo, que tengan una resistencia al corte en condición no drenada, que va entre 25.00 kPa (0.25 kg/cm<sup>2</sup>) y 50.00 kPa (0.50kg/cm<sup>2</sup>), con un aumento gradual de sus propiedades mecánicas respecto a la profundidad.</p> <p>Cualquier suelo que no pertenezca al tipo S4 y además que cuente con 3.00 mts a más de suelo con el índice de plasticidad superior a 20, contenido de humedad superior al 40% y resistencia al corte menor al 25.00 kPa en condición no drenada.</p>

Fuente: Norma Sismoresistente

Elaboración: Los autores

**Tipo S4: Condiciones Excepcionales**

Se refiere a los suelos que rara vez son flexibles y de los lugares que cuenten con las condiciones desfavorables en los aspectos geológicos y topográficos, por lo que se necesita realizar un estudio específico insitu. En caso el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) indicara que es necesario tomar en cuenta un suelo tipo S4, se deberá realizar lo siguiente:

**a) Parámetros de sitio**

Se debe tener en cuenta el tipo de suelo que describa mejor las características y condiciones del lugar de estudio, utilizando valores según el factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL.

Tabla 18

*Factor del Suelo*

Zona	Factor de Suelo (S)			
	Suelo = So	Suelo = S1	Suelo = S2	Suelo = S3
<b>Z=4</b>			1.05	1.10
<b>Z=3</b>			1.15	1.20
<b>Z=2</b>	0.80	1.00	1.20	1.40
<b>Z=1</b>			1.60	2.00

Fuente: Norma Sismoresistente

Tabla 19

*Periodos de Perfil de Suelo*

Periodos	Periodos "Tp" - "TL"			
	Perfil = So	Perfil = S1	Perfil = S2	Perfil = S3
Tp (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
TL (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Norma Sismoresistente

**b) Factor de amplificación sísmica (C)**

Basándose en las características de la zona de estudio, se determina el factor de amplificación sísmica (C) de la siguiente manera:

Tabla 20

*Factor de Amplificación Sísmica*

Factor de Amplificación Sísmica	
$T < T_p$	$C = 2.5$
$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \times (T_p/T)$
$T > T_L$	$C = 2.5 \times ((T_p \times T_L) / T^2)$

Fuente: Norma Sismoresistente

Donde T es el Período y el C es Coeficiente, el cual se refiere a la amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

**2.2.9. Diseño Estructural**

El diseño estructural lo podemos definir como una de las especialidades de la Ingeniería Civil en donde se efectúa a partir de las cualidades que puede brindar un material, así como las características naturales lo cual lo hacen específico, económico y le brinda propiedades mecánicas.

**a) Conceptos básicos**

La resistencia de diseño es también conocido como la resistencia nominal de cada elemento, lo cual está modificado por el factor de reducción a la resistencia según sea la sollicitación, en ese sentido tenemos tres diseños de resistencia, los cuales son los siguientes:

Flexión	:	$\phi M_n \geq M_u$
Cortante	:	$\phi V_n \geq V_u$
Axial	:	$\phi P_n \geq P_u$

Los factores de reducción que son mencionados anteriormente están descritos en la norma de Concreto Armado, según sea la sollicitación del elemento estructural.

Tabla 21

*Factores de reducción de resistencia*

Solicitaciones	Factor de Reducción $\phi$
Flexión sin carga Axial	0.90
Carga Axial de tracción con o sin flexión	0.90
Elementos con refuerzo en espiral	0.75
Cortante y torsión	0.85
Flexocompresión puede aumentar linealmente	0.90
Aplastamiento en el concreto	0.70
Zonas de anclaje postensado	0.85

Fuente: Norma de Concreto Armado

A su vez, debemos tener en cuenta que el acero es uno de los materiales importantes para tener un diseño estructural adecuado, lo cual ayuda a dar resistencia y seguridad a la estructura. Es por ello que para cada elemento estructural se debe colocar la cuantía de acero requerida, para ello debemos tener presente los diámetros y secciones (cm<sup>2</sup>) que existen de las diferentes varillas de acero corrugado.

Tabla 22

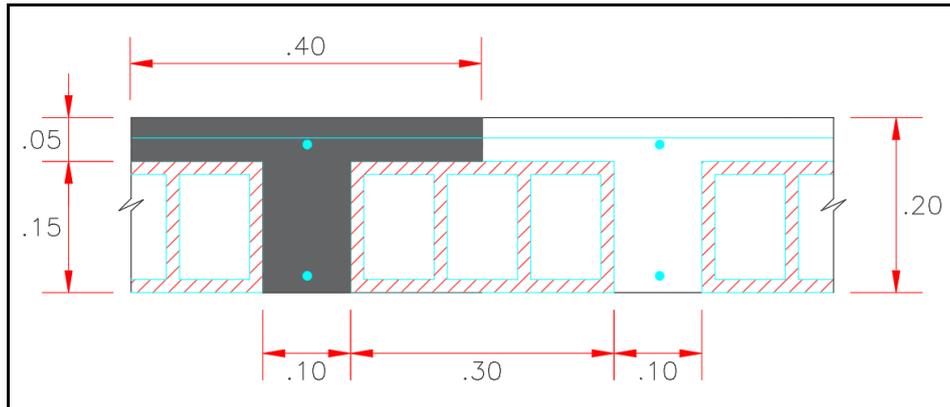
*Secciones de Varillas de Acero*

$\phi$ de Varilla	As(cm <sup>2</sup> )
$\phi$ 1/4"	0.32
8 mm	0.50
$\phi$ 3/8"	0.71
$\phi$ 1/2"	1.29
$\phi$ 5/8"	2.00
$\phi$ 3/4"	2.84
$\phi$ 1"	5.10
1 1/8"	6.45

Elaboración: Los Autores

### b) Diseño Losas aligeradas

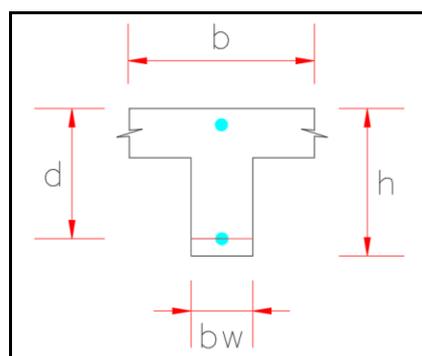
Las losas aligeradas, el cual está conformado por las viguetas, losita que por lo general tienes un espesor de 5 cm, ladrillos de techo o huecos y refuerzos. Para su diseño se debe evaluar el comportamiento que tienen las viguetas, las cuales se comportan como si fuera una viga T. Además, debemos tener en cuenta que la distancia entre ejes de las viguetas es de 40 cm.



*Figura 9.* Conceptualización de losa

Fuente: Elaborado por los Autores

Para analizar la losa aligerada se toma como si fuera una viga en forma de T, sin embargo, se considera como si fuera de forma rectangular, esto debido que el ala es solo de 5 cm, lo cual no genera ninguna modificación al diseñarlo por flexión.



*Figura 10.* Vigueta tipo T

Fuente: Elaborado por los Autores

$d =$  Peralte efectivo de la vigueta

$bw =$  Ancho del alma de la vigueta

b = Ancho de la vigueta

H = Altura

### Diseño por Flexión

El momento requerido ( $M_u$ ) debe ser menor igual al Momento nominal ( $M_n$ ) con aplicación del factor de reducción ( $\phi$ )

$$\phi M_n \geq M_u$$

Donde el momento nominal ( $M_n$ ) es la siguiente formula:

$$M_n = A_s * f_y * \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$A_s$  = Área requerido de acero

$f_y$  = Resistencia de la fluencia del acero

$a$  = Altura en bloque de esfuerzo en compresión

$d$  = Peralte efectivo de la vigueta

Donde “a” es igual a:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$A_s$  = Área requerido de acero

$f_y$  = Resistencia de fluencia del acero

$f'_c$  = Resistencia de la compresión del concreto

$b$  = Ancho de la vigueta

### Diseño por corte

Para hallar la resistencia de corte del concreto ( $V_c$ ), el cual no se debe tener en cuenta el aporte del acero debido que en las viguetas que se encuentra en la losa aligerada no cuentan con estribos. Además, en la norma de Concreto Armado se hace mención que la

resistencia a la fuerza de corte se podrá aumentar un 10%, es por ello que para hallar la resistencia de la cortante del concreto se determina de la siguiente manera:

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$f'_c$  = Resistencia de compresión del concreto

$b_w$  = Ancho del alma de la vigueta

$d$  = Peralte efectivo de la vigueta

### Refuerzo de temperatura

Para la losa aligerada se debe colocar un amalla de acero en la parte superior, según la norma de Concreto Armado, se debe utilizar una cuantía de acero de  $p = 0.0018$ . Se recomienda que las varillas de acero corrugado que se debe utilizar es de  $\frac{1}{4}$ " para temperatura.

Tabla 23

*Cuantía de una losa según el refuerzo*

Tipo de barra	p
Barras Lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 420$ MPa	0.0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 420$ MPa	0.0018

Fuente: Norma de Concreto Armado

### c) Diseño de Losa Maciza y Escalera

#### Diseño por flexión

Para el refuerzo por flexión se recomienda calcular por sectores de 1.00 mts de ancho, luego se toma los lineamientos de acero mínimo que se indica en la Norma de Concreto Armado, la cual es la siguiente:

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * b * h$$

$b$  = Ancho de diseño (1.00 mts)

$h$  = Espesor de la losa

Se aconseja que el acero mínimo requerido debe recorrer las dos direcciones de la losa, colocándolo en dos capas. Además, el espaciamiento colocado de las varillas de acero no debe ser mayor a 45 cm o tres veces el espesor de la losa.

### **Diseño por corte**

La resistencia al corte del concreto de la losa maciza, es semejante a lo indica para la losa aligerada, excepto que no se indica en la norma un aumento del 10% como en el caso de la losa aligerada, por lo cual es precisada por:

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

$f'_c$  = Resistencia de compresión del concreto

$b$  = Ancho de la Losa Maciza

$d$  = Peralte efectivo de la Losa Maciza

### **Refuerzo de temperatura**

La losa maciza cuenta con varillas de acero en las direcciones, por ende, la armadura puede ocupar la función del acero de temperatura, por lo que no es necesario calcularlo. Además, así evitamos sobre cargar la losa con varillas.

### **d) Diseño de Viga**

Las vigas son elementos estructurales horizontales, las cual se puede diseñar por flexión y corte.

### **Diseño por flexión**

Para el caso de la flexión, los elementos están sujetos a sus secciones transversales, lo cual deben cumplir las condiciones de compatibilidad y equilibrio en las deformaciones, se expresa de la siguiente forma:

$$\phi M_n \geq M_u$$

$M_n$  = Momento nominal

$M_u$  = Momento requerido

$\phi$  = Factor de reducción

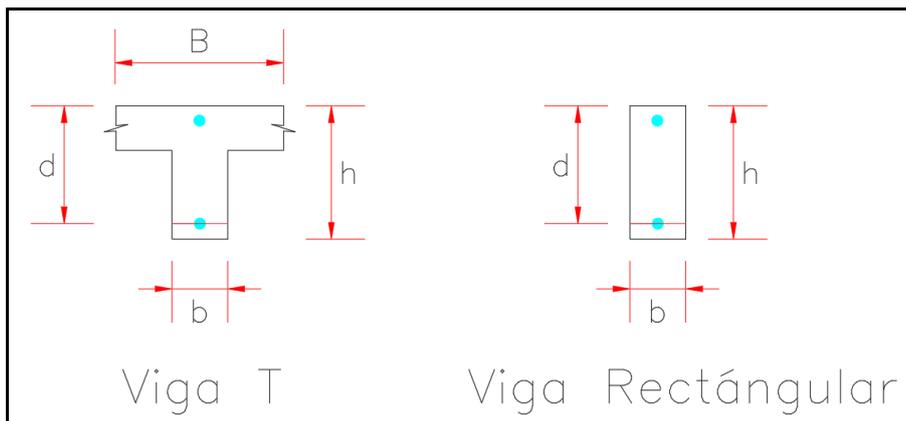


Figura 11. Sección de Viga  
Fuente: Elaborado por los Autores

- d = Peralte efectivo de la viga
- b = Ancho de la viga
- h = Altura

Las solicitaciones van genera esfuerzos, las cuales conducen al diseño de las secciones, donde el momento nominal o momento resistente se expresa de la siguiente manera:

$$M_n = A_s * f_y * \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

- $A_s$  = Área requerido de acero
- $f_y$  = Resistencia de fluencia del acero
- $a$  = Altura en bloque de esfuerzo en compresión
- $d$  = Peralte efectivo

Para las secciones rectangulares y secciones tipo T, el acero mínimo de refuerzo por tracción, se formula en las siguientes expresiones:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y} \quad ; \quad A_s \text{ min} = \frac{14 * b * d}{f_y}$$

- b = Ancho de viga
- d = Peralte efectivo
- $f'c$  = Resistencia en compresión del concreto

$f_y =$  Resistencia de fluencia del acero

Respecto al acero máximo, es el 75% del acero balanceado

$$A_s \text{ max} = 0.75 * \rho_b * b * d ; \quad A_s \text{ max} = \frac{0.75 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{6000}{f_y + 6000} * b * d$$

$\beta_1 =$   $0.85 - 0.008 (f'_c - 30)$ , sin embargo:  $0.65 < \beta_1 < 0.85$

$f'_c =$  Resistencia en compresión del concreto

$f_y =$  Resistencia de fluencia del acero

$b =$  Ancho de viga

$d =$  Peralte efectivo

$\rho_b =$  Cuantía balanceada

### Diseño por corte

La norma E.060 especifica que la cortante nominal ( $V_n$ ) con el factor de reducción ( $\phi$ ) debe ser mayor igual a la cortante ultima ( $V_u$ ).

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$$V_n = V_s + V_c$$

$V_n =$  Cortante nominal

$V_s =$  Cortante del acero transversal al corte

$V_c =$  Cortante por el concreto

Además, la resistencia del concreto, está dado por:

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

$f'_c =$  Resistencia de compresión del concreto

$b =$  Ancho de viga

$d =$  Peralte efectivo de la viga

La cortante de acero transversal al corte se calcula de la siguiente manera:

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

$V_s$  = Cortante del acero transversal al corte

$A_v$  = Área del acero de refuerzo transversal al corte

$d$  = Peralte efectivo de la viga

$s$  = Espaciamiento del refuerzo transversal

### Espaciamiento de estribos

En la norma de concreto Armado, capítulo 21, indican algunos lineamientos para el diseño sísmico de corte y confinamiento para vigas. Es por ello que indica el mínimo de diámetro usado para los estribos de acuerdo a las varillas longitudinales.

Tabla 24

*Diámetro de varillas para estribos de Viga*

Estribo ( $\phi$ )	Varilla Longitudinal ( $\phi$ )
8 mm	5/8"
3/8"	1 "
1/2"	Mayores de 1"

Fuente: Norma de Concreto Armado

Además, se recomienda el espaciamiento máximo que deben tener los estribos de una viga sísmica, lo cual se debe tener los siguientes criterios:

Para los dos extremos de la viga se debe colocar estribos de confinamiento. Donde el primer estribo de confinamiento debe estar distanciado de la cara del elemento de apoyo no más a 10 cm.

Además, los estribos de confinamiento no deben superar su espaciamiento a:

- $d/4$ , no hace falta que el espaciamiento sea menor a 15 cm
- 10 veces el  $\phi$  de la varilla de acero longitudinal confinada con menor  $\phi$ .

- 24 veces el  $\emptyset$  de la varilla de acero del estribo de confinamiento
- 30 cm.

En el caso de los estribos que no se encuentra en el confinamiento, no deberán estar espaciados a más de  $0.5d$  a lo extenso de la viga.

### e) Diseño de Columna

Las columnas son elementos verticales, que al igual que las placas, se encargan de llevar las cargas de las vigas hacia los cimientos, ayudando la estructura a controlar los desplazamientos laterales.

#### Diseño por Flexocompresión Uniaxial

Las columnas se encuentran afectados por las cargas axiales, es por ello que los esfuerzos de compresión de consideración afectan su comportamiento frente a las sollicitaciones de momento. A este hecho simultáneo de cargas axiales y momentos flectores se le denomina como flexocompresión. A la curva que relaciona simultáneamente la resistencia de flexión y la resistencia de compresión de una columna se le denomina como diagrama de interacción.

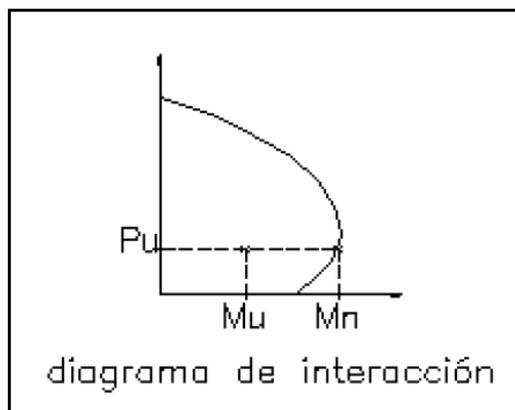


Figura 12. Diagrama de Interacción  
Fuente: Norma de Concreto Armado

En el artículo 10.9.1 del capítulo 10 de Concreto Armado, se hace mención los límites para la cuantía de acero longitudinal que debe tener una columna, es por ello que se indica que la cuantía mínima es de 0.01 para hacer frente los efectos de flujo plástico en el concreto y la cuantía máxima es de 0.06 para prevenir congestiones de acero en el elemento.

$$P_{min} = 1\%$$

$$P_{min} = 6\%$$

### Efectos de esbeltez

Para diseñar la columna debemos asumir la excentricidad de diseño M/P, las cuales podrían aumentar por la curvatura del elemento, sin embargo, esto depende de la esbeltez de la columna. En la norma de Concreto Armado se plantea dos opciones para evaluar estos efectos, el cual depende si el entrepiso donde se encuentra situada la columna presenta o no desplazamiento lateral considerable.

En el capítulo 10, artículo 10.11.4, donde se indica que se puede considerar que un elemento sin desplazamiento horizontal cuando al realizar el análisis de segundo plano, el aumento de los momentos de los extremos del elemento no pasa el 5%, del análisis de primer plano hacia los mismos momentos. La segunda opción refiere que, si el índice de estabilidad del entrepiso es menor al 6%, el elemento se puede tomar como arriostrada.

Para las columnas sin desplazamiento lateral, en capítulo 10, artículo 10.12.2 de la norma de Concreto Armado, se menciona que se puede omitir los efectos de esbeltes, si en caso cumpla lo siguiente:

$$\frac{Klu}{r} \leq 34 - 12 \left( \frac{M1}{M2} \right) ; \left[ 34 - 12 \left( \frac{M1}{M2} \right) \right] \leq 40$$

M1= Momento menor de uno de los extremos de la columna en su diseño. Es positivo si la columna está flexionando con una curva simple y es negativo cuando existe dos curvas.

M2= Momento mayor en el diseño de uno de los extremos de la columna, el cual debe ser positivo.

K = Factor de longitud efectiva. Para la columna sin desplazamiento lateral se recomienda asumir  $k = 1$ .

lu = Longitud sin arriostre en la columna.

r = Radio de rotación de la sección transversal de la columna.

Para columnas que tienen desplazamiento lateral, según el artículo 10.13.2 de la norma de E.060, hace referencia que se pueden despreciar los efectos de esbeltez, para las estructuras que tienen un desplazamiento lateral, si se cumple:

$$\frac{Klu}{r} \leq 22 \quad ; \quad k \geq 1$$

$K =$  Factor de longitud efectiva. Para las estructuras sin desplazamiento lateral se puede asumir  $k = 1$ .

$lu =$  Longitud sin arriostre en la columna.

$r =$  Radio de rotación de la sección transversal de la columna.

### Diseño por corte

La norma de concreto Armado propone para los elementos verticales sometidos a compresión axial la siguiente fórmula, y así poder estimar la participación del concreto a la resistencia por corte.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left( 1 + \frac{Nu}{140 * A_g} \right) * b_w * d$$

$Nu =$  Carga Axial en kilogramos.

$b_w =$  Ancho del alma de la columna

$A_g =$  Área bruta de la sección en mm<sup>2</sup>.

$d =$  Distancia desde el extremo de la columna en compresión hasta el centroide.

Las columnas deben tener estribos como refuerzo por corte como las vigas en todo el tramo. Es por ello que el distanciamiento y la resistencia requerida, se calcula de la siguiente manera:

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

- $V_s$  = Cortante del acero transversal al corte  
 $A_v$  = Área del acero de refuerzo transversal al corte  
 $d$  = Distancia desde el extremo de la columna en compresión hasta el centroide  
 $s$  = Espaciamiento del refuerzo transversal

Se debe cumplir para todas las combinaciones:

$$\phi V_n \geq V_u$$

donde  $V_n = V_c + V_s$

- $V_n$  = Cortante nominal  
 $V_s$  = Cortante del acero transversal al corte  
 $V_c$  = Cortante por el concreto

Además, la norma de concreto armado indica parámetros para el diseño sísmico por corte en la columna, con el fin de aportarle un comportamiento dúctil en el momento de un movimiento sísmico.

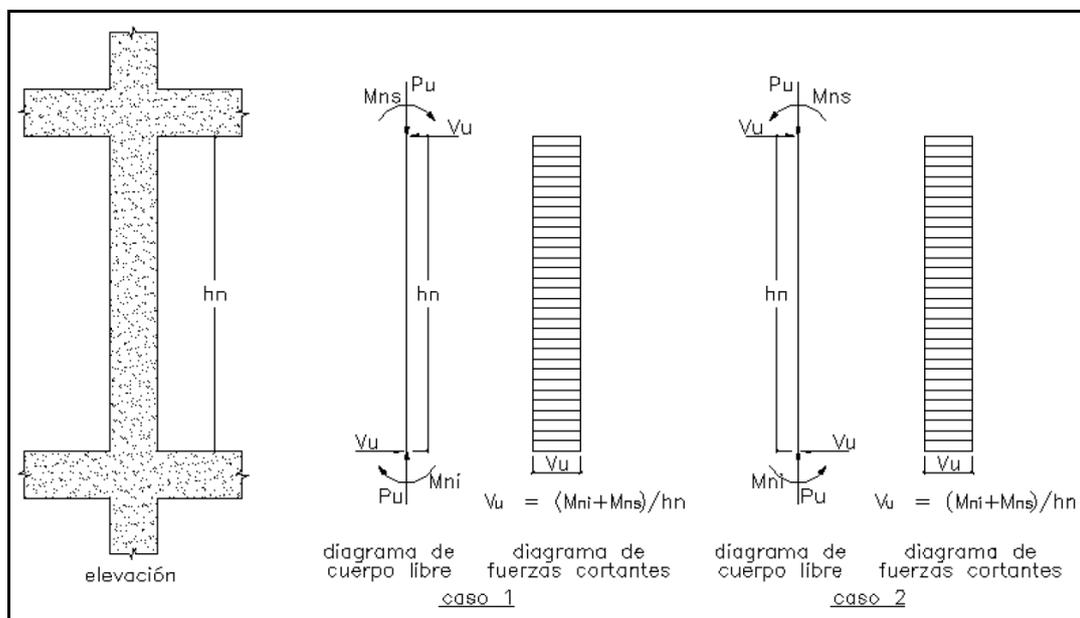


Figura 13. Fuerza cortante de diseño de columna

Fuente: Norma de Concreto Armado

### Espaciamiento de estribos

En capítulo 21 de la norma de concreto Armado, se indican algunos lineamientos para el diseño sísmico de corte y confinamiento para columnas. Es por ello que indica el mínimo de diámetro usado para los estribos de acuerdo a las varillas longitudinales.

Tabla 25

*Diámetro de varillas para estribos de columna*

<b>Estribo (<math>\emptyset</math>)</b>	<b>Varilla Longitudinal (<math>\emptyset</math>)</b>
8 mm	5/8"
3/8"	1 "
1/2"	Mayores de 1"

Fuente: Norme de Concreto Armado

Además, indica el espaciamiento o distanciamiento máximo que debe tener los estribos de una viga peraltada o una viga sísmica, lo cual son los siguientes:

Para cada extremo de la columna, tanto inferior como superior se debe colocar estribos de confinamiento.

El espaciamiento no debe pasar de:

- 8 veces el  $\emptyset$  menor de la varilla longitudinal confinada
- La mitad de la sección menor transversal de la columna
- 10 cm.

La longitud no debe ser menor de:

- 1/6 parte de la luz libre de la columna
- La sección transversal con mayor dimensión en la columna
- 50 cm.

En todo el tramo de la columna, el espaciamiento de los estribos, no debe ser mayor que la fuerza cortante requerida o de 30 cm.

### **2.2.10. Metrados**

Cuando hablamos de metrado nos referimos a la forma de medición del consumo de materiales o cantidad de trabajo que se va realizar. Las unidades a utilizar en la mayoría de veces son kilogramo, m<sup>2</sup>, m<sup>3</sup>, pie<sup>2</sup>, und., pieza entre otras que pueda definir correctamente el metrado. Podemos decir que el metrado es una manera de organización de los datos obtenidos mediante lecturas acotadas, escaladas.

#### **Características**

Se debe Tener en cuenta que todos los planos estructurales tales como plano de cimentación, plano de vigas, plano de columnas, plano de losas entre otros, deben estar debidamente enumerados y acotados, en caso contrario no se puede continuar. Antes de comenzar con el metrado, en este caso de acero, se debe estudiar y entender los planos estructurales con sus especificaciones técnicas descritas respectivamente. El orden es importante, es por ello se debe seguir lo especificado en el Reglamento de Metrados para Obras de Edificaciones. Se debe ejecutar considerando el procedimiento constructivo.

#### **Proceso de Metrado:**

**Primero Paso:** Se verificará detenidamente todos los planos con sus respectivas especificaciones técnicas y de encontrarse algún problema solucionarlo antes de realizar el metrado.

**Segundo Paso:** Una vez después de haber hecho el reconocimiento a los planos y toda la información necesaria que contiene las especificaciones técnicas se realizará un enumerado de cada grupo que conforma en la ejecución de obra como en estructuras, arquitectura, acabados, instalaciones sanitarias y eléctrica.

**Tercer Paso:** Luego de definir los grupos que intervienen en las partidas de ejecución para el proyecto, se procede a establecer las partidas de cada uno de las especialidades que influyen durante la ejecución del proyecto, el cual se enumera en forma independiente, los que corresponden a las partidas de estructuras, arquitectura y acabados, instalaciones eléctricas, e instalaciones sanitarias; además, adicionalmente se puede añadir algunas obras complementarias o especiales del proyecto en ejecución, compatibilizando este trabajo con el reglamento de metrados para obras de edificación.

Se deberá colocar la correcta denominación que le corresponde, enumerando las partidas según el reglamento. Una recomendación es diferenciar cada grupo mediante colores de manera que sea mucho más sencillo al momento de identificar o chequear el metrado realizado.

DESCRIPCIÓN	Ø	N° de elementos iguales	N° pieza por elemento	Longitud de pieza (m)	LONGITUD (METROS LINEALES DE VARILLAS)															
					1/4"	8 mm	3/8"	12 mm	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"							
					m	m	m	m	m	m	m	m	m							
COLUMNA 1-1																				
																				
Acero principal																				
Estribos																				
COLUMNA 1-2																				
																				
Acero principal																				
Estribos																				
COLUMNA 2																				
																				
Acero principal																				
Estribos																				
TOTAL					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PESO (kg)					0.22	0.40	0.56	0.89	0.99	1.56	2.25	3.97	7.91							
<b>PESO TOTAL (kg)</b>			<b>0.00</b>	<b>KG</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>

Figura 14. Formato para el Metrado de Acero

Fuente: Elaboración Propia

### 2.3. Definición de términos básicos

**Atura Efectiva:** Es la distancia libre vertical que existen entre elementos horizontales de arriostre.

**Análisis Dinámico:** Es el análisis de las fuerzas y aceleraciones que pueden aparecer en una estructura como efecto de los desplazamientos o deformaciones.

**Análisis Estáticos:** Es el análisis de idealizar los sismos como si fueran fuerzas horizontales sobre cada piso de una edificación.

**Carga:** Son las fuerzas u otras acciones que sean efecto de un esfuerzo resistente por parte de una estructura, como los pesos de materiales de construcción, de personas con sus pertenencias y efectos por parte del medio ambiente.

**Carga Muerta:** Son cargas que tienen carácter de permanente sobre la estructura. Estos pueden ser los pesos de materiales, equipos, muro, columnas, vigas, losas y escaleras.

**Carga de sismo:** Son cargas o fuerzas evaluadas que están indicadas en la norma E.030, para evaluar la acción y respuesta sísmica de una estructura.

**Carga Viva:** Son cargas gravitacionales probables u ocasionales que son el resultado del uso de la estructura. Este puede ser el peso de las personas que ocupan, equipos, muebles, entre otros objetos que se puedan mover.

**Cimientos:** Es un elemento estructural que transmiten las cargas de la edificación o elementos apoyados en ella al suelo de fundación.

**Cuantía de Acero:** Cantidad de acero en estructuras de concreto armado, basados en la relación con respecto al concreto.

**Deformación elástica:** Es la variación de forma y dimensión de una estructura respecto a su forma original. Esto puede ser provocadas por diferentes tipos de cargas.

**Derivas:** Son los movimientos laterales relativos entre dos pisos continuos de una edificación.

**Diagrama de interacción:** Representación gráfica del comportamiento de un elemento estructural para obtener información mediante parámetros.

**Diseño estructural:** Es definir las dimensiones de los elementos estructurales que conforman una edificación y la resistencia de estos ante diferentes solicitaciones de cargas.

**Esfuerzos lineales:** Son cargas o esfuerzo que se dan en los ejes cartesianos X e Y.

**Esfuerzos no lineales:** Son cargas que producen deformaciones que no son constantes y depende de la magnitud del esfuerzo aplicado.

**Estructuración:** Es precisar las dimensiones de los elementos estructurales de una edificación, el cual se puede basar de la arquitectura definida, el cual debe cumplir las solicitantes que se presente para un adecuado comportamiento.

**Etabs:** Programa digital para evaluación del análisis estructural y dimensionamiento de elementos estructurales.

**Factor de seguridad:** es el parámetro entre el valor calculado y el valor del requerimiento esperado real al cual será sometido.

**Luz libre:** Distancia entre dos apoyos.

**Método Tradicional:** Cálculos numéricos para el diseño estructural basados en normas nacionales e internacionales.

**Metrado:** Es la cuantificación o suma de un material de construcción en específico.

**Metrado de Carga:** Es la cuantificación de todas las cargas actuantes sobre los diferentes elementos estructurales que componen una edificación.

**Predimensionamiento:** Es el proceso de diseñar o elegir secciones, el cual se puede ir perfeccionando respecto a la propuesta inicial, se realiza previo al cálculo de dimensionamientos de estructuras hiperestáticas.

**Respuesta Sísmica:** Es el comportamiento de una estructura o elemento estructural ante una vibración producida en el suelo que la sostiene o ante un eventual movimiento sísmico.

**Vulnerabilidad Sísmica:** Es la predisposición intrínseca de una estructura a sufrir fallas o daños ante un eventual movimiento sísmico. El cual es relacionada con las características del daño ocasionado y la construcción de la estructura afectada.

**Zona de influencia:** Lugar donde se aplica la mayor cantidad de cargas, lo cual genera un mayor impacto en el área involucrada.

## 2.4. Hipótesis

### 2.4.1. Hipótesis general

El resultado del diseño estructural del método tradicional es más óptimo respecto del software Etabs, para un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima.

### 2.4.2. Hipótesis específicas

**H1.** La estructuración, el predimensionamiento y metrado de carga influye en la deformación elástica del diseño estructural tanto con la aplicación del software Etabs como en el método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima.

**H2.** Existen cambios mínimos en las respuestas sísmicas del diseño estructural al comparar los análisis estático y dinámico con la aplicación del software Etabs respecto a un método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima.

**H3.** El método tradicional cuenta con menor cantidad de cuantía de acero respecto al Software Etabs en el diseño estructural de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima.

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA**

#### **3.1. Diseño**

##### **3.1.1. Tipo de Investigación**

Según los propósitos de la investigación, tiene un enfoque **Aplicada**, debido a que se empleó los conocimientos teóricos aprendido en los cursos de estructuras de la carrera de ingeniería civil para llevar a cabo el diseño estructural del edificio con cada método propuesto, y así poder realizar la comparación con el diseño estructural que realizaremos utilizando el software Etabs.

##### **3.1.2. Nivel de Investigación**

El nivel de investigación es **Explicativa**, ya que describimos los procesos estructurales propuestos, analizar el comportamiento estructural y comparar los resultados del método tradicional respecto con los resultados del software Etabs, lo cual nos brindará diferentes resultados que por lo que la presente investigación dará a conocer las diferencias que se manifiestan entre ambos diseños.

### **3.1.3. Diseño de Investigación**

El diseño que se aplicó en esta investigación es el **No Experimental**, debido que no vamos a controlar ni manipular las variables, por lo que vamos a observar y analizar los diseños estructurales propuestos para el edificio a estudiar. Además, tiene un diseño **Transversal**, debido que obtuvimos datos y especificaciones para cada comportamiento estructural individual en una ocasión única para cada diseño estructural propuesto. A su vez, tendrá un enfoque **Cuantitativa** porque obtendremos una información concreta procesable, estos datos serán estructurados para poder llegar a una conclusión más efectiva basado datos estadísticos.

## **3.2. Muestra**

### **3.2.1. Población**

Para esta investigación el universo poblacional está conformado por los edificios multifamiliares y comerciales de cinco pisos ubicado en el distrito de San Martín de Porres, Provincia y Departamento de Lima.

### **3.2.2. Muestra**

Para la investigación se presenta un edificio “Multifamiliar Roncal” de cinco pisos con semisótano. Este proyecto se encuentra ubicado en el Distrito de San Martín de Porres, Provincia y Departamento de Lima.

### **3.2.3. Descripción del caso de estudio**

Esta investigación se inicia con la obtención de los planos arquitectónicos del Proyecto “Multifamiliar Roncal” realizado por el arquitecto Luis Llacas Vicuña con registro C.A.P. N° 16316, el cual incluye los planos de distribución, planos de techos, planos de cortes y planos de elevación. El proyecto contempla un edificio multifamiliar de cinco pisos con semisótano, teniendo el terreno la topografía plana con forma regular dentro del lote normativo de la zona, con un área de terreno de 240.00 m<sup>2</sup>.

El terreno posee con las siguientes dimensiones:

Frente: 12.00 ml

Largo: 20.00 ml

Según los planos arquitectónicos obtenidos, el semisótano cuenta con un área techada de 225.00 m<sup>2</sup>, además de contar con la siguiente distribución: cinco estacionamientos vehiculares, un área de maniobra, un cuarto de máquinas y un cuarto de bombeo, teniendo el ingreso mediante una rampa vehicular y una escalera de servicio. El primer piso cuenta con un área techada de 165.00 m<sup>2</sup>, además tiene la siguiente distribución: el ingreso general, la caja de escalera común para los propietarios del edificio y un departamento que cuenta con la siguiente distribución: ingreso, sala, comedor, cocina, depósito, lavandería y planchado, baño de visita, dos dormitorios con baño y closet incorporados, dos dormitorios con closet, baño general y jardín. Del segundo al quinto piso cuenta con una distribución típica, el cual es la siguiente: la caja de escalera común, un pasadizo común y dos departamentos con la siguiente distribución para todos los niveles: ingreso, sala – comedor, cocina, lavandería, dormitorio con closet y baño incorporado, dos dormitorios con closet y baño general. El área techada de cada piso es de 171.41 m<sup>2</sup>.

La azotea tiene un área ocupada de 171.41 m<sup>2</sup>, y cuenta con la siguiente distribución: una zona de terraza BBQ, una sala de juego, un depósito, una piscina de 5.40 m<sup>2</sup> y un área de esparcimiento múltiple. Cabe de mencionar que el área techada es de un material liviano, el cual se trata de techo de sol y sombra. Respecto a la elevación, el proyecto inicia a -1.20 m del nivel de piso terminado, el primer piso cuenta con una altura entre piso a techo de 2.80 m, del segundo al quinto piso cuenta con una altura entre piso a techo de 2.55 m. Además, cabe mencionar el acceso a los departamentos de los pisos superiores y a la azotea se hace mediante la caja de escalera común, el cual se encuentra en la parte frontal del edificio, que va desde el semisótano hasta la Azotea.



*Figura 15.* Plano de Elevación Frontal

Fuente: Plano de la Especialidad de Arquitectura del proyecto Multifamiliar Roncal



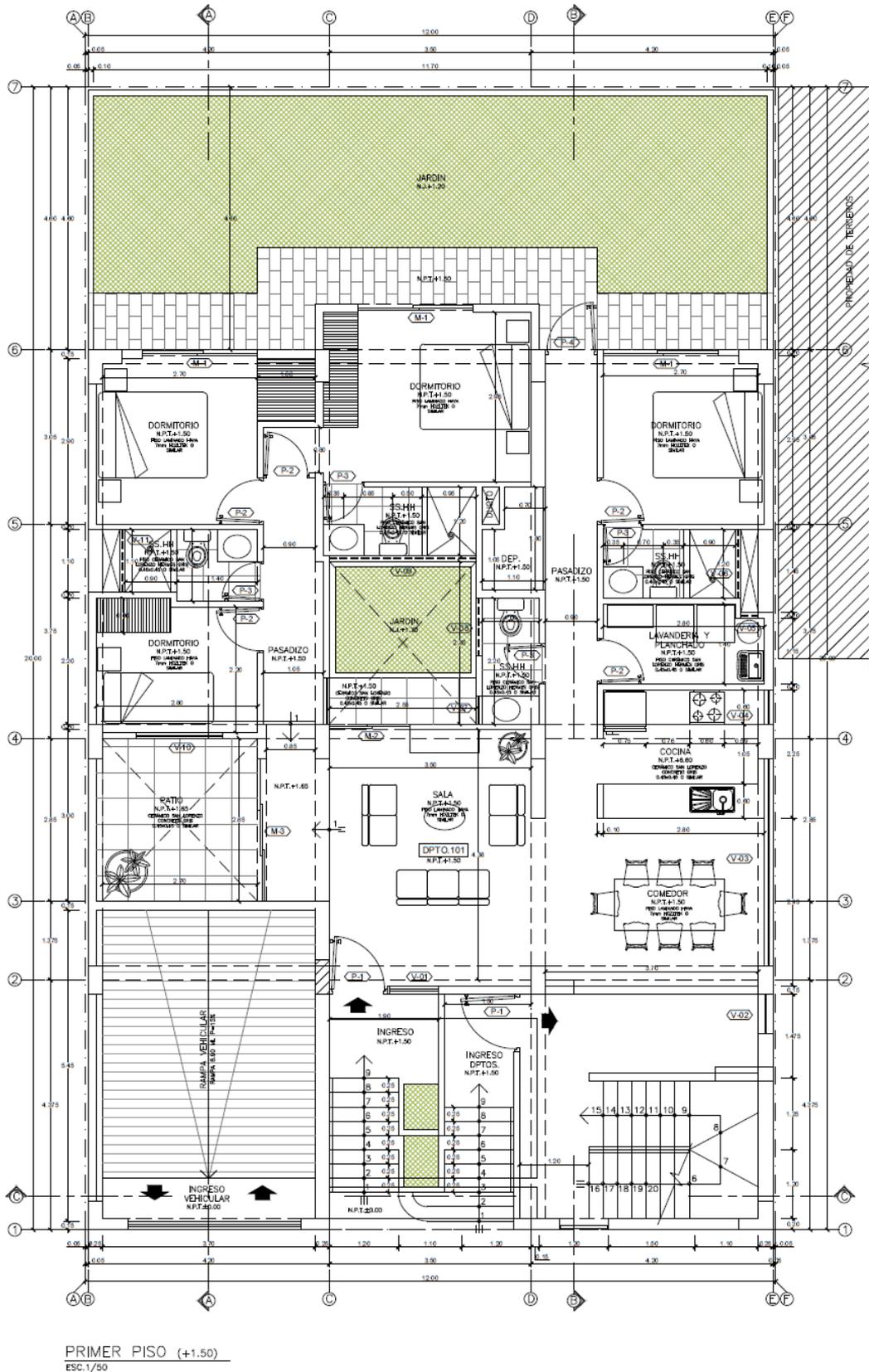


Figura 17. Plano de Distribución del Primer Piso

Fuente: Plano de la Especialidad de Arquitectura del proyecto Multifamiliar Roncal

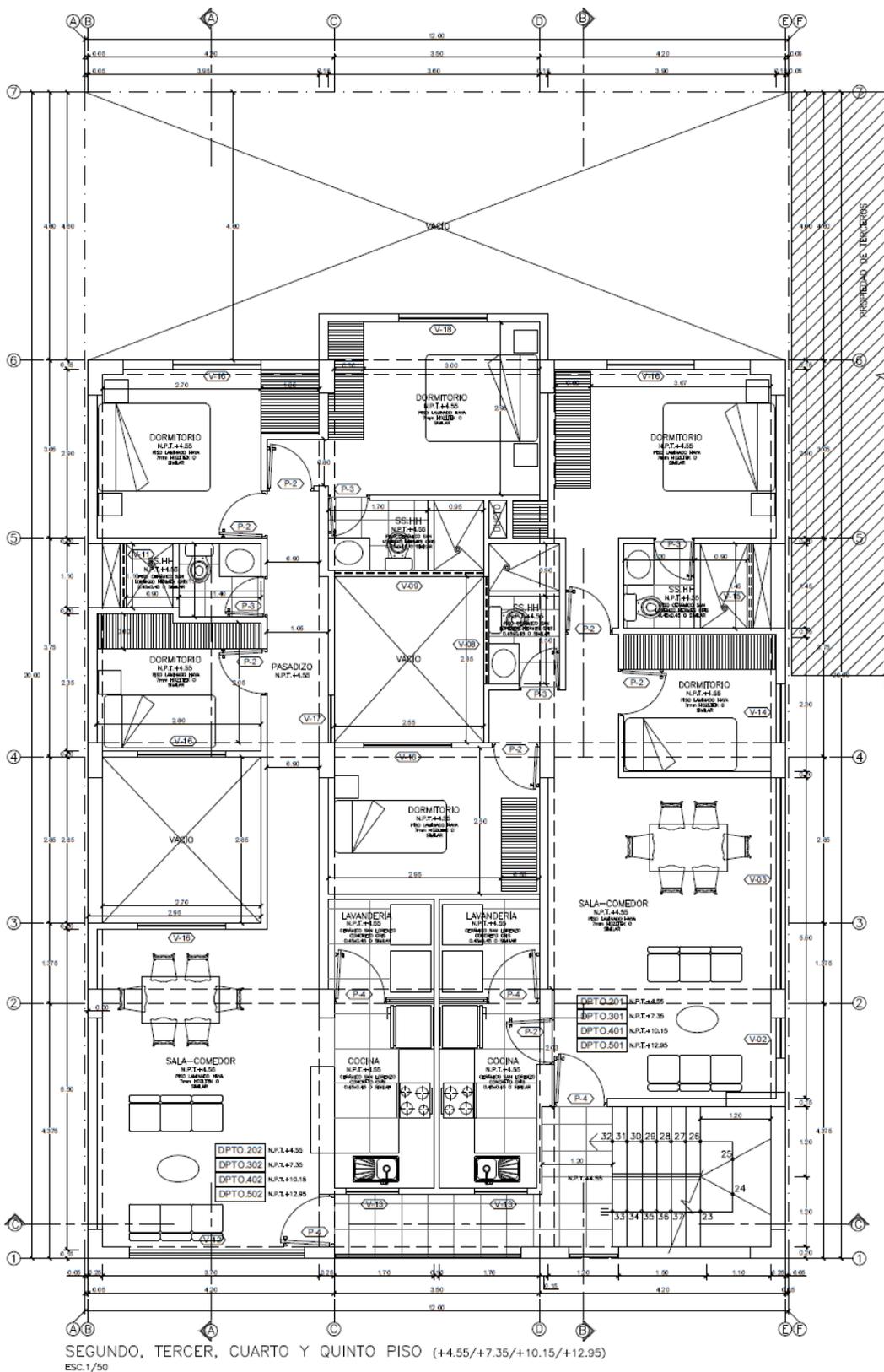


Figura 18. Plano de Distribución del Piso típico (2° al 5° piso)  
 Fuente: Plano de la Especialidad de Arquitectura del proyecto Multifamiliar Roncal

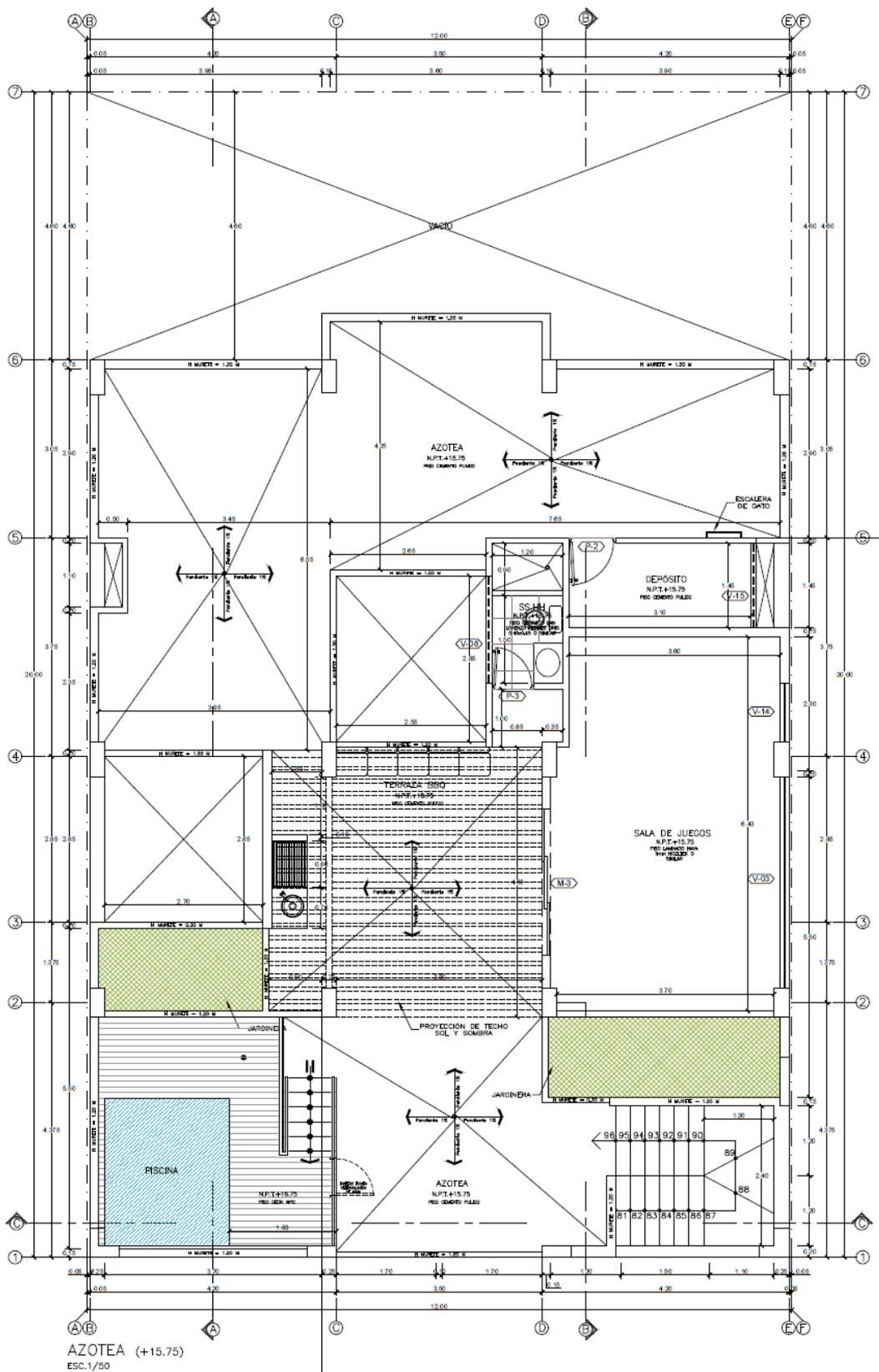


Figura 19. Plano de Distribución de la Azotea

Fuente: Plano de la Especialidad de Arquitectura del proyecto Multifamiliar Roncal

### **3.3. Instrumentos**

#### **3.3.1. Técnica**

Se ha utilizado la técnica de Gabinete debido que se contó con los planos arquitectónicos del Proyecto Multifamiliar Roncal, el cual es utilizado como muestra para la presente investigación.

#### **3.3.2. Instrumentos para la recolección**

‘Para iniciar la investigación hemos realizado la recolección de información mediante:

##### **Material bibliográfico**

Se llevó a cabo la recopilación y revisión de libros estructurales, artículos de investigación, repositorios académicos, estudios similares o relacionados al tema de investigación, blog de internet.

##### **Cuestionario para las encuestas**

Se realizaron unas encuestas a seis ingenieros civiles estructurales para poder obtener opiniones e información variada, para determinar y validar la problemática e importancia de la presente investigación.

##### **Normas técnicas peruanas**

Para el diseño estructural se revisó y empleo la norma E.020 – Cargas, norma E.030 – Diseño Sismoresistente, norma E.060 – Concreto Armado y la norma E.070 – Albañilería, con el propósito de cumplir las condiciones y exigencias mínimas para el diseño estructural.

##### **Observación**

Se analizó los procesos, características estructurales y resultados de cada diseño propuesto en la presente investigación, y así identificar las diferencias en el análisis, sísmico, dinámico, estático.

### **Fichas comparativas**

Se elaboró fichas de trabajo para tener un orden, sintetizar los datos y presentar la información de una forma precisa y entendible de los resultados obtenidos en la comparación de los diseños estructurales en estudio.

### **Diagrama de Ishikawa**

Se optó en realizar el diagrama de Ishikawa el cual consiste en sintetizar y analizar ordenadamente las diferentes teorías e ideas de la información recopilada, y así poder determinar la problemática con la relación de causa - efecto.

### **3.3.3. Instrumentos de Procesamiento**

Para procesar y organizar la información del diseño estructural con el método tradicional utilizamos el programa Microsoft Excel, el cual es una de las herramienta más empleadas por el ingeniero civil, por su facilidad en realizar gráficos estadísticos, cálculos matemáticos, plantillas de diseño y clasificación de datos el cual utilizaremos para cada procedimiento estructural que se va realizando. Además, hemos utilizado el software estructural Etabs v18.2 para el segundo diseño experimental y para analizar el comportamiento sísmico producido por los desplazamientos máximos y esfuerzos máximos en las estructuras.

## **3.4. Procedimiento**

### **3.4.1. Plan de trabajo y aspectos éticos**

Se estableció un plan de trabajo para organizar, sintetizar y realizar la presente investigación, con el fin de llegar a una discusión de resultados. Para ello hemos combinado tanto las bases teóricas estructurales aprendidas y establecidas con herramientas tecnológicas como el software Etabs y el programa Microsoft Excel. Además, para una correcta realización del proyecto en el desarrollo de los diseños estructurales con el método tradicional y con el software Etabs se siguió las disposiciones de las normas técnicas peruanas el cual brinda los alcances de los condiciones y exigencias mínimas para el diseño estructural. A su vez, se siguió los lineamientos de las normas APA, para citar las fuentes de bibliográficas tales como las estudios similares o relacionados al tema de investigación de nuestra tesis.

### **3.4.2. Recolección y procesamiento de información**

Se obtuvo los planos arquitectónicos (planos de distribución, planos de techos, planos de cortes y planos de elevación) para la verificación del proyecto, a su vez se recopiló la información bibliográfica y de las encuestas realizada a los seis expertos en el tema de estudio, para así poder desarrollar el planteamiento de la problemática y objetivos de la investigación. Así mismo, se utilizó herramienta de Ishikawa conjunto con los histogramas que son barras que representan la frecuencia mediante la distribución de ideas principales, para luego determinar las causas de la problemática que se determinó mediante el análisis de información y de la validación externa.

### **3.4.3. Desarrollo de la investigación**

Esta investigación se realizó en dos partes, debido que se desarrolló el diseño del edificio mediante el método tradicional utilizando los conceptos estructurales y mediante el uso del software Etabs v18.2, para lo cual se realizó los siguientes pasos en los dos diseños: Se inició con la obtención de los planos arquitectónicos del Proyecto Multifamiliar Roncal, para luego definir las especificaciones técnicas generales, las cuales usaremos para la realización de ambos diseños estructurales.

El proceso de diseño será de la misma manera tanto para el método tradicional como para el software Etabs, para ello realizamos la estructuración del edificio definiendo tanto el sistema la dirección X-X y en la dirección Y-Y, para poder comenzar con el predimensionamiento de los elementos estructurales (columnas, losas, vigas, placas) tomando como inicio los planos arquitectónicos con ayuda de plantillas de Excel. Seguidamente se realizó el metrado de carga de cada elemento estructural del edificio, para poder determinar las fuerzas y cargas aplicadas a la estructura, siempre considerando los pesos específicos y propios de los materiales y elementos que se indican en las Normas Técnicas Peruanas.

Posteriormente se llevó a cabo el análisis dinámico y estático tanto para el diseño utilizando el software Etabs como para el realizado con el método tradicional. Cabe mencionar que el diseño estructural se realizó con el software Etabs, en cambio para el diseño estructural con el método tradicional se utilizó los conceptos teóricos y las normas técnicas peruanas. Finalmente, al cumplir con todos los parámetros, se realizó un análisis comparativo el cual nos enfocamos en las respuestas sísmicas de ambos diseños y en las

cuantías de acero por ello mediante un metrado de acero determinamos la diferencia que existe entre los dos métodos y cuál de los dos ayudará a optimizar material.

#### **3.4.4. Comparación y discusión de resultados**

Al tener los diseños estructurales realizados con el método tradicional y con el software Etabs, se prosiguió a compararlo y analizarlos, para así poder determinar las desemejanzas en el análisis sísmico, análisis dinámico y análisis estático, con el fin de obtener el diseño estructural más óptimo. Además, se observará cual es la influencia de la estructuración, predimensionamiento y metrado de carga de los diseños estructurales en estudio, y se determinará el grado de confiabilidad que cuenta cada uno.

### **3.5. Variables**

En esta investigación se ha dividido en variable dependiente y variables independientes, lo cual son las características que podemos medir y cuantificar.

#### **3.5.1. Variable Dependiente**

Se ha definido como variable dependiente al Diseño Estructural, según los resultados que se obtendrán, se podrá determinar las diferencias entre los diseños estructurales propuestos.

Tabla 26

*Variable dependiente*

<b>V. Dependiente</b>	<b>Indicador</b>
Diseño estructural	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Respuestas Sísmicas</li> <li>• Deformación elástica</li> <li>• Cuantía de acero</li> </ul>

Fuente: Elaborada por los autores

#### **3.5.2. Variables independientes**

En esta investigación las variables independientes serán el método tradicional y el software Etabs, y así tener diversos valores que podamos medir para el análisis de la investigación.

Tabla 27

*Variables independientes*

V. Independiente	Indicador
Diseño Tradicional	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estructuración</li> <li>• Predimensionamiento</li> <li>• Metrado de carga</li> <li>• Análisis Estático y Dinámico</li> </ul>
Diseño Software Etabs	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estructuración</li> <li>• Predimensionamiento</li> <li>• Metrado de carga</li> <li>• Análisis Estático y Dinámico</li> </ul>

Fuente: Elaborada por los autores

**3.5.3. Operacionalización de variables**

Tabla 28

*Operación de Variables*

VARIABLES	INDICADORES	DIMENSIÓN	DEFINICIÓN OPERACIONAL
<b>Metodo tradicional</b>	Estructuración	Adimensional	Mediante las normativas técnicas peruanas, conceptos estructurales y plano arquitectónico
	Predimensionamiento	Adimensional	Mediante las normativas técnicas peruanas y conceptos estructurales
	Metrado de Cargas	Tn/m <sup>2</sup>	Norma E.020
	Análisis Estático y dinámico	Adimensional	Solicitaciones sísmicas y modo espectral
<b>Software Etabs</b>	Estructuración	Adimensional	Planos Arquitectonicos
	Predimensionamiento	Adimensional	Planos Arquitectonicos y Norma E.030
	Metrado de Cargas	Tn/m <sup>2</sup>	Norma E.020
	Análisis Estático y dinámico	Adimensional	Solicitaciones sísmicas y modo espectral
<b>Diseño Estructural</b>	Respuestas Sísmicas	Adimensional	Variaciones del análisis estático y dinámico
	Deformación elástica	Adimensional	Procesos del diseño estructural
	Cuantía de Acero	Kg.	Metrado de las partidas de acero del diseño estructural

Fuente: Elaborada por los autores

## CAPÍTULO IV

### DESARROLLO Y APLICACIÓN

#### 4.1. Generalidades

##### 4.1.1. Ubicación

El edificio multifamiliar Roncal se encuentra ubicado en la Calle B, Asociación Propietarios de Vivienda Las Torres del Norte, Distrito de San Martín de Porres, Provincia y Departamento de Lima. Cerca de la Autopista Canta - Callao y a la Av. San Diego de Alcalá.



Figura 20. Street view de la Ubicación del edificio multifamiliar Roncal  
Fuente: Guía de Calles

El edificio está situado en zona urbana la cual se encuentra en proceso de consolidación donde predominan las viviendas unifamiliares, a su vez cuenta con zonificación RDM – Residencial de Densidad Media con parámetros urbanísticos para cinco pisos



Figura 21. Zonificación del edificio multifamiliar Roncal  
Fuente: Plano de Zonificación de Lima Metropolitana – San Martín de Porres

#### 4.1.2. Condiciones generales

##### a) Carga Muerta (D)

Es el peso propio de todos los elementos estructurales que conforman la edificación tales como: losas (aligerada o maciza), vigas (peraltadas o chatas) y columnas. Considerando peso de:

##### Techo del Semisótano al Quinto Nivel

Acabados de pisos	=	100 kg/m <sup>2</sup>
Tabiquería (Ver Anexo)	=	180 kg/m <sup>2</sup>
Piscina	=	1000 kg/m <sup>2</sup>
Jardín	=	630 kg/m <sup>2</sup>

##### Techo Azotea

Acabados de pisos	=	100 kg/m <sup>2</sup>
-------------------	---	-----------------------

Se realizó el metrado de todos los muros para hallar la carga muerta de la tabiquería.

Es por ello que para poder determinarlo se realizó lo siguiente:

Longitud x Alto x Ancho	=	Volumen (m <sup>3</sup> )
El Peso específico	=	1350 kg/m <sup>3</sup>
Peso Tabiquería (tn)	=	Volumen x Peso específico

Tabla 29

*Metrado de Tabiquería*

MURO	Tabiquería					
	L (m)	a (m)	e (m)	Vol (m3)	Peso espec. (t/m3)	Peso tab. (t)
X-1	0.85	2.55	0.15	0.3251	1.35	0.438919
X-2	1.00	2.55	0.15	0.3825	1.35	0.516375
X-3	1.35	2.55	0.15	0.5164	1.35	0.697106
X-4	1.05	2.55	0.15	0.4016	1.35	0.542194
X-5	0.90	2.55	0.10	0.2295	1.35	0.309825
X-6	0.95	2.55	0.10	0.2423	1.35	0.327038
X-7	1.00	2.55	0.10	0.2550	1.35	0.344250
X-8	2.90	2.55	0.10	0.7395	1.35	0.998325
X-9	2.90	2.55	0.10	0.7395	1.35	0.998325
X-10	1.30	2.55	0.10	0.3315	1.35	0.447525
X-11	0.60	2.55	0.10	0.1530	1.35	0.206550
X-12	1.40	2.55	0.10	0.3570	1.35	0.481950
X-13	2.65	1.00	0.10	0.2650	1.35	0.357750
X-14	2.80	2.55	0.10	0.7140	1.35	0.963900
X-15	2.80	2.55	0.10	0.7140	1.35	0.963900
X-16	0.50	2.55	0.10	0.1275	1.35	0.172125
X-17	0.60	2.55	0.10	0.1530	1.35	0.206550
X-18	0.60	2.55	0.10	0.1530	1.35	0.206550
X-19	0.50	2.55	0.10	0.1275	1.35	0.172125
X-20	0.70	2.55	0.10	0.1785	1.35	0.240975
X-21	2.60	2.55	0.10	0.6630	1.35	0.895050
X-22	0.70	2.55	0.10	0.1785	1.35	0.240975
X-23	0.60	2.55	0.10	0.1530	1.35	0.206550
X-24	3.60	2.55	0.10	0.9180	1.35	1.239300
X-25	2.90	2.55	0.10	0.7395	1.35	0.998325
X-26	1.30	2.55	0.10	0.3315	1.35	0.447525
X-27	2.25	2.55	0.10	0.5738	1.35	0.774563
Y-1	2.55	2.55	0.10	0.6503	1.35	0.877838
Y-2	1.00	2.55	0.10	0.2550	1.35	0.344250
Y-3	2.15	2.55	0.10	0.5483	1.35	0.740138
Y-4	3.20	2.55	0.10	0.8160	1.35	1.101600
Y-5	2.45	2.55	0.10	0.6248	1.35	0.843413
Y-6	1.10	1.00	0.10	0.1100	1.35	0.148500
Y-7	3.60	2.55	0.10	0.9180	1.35	1.239300
Y-8	4.15	1.00	0.10	0.4150	1.35	0.560250
Y-9	2.25	2.55	0.10	0.5738	1.35	0.774563
Y-10	1.45	1.00	0.10	0.1450	1.35	0.195750
Y-11	4.00	2.55	0.10	1.0200	1.35	1.377000
Y-12	3.65	2.55	0.10	0.9308	1.35	1.256513
Y-13	4.95	2.55	0.10	1.2623	1.35	1.704038
Y-14	3.63	2.55	0.15	1.3866	1.35	1.871859
Y-15	5.25	2.55	0.10	1.3388	1.35	1.807313
Y-16	2.23	2.55	0.10	0.5674	1.35	0.765956
Y-17	2.10	2.55	0.10	0.5355	1.35	0.722925
Y-18	2.60	2.55	0.10	0.6630	1.35	0.895050
<b>Peso Total de Tabiquería</b>						<b>31.62080</b>

Fuente: Elaborada por los autores

Tabla 30

## Pesos Unitarios de Ladrillos

<b>Materiales</b>	<b>Peso (Kg/m<sup>3</sup>)</b>
Unidades de albañilería cocida sólidas	1,800.00
Unidades de albañilería cocida huecas	1,350.00

Fuente: Anexo 1 - E.020

Finalmente, se debe conocer el área total techada de un piso típico que es el que se tomó las medidas de la tabiquería para obtener el peso por m<sup>2</sup>.

$$\text{Área total techada} = 171.40 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de Tabiquería} \times \text{m}^2 = 31.62 \text{ tn} / 171.40 \text{ m}^2 = 0.18 \text{ tn/m}^2$$

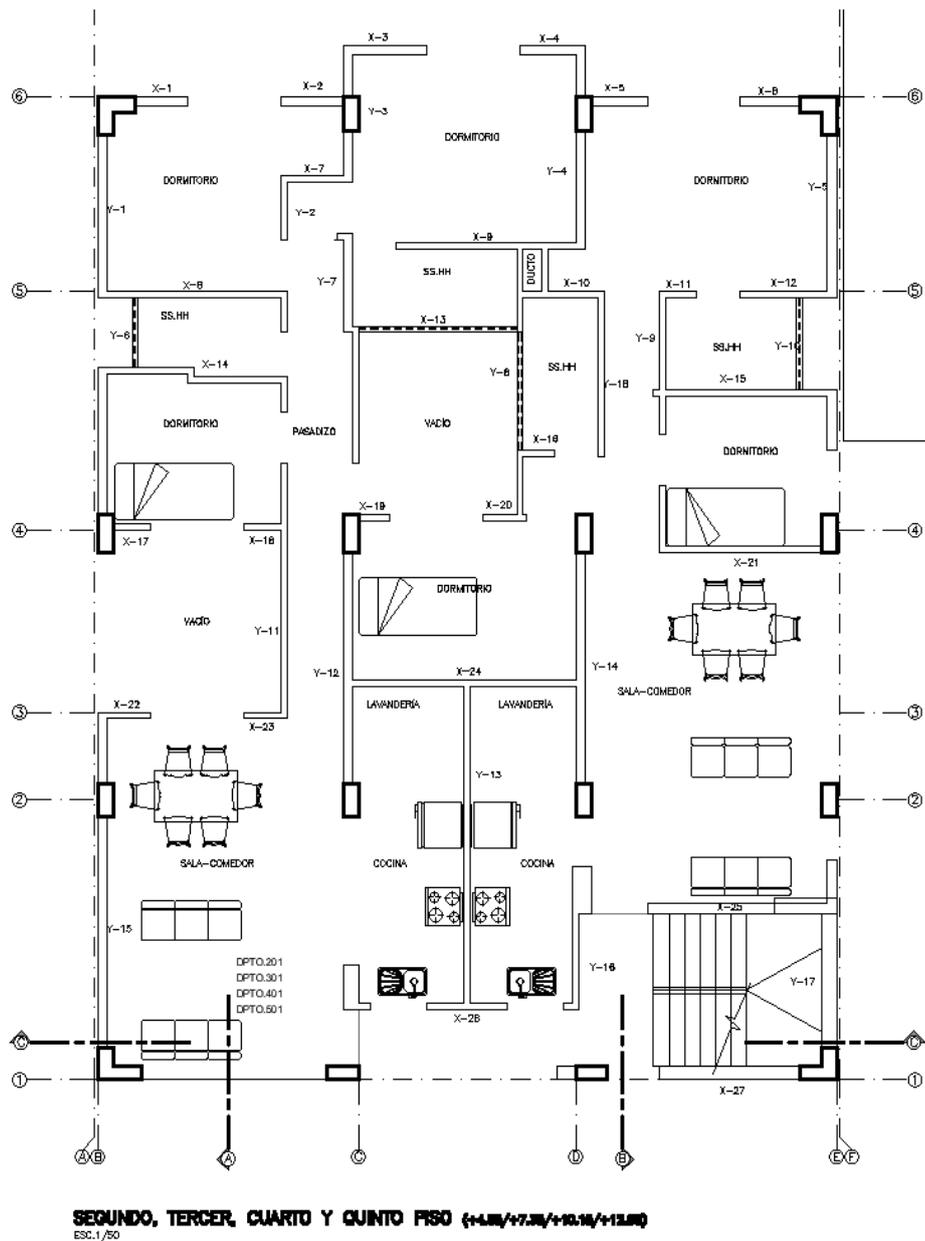


Figura 22. Metrado de Tabiquería

Fuente: Elaboración propia

### b) Carga Viva (L)

Para ello consideramos el peso generado por los ocupantes, muebles, equipos, maquinarias y otros elementos móviles, a este grupo se le da el nombre de sobrecarga.

#### Techo Semi Sótano al Quinto Nivel

Sobrecarga = 200.00 kg/m<sup>2</sup>

#### Techo Azotea

Sobrecarga = 100.00 kg/m<sup>2</sup>

**c) Carga de Sismo ( $S_x$ ,  $S_y$ ):**

Son aquellas cargas que se producen por la acción sísmica que se le aplica a la estructura. A continuación, se muestran las Combinaciones de Diseño requeridas según la Norma E.060 para elementos de Concreto Armado, para efectos de este proyecto:

$$\text{COMB1} = 1.4 D$$

$$\text{COMB2} = 1.4 D + 1.7 L$$

$$\text{COMB3} = 1.25 (D + L) + S_X$$

$$\text{COMB4} = 1.25 (D + L) - S_X$$

$$\text{COMB5} = 1.25 (D + L) + S_Y$$

$$\text{COMB6} = 1.25 (D + L) - S_Y$$

$$\text{COMB7} = 0.9 D + S_X$$

$$\text{COMB8} = 0.9 D - S_X$$

$$\text{COMB9} = 0.9 D + S_Y$$

$$\text{COMB10} = 0.9 D - S_Y$$

Dónde: Cargas muertas (**D**), vivas (**L**) y sismo ( **$S_x$ ,  $S_y$** ).

**4.1.3. Materiales**

Para tener un mejor análisis de comparación en ambos diseños a estudiar, hemos utilizado las mismas especificaciones de materiales para todos los elementos que forma la estructura, tales como columnas, vigas, losa aligerada y maciza, placas y muros de tabiquería de ambas propuestas.

**Concreto:**

Resistencia a la compresión  $f^c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico  $\gamma_c = 2,400.00 \text{ kgf/m}^3$

Módulo de elasticidad  $E_c = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson  $C = 0.2$

**Acero**

Esfuerzo de Fluencia:  $f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$

Deformación Unitaria Máxima:  $\epsilon_s = 0.0021$

Módulo de Elasticidad:  $E_s = 2'000,000.00 \text{ kg/cm}^2$

### Albañilería

Resistencia a la compresión  $f'm = 65.00 \text{ kg/cm}^2$ .

Resistencia admisible por carga  $f'm = 145.00 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 4.1.4. Condiciones para el Análisis Sísmico

##### Factor de Zona

Este factor se entiende como la aceleración máxima horizontal en el suelo rígido con una probabilidad de exceder en 10% en 50 años.

$$Z = 0.45$$

##### Factor de Suelo

Para hallar el Factor de suelo, debemos tener en cuenta los perfiles de tipo de suelo, lo cual son los siguientes: So: Roca Dura, S1: Roca o suelos Muy Rígidos, S2: Suelos intermedios, S3: Suelos Blandos y S4: Suelos Excepcionales. Sin embargo, según el mapa de microzonificación sísmica de Lima Metropolitana 2018 realizado por el Centro Peruano Japonés de investigaciones sísmicas y mitigación de desastres, el distrito de San Martín cuenta con tipo de suelo: S1 y S2, específicamente el proyecto multifamiliar Roncas Se encuentra en el Tipo de Suelo S1.

Tabla 31

*Factor del Suelo para el Proyecto*

Zona	Factor de Suelo			
	Suelo = So	Suelo = S1	Suelo = S2	Suelo = S3
Z=4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z=3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z=2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z=1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma Sismoresistente  
Elaboración: Los autores

Por lo tanto, según la ubicación de nuestro proyecto y el estudio de mecánica de suelo, tendrá un tipo S1.

Entonces se tiene:

$$S_1 = 1.00$$

### Periodos “Tp” y “TL”

Finalmente, para el período que define la plataforma del factor C (Tp) y para el período que define el inicio de la zona del factor C (TL), lo cual obtendremos luego de identificar el tipo de suelo como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 32

*Periodos de Perfil de Suelo para el Proyecto*

PERIODOS “Tp” “Y” “TL”				
Periodo	Suelo = So	Suelo = S1	Suelo = S2	Suelo = S3
Tp (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
TL (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Norma Sismoresistente

Elaboración: Los autores

Entonces se tienen:

$$T_P = 0.40$$

$$T_L = 2.50$$

### Factor de amplificación sísmica

Se debe considerar lo que se indica en la Norma E-030 para el periodo fundamental consideramos lo establecido en el capítulo “2.5 Factor de Amplificación Sísmica (C), donde este coeficiente se entiende como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo. A su vez de acuerdo con las características del lugar donde se sitúa el proyecto, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones plasmado en la Tabla.

Tabla 33

*Factor de Amplificación Sísmica para el proyecto*

Factor de Amplificación Sísmica	
$T < T_p$	$C = 2.5$
$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 * (T_p/T)$
$T > T_L$	$C = 2.5 * ((T_p * T_L) / T^2)$

Fuente: Norma Sismoresistente

Elaboración: Los autores

Dónde **T** es el período fundamental de la estructura.

Además, según lo estipulado en la Norma E-030, el Periodo Natural de Vibración de la edificación, para cada dirección se determinará de esta manera:

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

Donde  $CT = 45$ , Para los edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- Pórticos de acero arriostrados.

Entonces sabiendo que la altura del edificio es 19.00 mts y el CT es 45, tenemos:

$$T = 0.42$$

Por lo tanto, se tienen los siguientes periodos fundamentales de vibración:

$$T_P = 0.4 > T_x = 0.42; \text{ por lo tanto: } C_x = 2.368$$

$$T_P = 0.4 > T_Y = 0.42; \text{ por lo tanto: } C_Y = 2.368$$

### Categoría de la edificación y factor de uso

Es la categorización de la estructura según su importancia como se muestra en la figura.

Tabla 34

*Categoría de las edificaciones y factor U para el proyecto*

Categoría de las Edificaciones y Factor U		
Categoría	Descripción	Factor U
A Edificaciones Esenciales	Establecimientos de salud (públicos y privados). Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.	1.5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas: cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes: viviendas unifamiliares y multifamiliares, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales.	1.0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	A criterio del proyectista

Fuente: Norma Sismoresistente

Elaboración: Los autores

Por lo tanto, el proyecto es categoría C, debido a que es una edificación común vivienda multifamiliar.

$$U = 1.00$$

Sistema estructural y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas se clasificarán según los materiales utilizados y del sistema de estructuración sismorresistente.

Tabla 35. Sistema Estructural del Proyecto

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción Ro
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada</b>	3
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	7

Fuente: Norma Sismoresistente

Por lo tanto, al para este primer análisis estructural, lo realizaremos y usando el sistema aperticado, por lo que tenemos como factor R:

$$R = 8$$

## 4.2. Diseño con el software Etabs

Para iniciar el modelamiento del edificio, usamos el programa informático Etabs versión 2018, para una mayor facilidad y aplicación.

### 4.2.1. Estructuración y predimensionamiento

La estructuración la hemos basado en los planos arquitectónicos en donde se resalta la proyección de vigas, columnas y losas que posteriormente dependiendo del cumplimiento del análisis estructural se modificará los elementos estructurales de acuerdo a la Norma

E.030. Cabe indicar que para la dirección de losa se consideró según la luz más corta y a la continuidad del acero en tramos pequeños.

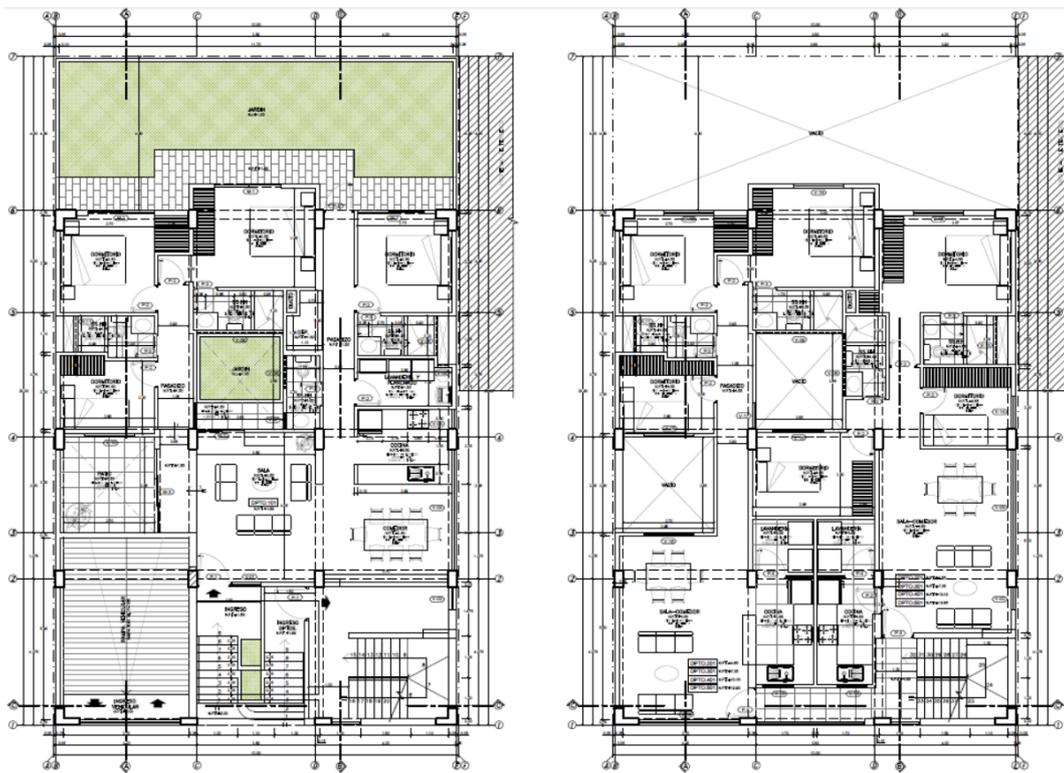


Figura 23. Planos Arquitectónicos del edificio multifamiliar Roncal  
Fuente: Plano de la Especialidad de Arquitectura del proyecto Multifamiliar Roncal

#### 4.2.2. Modelamiento de Edificio

Al iniciar el modelamiento primero se debe considerar la estructuración previamente definida con las medidas de todos los elementos estructurales. Así mismo, tener claro las especificaciones técnicas para poder definir el material que se usará.

##### a) Grillas en Etabs

Existen dos formas de obtener las grillas en el Etabs, tanto importando como creando en el mismo programa obteniendo las distancias de cada grilla en el AutoCad, ya que se dibujará previamente sobre el plano de arquitectura por los ejes de las vigas y columnas proyectadas.

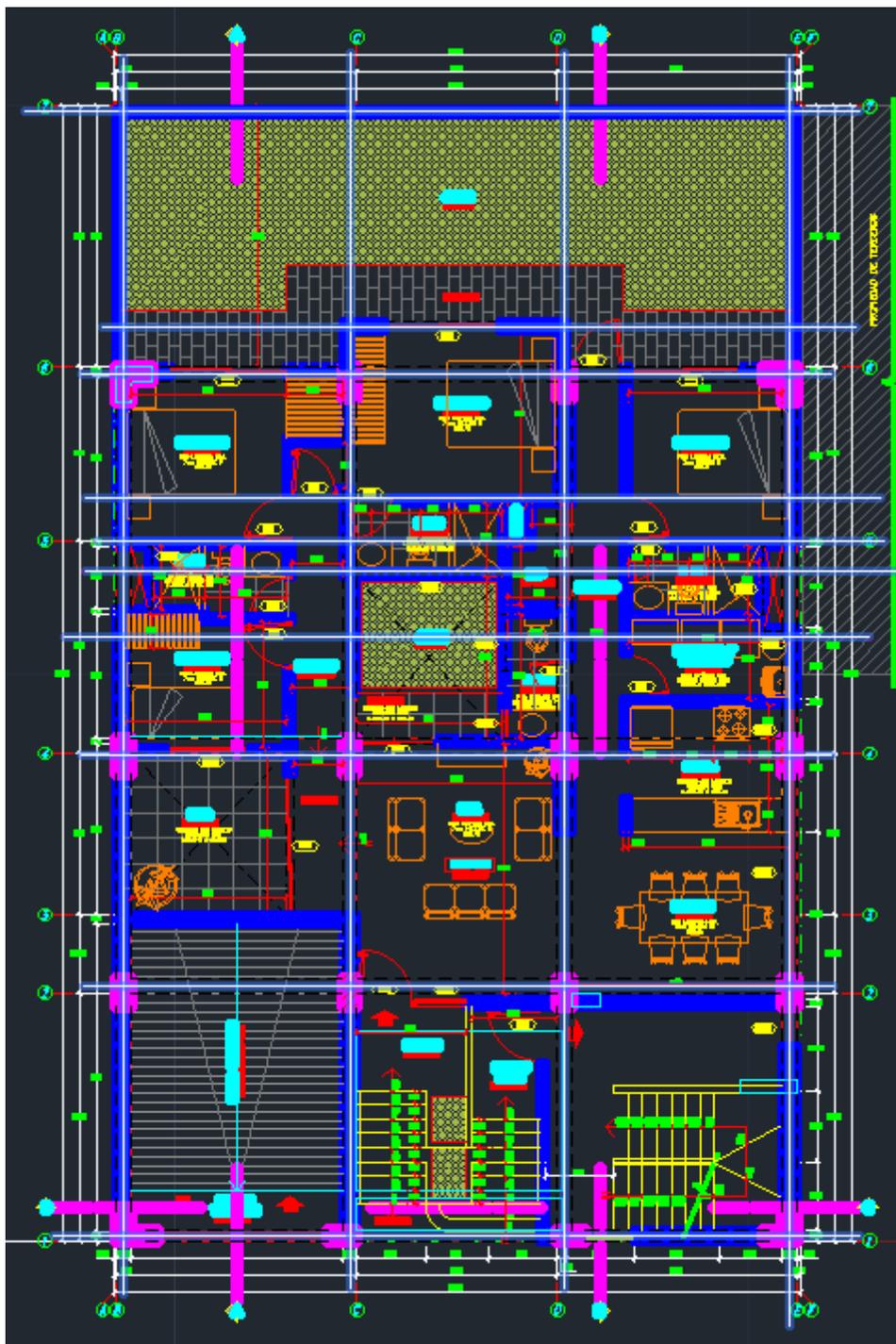


Figura 24. Grillas sobre Plano Arquitectónico del Edificio  
Fuente: Los Autores

Para este caso se dibujó las grillas en el programa Etabs, primero con unas distancias iguales, ya que luego se modifica en las opciones de Edit Grid System, en donde se coloca las medidas exactas que hemos medido en el Autocad por medio de las opciones de Measure, tanto para el eje X como para el eje Y. Además, se puede modificar el nombre de los ejes y el tamaño.

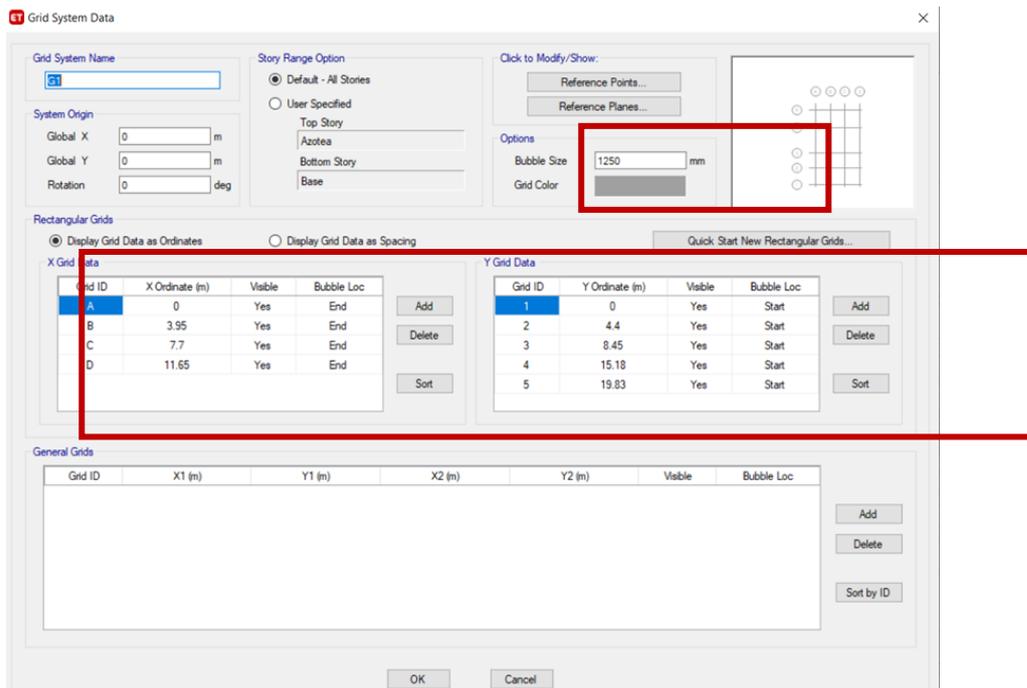


Figura 25. Ventana de Edit Grid System Data

Fuente: Los Autores

Así mismo, para el caso de las distancias entre piso se coloca la opción de Specify custom story data para poder colocar las alturas específicas de cada nivel que está indicado en los planos de arquitectura. Se modifica en la parte que dice Height (E), además se puede modificar el nombre de piso según sea necesario.

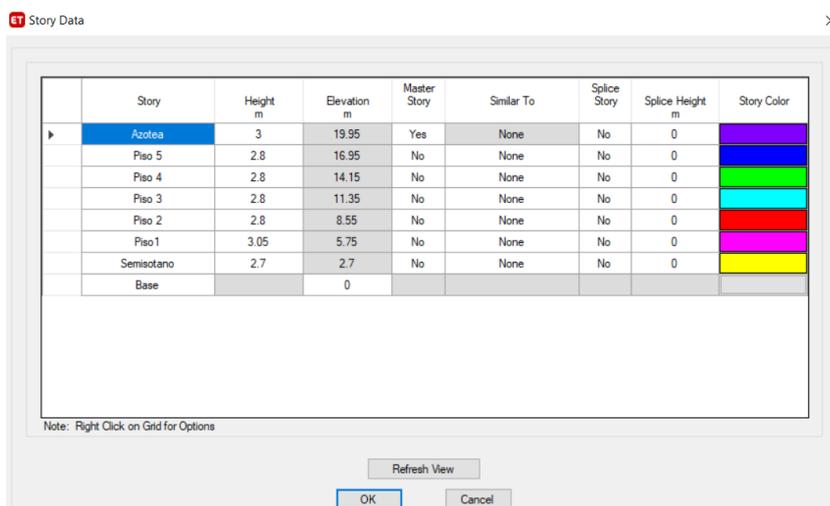


Figura 26. Ventana de Edit Story Data

Fuente: Los Autores

## b) Definición de Materiales

### Concreto

Previamente definido las especificaciones técnicas, es decir la resistencia del concreto que se usará para el proyecto, se procede a especificarlo en el Etabs.

Figura 27. Ventana de Material Property Data concreto ( $f'_c$  210kg/cm<sup>2</sup>)

Fuente: Los Autores

Para modificar el material que usaremos, utilizamos la opción de Define Material Property Data en donde el módulo de elasticidad lo determinamos según la Norma E.060 en donde nos indica que:

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

Al poner el módulo de elasticidad, automáticamente se actualizará el Shear Modulus (módulo de rigidez al esfuerzo cortante). El módulo de poisson varía entre 0.15 a 0.20, en

este caso colocamos 0.2 ya que está dentro de los parámetros que nos indica en la Norma E.060.

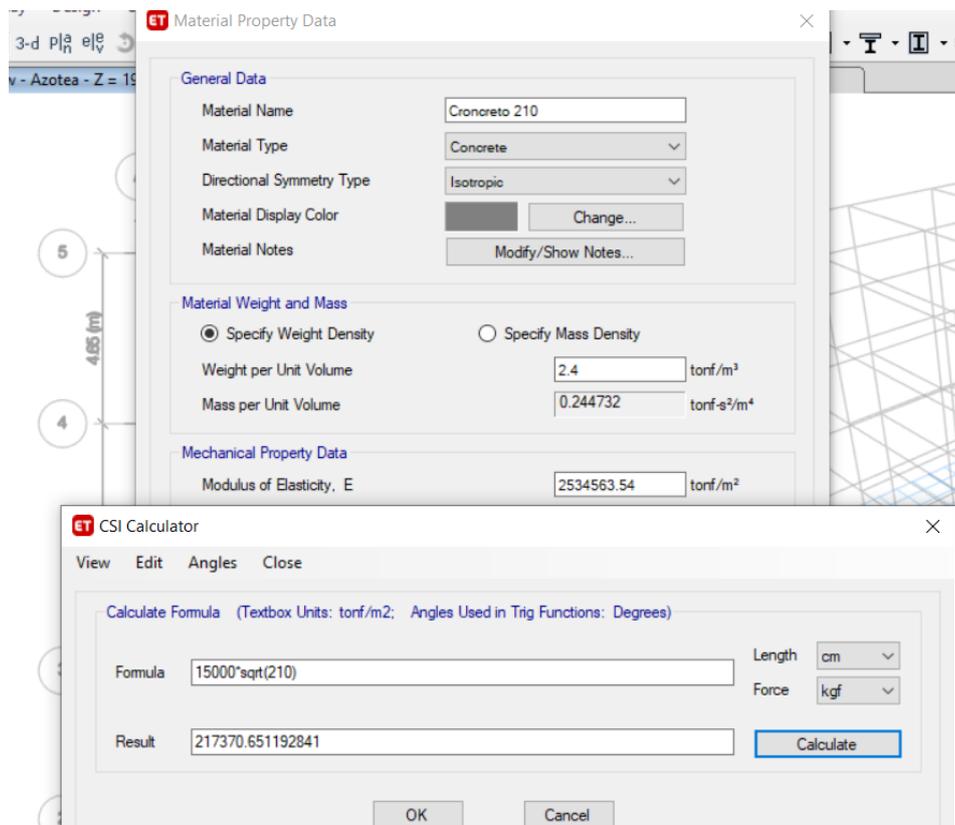


Figura 28. Ventana de Módulo de Elasticidad E  
Fuente: Los Autores

Para las propiedades de diseño de los materiales de concreto, se debe modificar la resistencia a compresión ( $f'_c$ ) a 2,100.00 tn/m<sup>2</sup>. A su vez, para tener en cuenta los efectos de variabilidad de la resistencia nominal ( $R_n$ ) se debe introducir el factor de reducción de resistencia ( $\phi$ ) según la sollicitación a la que esté sometido el elemento de concreto tales como viga o columna, donde se ha utilizado el Factor de Cortante y Torsión = 0.85.

Tabla 36. Factor de Reducción para el modelo.

Solicitación	Factor de Reducción ( $\Phi$ )
Flexión Pura	0.90
Flexión con Carga Axial de Tracción	0.90
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexo compresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.70

Fuente: Norma de Concreto Armado (E.060)

Elaboración: Los Autores

Figura 29. Ventana de Factor de Reducción  
Fuente: Los Autores

### Acero

Para el caso del acero, se usará como refuerzo al tipo A615 Grado 60 ( $f_y = 4,200.00$  kgf/cm<sup>2</sup>). Este tipo de acero es uno de los más comercializados e usados para el diseño de estructuras de concreto armado. En el programa informático Etabs, se muestra valores según la norma ASTM, en este caso se tomará la ASTM A615 para la barra refuerzo de Grado 60.

A continuación, se presenta las propiedades del acero que utilizamos:

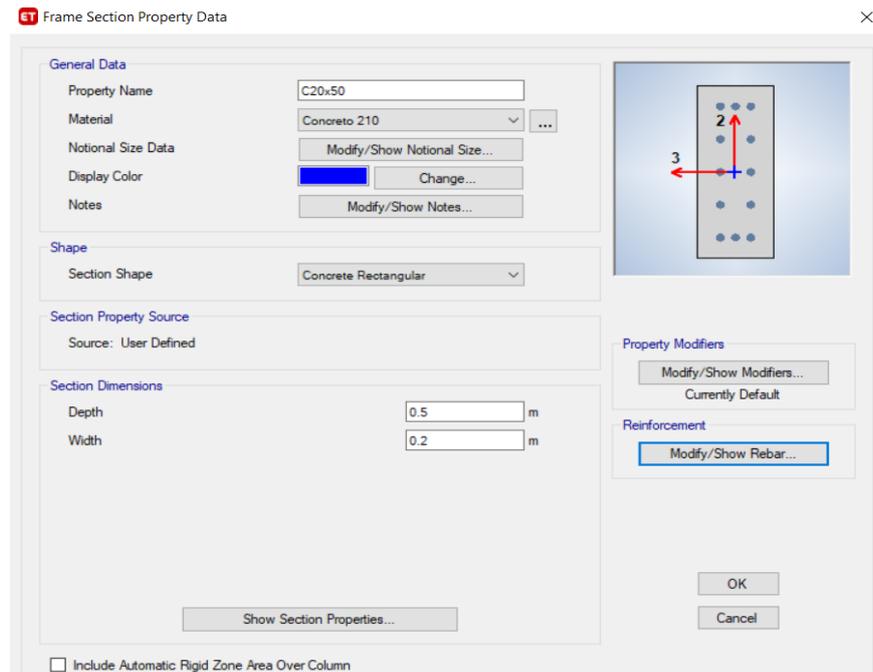
Esfuerzo de Fluencia:  $f_y = 4,200.00$  kg/cm<sup>2</sup>

Deformación Unitaria Máxima:  $\epsilon_s = 0.0021$

Módulo de Elasticidad:  $E_s = 2'000,000.00$  kg/cm<sup>2</sup>

### c) Definir Secciones

Tanto para vigas como para las columnas, se determina la sección en frame Section para poder escoger el tipo de elemento estructural que estamos definiendo, en este caso es Concrete Rectangular. Para cada caso añadimos nuevas propiedades en donde colocaremos su respectivo nombre y dimensión (Depth es la profundidad y Width es el ancho).



Propiedades de la Columna C20x50  
Elaborado: Los Autores

Una vez terminado de definir los diferentes tipos de secciones tanto para los elementos verticales y elementos horizontales, en la ventana Frame Properties en tipo All, debe de aparecer la totalidad de los elementos definidos para el proyecto.

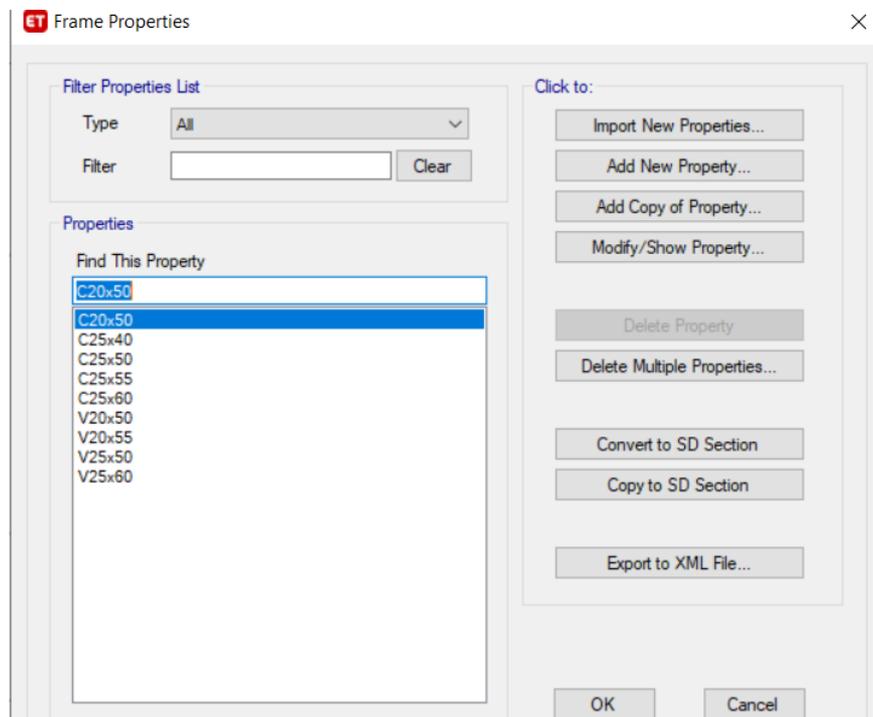


Figura 30. Ventana de Frame Properties: Secciones de Vigas y Columnas  
Elaborado: Los Autores

Finalmente modificaremos las propiedades del acero para vigas como columnas para ello nos vamos a la opción de la parte de:

Reinforcement → Modify / Show Rebar

La única parte que hará la diferencia entre viga y columna será en la opción Design Type en donde se pondrá si será Colum (columna) o Beam (Viga). Para el caso de las vigas se colocará el tipo de material de acero que previamente definimos, así como el recubrimiento que estamos considerando. En el caso de las columnas también colocamos el tipo de material de la misma forma que en las vigas, además se colocará la longitud de la barra de acero tanto longitudinal como en las zonas de confinamiento.

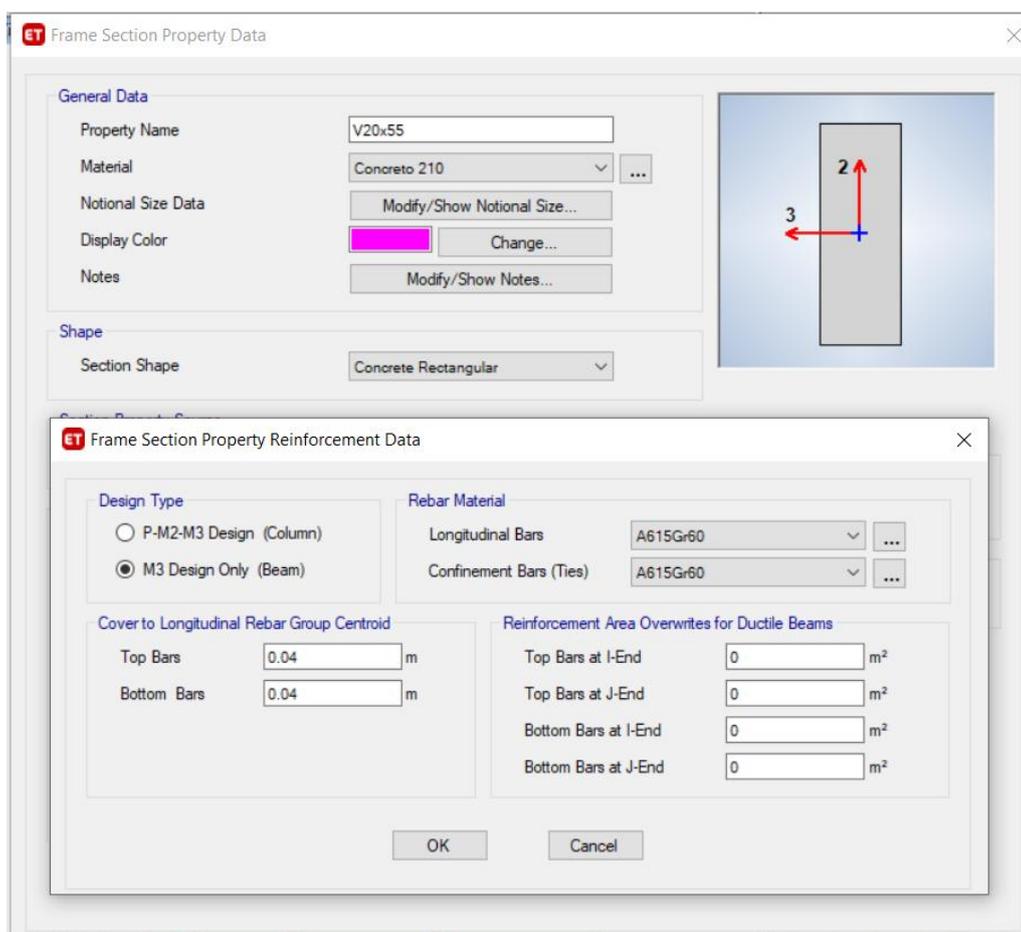
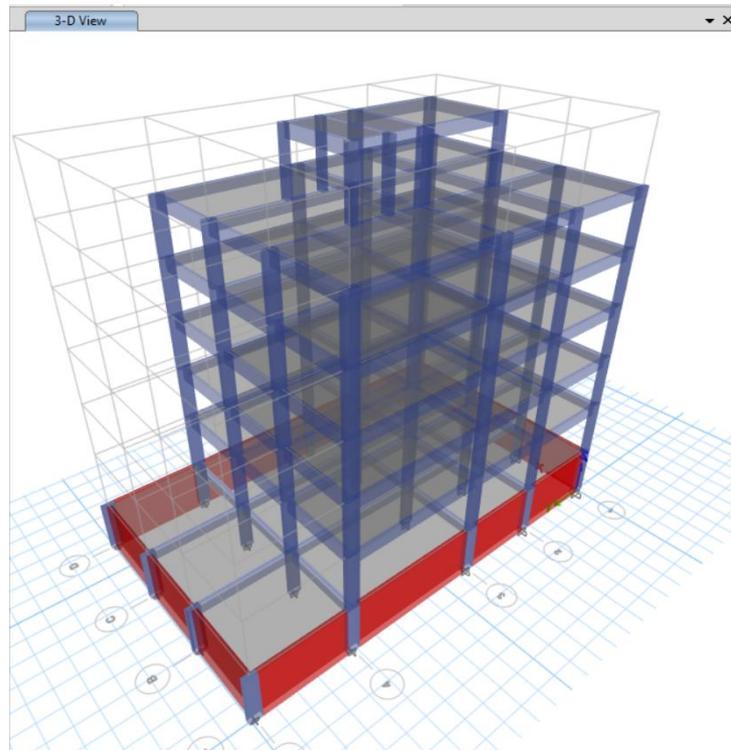


Figura 31. Ventana de Frame Section Property Reinforcement Data  
Elaborado: Los Autores

**d) Dibujo de elementos estructurales**

Ya teniendo definidas las secciones y las losas se procede a dibujar ya sea en vista de planta o en 3D con las herramientas de dibujo.



*Figura 32. Dibujo 3D del Proyecto*  
Elaborado: Los Autores

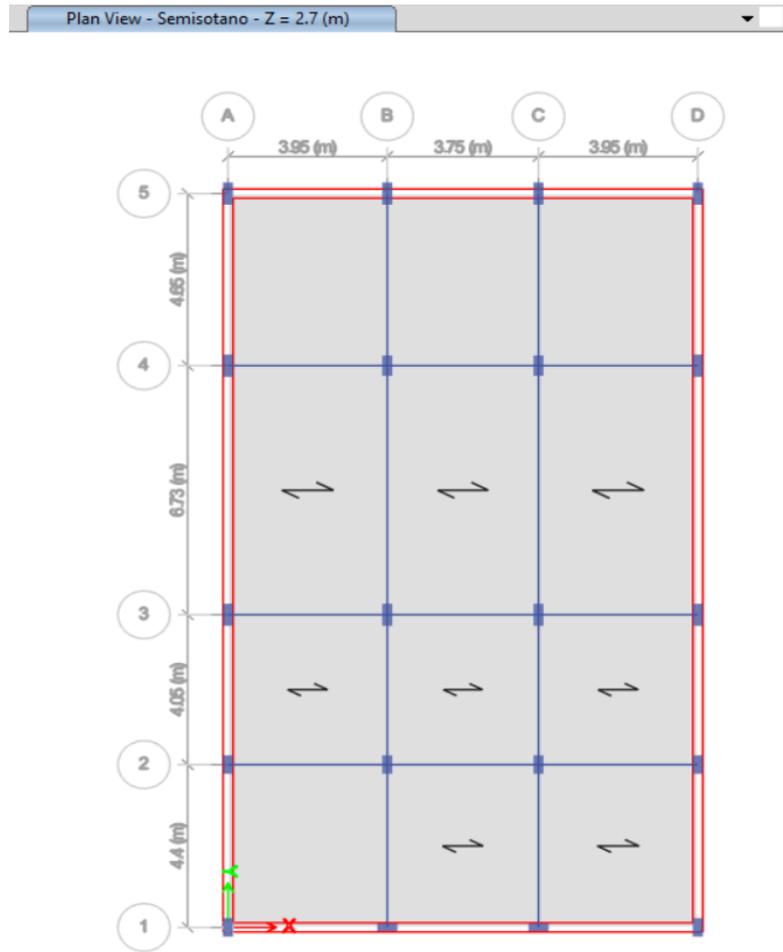


Figura 33. Dibujo 2D Planta del Proyecto  
Elaborado: Los Autores

### e) Diafragma

Al tener dibujado las losas, vigas, placas y columnas se procede a crear los diafragmas por cada nivel. Esto es debido a que gracias al diafragma la fuerza del sismo (fuerzas laterales) son distribuidas a los elementos resistentes como es el caso de muros y columnas (elementos verticales), la finalidad es amarra los muros de la estructura al igual que las columnas para formar un solo conjunto.

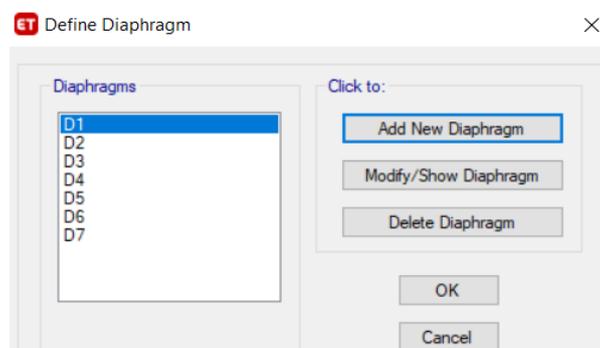


Figura 34. Ventana de Define Diaphragm  
Elaborado: Los Autores

Una vez creado los diafragmas se realiza la asignación de los diafragmas por cada nivel. Para ello en las opciones de Assign se selecciona la opción Joint y por último diafragma. Se selecciona todo el nivel y recién se aplica el diafragma. Y así sucesivamente por cada nivel.

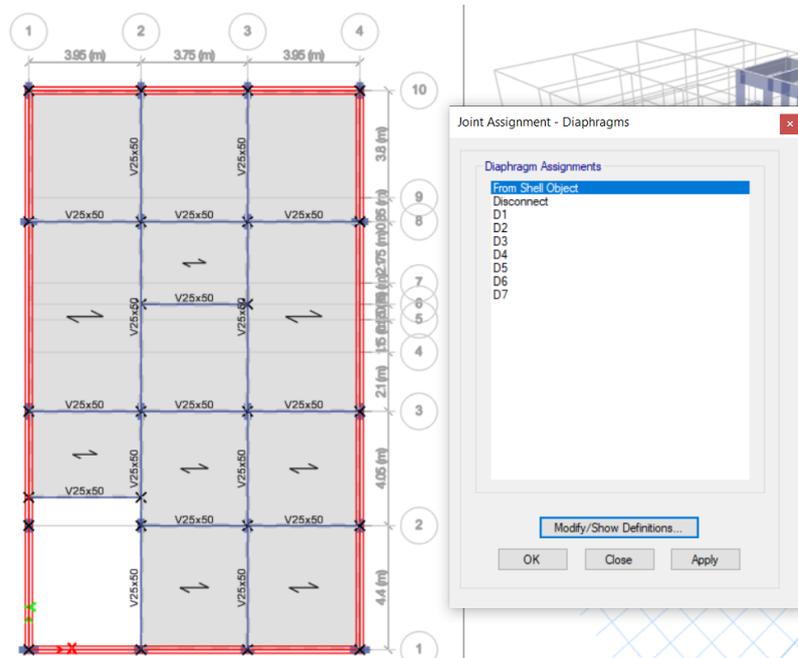


Figura 35. Ventana de Asignación de Diafragmas.  
Elaborado: Los Autores

### 4.2.3. Casos de Cargas y Combinaciones de diseño

#### a) Load Patterns

Al crear las cargas que vamos aplicar (load patterns) por defecto aparecerá la carga muerta y carga viva las cuales podemos cambiar el nombre, el tipo y el factor de multiplicación (self weight multiplier). Para este caso se considera la carga muerta, carga viva, la carga de sismo en el eje X y la carga de sismo del eje Y. La carga muerta tendrá un self weight multiplier igual a 1 el cual nos indica que no se considera el peso propio, de la estructura adicional a los tipos de carga muerta. En el caso de la carga viva es lo contrario se deja en 0.

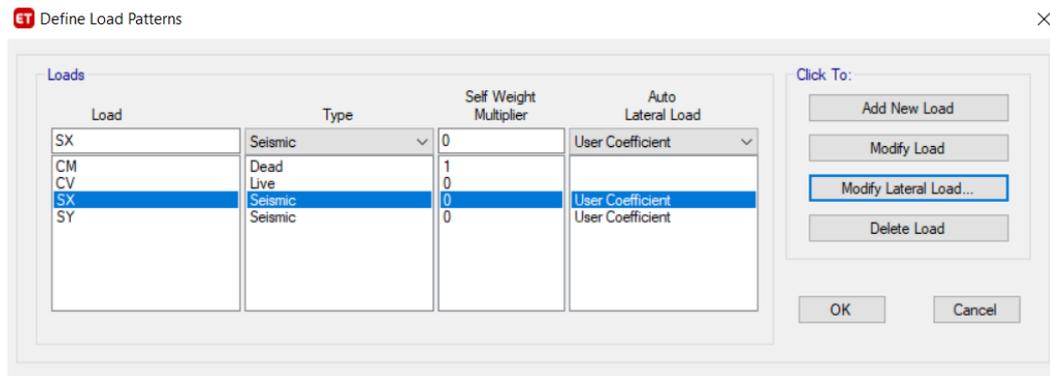


Figura 36. Ventana de Define Load Patterns  
Elaborado: Los Autores

En el caso del sismo en X y en Y se realizó prácticamente los mismos pasos. En primer lugar, el tipo será Seismic y el tipo de carga lateral (Auto Lateral load) es usando el coeficiente sísmico (User Coefficient) que en la Norma E030 lo estipula. Se realiza tanto para sismo en X como para el sismo Y, por último, se modificará la carga lateral el cual consiste en determinar la dirección y excentricidad de la carga, así mismo, los factores en donde se indica el coeficiente sísmico “C” y el factor “K”.

$$C = \frac{Z \cdot U \cdot C_s}{R}, \text{ en donde:}$$

El coeficiente sísmico, se obtuvo cuando uno identifique la zona del lugar del proyecto, el tipo de estructura, su factor amplificación, el tipo de suelo que se está trabajando y la reducción según las irregularidades que tenga, el valor obtenido es el que colocaremos en el Etabs.

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

Donde:

$H_n$  = Altura de la edificación

$C_t$  = 35 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sea solamente para pórticos de concreto armado.

Además:

Para T menor o igual a 0.5 segundos:  $k = 1.0$

Para T mayor que 0.5 segundos:  $k = (0.75 + 0.5 T) \leq 2.0$

Por último, el rango es muy importante para que el programa identifique de que nivel hasta que nivel se aplicará dicha fuerza sísmica. En este caso se realizó desde el semi sótano al quinto nivel. Todas estas secuencias también fueron realizadas para modificar el Sismo Y.

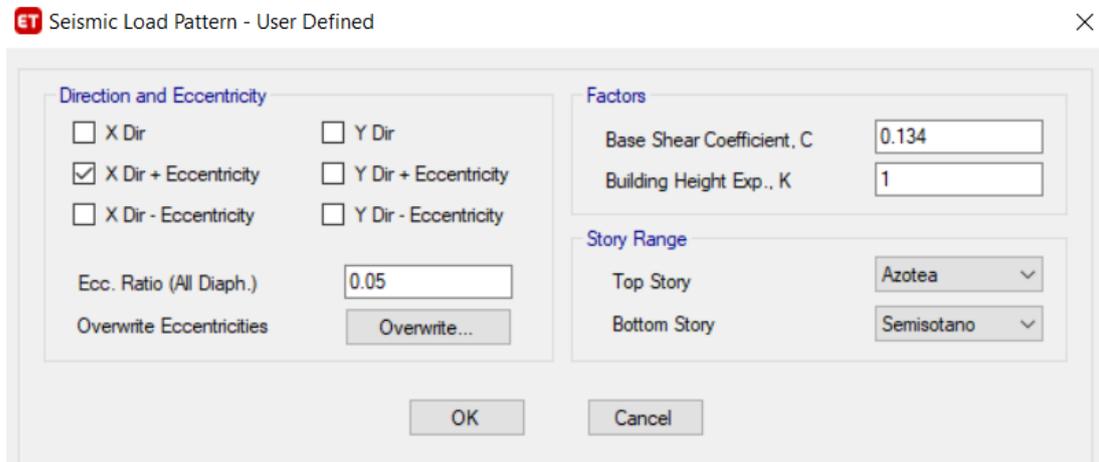


Figura 37. Venana de Seismic Load Pattern - User Defined  
Elaborado: Los Autores

### b) Response Spectrum

Gracias a las nuevas versiones del programa informático Etabs, la norma técnica peruana E030 ya está incluida en el Etabs, esto quiere decir que al crear el espectro sísmico solo será necesario seleccionar la Norma que se encuentra ahí para abrir una nueva ventana y modificar con los datos que también están en la norma.

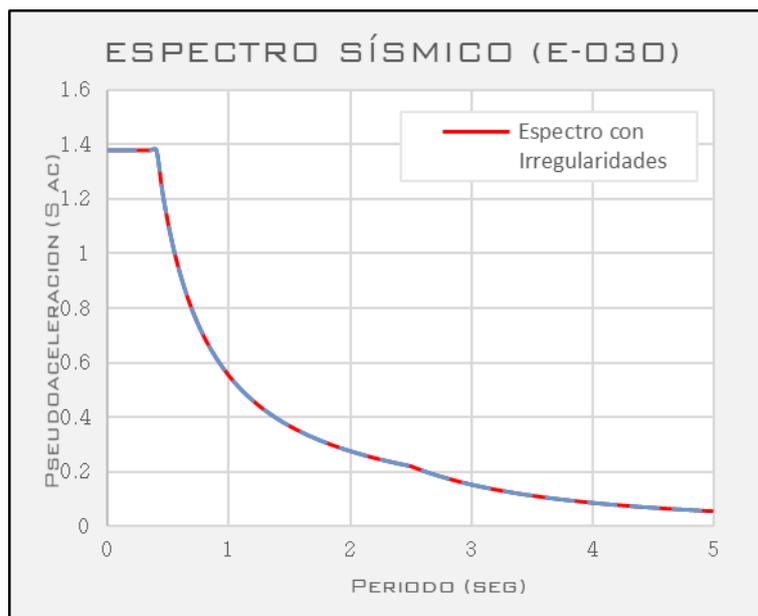


Figura 38. Espectro Sismico  
Elaborado: Los Autores

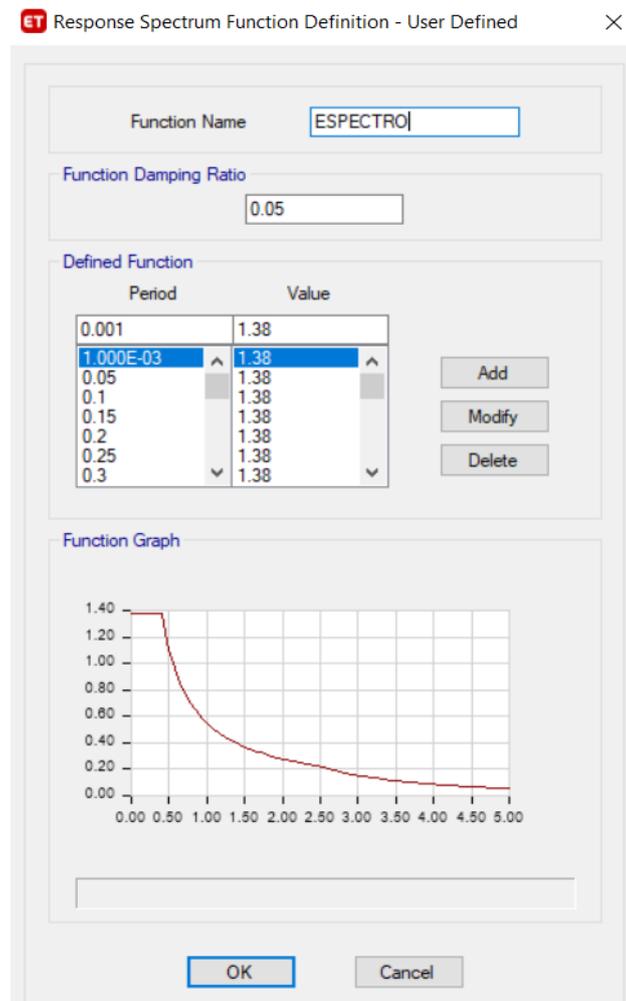


Figura 39. Definición de la función del espectro sísmico  
Elaborado: Los Autores

### c) Load Cases

Solamente se obtiene los load cases previamente definido las cargas que aplicamos a esta estructura es decir los load Patterns ya que automáticamente se crea las cargas, solamente que para la carga de sismo se aplica el espectro lo cual se realizó previamente.

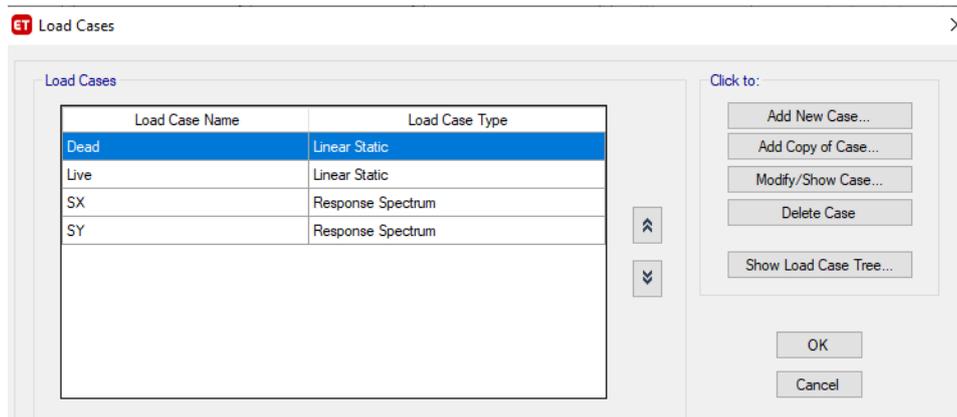


Figura 40. Ventana de Load Cases  
Elaborado: Los Autores

#### d) Load Combination Data

Las combinaciones de cargas se aplicaron como esta en la Norma E.030, por lo tanto, se añadió las 9 combinaciones. Al añadir se modifica sus valores por cada combinación, como se muestra e la imagen.

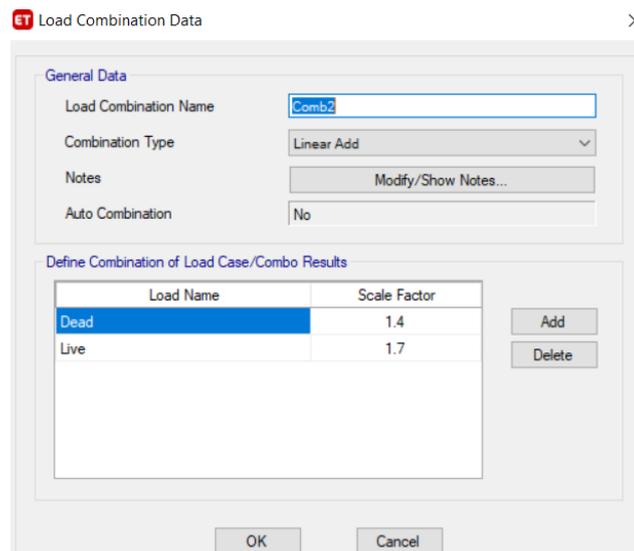
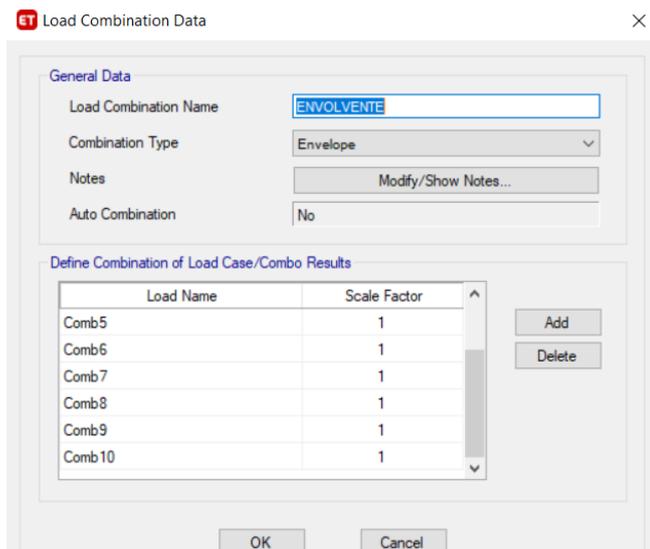


Figura 41. Ventana de Load Combination Data  
Elaborado: Los Autores

Cabe resaltar que se aplicó una carga adicional que la hemos llamado Envolvente la cual contiene las 9 combinaciones de carga con la finalidad de diseñar la estructura. Es importante que al crearla se debe modificar el tipo de análisis del programa ya que es un tipo envolvente y por defecto siempre esta como lineal.



Módulo de Elasticidad  
Elaborado: Los Autores

### e) Mass Source Data

Para estimar el peso total de la edificación, nos hemos guiado de la norma E.030 ya que nos dice como estimar el peso total y mucho depende de un porcentaje de carga viva y de la categoría de la edificación. Para este caso es una edificación tipo “C” ya que es una edificación de vivienda, por lo tanto, se tomó el 25 % de la carga viva. Como se muestra en la imagen se modificó el nombre y los valores, además se modificó el tipo de masa que se considera, en este caso se utilizó Carga especial.

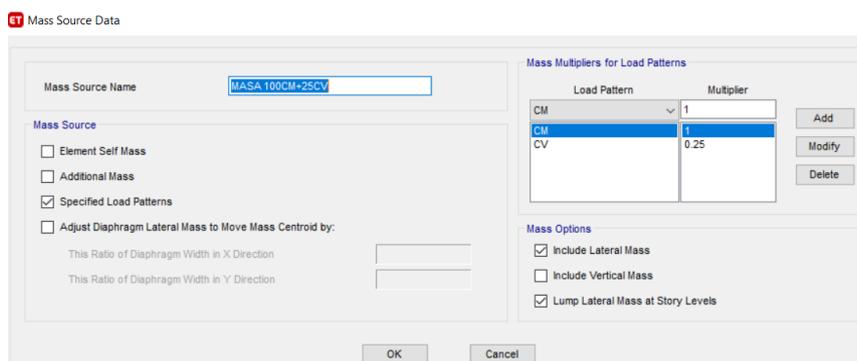


Figura 42. Ventana de Mass Source Data  
Elaborado: Los Autores

#### 4.2.4. Asignación y distribución de Cargas

##### a) Restricción

Una vez dibujado toda la estructura se procede a realizar las restricciones de las bases, señalando en la base toda la planta y asignando restricciones de tipo empotrado.

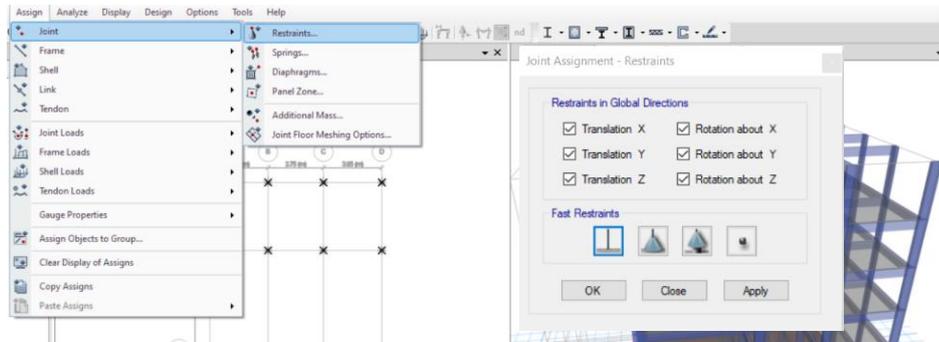


Figura 43. Ventana de Restricciones  
Elaborado: Los Autores

##### b) Asignación de cargas

Finalmente asignamos las cargas de las losas (Shell loads) de una manera uniforme, en donde observamos que debíamos colocar seleccionando la losa, luego el tipo de carga y por último el valor de la carga, siempre teniendo en cuenta las unidades. Este mismo procedimiento se realizó para la Carga Muerta y Carga Viva.

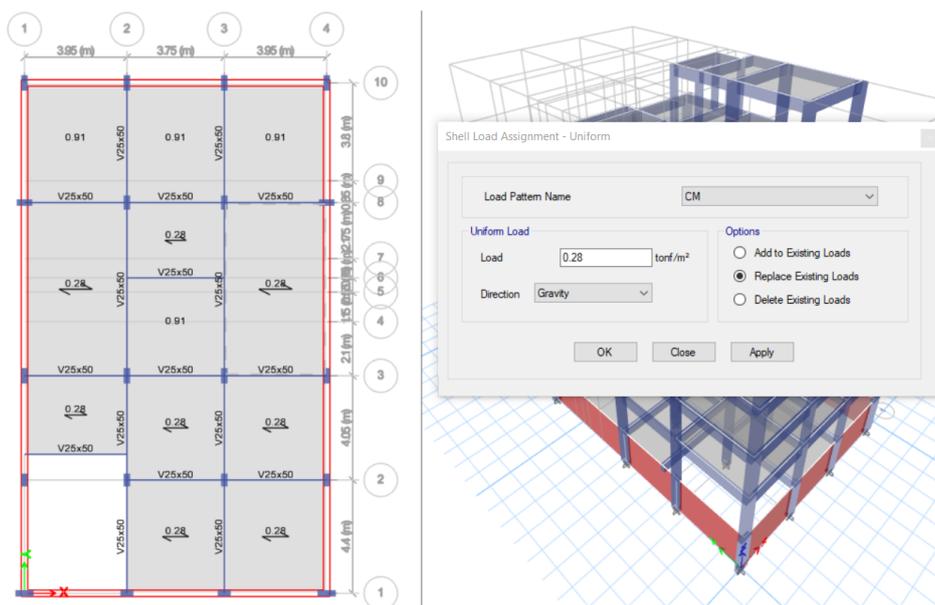


Figura 44. Asignación de Carga Muerta  
Fuente: Los Autores

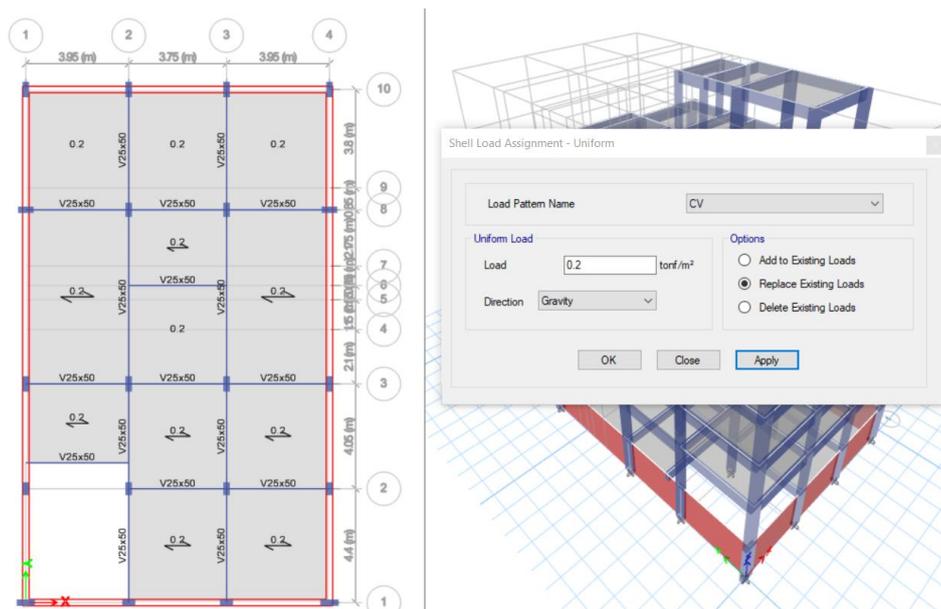


Figura 45. Asignación de Carga Viva  
Elaborado: Los Autores

#### 4.2.5. Análisis Sísmico

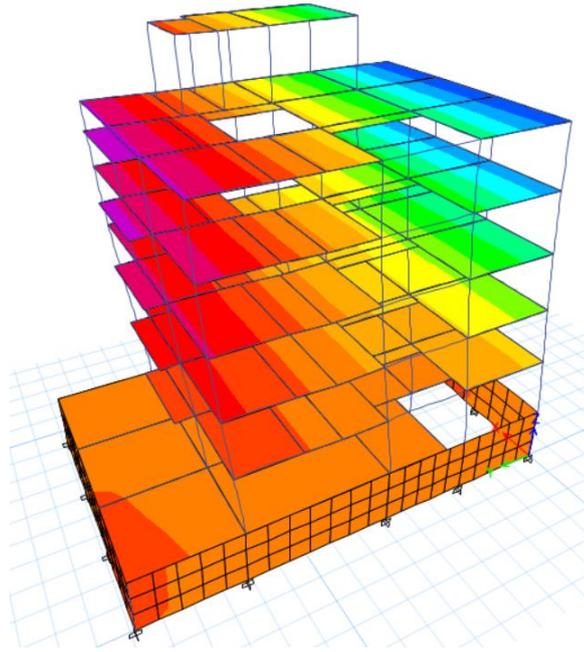
##### a) Modos y Periodos Resultantes

Tabla 37

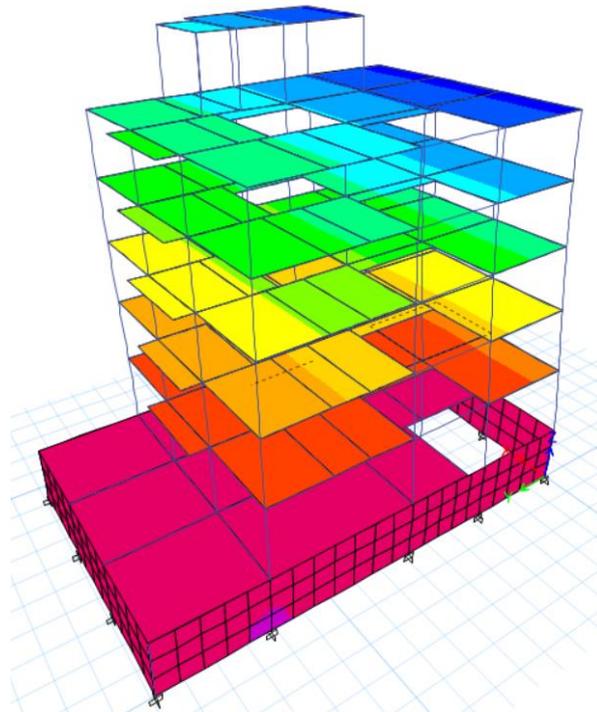
*Modos y Periodos de la edificación*

Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	ModalMass	ModalStiff
1	0.6670	-0.0032	-0.0867	0.0000	0.3710	-0.0141	-0.0401	0.0001	0.0091
2	0.6000	-0.0857	0.0040	0.0000	-0.0156	-0.3679	-0.1607	0.0001	0.0112
3	0.4730	0.0154	0.0052	0.0000	-0.0089	0.0426	-0.5268	0.0001	0.0180
4	0.2110	0.0009	0.0294	0.0000	0.2615	-0.0073	0.0182	0.0001	0.0905
5	0.1900	0.0299	-0.0010	0.0000	-0.0079	-0.2617	0.0442	0.0001	0.1115
6	0.1490	0.0045	0.0033	0.0000	0.0186	-0.0423	-0.1824	0.0001	0.1809
7	0.1350	0.0103	0.0003	0.0000	0.0012	-0.0462	0.0245	0.0001	0.2220
8	0.1190	-0.0006	0.0158	0.0000	0.0608	0.0036	0.0265	0.0001	0.2853
9	0.0990	0.0138	0.0012	0.0000	0.0077	-0.0648	-0.0148	0.0001	0.4100
10	0.0930	-0.0113	0.0002	0.0000	0.0007	0.0643	-0.0409	0.0001	0.4639
11	0.0900	-0.0001	0.0090	0.0000	0.0667	-0.0017	-0.0354	0.0001	0.4949
12	0.0770	-0.0026	0.0030	0.0000	0.0237	0.0197	0.0994	0.0001	0.6761
13	0.0700	-0.0021	-0.0088	0.0000	-0.0540	0.0151	0.0205	0.0001	0.8262
14	0.0640	-0.0140	0.0000	0.0000	-0.0011	0.0946	-0.0045	0.0001	0.9928
15	0.0550	0.0009	0.0052	0.0000	0.0305	-0.0057	0.0064	0.0001	1.3251
16	0.0510	0.0067	0.0016	0.0000	0.0115	-0.0459	-0.0751	0.0001	1.5746
17	0.0480	-0.0145	-0.0015	0.0000	-0.0096	0.0925	-0.0031	0.0001	1.7173
18	0.0440	-0.0361	-0.0072	0.0000	-0.0486	0.2440	0.0391	0.0001	2.0675
19	0.0380	-0.0025	-0.0002	0.0000	-0.0015	0.0160	-0.0357	0.0001	2.8496
20	0.0310	-0.0004	0.0019	0.0000	0.0119	-0.0011	0.0624	0.0001	4.2174

Elaborado: Los Autores

**MODO 1 – (T = 0.667)**

*Figura 46.* Deformación de la estructura debido al modo 1  
Elaborado: Los Autores

**MODO 2 – (T = 0.600)**

*Figura 47.* Deformación de la estructura debido al modo 2  
Elaborado: Los Autores

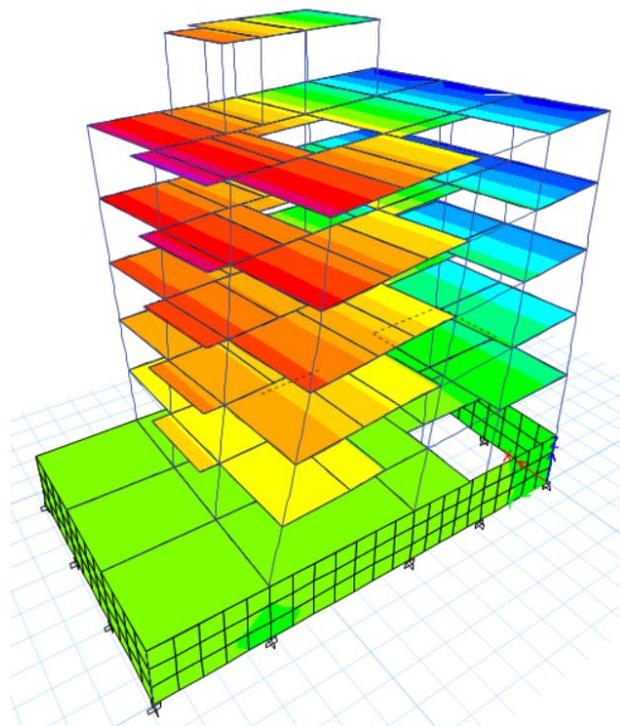
**MODO 3 – (T = 0.473)**

Figura 48. Deformación de la estructura debido al modo 3  
Elaborado: Los Autores

**b) Factor de Irregularidad**

**Sismo X:** Irregularidad torsional

Tabla 38

*Factor de irregularidad torsional del edificio en la dirección X*

<b>SISMO</b>	<b>Piso</b>	<b>Max</b>	<b>CM</b>	<b>Prom</b>	<b>Max/ CM</b>	<b>Max/ Prom</b>	<b>Condición</b>
<b>X</b>	Azotea	0.2727	0.2296	0.24421	1.19	1.12	Regular
	5	0.3564	0.2865	0.26732	1.24	1.33	Regular
	4	0.3428	0.2756	0.24402	1.24	1.15	Regular
	3	0.2921	0.2501	0.20281	1.17	1.02	Regular
	2	0.2583	0.2081	0.18124	1.24	1.20	Regular
	1	0.1794	0.1466	0.19325	1.24	1.20	Regular

Elaborado: Los Autores

**Sismo Y: Irregularidad torsional**

Tabla 39

*Factor de irregularidad torsional del edificio en la dirección Y*

SISMO	Piso	Max	CM	Prom	Max /CM	Max/Prom	Condición
Y	Azotea	0.1227	0.0873	0.0942	1.41	1.3	Regular
	5	0.1247	0.085	0.0885	1.47	1.41	Regular
	4	0.1137	0.0793	0.0786	1.43	1.42	Regular
	3	0.0945	0.0705	0.0637	1.34	1.31	Regular
	2	0.0855	0.0578	0.072	1.48	1.19	Regular
	1	0.0564	0.0548	0.111	1.03	0.51	Regular

Elaborado: Los Autores

En este caso no hay irregularidades ya que  $\Delta\text{MAX}/\Delta\text{Prom}$  es mayor que 1.3 pero menor a 1.5. Finalmente, se aplicó la regularidad en ambos sentidos, se obtiene un factor de Reducción sísmico (R) para el sismo en X, Y.

$$R_x = 8$$

$$R_y = 8$$

**c) Control De Desplazamientos Laterales**

La Norma específica para el cálculo de los desplazamientos laterales de las estructuras que son regulares se debe multiplicar por 0.75 veces el valor de R, de los resultados de los desplazamientos obtenidos en el análisis. Para estructuras regulares se debe multiplicar por 1.00 veces el valor de R, de los resultados de los desplazamientos obtenidos por el análisis.

A su vez la norma indica que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso, estableciendo que para estructuras de concreto armado es igual a 0.007 y para albañilería es 0.005. Así tenemos Derivas de los 5 pisos y en las dos direcciones principales del edificio, del Sismo en X:

Tabla 40

*Derivas de los 5 pisos del Sismo en X*

Story	Carga	Derivas	Deriva Máxima Permisible	Condición
Azotea	SDX	0.004	0.007	Ok
5	SDX	0.005	0.007	Ok
4	SDX	0.005	0.007	Ok
3	SDX	0.004	0.007	Ok
2	SDX	0.004	0.007	Ok
1	SDX	0.002	0.007	Ok

Elaborado: Los Autores

Así tenemos Derivas de los 5 pisos y en las dos direcciones principales del edificio, del Sismo en Y:

Tabla 41

*Derivas de los 5 pisos del Sismo en Y*

Story	Carga	Derivas	Deriva Máxima Permisible	Condición
Azotea	SDY	0.002	0.007	Ok
5	SDY	0.002	0.007	Ok
4	SDY	0.001	0.007	Ok
3	SDY	0.001	0.007	Ok
2	SDY	0.001	0.007	Ok
1	SDX	0.001	0.007	Ok

Elaborado: Los Autores

#### d) Junta de Separación Sísmica

Para evitar el contacto durante un movimiento sísmico las estructuras deben estar separada por una distancia mínima con la estructura colindante, la cual debe ser igual al mayor de los siguientes valores:  $2/3$  de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes o 3 cm. La estructura se retirará de los límites de propiedad colindante a otros lotes edificables, o con edificaciones, para ello la distancias no deber ser menor de  $2/3$  del desplazamiento máximo calculado, según el numeral 5.1 de la norma E 030. Finalmente se tomó una junta sísmica adecuada para de la siguiente distribución:

- Se estimó la junta sísmica total de 5.50 cm en el piso 1 a la Azotea en la dirección X.
- Se estimó la junta sísmica total de 5.50 cm en el piso 1 a la Azotea en la dirección Y.

Tabla 42

Desplazamientos de Entrepiso y Junta Estimada. (X-X)

Story	Load	Desp. Entrepiso	Desp. Entrepiso Corregido	Desp. adm	Max. Desplaz	Max. Desplaz Corregido	Junta (cm)
Azotea	SX	0.001082	0.6492	2.1	0.012593	7.56	5.04
T5	SX	0.001568	0.9408000	1.96	0.013157	7.89	5.26
T4	SX	0.002320	1.3920000	1.96	0.011589	6.95	4.64
T3	SX	0.002934	1.7604000	1.96	0.009269	5.56	3.71
T2	SX	0.003277	1.9662000	1.96	0.006335	3.80	2.53
T1	SX	0.002960	1.7760000	1.96	0.003058	1.83	1.22
					0.000098		

Elaborado: Los Autores

Tabla 43

Desplazamientos de Entrepiso y Junta Estimada. (Y-Y)

Story	Load	Desp. Entrepiso	Desp. Entrepiso Corregido	Desp. Adm.	Max. Desplaz	Max. Desplaz Corregido	Junta (cm)
Azotea	SY	0.000713	0.4278	2.1	0.013339	8.00	5.34
T5	SY	0.001365	0.8190000	1.96	0.012626	7.58	5.05
T4	SY	0.002146	1.2876000	1.96	0.011261	6.76	4.50
T3	SY	0.002780	1.6680000	1.96	0.009115	5.47	3.65
T2	SY	0.003192	1.9152000	1.96	0.006335	3.80	2.53
T1	SY	0.003104	1.8624000	1.96	0.003143	1.89	1.26
					0.000039		

Elaborado: Los Autores

## e) Análisis Estático y Análisis dinámico

DIRECCION X				DIRECCION Y			
hn =	19.00	:	Altura de la estructura	19.00	:	Altura de la estructura	
Tp =	0.4	:	Suelo intermedio	0.4	:	Suelo intermedio	
T=Estático	0.422	:	X	0.422	:	T=Estático	Y
ESTRUCTURA							
C =	2.368	C <= 2.5	⇒	C =	2.37	DIRECCION X	
C =	2.368	C <= 2.5	⇒	C =	2.37	DIRECCION Y	
Datos :							
Z =	0.45			0.45			
U =	1.0			1.0			
S =	1.00			1.00			
R =	8			8			
Peso de la Estructura P :							
Peso total	=	848.09		ton			
Reemplazando de (1) tenemos:							
CORTANTE EN LA BASE DIRECCION X:				CORTANTE EN LA BASE DIRECCION Y:			
V =	112.99 t			V =	112.99 t		
ZUSC/R =	0.13			ZUSC/R =	0.13		
FACTOR DE ESCALAMIENTO							
Direccion Sismo	C estático	C dinámico	Factor escalamiento				
X	112.99	67.70	1.335				
Y	112.99	62.29	1.451				

Figura 49. Cálculo de cortante sísmico

### 4.2.6. Diseño de los elementos estructurales

#### a) Diseño de Vigas

Tomamos como referencia el acero de 5/8" o en los peores casos el acero de 3/4" ya sea para casos excepcionales como cargas de jardín o de piscina, lo cuales requieren un reforzamiento mayor. Además, para una viga que se repite en todos los niveles la cual cómo podemos ver nos muestra que para el acero longitudinal requiere 2 fierros de 5/8", adicionalmente a ello se necesita reforzar tanto el acero positivo como negativo para ello se aplicará una varilla de acero de 1/2".

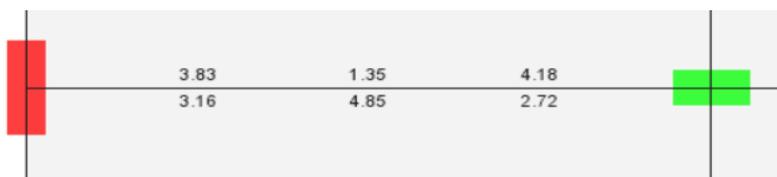


Figura 50. Ejemplo de Acero de Viga en Etabs  
Elaborado: Los Autores

Es por ello que, para diseñar las vigas, podremos observar el área de acero de todas las vigas por cada planta, en donde nos mostrará el área de acero del momento positivo y del momento negativo.

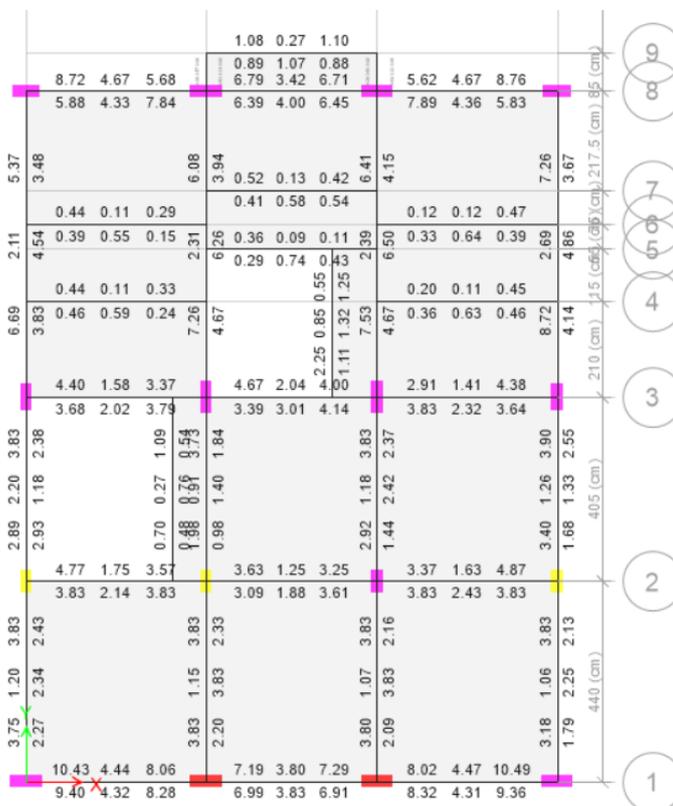


Figura 51. Áreas de Acero de Vigas  
Elaborado: Los Autores

Siempre se debe verificar el momento, las deflexiones y la fuerza cortante que nos da de resultado la viga que estamos analizando para ello, en el programa informativo Etabs, nos muestra la opción para poder verificar de una manera exacta y verificando que cumpla con los parámetros mínimos que se menciona en la Norma E060.

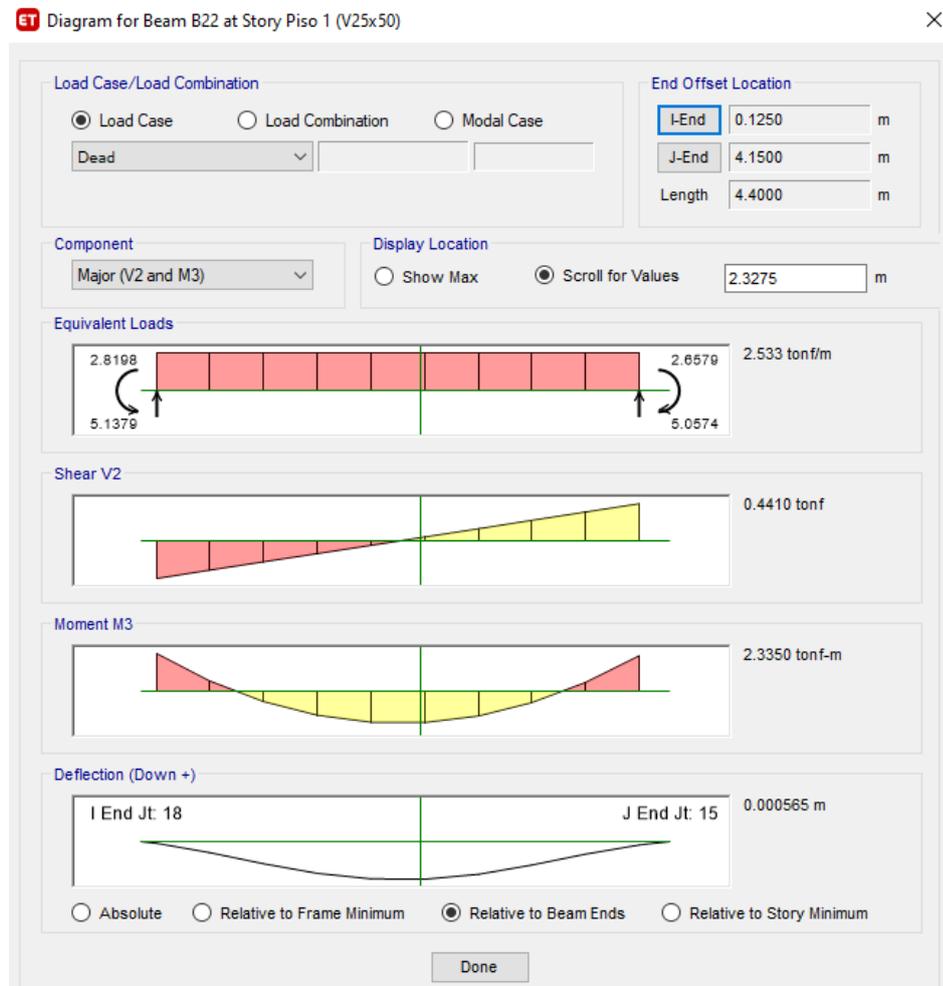


Figura 52. Diagramas de momento y deflexiones de carga muerta  
Elaborado: Los Autores

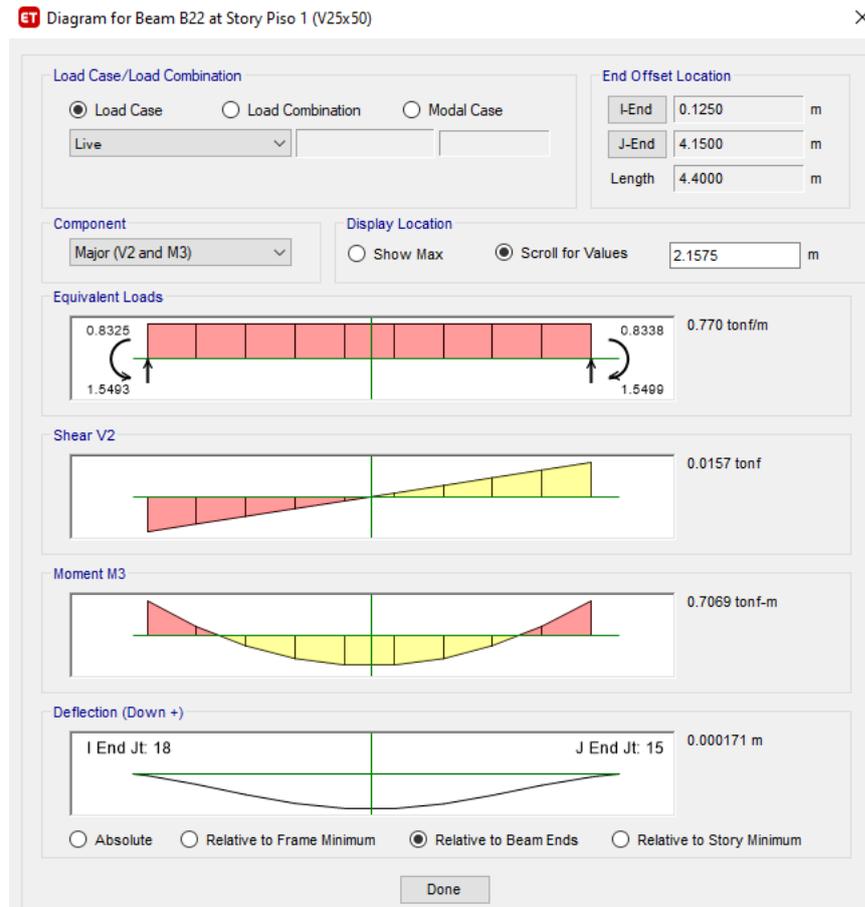


Figura 53. Diagramas de momento y deflexiones de carga viva  
 b) Elaborado: Los Autores

**c) Diseño de Columnas**

Para el diseño de columnas se determinó mediante el porcentaje de cuantía, la cual va depender de la carga que se aplicó a la losa y también de la sección con la que se diseñó.

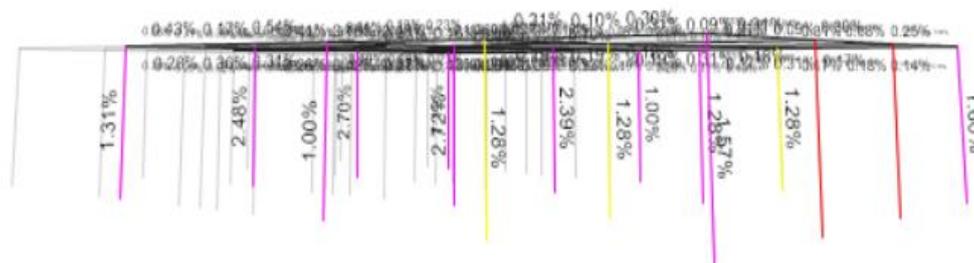


Figura 54. Porcentaje de cuantías de las vigas de un nivel  
 Elaborado: Los Autores

Siempre es necesario tener en cuenta y verificar el diagrama de interacción para conocer la curva y que cumpla con lo que se estipula en la Norma E060.

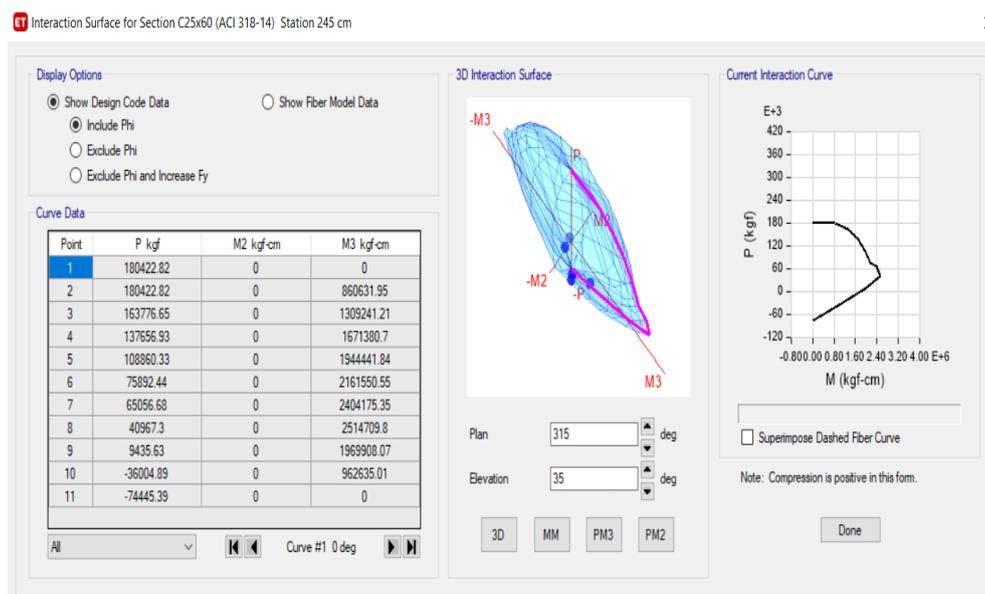


Figura 55. Diagramas de interacción  
Elaborado: Los Autores

Finalmente, al cumplir todos los requerimientos necesarios y verificar con los parámetros mínimos estipulados en la Norma E060 se procede al diseño que gracias al programa Etabs nos brinda el porcentaje de la cuantía y el área de acero que requiere dicha columna.

Para esta columna de 25 cm. x 60 cm de sección se requiere un área de acero de 23.79 cm<sup>2</sup> para lo cual se necesitará 12 fierros de 5/8”.

**Axial Force and Biaxial Moment Design For  $P_u$ ,  $M_{u2}$ ,  $M_{u3}$**

Design $P_u$ kgf	Design $M_{u2}$ kgf-cm	Design $M_{u3}$ kgf-cm	Minimum M2 kgf-cm	Minimum M3 kgf-cm	Rebar Area cm <sup>2</sup>	Rebar % %
14985.32	-531720.19	518364.87	34076.62	49811.21	23.79	1.59

**Axial Force and Biaxial Moment Factors**

	$C_m$ Factor Unitless	$\delta_{ns}$ Factor Unitless	$\delta_s$ Factor Unitless	K Factor Unitless	Effective Length cm
Major Bend(M3)	0.390998	1	1	1	245
Minor Bend(M2)	0.233593	1	1	1	245

**Shear Design for  $V_{u2}$ ,  $V_{u3}$**

	Shear $V_u$ kgf	Shear $\Phi V_c$ kgf	Shear $\Phi V_s$ kgf	Shear $\Phi V_p$ kgf	Rebar $A_v/s$ cm <sup>2</sup> /cm
Major, $V_{u2}$	7992.34	0	7992.34	7992.34	0.0484
Minor, $V_{u3}$	4146.53	0	4146.53	4146.53	0.0655

Figura 56. Diagramas de momento de la Columna  
Elaborado: Los Autores

### d) Diseño de Losa

En el caso del diseño de losa, se diseñó a parte como si fuera una viga simplemente apoyada con la luz que habíamos determinado al inicio y con la sección del aligerado.

Luces y Alturas (m)										
Tramo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Altura arriba	2.80	2.80								
Luz	3.70									
Altura abajo	2.80	2.80								

Sección Transversal										
Tramo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Columna arriba										
Viga	ALIGERADC									
Columna abajo										

Condiciones Especiales											
Nudo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Código	0.25	0.25									

Indicar F o valor numérico (ancho) para apoyo fijo, R para rótula, E para empotramiento y A para la combinación de F y R

Figura 57. Definición de la sección de la losa  
Elaborado: Los Autores

Se aplica las cargas que previamente hemos medrado y que el Etabs nos brinda sobre el momento del sismo para poder a partir de ello obtener el diseño de la columna.

Cargas Uniformemente Distribuidas										
tramo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$W_D$ (t/m)	0.313									
$W_L$ (t/m)	0.136									

Momentos de Sismo en las Caras de Apoyo										
tramo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$M_i$ (t m)	0.300									
$M_j$ (t m)	0.180									

Figura 58. Cargas distribuidas y momento de sismo de Losa  
Elaborado: Los Autores

Finalmente, obtenemos los diagramas y envolvente de momentos flectores y de las fuerzas cortantes, así mismo obtenemos el refuerzo de flexión en donde obtuvimos el área de acero para la losa aligerada de 20 cm. A partir de ello pudimos definir el acero que incluimos para este paño el cual fue 1 varilla longitudinal de 3/8" y de refuerzo para el acero positivo es de 1 varilla de 1/2".

Diagramas y Envoltas de Momentos Flectores											
x	0.125	0.470	0.815	1.160	1.505	1.850	2.195	2.540	2.885	3.230	3.575
D	0.070	0.238	0.368	0.461	0.517	0.536	0.517	0.461	0.368	0.238	0.070
S	0.300	0.252	0.204	0.156	0.108	0.060	0.012	0.036	0.084	0.132	0.180
L mín											
L máx	0.030	0.103	0.160	0.200	0.225	0.233	0.225	0.200	0.160	0.103	0.030
M <sub>U</sub> mín	-0.288	-0.038									-0.138
M <sub>U</sub> máx	0.493	0.715	0.875	0.986	1.106	1.146	1.106	0.986	0.787	0.565	0.343

Diagramas y Envoltas de Fuerzas Cortantes											
x	0.125	0.470	0.815	1.160	1.505	1.850	2.195	2.540	2.885	3.230	3.575
D	0.540	0.432	0.324	0.216	0.108	0.000	-0.108	-0.216	-0.324	-0.432	-0.540
S	0.139	0.139	0.139	0.139	0.139	0.139	0.139	0.139	0.139	0.139	0.139
L mín							-0.047	-0.094	-0.141	-0.188	-0.235
L máx	0.235	0.188	0.141	0.094	0.047	0.000					
V <sub>U</sub> mín					-0.042	-0.174	-0.356	-0.538	-0.720	-0.924	-1.155
V <sub>U</sub> máx	1.155	0.924	0.720	0.538	0.356	0.174	0.042				

Figura 59. diagramas y envoltas de momentos de la Losa  
Elaborado: Los Autores

Refuerzo de Flexión											
x	0.125	0.470	0.815	1.160	1.505	1.850	2.195	2.540	2.885	3.230	3.575
M <sub>U</sub> mín	-0.288	-0.038									-0.138
M <sub>U</sub> máx	0.493	0.715	0.875	0.986	1.106	1.146	1.106	0.986	0.787	0.565	0.343
A <sub>s</sub> sup	0.57	0.08									0.29
A <sub>s</sub> inf	0.78	1.14	1.40	1.58	1.78	1.84	1.78	1.58	1.25	0.89	0.57
p											

Refuerzo de Corte											
x	0.125	0.470	0.815	1.160	1.505	1.850	2.195	2.540	2.885	3.230	3.575
V <sub>U</sub> mín					-0.042	-0.174	-0.356	-0.538	-0.720	-0.924	-1.155
V <sub>U</sub> máx	1.155	0.924	0.720	0.538	0.356	0.174	0.042				
s □ #3	8.5										8.5

Figura 60. Refuerzo de Flexión  
Elaborado: Los Autores

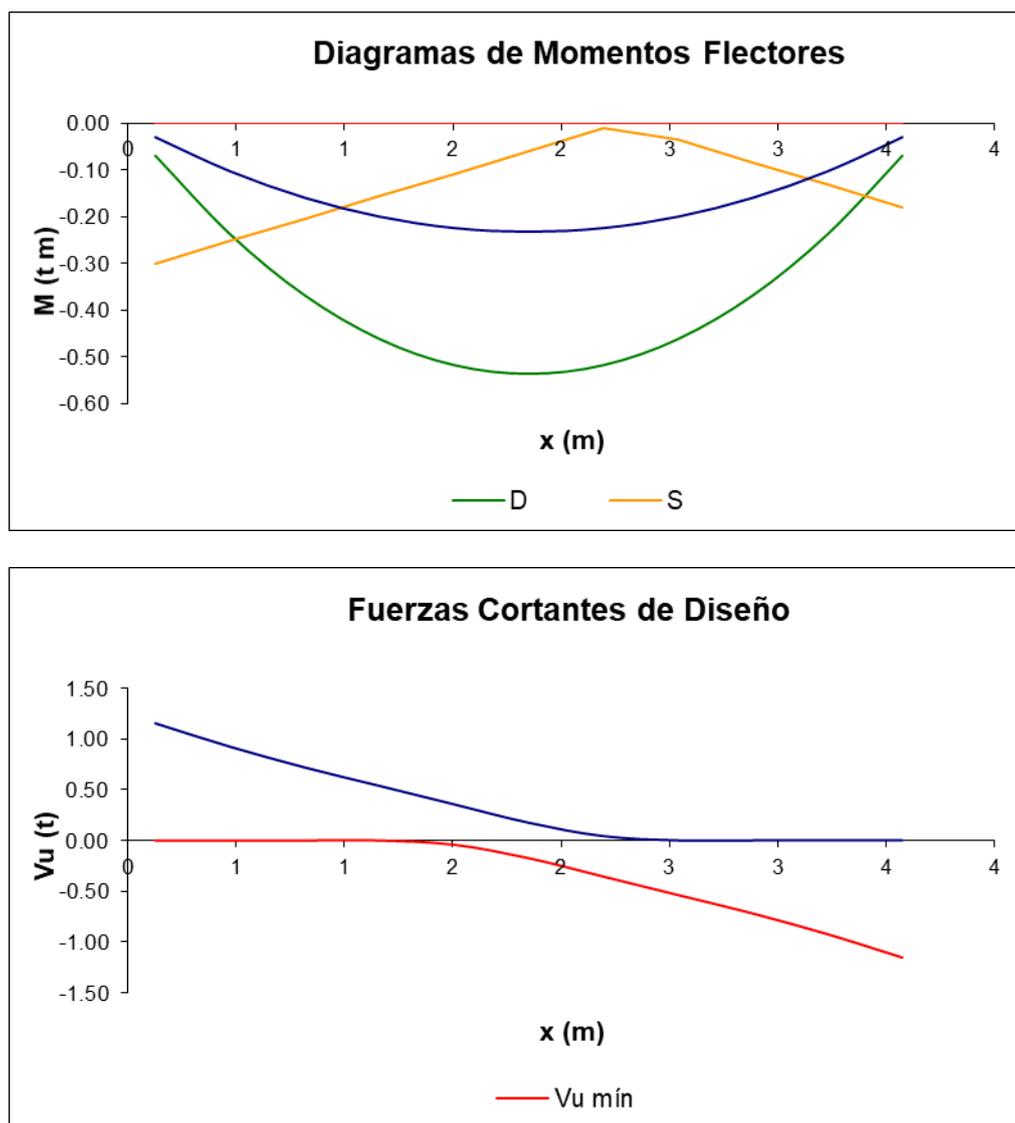


Figura 61. Diagrama Momento Flector y Fuerza Cortante  
Elaborado: Los Autores

### 4.3. Diseño con el Método Tradicional

#### 4.3.1. Estructuración y predimensionamiento

La estructuración y predimensionamiento que se le da al proyecto debe cumplir las disposiciones arquitectónicas al igual que los requisitos estructurales.

##### a) Criterios de Estructurales

###### Simplicidad y simetría

Da una mayor probabilidad de predecir el comportamiento sísmico de la estructura debido a su simplicidad.

Asu vez, la Simplicidad en idealizar el modelo estructural sísmico es más confiable, debido que la estructura es simétrica. Además, disminuye las posibilidades de cometer errores en los procesos constructivos del proyecto, debido que hay elementos o estructuras típicas.

### **Uniformidad de y continuidad de la estructura**

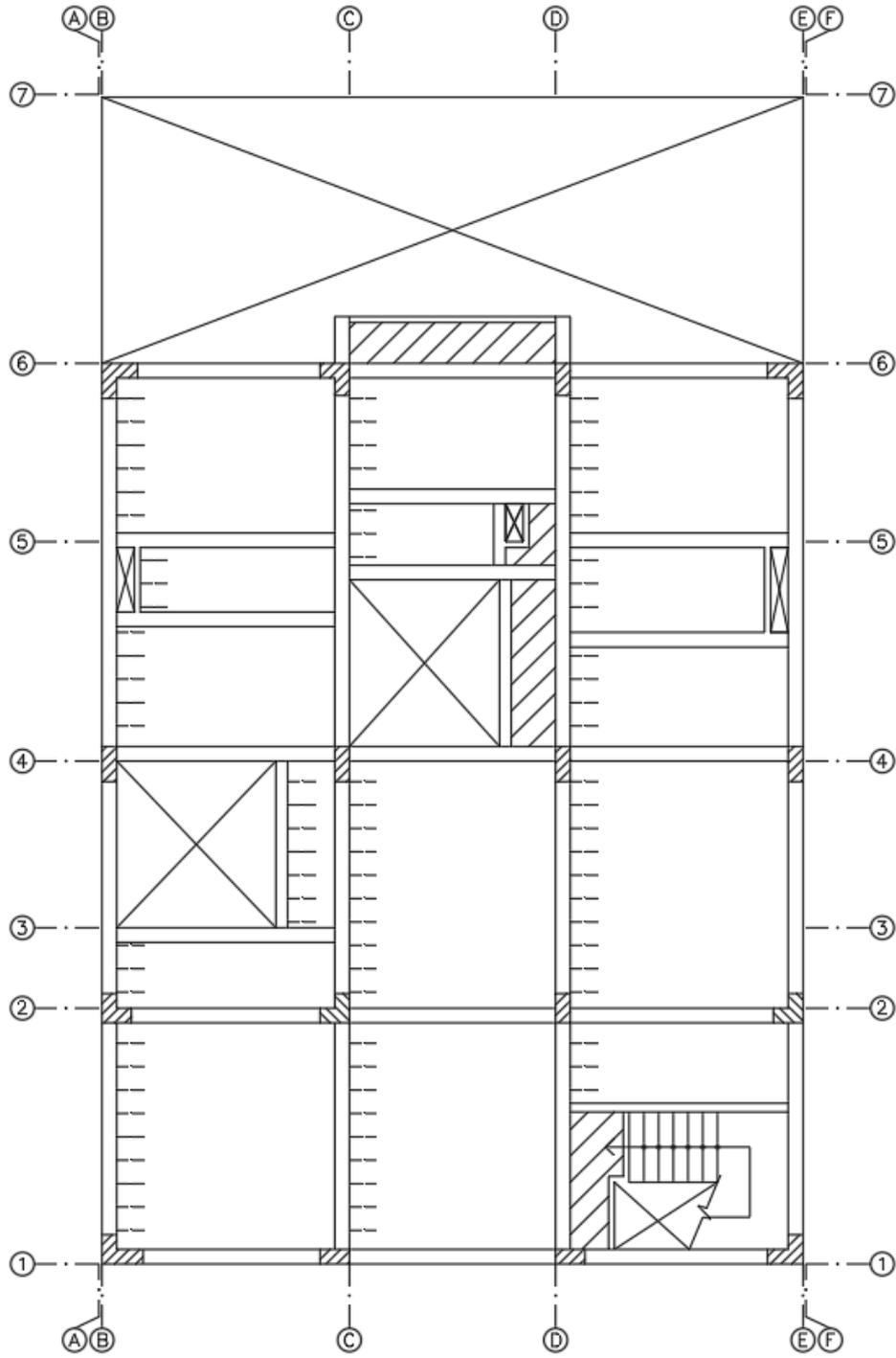
La estructura del proyecto es continua tanto en su elevación como a nivel de planta, esto decido que se busca que los elementos estructurales tanto verticales como horizontales no cambien de manera brusca su rigidez.

### **Hiperestaticidad y monolitismo**

La estructura tiene hiperestaticidad, el cual busca mejorar la capacidad resistente del edificio frente a fuerzas horizontales o fuerzas sísmicas, esto debido que forma rotulas plásticas en la estructura, que ayudar a dispersar y amortiguar la energía que produce un sismo. El monolitismo es un criterio importante, debido que se buscó que la estructura se comporte como si fuera un único elemento estructural.

### **Rigidez Lateral**

La estructuración del edificio debe cumplir los lineamientos que se indican en la norma sismorresistente (E.030), para así resistir las fuerzas horizontales sin tener consecuencias de deformaciones importantes en los elementos estructurales, lo cual podría generar daños considerables en la estructura. Es por ello que es necesario que la estructura cuenta con elementos verticales como columnas, placas o muros portantes, lo cual puedan formar pórticos con las vigas para así tener una mayor rigidez lateral.



*Figura 62.* Estructuración a través del método tradicional  
Elaboración: Los Autores

## b) Predimensionamiento

### Losa Aligerada

Para realizar el dimensionamiento de la losa aligerada, calculamos el peralte respecto a la luz libre que existe entre los soportes de la losa. Para ello hemos tomado como referencia la luz libre más crítica de la losa, el cual se encuentra entre el eje 2 y el eje 4. Se recomienda realizar la siguiente relación:

$$\text{Peralte del Aligerado (h)} = \frac{\text{Ln (Longitud de la luz libre)}}{25} = \frac{4.25}{25} = 17 \text{ cm}$$

Verificando el peralte de la luz libre, tenemos que se debe dimensionar con 17 cm para el peralte de la losa, no obstante, se prefirió usar el peralte de 20 cm para tener un mejor comportamiento rígido, además de cumplir con el criterio recomendado, el cual nos indica que se debe colocar  $h = 20$  cm para los tramos que van desde 4.00 m a 5.50 m.

### Losas Macizas

Respecto a las losas macizas, se puede apreciar que los paños son tramos pequeños, ubicado en los voladizos y escalera, donde podría ocurrir una falla de diafragma rígido, es por ello que se optó que el peralte de la losa macizo sea de 20 cm al igual que el de la losa aligerada, además cumpliendo lo indicado en el criterio recomendado, el cual el peralte para las luces menores de 6.50 m debe ser 20 cm.

### Vigas Chatas

Las Vigas chatas no son vigas estructurales, es por ello que el peralte es el mismo que tiene la losa aligerada o maciza según sea el caso con un ancho variable según la carga presentada, por lo que se puede ampliar o disminuir según sea conveniente, sin embargo, se recomienda que el ancho no sea a menor al ancho del muro.

### Vigas Peraltadas

Para dimensionar las vigas peraltadas, lo hemos realizado en función al tramo libre entre apoyos, para ello hemos utilizado el siguiente criterio:

$$\text{Peralte (h)} = \frac{\text{Ln (Longitud de la luz libre)}}{12}$$

Además, las vigas estructurales o peraltadas tendrán un ancho de 25 cm, esto debido que en la norma de Concreto Armado se especifica que los elementos resistentes a fuerzas laterales no deben ser menor a 25 cm, además que para casos práctico se recomiendan que la base de cumplir la siguiente expresión:

$$\text{Base}(b) = \frac{\text{Peralte } (h)}{2} \quad \text{ó} \quad \frac{2 \times \text{Peralte } (h)}{3}$$

A su vez con el objetivo de uniformizar los peraltes de las vigas estructurales, hemos escogido como peralte general 0.50 m, y la base 0.25 m.

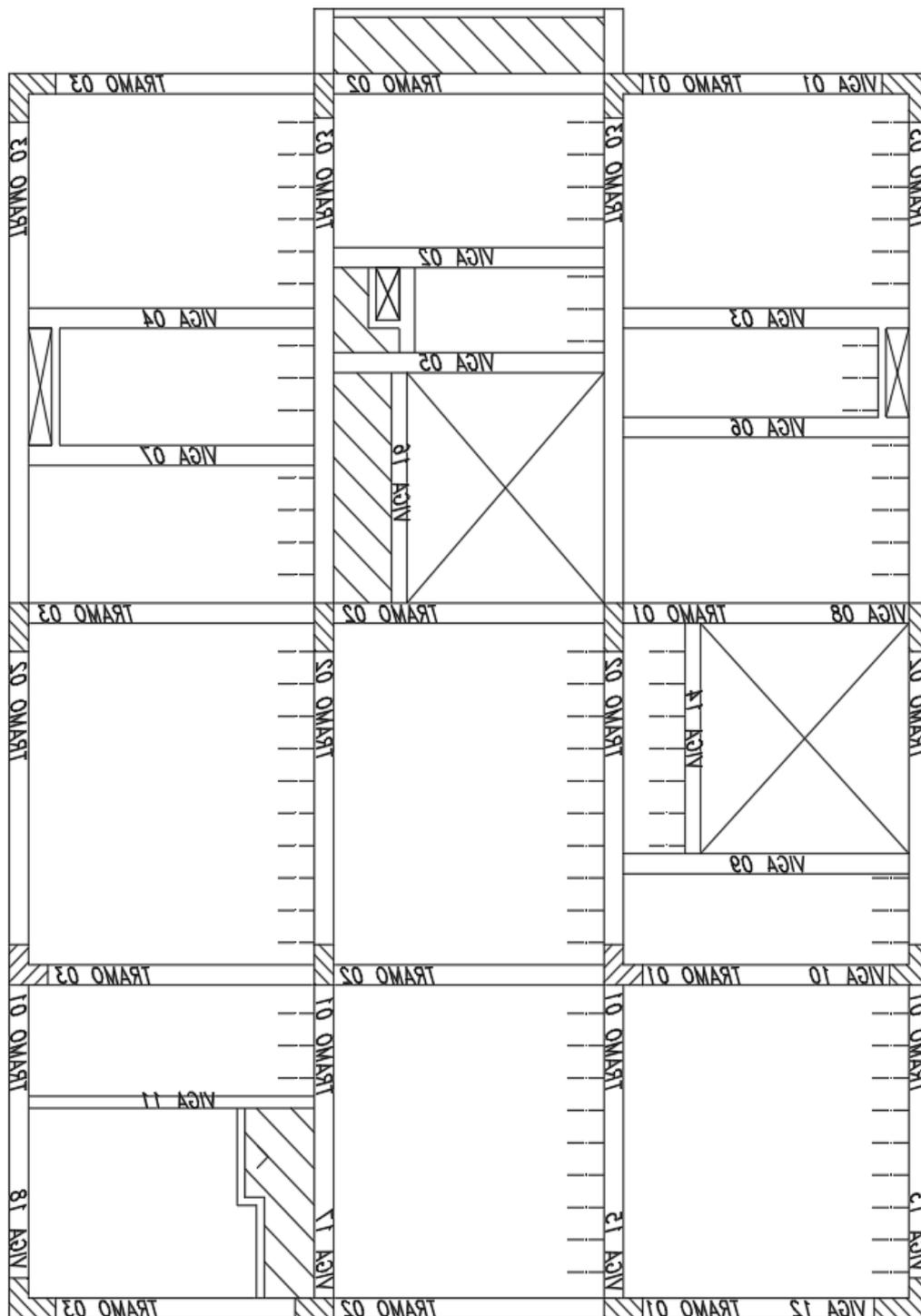


Figura 63. Distribución de Vigas Peraltadas  
 Elaboración: Los Autores

Tabla 44

*Predimensionamiento de Vigas Peraltadas*

Viga	Tramo	Ln (m)	Ln / 12	h (m)	h asumida (m)	b (m)	b asumida (m)
Viga 01	01	3.10	0.26	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
	02	3.50	0.29	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
	03	3.35	0.28	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
Viga 02	01	3.50	0.29	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
Viga 03	01	3.70	0.31	0.35	<b>0.50</b>	0.18	<b>0.25</b>
Viga 04	01	3.70	0.31	0.35	<b>0.50</b>	0.18	<b>0.25</b>
Viga 05	01	3.50	0.29	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
Viga 06	01	3.70	0.31	0.35	<b>0.50</b>	0.18	<b>0.25</b>
Viga 07	01	3.70	0.31	0.35	<b>0.50</b>	0.18	<b>0.25</b>
Viga 08	01	3.70	0.31	0.35	<b>0.50</b>	0.18	<b>0.25</b>
	02	3.50	0.29	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
Viga 09	03	3.70	0.31	0.35	<b>0.50</b>	0.18	<b>0.25</b>
	01	3.70	0.31	0.35	<b>0.50</b>	0.18	<b>0.25</b>
Viga 10	01	3.20	0.27	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
	02	3.50	0.29	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
	03	3.45	0.29	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
Viga 11	01	3.70	0.31	0.35	<b>0.50</b>	0.18	<b>0.25</b>
Viga 12	01	3.00	0.25	0.25	<b>0.50</b>	0.13	<b>0.25</b>
	02	3.50	0.29	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
	03	3.10	0.26	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
Viga 13	01	3.63	0.30	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
	02	3.62	0.30	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
	03	5.95	0.50	0.50	<b>0.50</b>	0.25	<b>0.25</b>
Viga 14	01	2.85	0.24	0.25	<b>0.50</b>	0.13	<b>0.25</b>
Viga 15	01	3.88	0.32	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
	02	3.62	0.30	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
	03	6.00	0.50	0.35	<b>0.50</b>	0.18	<b>0.25</b>
Viga 16	01	2.85	0.24	0.25	<b>0.50</b>	0.13	<b>0.25</b>
Viga 17	01	3.88	0.32	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
	02	3.62	0.30	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
	03	6.00	0.50	0.35	<b>0.50</b>	0.18	<b>0.25</b>
Viga 18	01	3.63	0.30	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
	02	3.62	0.30	0.30	<b>0.50</b>	0.15	<b>0.25</b>
	03	5.95	0.50	0.50	<b>0.50</b>	0.25	<b>0.25</b>

Elaboración: Los Autores

**Columna**

Teniendo en cuenta que la ubicación de las columnas está limitada a las restricciones del plano arquitectónico del proyecto, y que el área tributaria no es tan grande, además se trata de un proyecto de cinco pisos con un semisótano, por lo cual la carga a soportar no es de gran envergadura. Se ha utilizado dos expresiones para poder obtener el área de las columnas según la ubicación:

$$\text{C. Centrada} \quad : \quad A_{\text{Col}} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45 \cdot f'c}$$

$$\text{C. Esquinada /C. Excéntrica} \quad : \quad A_{\text{Col}} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.35 \cdot f'c}$$

Donde:

$$P_{\text{servicio}} = P \times A. \text{ Trib.} \times N^{\circ} \text{ de pisos}$$

Para ello debemos saber que el Peso (P) es según el tipo de categoría de la edificación, el cual podría ser los siguientes:

Categoría A:  $P = 1500 \text{ kg/m}^2$

Categoría B:  $P = 1250 \text{ kg/m}^2$

Categoría C:  $P = 1000 \text{ kg/m}^2$

Tomando como ejemplo la columna C7, el cual es una columna centrada y va desde el semisótano hasta el quinto piso.

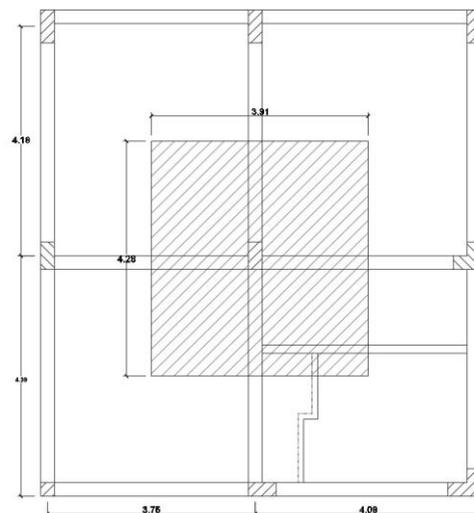


Figura 64. Área Tributaria de Columna Ejemplo  
Elaboración: Los Autores

Entonces sabiendo el área tributaria, el peso según el tipo de categoría y el número de pisos, se puede hallar el  $P_{servicio}$ .

$$P_{servicio} = 1000 \text{ kg/m}^2 \times 16.73 \text{ m}^2 \times 6 \text{ pisos}$$

$$P_{servicio} = 100,380 \text{ kg}$$

Luego hallamos el área de columna, sabiendo que se trata de una columna centrada con un  $f'c$  de 210 kg/cm<sup>2</sup>.

$$A_{col} = \frac{100380 \text{ kg}}{0.45 \times 210 \text{ kg/cm}^2} = 1062.22 \text{ cm}^2$$

Según el área de columna obtenida hemos optado por una columna de 25 cm x 50 cm<sup>2</sup> el cual cumple con lo solicitado.

### Escalera

Para la escalera debemos definir los tramos, el paso y contrapaso, en ese caso estamos realizando el tramo típico del proyecto, respecto al paso y contrapaso estamos tomando lo que se indica en los planos de arquitectura, donde el paso (P) = 0.25 m. y el contrapaso (CP) = 0.175 m.

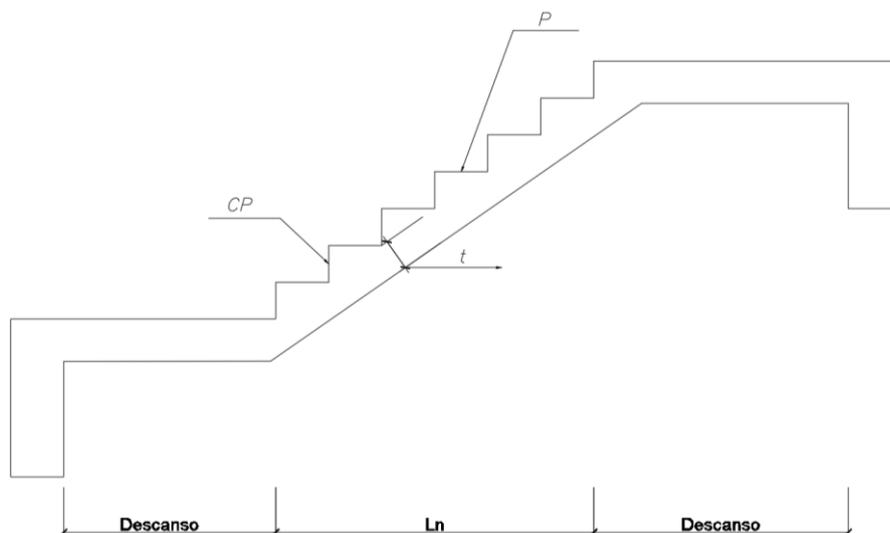


Figura 65. Escalera típica  
Elaboración: Los Autores

Proseguimos hallando el espesor de la Losa de la escalera, utilizando la siguiente expresión:

$$t = \frac{Ln}{25} = \frac{1.50}{25} = 0.06 \text{ m}$$

Sin embargo, en este caso nos guiaremos de la arquitectura donde el plano indica 0.15 m.

Luego proseguimos hallando la altura promedio (hm) de la escalera, utilizando la siguiente expresión:

$$hm = h + \frac{CP}{2} = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{CP}{2}$$

Hallando  $\cos\theta$ :

$$\cos \theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = \frac{0.25}{\sqrt{0.25^2 + 0.175^2}} = 0.82 \text{ m.}$$

$$\cos \theta = 0.82 \text{ m.}$$

Entonces reemplazando en la expresión de altura promedio (hm), tenemos:

$$hm = \frac{0.15}{0.82} + \frac{0.175}{2} = 0.27 \text{ m}$$

$$hm = 0.27 \text{ m}$$

Tenemos que el hm es de 0.27 m., a su vez el P es de 0.25 m., el CP es de 0.175 m y t es de 0.15 m.

#### 4.3.2. Metrado de Cargas

##### Metrado de Carga de Losa Aligerada

Se realiza analizando una vigueta típica de la losa aligerada, el cual tiene un ancho de 0.40 m, además se debe tomar en consideración las cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) que actúan sobre la vigueta. Las losas aligeradas han sido definidas con un peralte de 0.20

mts en los cinco niveles, a su vez según la norma, se define el peso propio de 0.30 ton/m<sup>2</sup> respectivamente.

Tabla 45

*Peso Propio de la Losa según su espesor*

Espesor de Losa (m)	Espesor de Losita (m)	Peso Propio (Ton/m <sup>2</sup> )
0.17	0.05	0.28
0.20	0.05	0.30
0.25	0.05	0.35
0.30	0.05	0.42

Fuente: Norma de Cargas (E.020)

Elaboración: Los Autores

Las cargas muertas (CM) que actúan en la vigueta vendrían hacer el peso propio de la losa aligerado, el peso del acabado del piso terminado se considerando 0.10 ton/m<sup>2</sup>. Para la tabiquería (muros de albañilería) con dirección perpendicular a la dirección de la vigueta se metra como si fuera una carga puntual, para el caso de la tabiquería en dirección paralela a la vigueta se metra como si fuera una carga distribuida actuante a lo largo de la longitud del muro de albañilería. Las cargas vivas son establecidas por norma, de acuerdo al uso que se da encima de la vigueta.

Tabla 46

*Metrado de Carga de Losa Aligerada*

	Carga	Operaciones	Resultado
<b>Carga Muerta</b>	Peso Propio	0.30 ton/m <sup>2</sup> x 0.40 m = 0.12 ton/m	CM = 0.23 ton/m
	Piso Terminado	0.10 ton/m <sup>2</sup> x 0.40 m = 0.04 ton/m	
	Tabiquería	0.18 ton/m <sup>2</sup> x 0.40 m = 0.07 ton/m	
<b>Carga Viva</b>	Sobre Carga	0.20 ton/m <sup>2</sup> x 0.40 m = 0.08 ton/m	CV = 0.08 ton/m

Elaboración: Los Autores

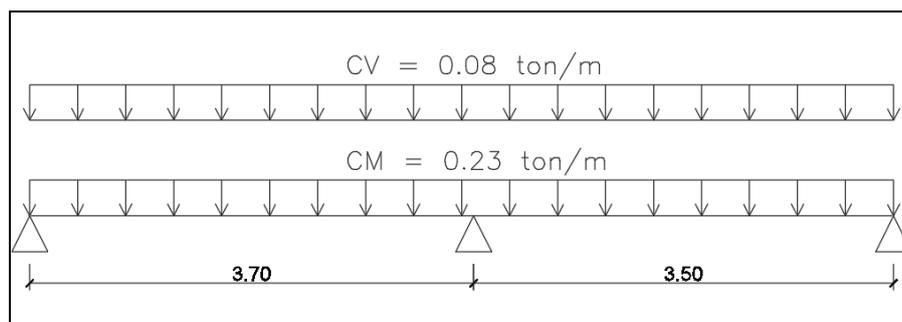


Figura 66. Distribución de Carga de la Losa Aligerada  
Elaboración: Los Autores

### Metrado de Carga de Losa Maciza

Para realizar el metrado de carga de una losa maciza vamos a considerar las cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) que actúan en 1 m. de ancho. Además, en este caso estamos utilizando la losa maciza debido que se encuentra colindante a una abertura en la planta como es el caso de la escalera.

Tabla 47

*Metrado de Carga de Losa Maciza*

	Carga	Operaciones	Resultado
<b>Carga Muerta</b>	Peso propio	$0.20 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 2.40 \text{ ton/m}^3 = 0.48 \text{ ton/m}$	CM = 0.76 ton/m
	Piso terminado	$0.10 \text{ ton/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 0.10 \text{ ton/m}$	
	Tabiquería	$0.18 \text{ ton/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 0.18 \text{ ton/m}$	
<b>Carga Viva</b>	Sobre Carga	$0.20 \text{ ton/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 0.20 \text{ ton/m}$	CV = 0.20 ton/m

Elaboración: Los Autores

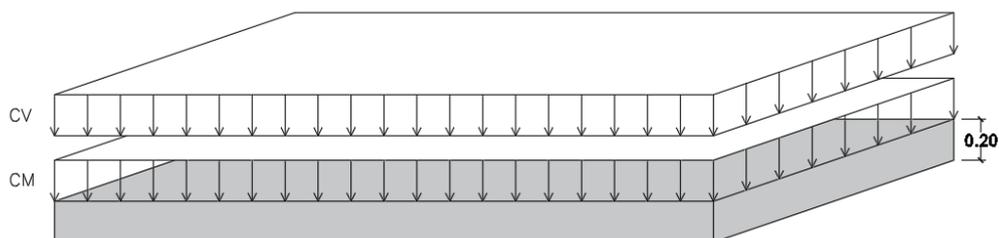


Figura 67. Distribución de Carga de la Losa Maciza

Elaboración: Los Autores

### Metrado de Carga de Vigas

El metrado de Carga de las vigas estructurales, se deben tomar en cuenta todos los elementos que se encuentran que la zona de influencia. Para ello debemos saber que el área tributaria es la parte efectiva que actúa en la viga, el cual se asume que la zona de influencia está cargada. El área tributaria se considera la mitad de la distancia entre vigas paralelas, esto si entre las vigas se encuentran losas aligeradas y macizas de una dirección. Para losas aligeradas y losas macizas de dos direcciones el área tributaria es de forma trapezoidal.

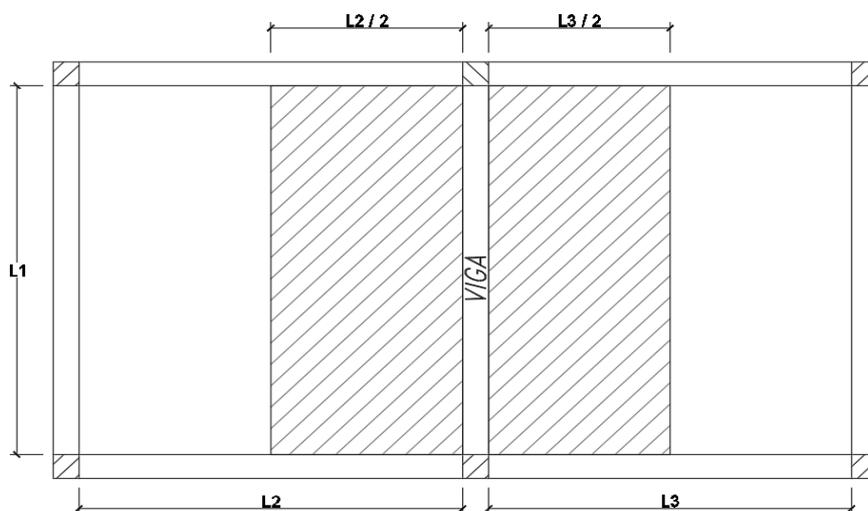


Figura 68. Área Tributaria de la Viga de forma rectangular  
Elaboración: Los Autores

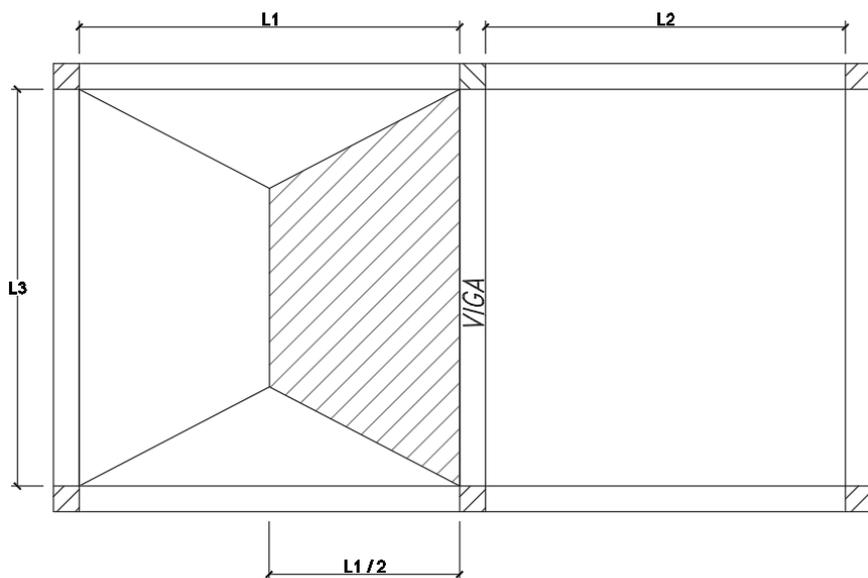


Figura 69. Área Tributaria de la Viga de forma trapezoidal  
Elaboración: Los Autores

### Metrado de Carga de Columnas

El metrado de cargas de las columnas se debe considerar las cargas que producen los elementos ubicados en su área de influencia en cada piso. El área de influencia de la columna está limitada por todos los elementos (losas y vigas) contiguos de la columna, para ello debemos tener en cuenta que el área tributaria es la mitad del área de influencia según la norma E.20.

Hallando la Carga Muerta:

Tabla 48

#### *Metrado de Carga Muerta de Colmna*

Piso	Carga	Operación	Resultado	P. Planta
<b>Azotea</b>	P. acabados	$0.10 \times 16.73$	1.67	1.67
	<b>Peso Total Azotea</b>		<b>1.67 ton</b>	
<b>Piso 5</b>	P. peso propio	$2.40 \times (0.25 \times 0.50 \times 2.80)$	0.84	
	P. vigas	$2.40 \times (0.25 \times 0.50 \times (3.62/2 + 3.87/2 + 3.50/2 + 3.45/2))$	2.17	
	P. aligerado	$0.30 \times ((1.75 \times 2.10) + (1.90 \times 2.10) + (1.75 \times 1.94) + (1.90 \times 1.94))$	4.42	13.96
	P. acabados	$0.10 \times ((1.75 \times 2.10) + (1.90 \times 2.10) + (1.75 \times 1.94) + (1.90 \times 1.94))$	1.47	
	P. tabiquería	$1.80 \times (0.15 \times 2.55 \times (1.80 + 0.73)) + 0.10 \times 2.55 \times (4.00 + 0.45 + 1.75 + 1.00)$	5.06	
<b>Peso Total Piso 5</b>		<b>15.63 ton</b>		
<b>Piso 4</b>	Peso planta de piso 4			13.96
<b>Peso Total Piso 4</b>		<b>29.59 ton</b>		
<b>Piso 3</b>	Peso planta de piso 3			13.96
<b>Peso Total Piso 3</b>		<b>43.55 ton</b>		
<b>Piso 2</b>	Peso planta de piso 2			13.96
<b>Peso Total Piso 2</b>		<b>57.51 ton</b>		
<b>Piso 1</b>	P. peso propio	$2.40 \times (0.25 \times 0.50 \times 3.05)$	0.92	
	P. vigas	$2.40 \times (0.25 \times 0.50 \times (3.62/2 + 3.87/2 + 3.50/2 + 3.45/2))$	2.17	
	P. aligerado	$0.30 \times ((1.75 \times 2.10) + (1.90 \times 2.10) + (1.75 \times 1.94) + (1.90 \times 1.94))$	4.42	14.04
	P. acabados	$0.10 \times ((1.75 \times 2.10) + (1.90 \times 2.10) + (1.75 \times 1.94) + (1.90 \times 1.94))$	1.47	
	P. tabiquería	$1.80 \times (0.15 \times 2.55 \times (1.80 + 0.73)) + 0.10 \times 2.55 \times (4.00 + 0.45 + 1.75 + 1.00)$	5.06	
<b>Peso Total Piso 1</b>		<b>71.55 ton</b>		
<b>Semi - sótano</b>	P. peso propio	$2.40 \times (0.25 \times 0.50 \times 2.70)$	0.81	
	P. vigas	$2.40 \times (0.25 \times 0.50 \times (3.62/2 + 3.87/2 + 3.50/2 + 3.45/2))$	2.17	
	P. aligerado	$0.30 \times ((1.75 \times 2.10) + (1.90 \times 2.10) + (1.75 \times 1.94) + (1.90 \times 1.94))$	4.42	8.87
	P. acabados	$0.10 \times ((1.75 \times 2.10) + (1.90 \times 2.10) + (1.75 \times 1.94) + (1.90 \times 1.94))$	1.47	
<b>Peso Total Semisótano</b>		<b>80.42 ton</b>		

Elaboración: Los Autores

Hallando la Carga Viva:

Para determinar las cargas vivas de cada piso del edificio, se usó una sobre carga de 0.20 ton/m<sup>2</sup> y para la azotea 0.10 ton/m<sup>2</sup>.

Tabla 49

*Metrado de Carga Viva de Columna*

Piso	Carga	Operación	Resultado
Azotea	S/C	16.73 x 0.1	1.67
		<b>Peso Total Azotea</b>	<b>1.67 ton</b>
Piso 5	S/C	16.73 x 0.2	3.35
		<b>Peso Total Piso 5</b>	<b>4.98 ton</b>
Piso 4	S/C	16.73 x 0.2	3.35
		<b>Peso Total Piso 4</b>	<b>8.33 ton</b>
Piso 3	S/C	16.73 x 0.2	3.35
		<b>Peso Total Piso 3</b>	<b>11.68 ton</b>
Piso 2	S/C	16.73 x 0.2	3.35
		<b>Peso Total Piso 2</b>	<b>15.03 ton</b>
Piso 1	S/C	16.73 x 0.2	3.35
		<b>Peso Total Piso 1</b>	<b>18.38 ton</b>
Semi - sótano	S/C	16.73 x 0.2	3.35
		<b>Peso Total Semisótano</b>	<b>21.73 ton</b>

Elaboración: Los Autores

### 4.3.3. Diseño de los elementos estructurales

#### Diseño de Losa Aligerada

Utilizando la Carga Ultima del metrado de cargas

Tabla 50

Carga Ultima de la Losa Aligerada

Carga Ultima			
W <sub>u</sub> =	1.4 (D)	+	1.7 (L)
W <sub>u</sub> =	1.4 x 0.223 Ton/m	+	1.7 x 0.08 Ton/m
W <sub>u</sub> =	0.314	+	0.136
<b>W<sub>u</sub> =</b>	<b>0.45 Ton/m</b>		

Elaboración: Los Autores

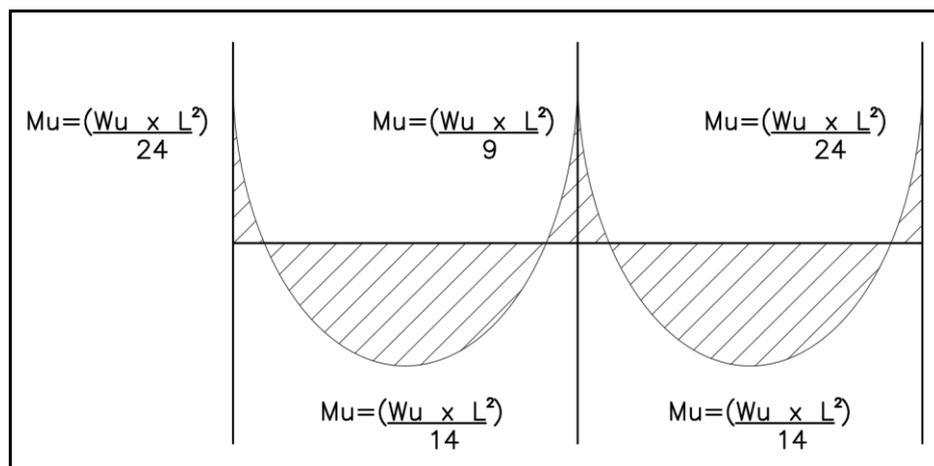


Figura 70. Diagrama de Momentos de la Losa Aligera.  
Elaboración: Los Autores

Para caso práctico hemos tomado como ejemplo los paños que se encuentran entre los ejes 1 – 2 y A – D

**Paño 1:** Tiene como longitud 3.70 m

$M_u = (W_u * L^2) / 24 =$	0.26	$M_n = M_u / 0.9 =$	<b>0.29</b>
$M_u = (W_u * L^2) / 9 =$	0.68	$M_n = M_u / 0.9 =$	<b>0.76</b>
$M_u = (W_u * L^2) / 14 =$	0.44	$M_n = M_u / 0.9 =$	<b>0.49</b>

**Paño 2:** Tiene como longitud 3.50 m

$M_u = (W_u * L^2) / 24 =$	0.23	$M_n = M_u / 0.9 =$	<b>0.26</b>
$M_u = (W_u * L^2) / 9 =$	0.61	$M_n = M_u / 0.9 =$	<b>0.68</b>
$M_u = (W_u * L^2) / 14 =$	0.39	$M_n = M_u / 0.9 =$	<b>0.44</b>

**Hallando la cuantía de Acero Central (-)**

Para  $M_n = 0.76$ , donde  $D = h - 3$

Para ello sabemos que el peralte de la vigueta ( $h$ ) es igual a 20 cm y la base es de 10 cm.

Entonces  $D = 20 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$

Luego para casos prácticos, el  $a = 20\%$  de  $D$ , teniendo como resultado:

$a = 20\% (17)$

$a = 3.40 \text{ cm}$

Proseguimos hallando el  $A_s$ :

$$A_s = \frac{M_n}{f'_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.76 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{3.4}{2})}$$

$$A_s = 1.19 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{1.19 * 4200}{0.85 * 210 * 10}$$

$$a = 2.80 \text{ cm}$$

Al tener una diferencia mayor de 0.10 cm entre los “a”, debemos modificar el “a” inicial por el “a” obtenido en la comprobación, para obtener un resultado una cuantía más exacta.

$$A_s = \frac{M_n}{f'_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.76 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{2.80}{2})}$$

$$A_s = 1.17 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{1.17 * 4200}{0.85 * 210 * 10}$$

$$a = 2.76 \text{ cm} \text{ ----- (ok)}$$

∴ La cuantía de  $1.17 \text{ cm}^2 = 1\emptyset 1/2$ ”, con una separación de:

$$s = \frac{b}{\# \text{ de varillas}} = \frac{40}{1} = 40 \text{ cm}$$

Teniendo como resultado que tenemos: 1Ø1/2”@0.40 m.

Para  $Mn = 0.68$ , donde  $D = h - 3$

Para ello sabemos que el peralte de la vigueta ( $h$ ) es igual a 20 cm y la base es de 10 cm.

Entonces  $D = 20 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$

Luego para casos prácticos, el  $a = 20\%$  de  $D$ , sin embargo, se recomienda colocar el “a” de la comprobación del primer momento hallado, es decir:

$a = 2.80 \text{ cm}$

Proseguimos hallando el  $As$ :

$$As = \frac{Mn}{f'y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.68 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{2.76}{2})}$$

$As = 1.04 \text{ cm}^2$

Comprobando “a”

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{1.04 * 4200}{0.85 * 210 * 10}$$

$a = 2.45 \text{ cm}$

Al tener una diferencia mayor de 0.10 cm entre los “a”, debemos modificar el “a” inicial por el “a” obtenido en la comprobación, para obtener un resultado una cuantía más exacta.

$$As = \frac{Mn}{f'y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.68 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{2.45}{2})}$$

$As = 1.03 \text{ cm}^2$

Comprobando “a”

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{1.03 * 4200}{0.85 * 210 * 10}$$

$$a = 2.43 \text{ cm} \text{ ----- (ok)}$$

∴ La cuantía de  $1.03 \text{ cm}^2 = 1\text{Ø}1/2''$ , con una separación de:

$$s = \frac{b}{\# \text{ de varillas}} = \frac{40}{1} = 40 \text{ cm}$$

Teniendo como resultado que tenemos:  $1\text{Ø}1/2''@0.40 \text{ m}$ .

### Hallando la cuantía de Acero en los Apoyos Extremos (-)

Para  $M_n = 0.29$ , donde  $D = h - 3$

Para ello sabemos que el peralte de la vigueta (h) es igual a 20 cm y la base es de 10 cm.

$$\text{Entonces } D = 20 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$

Luego para casos prácticos, el  $a = 20\%$  de D, sin embargo, se recomienda colocar el “a” de la comprobación del primer momento hallado, es decir:

$$a = 2.43 \text{ cm}$$

Proseguimos hallando el  $As$ :

$$As = \frac{M_n}{f'y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.29 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{2.43}{2})}$$

$$As = 0.44 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{0.44 * 4200}{0.85 * 210 * 10}$$

$$a = 1.04 \text{ cm}$$

Al tener una diferencia mayor de 0.10 cm entre los “a”, debemos modificar el “a” inicial por el “a” obtenido en la comprobación, para obtener un resultado una cuantía más exacta.

$$As = \frac{Mn}{fy * (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.29 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{1.04}{2})}$$

$$As = 0.42 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{0.42 * 4200}{0.85 * 210 * 10}$$

$$a = 0.99 \text{ cm} \text{ ----- (ok)}$$

∴ La cuantía de 0.42 cm<sup>2</sup> = 1Ø3/8”, con una separación de:

$$s = \frac{b}{\# \text{ de varillas}} = \frac{40}{1} = 40 \text{ cm}$$

Teniendo como resultado que tenemos: 1Ø3/8”@0.40 m.

Para **Mn = 0.26**, donde D = h – 3

Para ello sabemos que el peralte de la vigueta (h) es igual a 20 cm y la base es de 10 cm.

$$\text{Entonces } D = 20 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$

Luego para casos prácticos, el  $a = 20\%$  de  $D$ , sin embargo, se recomienda colocar el “a” de la comprobación del primer momento hallado, es decir:

$$a = 0.99 \text{ cm}$$

Proseguimos hallando el  $A_s$ :

$$A_s = \frac{M_n}{f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.26 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{0.99}{2})}$$

$$A_s = 0.38 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{0.38 * 4200}{0.85 * 210 * 10}$$

$$a = 0.90 \text{ cm} \text{ ----- (ok)}$$

∴ La cuantía de  $0.38 \text{ cm}^2 = 1\text{Ø}3/8$ , con una separación de:

$$s = \frac{b}{\# \text{ de varillas}} = \frac{40}{1} = 40 \text{ cm}$$

Teniendo como resultado que tenemos:  $1\text{Ø}3/8 @ 0.40 \text{ m}$ .

### Hallando la cuantía de Acero Positivo (+)

Para  $M_n = 0.49$ , donde  $D = h - 3$

Para ello sabemos que el peralte de la vigueta ( $h$ ) es igual a 20 cm y la base es de 10 cm.

$$\text{Entonces } D = 20 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$

Luego para casos prácticos, el  $a = 20\%$  de  $D$ , sin embargo, se recomienda colocar el “a” de la comprobación del primer momento hallado, es decir:

$$a = 0.90 \text{ cm}$$

Proseguimos hallando el  $A_s$ :

$$A_s = \frac{Mn}{f'y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.49 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{0.90}{2})}$$

$$A_s = 0.71 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} = \frac{0.71 * 4200}{0.85 * 210 * 10}$$

$$a = 1.68 \text{ cm}$$

Al tener una diferencia mayor de 0.10 cm entre los “a”, debemos modificar el “a” inicial por el “a” obtenido en la comprobación, para obtener un resultado una cuantía más exacta.

$$A_s = \frac{Mn}{f'y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.49 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{1.68}{2})}$$

$$A_s = 0.73 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} = \frac{0.73 * 4200}{0.85 * 210 * 10}$$

$$a = 1.72 \text{ cm} \text{ ----- (ok)}$$

∴ La cuantía de  $0.73 \text{ cm}^2 = 1\text{Ø}3/8''$ , con una separación de:

$$s = \frac{b}{\# \text{ de varillas}} = \frac{40}{1} = 40 \text{ cm}$$

Teniendo como resultado que tenemos:  $1\text{Ø}3/8'' @ 0.40 \text{ m}$ .

Para  $M_n = 0.44$ , donde  $D = h - 3$

Para ello sabemos que el peralte de la vigueta ( $h$ ) es igual a 20 cm y la base es de 10 cm.

$$\text{Entonces } D = 20 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$

Luego para casos prácticos, el  $a = 20\%$  de  $D$ , sin embargo, se recomienda colocar el “ $a$ ” de la comprobación del primer momento hallado, es decir:

$$a = 1.72 \text{ cm}$$

Proseguimos hallando el  $A_s$ :

$$A_s = \frac{M_n}{f'_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.44 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{1.72}{2})}$$

$$A_s = 0.65 \text{ cm}^2$$

Comprobando “ $a$ ”

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{0.65 * 4200}{0.85 * 210 * 10}$$

$$a = 1.53 \text{ cm}$$

Al tener una diferencia mayor de 0.10 cm entre los “ $a$ ”, debemos modificar el “ $a$ ” inicial por el “ $a$ ” obtenido en la comprobación, para obtener un resultado una cuantía más exacta.

$$A_s = \frac{Mn}{f'y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.44 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{1.53}{2})}$$

$$A_s = 0.65 \text{ cm}^2$$

Comprobando "a"

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{0.65 * 4200}{0.85 * 210 * 10}$$

$$a = 1.53 \text{ cm} \text{ ----- (ok)}$$

∴ La cuantía de  $0.65 \text{ cm}^2 = 1\text{Ø}3/8''$ , con una separación de:

$$s = \frac{b}{\# \text{ de varillas}} = \frac{40}{1} = 40 \text{ cm}$$

Teniendo como resultado que tenemos:  $1\text{Ø}3/8'' @ 0.40 \text{ m}$ .

### Hallando Acero Mínimo

Luego de haber hallado las cuantías de acero para cada Momento Nominal, verificamos que cumpla con el acero mímimo.

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14 * b * d}{f_y} = A_{s \text{ min}} = \frac{14 * 10 * 17}{4200}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.57 \text{ cm}^2 \text{ ----- (ok)}$$

Para los paños tomados como ejemplo práctico se debe cumplir que la cuantía mínima que deben de tener es de  $0.57 \text{ cm}^2$

∴ La cuantía de  $0.57 \text{ cm}^2 = 1\text{Ø}3/8''$ , con una separación de:

$$s = \frac{b}{\# \text{ de varillas}} = \frac{40}{1} = 40 \text{ cm}$$

Teniendo como resultado que tenemos:  $1\emptyset 3/8''@0.40$  m.

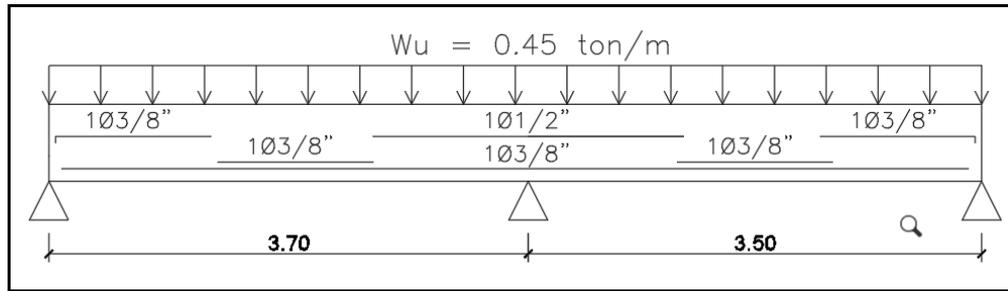


Figura 71. Distribución de Acero de la Losa Aligerada

Elaboración: Los Autores

### Hallando Acero de Temperatura

Para hallar el acero de temperatura tenemos en cuenta que la base es de 1.00 m o 100.00 cm y el espesor de la losita 5.00 cm.

$$A_s = 0.0018 \times b \times t$$

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 5$$

$$A_s = 0.90 \text{ cm}^2 \text{ ----- (ok)}$$

∴ La cuantía de  $0.90 \text{ cm}^2 = 3\emptyset 1/4''$ , con una separación de:

$$s = \frac{b}{\# \text{ de varillas}} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

Sim embargo la separación máxima de varillas es  $5t$  es decir 5 veces el espesor de la Losa:  $0.05 \times 5 = 0.25 \text{ cm}$

Teniendo como resultado que tenemos:  $1\emptyset 1/4''@0.25$  m.

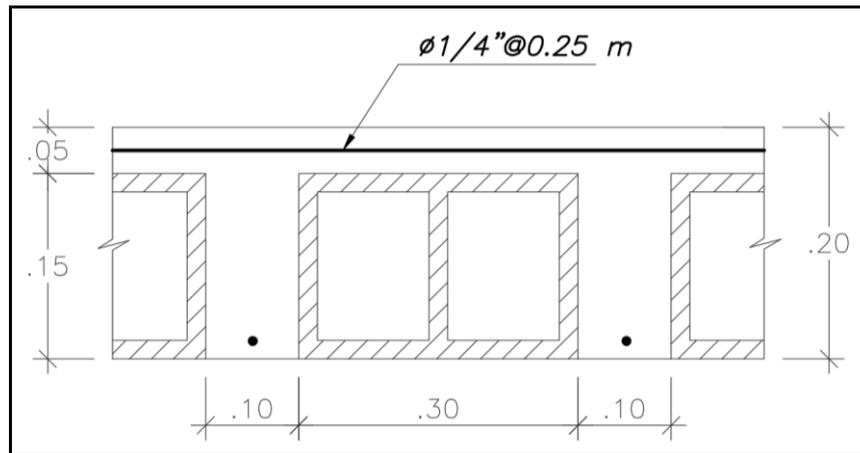


Figura 72. Distribución del Acero de Temperatura

Elaboración: Los Autores

### Verificando cortante máximo respecto a la resistencia del concreto

Hallando el cortante máximo:

$$V_u = 1.15 \times \frac{W_u \times L}{2} = 1.15 \times \frac{0.45 \times 3.7}{2}$$

$$V_u = 0.96 \text{ Tn}$$

$$V_n = \frac{V_u}{0.75} = \frac{0.96}{0.75}$$

$$V_n = 1.28 \text{ Tn} \text{ ----- Fuerza que trata de cortar}$$

Hallando la Resistencia del concreto a la Cortante:

$$V_c = 1.10 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 1.10 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17$$

$$V_c = 1.436 \text{ Tn}$$

La resistencia al cortante  $V_c$  es mayor a la fuerza  $V_n$  que trata de cortar, por ende, es correcta la verificación.

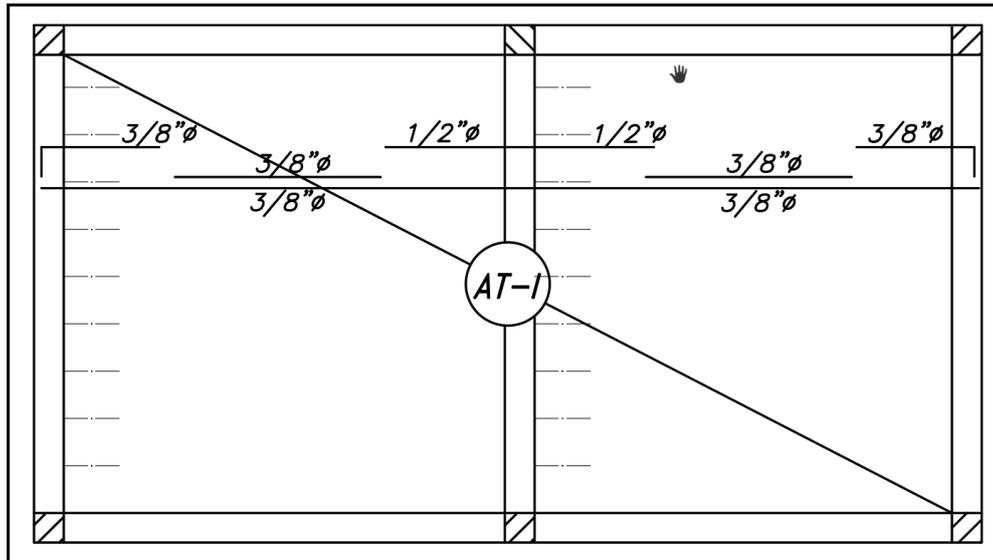


Figura 73. Vista de Planta Final de la Losa Aligerada

Elaboración: Los Autores

### Diseño de Losa Maciza

Utilizando la Carga Ultima del metrado de cargas

Tabla 51

#### Carga Ultima de la Losa Maciza

Carga Ultima			
$W_u =$	1.4 (D)	+	1.7 (L)
$W_u =$	1.4 x 0.76 Ton/m	+	1.7 x 0.20 Ton/m
$W_u =$	1.064 Ton/m	+	0.34 Ton/m
<b><math>W_u =</math></b>	<b>1.41 Ton/m</b>		

Elaboración: Los Autores

Para el caso del proyecto, contamos con losas macizas de tramos pequeños situados en el voladizo y en la escalera.

$$M_u = (W_u \cdot L^2) / 24 = 0.72 \quad M_n = M_u / 0.9 = \mathbf{0.80}$$

$$M_u = (W_u \cdot L^2) / 14 = 1.23 \quad M_n = M_u / 0.9 = \mathbf{1.37}$$

### Hallando la cuantía de Acero Negativo (-)

Para  $M_n = 0.80$ , donde  $D = h - 3$

Para ello sabemos que el peralte de la losa maciza (h) es igual a 20 cm y tomamos como una base de losa maciza de 1.00 m o 100 cm. Entonces el peralte efectivo para los aceros positivos y negativos es de:  $D = 20 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$ .

Luego para casos prácticos, el  $a = 20\%$  de  $D$ , teniendo como resultado:

$$a = 20 \% (17)$$

$$a = 3.40 \text{ cm}$$

Proseguimos hallando el  $A_s$ :

$$A_s = \frac{M_n}{f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.80 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{3.4}{2})}$$

$$A_s = 1.25 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c * b} = \frac{1.25 * 4200}{0.85 * 210 * 100}$$

$$a = 0.30 \text{ cm}$$

Al tener una diferencia mayor de 0.10 cm entre los “a”, debemos modificar el “a” inicial por el “a” obtenido en la comprobación, para obtener un resultado una cuantía más exacta.

$$A_s = \frac{M_n}{f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.80 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{0.30}{2})}$$

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{1.13 * 4200}{0.85 * 210 * 100}$$

$$a = 0.27 \text{ cm} \text{ ----- (ok)}$$

La cuantía de acero que se requiere es de 1.13 cm<sup>2</sup> por 1.00 m, es por ello que se opta por colocar acero de 8 mm.

$$s = \frac{As \text{ de Varilla } x b}{As \text{ Requerido}} = \frac{0.50 x 100}{1.13} = 0.40 \text{ cm}$$

∴ Teniendo como resultado para el acero negativo: 1Ø8mm@0.40 m.

### Hallando la cuantía de Acero Positivo (+)

Para  $M_n = 1.37$ , donde  $D = h - 3$

Para ello sabemos que el peralte de la losa maciza (h) es igual a 20 cm y la base es de 100 cm.

$$\text{Entonces } D = 20 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$

Luego para casos prácticos, el  $a = 20\%$  de  $D$ , sin embargo, se recomienda colocar el “a” de la comprobación del primer momento hallado, es decir:

$$a = 0.27 \text{ cm}$$

Proseguimos hallando el  $As$ :

$$As = \frac{M_n}{f'y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{1.37x 10^5}{4200 * (17 - \frac{0.27}{2})}$$

$$As = 1.94 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{1.94 * 4200}{0.85 * 210 * 100}$$

$$a = 0.46 \text{ cm}$$

Al tener una diferencia mayor de 0.10 cm entre los “a”, debemos modificar el “a” inicial por el “a” obtenido en la comprobación, para obtener un resultado una cuantía más exacta.

$$As = \frac{Mn}{fy * (d - \frac{a}{2})} = \frac{1.37 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{0.46}{2})}$$

$$As = 1.95 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{1.95 * 4200}{0.85 * 210 * 100}$$

$$a = 0.46 \text{ cm} \text{ ----- (ok)}$$

La cuantía de acero que se requiere es de 1.95 cm<sup>2</sup> por 1.00 m, es por ello que se opta por colocar acero de 3/8”.

$$s = \frac{As \text{ de Varilla } \times b}{As \text{ Requerido}} = \frac{0.71 \times 100}{1.95}$$

$$s = 40 \text{ cm}$$

∴ Teniendo como resultado para el acero negativo: 1Ø3/8”@0.40 m.

### Hallando Refuerzo Transversal

Para hallar el acero de refuerzo transversal utilizaremos el factor de 0.0018 o el acero mínimo.

$$A_s = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 20$$

$$A_s = 3.6 \text{ cm}^2$$

La cuantía de acero que se requiere es de 3.60 cm<sup>2</sup> por 1.00 m, es por ello que se opta por colocar acero de 3/8".

$$s = \frac{A_s \text{ de Varilla } \times b}{A_s \text{ Requerido}} = \frac{0.71 \times 100}{3.60}$$

$$s = 0.20 \text{ m}$$

∴ Teniendo como resultado para el acero negativo: 1Ø3/8"@0.20 m.

### Verificando cortante máximo respecto a la resistencia del concreto

Hallando el cortante máximo:

$$V_u = 1.15 \times \frac{W_u \times L}{2} = 1.15 \times \frac{1.41 \times 3.5}{2}$$

$$V_u = 2.83 \text{ Tn}$$

$$V_n = \frac{V_u}{0.75} = \frac{2.83}{0.75}$$

$V_n = 3.78 \text{ Tn}$  ----- Fuerza que trata de cortar

Hallando la Resistencia del concreto a la Cortante:

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

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17$$

$$V_c = 13.05 \text{ Tn}$$

La resistencia al cortante  $V_c$  es mayor a la fuerza  $V_n$  que trata de cortar, por ende, es correcta la verificación.

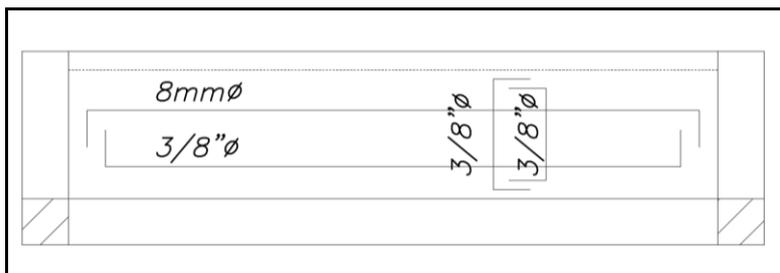


Figura 74. Vista de Planta de Losa Maciza  
Elaboración: Los Autores

### Diseño de Escalera

La escalera cuenta con dos tramos definidos, la cuales son el descanso y la escalera propiamente dicho.

Tabla 52

#### Carga Ultima de Descanso

Carga Ultima			
$W_u =$	1.4 (D)	+	1.7 (L)
$W_u =$	1.4 x 0.58 Ton/m	+	1.7 x 0.500 Ton/m
$W_u =$	0.812 Ton/m	+	0.85 Ton/m
<b><math>W_u =</math></b>	<b>1.67 Ton/m</b>		

Elaboración: Los Autores

Tabla 53

#### Carga Ultima de Escalera

Carga Ultima			
$W_u =$	1.4 (D)	+	1.7 (L)
$W_u =$	1.4 x 0.748 Ton/m	+	1.7 x 0.500 Ton/m
$W_u =$	1.047Ton/m	+	0.85 Ton/m
<b><math>W_u =</math></b>	<b>1.90 Ton/m</b>		

Elaboración: Los Autores

Para el caso del proyecto, contamos con losas macizas de tramos pequeños situados en el voladizo y en la escalera.

$$M_u = (W_u * L^2) / 12 = 0.36 \quad M_n = M_u / 0.9 = \mathbf{0.40}$$

$$M_u = (W_u * L^2) / 24 = 0.08 \quad M_n = M_u / 0.9 = \mathbf{0.09}$$

### Hallando la cuantía de Acero Negativo (-)

Para  $M_n = 0.40$ , donde  $D = h - 3$

Para ello sabemos que el peralte de la escalera ( $h$ ) es igual a 20 cm, además el ancho de base asumimos como si fuera una losa maciza, entonces el peralte es de:  $D = 20 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$ .

Luego para casos prácticos, el  $a = 20\%$  de  $D$ , teniendo como resultado:

$$a = 20 \% (17)$$

$$a = 3.40 \text{ cm}$$

Proseguimos hallando el  $A_s$ :

$$A_s = \frac{M_n}{f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.40 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{3.4}{2})}$$

$$A_s = 0.63 \text{ cm}^2$$

Comprobando "a"

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{0.63 * 4200}{0.85 * 210 * 100}$$

$$a = 0.15 \text{ cm}$$

Al tener una diferencia mayor de 0.10 cm entre los "a", debemos modificar el "a" inicial por el "a" obtenido en la comprobación, para obtener un resultado una cuantía más exacta.

$$A_s = \frac{M_n}{f'_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.40 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{0.15}{2})}$$

$$A_s = 0.57 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{0.56 * 4200}{0.85 * 210 * 100}$$

$$a = 0.14 \text{ cm} \text{ ----- (ok)}$$

### Hallando la cuantía de Acero positivo (-)

Para  $M_n = 0.09$ , donde  $D = h - 3$

Para ello sabemos que el peralte de la escalera (h) es igual a 20 cm, además el ancho de base asumimos como si fuera una losa maciza, entonces el peralte es de:  $D = 20 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$ . Luego para casos prácticos, el  $a = 20\%$  de D, sin embargo, se recomienda colocar el “a” de la comprobación del primer momento hallado:

$$a = 0.14 \text{ cm}$$

Proseguimos hallando el  $A_s$ :

$$A_s = \frac{M_n}{f'_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.09 \times 10^5}{4200 * (17 - \frac{0.14}{2})}$$

$$A_s = 0.13 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{0.13 * 4200}{0.85 * 210 * 100}$$

$$a = 0.04 \text{ cm}$$

### Hallando Acero Mínimo Descanso

Para hallar el acero de temperatura tenemos en cuenta que la base es de 1.00 m o 100.00 cm y el espesor de la losita 5.00 cm.

$$A_s = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 20$$

$$A_s = 3.60 \text{ cm}^2 \text{ ----- (ok)}$$

∴ La cuantía de acero que se requiere es de 3.60 cm<sup>2</sup> por 1.00 m, es por ello que se opta por colocar acero de 3/8".

$$s = \frac{A_s \text{ de Varilla } \times b}{A_s \text{ Requerido}} = \frac{0.71 \times 100}{3.60} = 0.20 \text{ cm}$$

∴ Teniendo como resultado para el acero negativo: 1Ø3/8"@0.20 m.

### Hallando Acero Mínimo Escalera

Para hallar el acero de temperatura tenemos en cuenta que la base es de 1.00 m o 100.00 cm y el espesor de la losita 5.00 cm.

$$A_s = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 15$$

$$A_s = 2.70 \text{ cm}^2 \text{ ----- (ok)}$$

∴ La cuantía de acero que se requiere es de 2.70 cm<sup>2</sup> por 1.00 m, es por ello que se opta por colocar acero de 3/8".

$$s = \frac{A_s \text{ de Varilla } \times b}{A_s \text{ Requerido}} = \frac{0.71 \times 100}{2.70} = 0.25 \text{ cm}$$

∴ Teniendo como resultado para el acero negativo: 1Ø3/8"@0.25 m.

### Verificando cortante máximo respecto a la resistencia del concreto

Hallando el cortante máximo para el descanso:

$$V_u = 1.15 \times \frac{W_u \times L}{2} = 1.15 \times \frac{1.67 \times 1.20}{2}$$

$$V_u = 1.15 \text{ Tn}$$

$$V_n = \frac{V_u}{0.75} = \frac{1.15}{0.75}$$

$$V_n = 1.53 \text{ Tn} \text{ ----- Fuerza que trata de cortar}$$

Hallando la Resistencia del concreto a la Cortante para el descanso:

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

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17$$

$$V_c = 1.31 \text{ Tn}$$

La resistencia al cortante  $V_c$  es mayor a la fuerza  $V_n$  que trata de cortar, por ende, es correcta la verificación del descanso de la escalera.

Hallando el cortante máximo para la escalera:

$$V_u = 1.15 \times \frac{W_u \times L}{2} = 1.15 \times \frac{1.90 \times 1.50}{2}$$

$$V_u = 1.63 \text{ Tn}$$

$$V_n = \frac{V_u}{0.75} = \frac{0.96}{0.75}$$

$$V_n = 2.19 \text{ Tn} \text{ ----- Fuerza que trata de cortar}$$

Hallando la Resistencia del concreto a la Cortante para la escalera:

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

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12$$

$$V_c = 9.21 \text{ Tn}$$

La resistencia al cortante  $V_c$  es mayor a la fuerza  $V_n$  que trata de cortar, por ende, es correcta la verificación de la escalera.

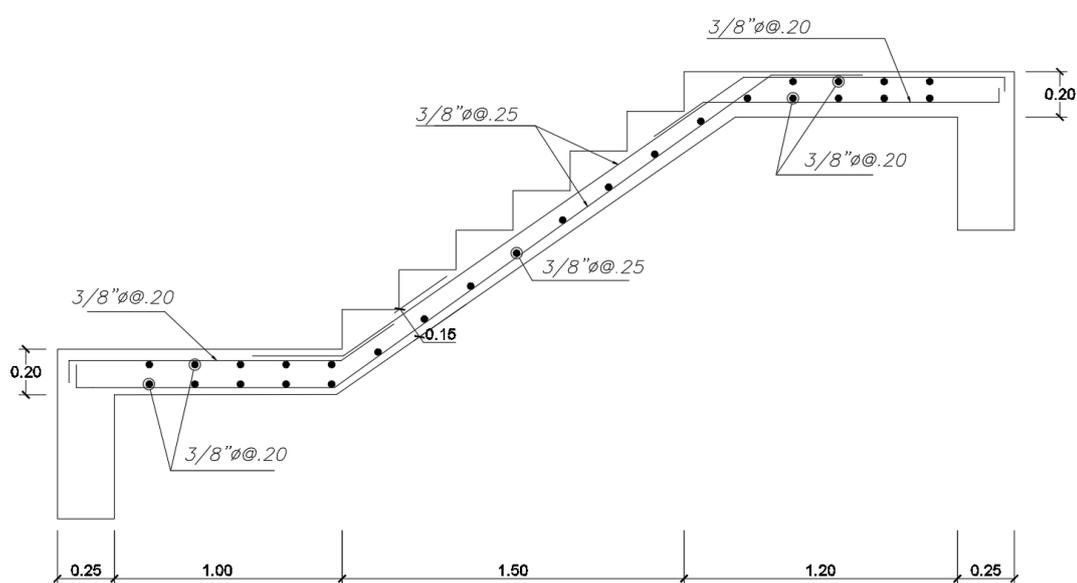


Figura 75. Diseño de Escalera

Elaboración: Los Autores

### Diseño de Viga

Utilizando la Carga Ultima del metrado de cargas del primer piso

Tabla 54

#### Metrado Ultimo Primer Piso

Carga Ultima			
$W_u =$	1.4 (D)	+	1.7 (L)
$W_u =$	1.4 x 2.35 Ton/m	+	1.7 x 2.30 Ton/m
$W_u =$	3.29 Ton/m	+	3.91 Ton/m
<b><math>W_u =</math></b>	<b>7.20 Ton/m</b>		

Elaboración: Los Autores

Para el caso práctico del proyecto, contamos con una viga de un tramo.

$$\begin{array}{lclcl} \text{Mu} = & (\text{Wu} * \text{L}^2) / 16 = & 5.51 & \text{Mn} = & \text{Mu} / 0.9 = & \mathbf{6.13} \\ \text{Mu} = & (\text{Wu} * \text{L}^2) / 14 = & 6.30 & \text{Mn} = & \text{Mu} / 0.9 = & \mathbf{7.00} \end{array}$$

### Hallando la cuantía de Acero Negativo (-)

Para  $\text{Mn} = 6.13$ , donde  $D = h - 3$

Para ello sabemos que la altura de la viga (h) es igual a 50 cm y el ancho de la misma es de 25 cm. Entonces el peralte efectivo para los aceros positivos y negativos es de:  $D = 50 \text{ cm} - 6 \text{ cm} = 44 \text{ cm}$ .

Luego para casos prácticos, el  $a = 20\%$  de D, teniendo como resultado:

$$a = 20 \% (44)$$

$$a = 8.80 \text{ cm}$$

Proseguimos hallando el  $\text{As}$ :

$$\text{As} = \frac{\text{Mn}}{f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{6.13 \times 10^5}{4200 * (44 - \frac{8.80}{2})}$$

$$\text{As} = 3.69 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{\text{As} * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{3.69 * 4200}{0.85 * 210 * 25}$$

$$a = 3.48 \text{ cm}$$

Al tener una diferencia mayor de 0.10 cm entre los “a”, debemos modificar el “a” inicial por el “a” obtenido en la comprobación, para obtener un resultado una cuantía más exacta.

$$A_s = \frac{Mn}{f'y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{6.13 \times 10^5}{4200 * (44 - \frac{3.48}{2})}$$

$$A_s = 3.46 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{3.46 * 4200}{0.85 * 210 * 100}$$

$$a = 3.26 \text{ cm}$$

Al tener una diferencia mayor de 0.10 cm entre los “a”, debemos modificar el “a” inicial por el “a” obtenido en la comprobación, para obtener un resultado una cuantía más exacta.

$$A_s = \frac{Mn}{f'y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{6.13 \times 10^5}{4200 * (44 - \frac{3.26}{2})}$$

$$A_s = 3.45 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{3.45 * 4200}{0.85 * 210 * 100}$$

$$a = 3.25 \text{ cm} \text{ ----- (ok)}$$

La cuantía de acero que se requiere es de 3.25 cm<sup>2</sup>, es por ello que se opta por colocar acero de 2 Ø 5/8”.

**Hallando la cuantía de Acero Posivo (+)**

Para  $M_n = 7.00$ , donde  $D = h - 3$

Para ello sabemos que la altura de la viga ( $h$ ) es igual a 50 cm y el ancho de la misma es de 25 cm. Entonces el peralte efectivo para los aceros positivos y negativos es de:  $D = 50 \text{ cm} - 6 \text{ cm} = 44 \text{ cm}$ .

Luego para casos prácticos, el  $a = 20\%$  de  $D$ , sin embargo, se recomienda colocar el “ $a$ ” de la comprobación del primer momento hallado, es decir:

$$a = 3.25 \text{ cm}$$

Proseguimos hallando el  $A_s$ :

$$A_s = \frac{M_n}{f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{5.51 \times 10^5}{4200 * (44 - \frac{3.25}{2})}$$

$$A_s = 3.94 \text{ cm}^2$$

Comprobando “ $a$ ”

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c * b} = \frac{3.94 * 4200}{0.85 * 210 * 25}$$

$$a = 3.71 \text{ cm}$$

Al tener una diferencia mayor de 0.10 cm entre los “ $a$ ”, debemos modificar el “ $a$ ” inicial por el “ $a$ ” obtenido en la comprobación, para obtener un resultado una cuantía más exacta.

$$A_s = \frac{M_n}{f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{7.00 \times 10^5}{4200 * (44 - \frac{3.71}{2})}$$

$$A_s = 3.96 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{3.96 * 4200}{0.85 * 210 * 100}$$

$$a = 3.73 \text{ cm}$$

La cuantía de acero que se requiere es de 3.09 cm<sup>2</sup>, es por ello que se opta por colocar acero de 2 Ø 5/8”.

### Hallando Acero Mínimo

Luego de haber hallado las cuantías de acero para cada Momento Nominal, verificamos que cumpla con el acero mímimo.

$$As \text{ min} = \frac{14 * b * d}{fy} = As \text{ min} = \frac{14 * 25 * 44}{4200}$$

$$As \text{ min} = 3.67 \text{ cm}^2 \text{ ----- (ok)}$$

La cuantía de acero mínimo que se requiere es de 3.67 cm<sup>2</sup>, es por ello que se opta por colocar acero de 2 Ø 5/8”.

### Hallando Acero Máximo

Luego de haber hallado las cuantías de acero para cada Momento Nominal, verificamos que cumpla con el acero máximo.

$$As = 0.0019 * b * d = As = 0.019 * 25 * 44 = 20.90 \text{ cm}^2$$

### Diseño Por Corte

$$Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 44 * 25$$

$$Vc = 7.18 \text{ Tn}$$

Entonces, el acero por corte es el mínimo 1 Ø 3/8” @ 0.05 m, 5 Ø 3/8” @ 0.10 m, Resto a 25 cm.

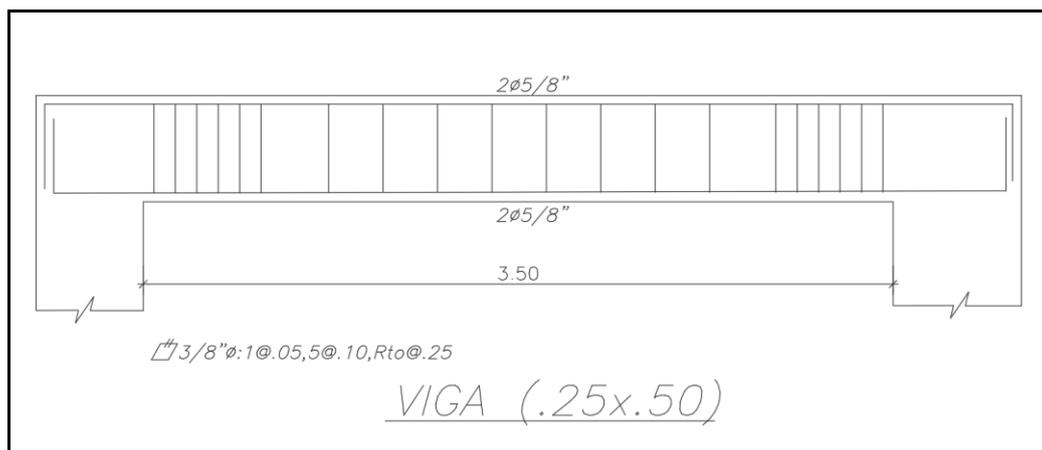


Figura 76. Diseño de Viga Primer Piso  
Elaboración: Los Autores

Utilizando la Carga Ultima del metrado de cargas del Cuarto piso

Tabla 55

*Metrado Ultimo Cuarto Piso*

<b>Carga Ultima</b>			
$W_u =$	1.4 (D)	+	1.7 (L)
$W_u =$	1.4 x 2.10 Ton/m	+	1.7 x 2.15 Ton/m
$W_u =$	2.94 Ton/m	+	3.66 Ton/m
<b><math>W_u =</math></b>	<b>6.60 Ton/m</b>		

Elaboración: Los Autores

Para el caso práctico del proyecto, contamos con una viga de un tramo.

$$\begin{aligned} M_u &= (W_u * L^2) / 16 = 5.05 & M_n &= M_u / 0.9 = \mathbf{5.60} \\ M_u &= (W_u * L^2) / 14 = 5.70 & M_n &= M_u / 0.9 = \mathbf{6.40} \end{aligned}$$

### Hallando la cuantía de Acero Negativo (-)

Para  $M_n = 5.60$ , donde  $D = h - 3$

Para ello sabemos que la altura de la viga ( $h$ ) es igual a 50 cm y el ancho de la misma es de 25 cm. Entonces el peralte efectivo para los aceros positivos y negativos es de:  $D = 50 \text{ cm} - 6 \text{ cm} = 44 \text{ cm}$ .

Luego para casos prácticos, el  $a = 20\%$  de  $D$ , teniendo como resultado:

$$a = 20 \% (44)$$

$$a = 8.80 \text{ cm}$$

Proseguimos hallando el  $A_s$ :

$$A_s = \frac{M_n}{f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{5.60 \times 10^5}{4200 * (44 - \frac{8.80}{2})}$$

$$A_s = 3.37 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{3.37 * 4200}{0.85 * 210 * 25}$$

$$a = 3.18 \text{ cm}$$

Al tener una diferencia mayor de 0.10 cm entre los “a”, debemos modificar el “a” inicial por el “a” obtenido en la comprobación, para obtener un resultado una cuantía más exacta.

$$A_s = \frac{M_n}{f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{5.60 \times 10^5}{4200 * (44 - \frac{3.18}{2})}$$

$$A_s = 3.15 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{3.15 * 4200}{0.85 * 210 * 25}$$

$$a = 2.97 \text{ cm}$$

Al tener una diferencia mayor de 0.10 cm entre los “a”, debemos modificar el “a” inicial por el “a” obtenido en la comprobación, para obtener un resultado una cuantía más exacta.

$$A_s = \frac{M_n}{f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{5.60 \times 10^5}{4200 * (44 - \frac{2.97}{2})}$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{3.14 * 4200}{0.85 * 210 * 25}$$

$$a = 2.96 \text{ cm}$$

La cuantía de acero que se requiere es de 3.14cm<sup>2</sup>, es por ello que se opta por colocar acero de 1 Ø 5/8” + 1 Ø 1/2”.

### Hallando la cuantía de Acero Negativo (-)

Para  $M_n = 6.40$ , donde  $D = h - 3$

Para ello sabemos que la altura de la viga (h) es igual a 50 cm y el ancho de la misma es de 25 cm. Entonces el peralte efectivo para los aceros positivos y negativos es de:  $D = 50 \text{ cm} - 6 \text{ cm} = 44 \text{ cm}$ .

Luego para casos prácticos, el  $a = 20\%$  de D, sin embargo, se recomienda colocar el “a” de la comprobación del primer momento hallado, es decir:

$$a = 2.96 \text{ cm}$$

Proseguimos hallando el  $A_s$ :

$$A_s = \frac{M_n}{f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{6.40 \times 10^5}{4200 * (44 - \frac{2.96}{2})}$$

$$A_s = 3.59 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{3.59 * 4200}{0.85 * 210 * 25}$$

$$a = 3.38 \text{ cm}$$

Al tener una diferencia mayor de 0.10 cm entre los “a”, debemos modificar el “a” inicial por el “a” obtenido en la comprobación, para obtener un resultado una cuantía más exacta.

$$As = \frac{Mn}{fy * (d - \frac{a}{2})} = \frac{6.40 \times 10^5}{4200 * (44 - \frac{3.38}{2})}$$

$$As = 3.61 \text{ cm}^2$$

Comprobando “a”

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{3.61 * 4200}{0.85 * 210 * 25}$$

$$a = 3.40 \text{ cm}$$

La cuantía de acero que se requiere es de 3.09 cm<sup>2</sup>, es por ello que se opta por colocar acero de 2 Ø 5/8”.

### Hallando Acero Mínimo

Luego de haber hallado las cuantías de acero para cada Momento Nominal, verificamos que cumpla con el acero mímimo.

$$As \text{ min} = \frac{14 * b * d}{fy} = As \text{ min} = \frac{14 * 25 * 44}{4200}$$

$$As \text{ min} = 3.67 \text{ cm}^2 \text{ ----- (ok)}$$

La cuantía de acero mínimo que se requiere es de 3.67 cm<sup>2</sup>, es por ello que se opta por colocar acero de 2 Ø 5/8”.

### Diseño Por Corte

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 44 \times 25$$

$$V_c = 7.18 \text{ Tn}$$

Entonces, el acero por corte: Estribos 1  $\emptyset 3/8''$  @ 0.05 m, 5  $\emptyset 3/8''$  @ 0.10 m, Resto a 25 cm.

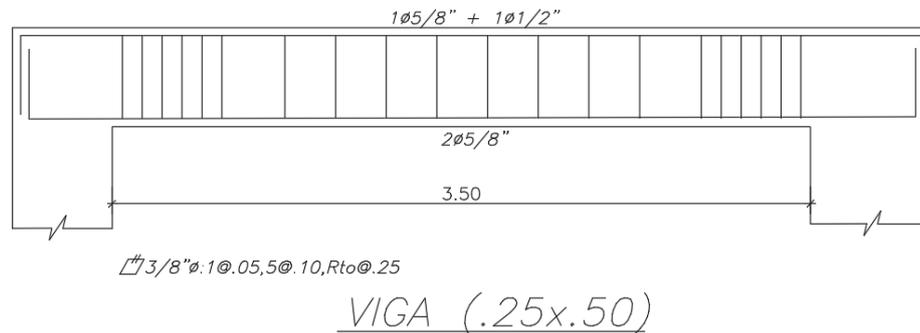


Figura 77. Diseño de Viga Quinto Piso  
Elaboración: Los Autores

### Diseño de Columna

#### Diseño por flexo compresión

$$P_u > 0.1 \times f'c \times A_g$$

Donde  $A_g$  = área bruta de la columna,  $25 \times 60 = 1500 \text{ cm}^2$

$$\text{Entonces: } 0.1 \times 210 \times 1500 = 31.50 \text{ ton}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.01 \times 25 \times 60 = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.06 \times 25 \times 60 = 90 \text{ cm}^2$$

Asumimos el acero Longitudinal: 12  $\emptyset 5/8''$ .

$A_s$  colocado =  $12 \times 1.99 = 23.88 \text{ cm}^2$ , el cual se encuentra entre el rango de acero mínimo y máximo, teniendo un  $p = 1.59 \%$

$$\text{Fuerza Axial} = 149.53 \text{ ton}$$

$$\text{Momento} = 4.26$$

Diagrama de Interacción:

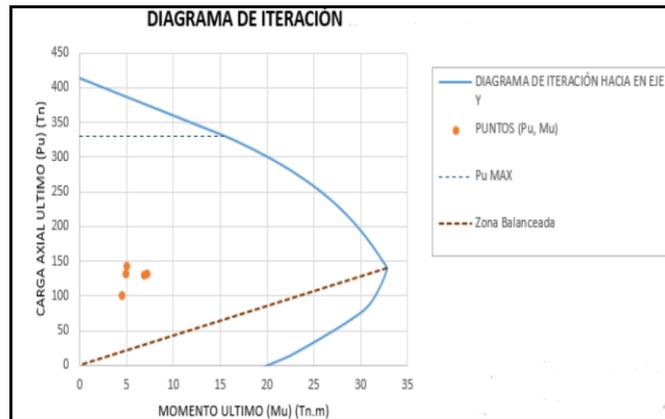


Figura 78. Diagrama de Interacción de la Columna M.T.  
Elaboración: Los Autores

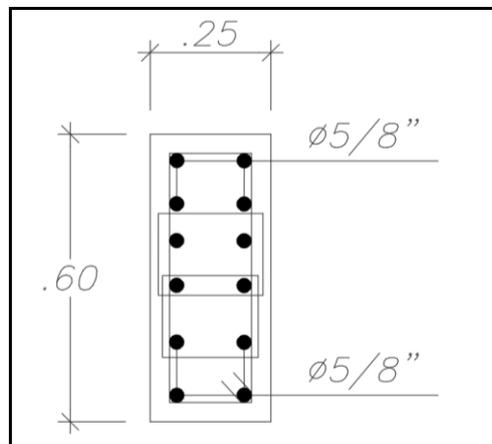


Figura 79. Diseño acero Longitudinal de columna  
Elaboración: Los Autores

### Diseño por cortante:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d \left( 1 + \frac{N_u}{140 \times A_g} \right)$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 56 \times \left( 1 + \frac{149.}{140 \times 1500} \right)$$

$$V_c = 10.75 \times \left( 1 + \frac{149.53}{210} \right)$$

$$V_c = 18.40 \text{ ton}$$

Entonces comprobando  $V_u \geq \phi V_c$ , tenemos la siguiente expresión para verificar el  $V_c$ .

$$25.31 \text{ ton} \geq 0.85 \times 18.40$$

$$25.31 \text{ ton} \geq 15.64 \text{ ton} \dots (\text{ok})$$

A su vez  $V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$ , entonces tenemos la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{25.31}{0.85} - 15.64$$

$$V_s = 14.14 \text{ ton}$$

Para la separación de estribo hemos utilizado varillas de  $\emptyset 3/8''$ , el cual tiene un  $A_v = 0.71 \text{ cm}^2$ , entonces tenemos lo siguiente:

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

$$S = (2 \times 0.71) \times 4200 \times \frac{56}{14140}$$

$$S = 23.62 \text{ cm}$$

Sin embargo, según la norma técnica peruana E.060 en el capítulo 21 artículo 21.4.5. nos indica que en los extremos de los elementos verticales debe de existir una zona de confinamiento.

Para la zona de confinamiento tenemos lo siguiente:

- 8 veces el  $\emptyset$  de la varilla Longitudinal =  $8 \times (2.54 \times 5/8'') = 12.72 \text{ cm}$ .
- La mitad de sección menor del elemento =  $25 / 2 = 12.50 \text{ cm}$ .
- 10 cm.

Para la zona central del elemento, nos indica que la separación debe ser mayor a 30 cm. Entonces, el acero por corte: Estribos  $3/8'' \emptyset$ : 1 @ 0.05 m, 5  $\emptyset 3/8'' @ 0.10 \text{ m}$ , Resto a 25 cm.

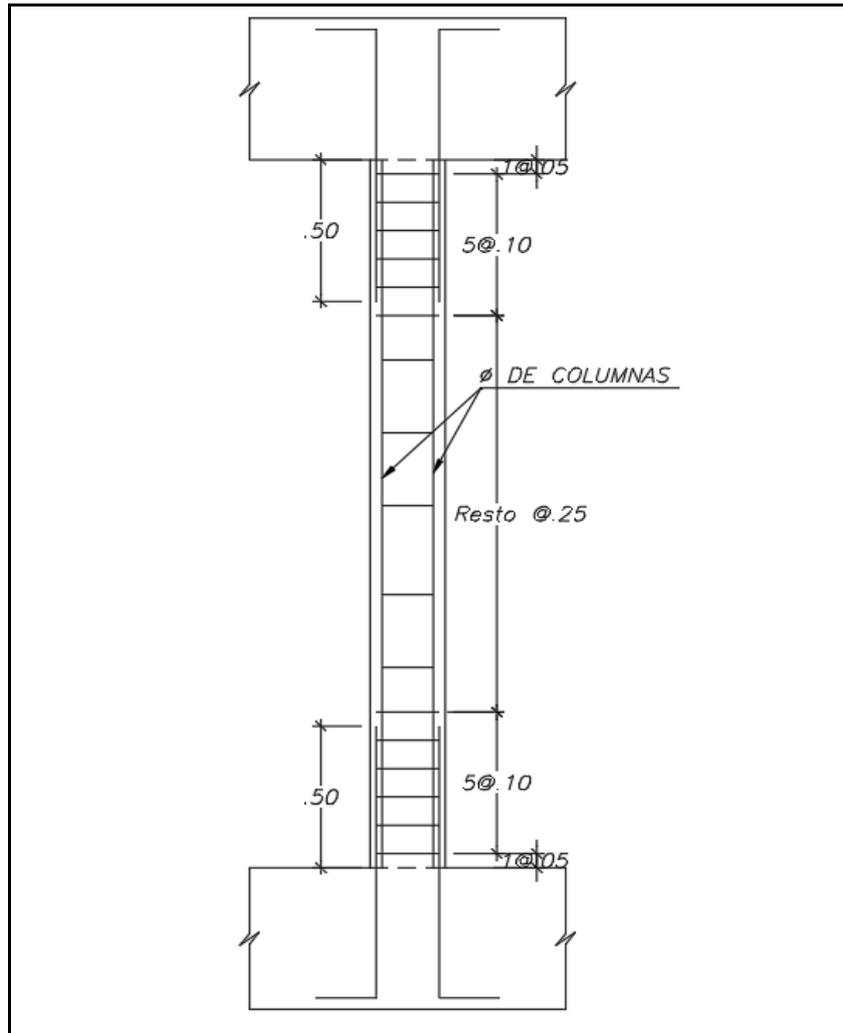


Figura 80. Separación de estribos de columna  
Elaboración: Los Autores

### Verificación de Esbeltez

Donde  $K = 1$  (longitud efectiva)

$r = 0.30 \times 50 = 15$  cm (el cual puede ser 0.3 veces la dimensión de la dirección de análisis. Entonces la Esbeltez se puede expresar en:

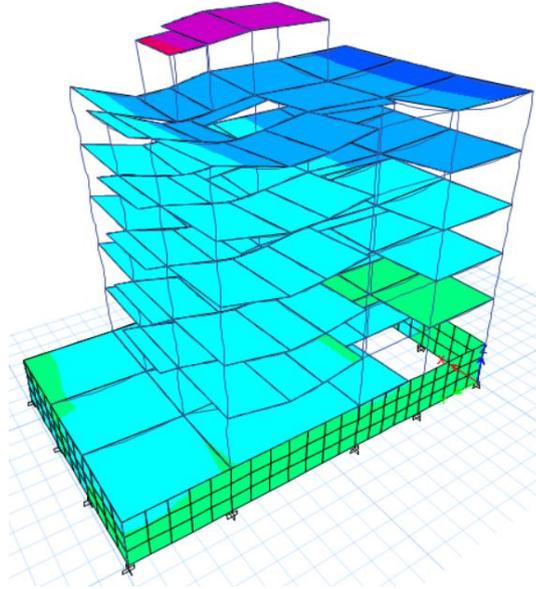
$$\frac{K l_u}{r} = \frac{1 \times h_n}{r} \leq 22$$

$$\frac{1 \times 250}{15} \leq 22$$

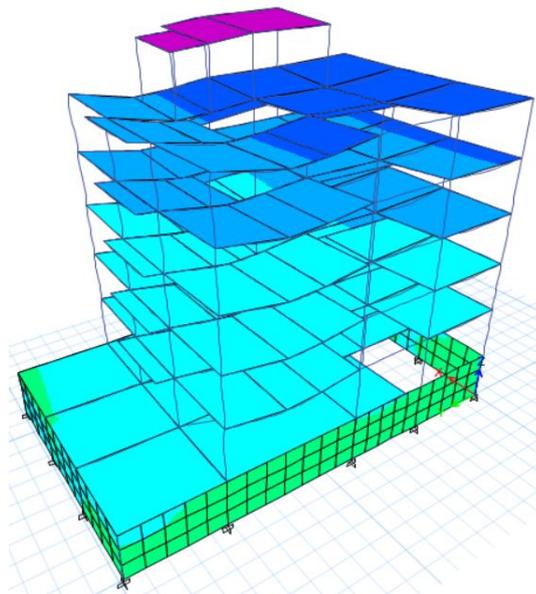
$$16.67 \leq 22 \dots\dots (\text{ok})$$

#### 4.3.4. Análisis sísmico

##### a) Desplazamiento por Carga Viva y Muerta



*Figura 81.* Deformación por carga muerta del Diseño Tradicional  
Elaborado: Los Autores



*Figura 82.* Deformación por carga viva del diseño tradicional  
Elaborado: Los Autores

### b) Peso de la Estructura

El peso de la estructura se obtuvo del nivel con mayor carga, en este caso nos referimos a las cargas muertas y vivas que estamos considerando. Respecto al método tradicional que hemos aplicado, las cuantías de acero afectarán en una gran proporción el peso de la estructura. Siempre hay que tener presente que el peso lo hemos obtenido fueron según los datos del Etabs con respecto al diseño tradicional y finalmente aplicamos lo que nos dice la Norma E030, en donde:

$$\text{Peso} = \text{CM} + (\text{CV} * 25\%)$$

Tabla 56

*Peso del Nivel con Mayor Carga del Diseño Tradicional*

Story	Output Case	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
Azotea	Dead	Top	18.9976	0	0	0	162.0368	-188.3945
Azotea	Dead	Bottom	24.698	0	0	0	215.9954	-249.3479
Azotea	Live	Top	2.7693	0	0	0	24.0695	-28.2862
Azotea	Live	Bottom	2.7693	0	0	0	24.0695	-28.2862
Piso 5	Dead	Top	176.8924	0	0	0	1351.275	-1186.5048
Piso 5	Dead	Bottom	200.0056	0	0	0	1469.253	-1284.3648
Piso 5	Live	Top	32.5635	0	0	0	267.6288	-224.2928
Piso 5	Live	Bottom	32.5635	0	0	0	267.6288	-224.2928
Piso 4	Dead	Top	329.1257	0	0	0	2539.1489	-2091.8972
Piso 4	Dead	Bottom	345.9257	0	0	0	2657.1269	-2189.7572
Piso 4	Live	Top	58.9613	0	0	0	511.1881	-420.2995
Piso 4	Live	Bottom	58.9613	0	0	0	511.1881	-420.2995
Piso 3	Dead	Top	472.1864	0	0	0	3727.0229	-2997.2897
Piso 3	Dead	Bottom	496.7539	0	0	0	3845.0009	-3095.1497
Piso 3	Live	Top	96.945	0	0	0	754.7473	-616.3062
Piso 3	Live	Bottom	96.945	0	0	0	754.7473	-616.3062
Piso 2	Dead	Top	619.2601	0	0	0	4914.8969	-3902.6821
Piso 2	Dead	Bottom	626.0601	0	0	0	5032.8749	-4000.5421
Piso 2	Live	Top	122.4187	0	0	0	998.3066	-812.3129
Piso 2	Live	Bottom	122.4187	0	0	0	998.3066	-812.3129
Piso 1	Dead	Top	779.8603	0	0	0	6104.5454	-4809.2979
Piso 1	Dead	Bottom	779.8603	0	0	0	6233.0571	-4915.8954
Piso 1	Live	Top	120.0265	0	0	0	1241.8659	-1008.3196
Piso 1	Live	Bottom	120.0265	0	0	0	1241.8659	-1008.3196
<b>TOTAL</b>			= 809.866925					

Elaborado: Los Autores

### c) Factor de Irregularidad

#### Sismo X: Irregularidad torsional

Tabla 57

*Factor de irregularidad torsional en la dirección X del M.T.*

Sismo	Piso	Max	CM	Prom	Max/CM	Max/Prom	Condición
X	Azotea	0.2727	0.2296	0.24421	1.19	1.12	Regular
	5	0.3564	0.2865	0.26732	1.24	1.33	Regular
	4	0.3428	0.2756	0.24402	1.24	1.15	Regular
	3	0.2921	0.2501	0.20281	1.17	1.02	Regular
	2	0.2583	0.2081	0.18124	1.24	1.20	Regular
	1	0.1794	0.1466	0.19325	1.24	1.20	Regular

Elaborado: Los Autores

#### Sismo Y: Irregularidad torsional

Tabla 58

*Factor de irregularidad torsional en la dirección Y del M.T.*

Sismo	Piso	Max	CM	Prom	Max/CM	Max/Prom	Condición
Y	Azotea	0.1227	0.0873	0.0942	1.41	1.3	Regular
	5	0.1247	0.085	0.0885	1.47	1.41	Regular
	4	0.1137	0.0793	0.0786	1.43	1.42	Regular
	3	0.0945	0.0705	0.0637	1.34	1.31	Regular
	2	0.0855	0.0578	0.072	1.48	1.19	Regular
	1	0.0564	0.0548	0.111	1.03	0.51	Regular

Elaborado: Los Autores

En este caso no hay irregularidades ya que  $\Delta\text{MAX}/\Delta\text{Prom}$  es mayor que 1.3 pero menor a 1.5. Finalmente, se aplicó la regularidad en ambos sentidos, se obtiene un factor de Reducción sísmico (R) para el sismo en X, Y.

$$R_X = 8$$

$$R_Y = 8$$

### d) Control De Desplazamientos Laterales

La Norma establece que el cálculo de los desplazamientos laterales, para estructuras regulares se hará multiplicando por 0.75 veces el valor de R los resultados de los desplazamientos obtenidos en el análisis. Para estructuras regulares se hará multiplicando por 1.00 veces el valor de R los resultados de los desplazamientos obtenidos por el análisis. La Norma también establece que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no

deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que para estructuras de concreto armado es igual a 0.007 y para albañilería es 0.005.

Así tenemos:

Tabla 59

*Derivas de los 5 pisos del Sismo en X del M.T.*

Story	Carga	Derivas	Deriva Máxima Permisible	Condición
Azotea	SDX	0.004	0.007	Ok
5	SDX	0.005	0.007	Ok
4	SDX	0.005	0.007	Ok
3	SDX	0.005	0.007	Ok
2	SDX	0.004	0.007	Ok
1	SDX	0.003	0.007	Ok

Elaborado: Los Autores

Tabla 60

*Derivas de los 5 pisos del Sismo en Y del M.T.*

Story	Carga	Derivas	Deriva Máxima Permisible	Condición
Azotea	SDY	0.002	0.007	Ok
5	SDY	0.002	0.007	Ok
4	SDY	0.002	0.007	Ok
3	SDY	0.002	0.007	Ok
2	SDY	0.001	0.007	Ok
1	SDX	0.001	0.007	Ok

Elaborado: Los Autores

#### e) Junta de Separación Sísmica

Para evitar el contacto durante un movimiento sísmico, toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima  $s$ , la cual debe ser igual al mayor de los siguientes valores:  $2/3$  de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes o 3 cm. El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de  $2/3$  del desplazamiento máximo calculado según el numeral 5.1 de la norma E 030. Finalmente se tomó una junta sísmica adecuada para de la siguiente distribución:

- Se estimó la junta sísmica total de 5.50 cm en el piso 1 a la Azotea en la dirección X.
- Se estimó la junta sísmica total de 5.50 cm en el piso 1 a la Azotea en la dirección Y.

Tabla 61

Desplazamientos de Entrepiso y Junta Estimada. (X-X) M.T.

Story	Load	Desp. Entrepiso	Desp. Entrepiso Corregido	Desp. Adm.	Max. Desplaz	Max. Desplaz Corregido	Junta (cm)
Azotea	SX	0.001082	0.6492	2.1	0.012593	7.56	5.04
T5	SX	0.001568	0.9408000	1.96	0.013157	7.89	5.26
T4	SX	0.002320	1.3920000	1.96	0.011589	6.95	4.64
T3	SX	0.002934	1.7604000	1.96	0.009269	5.56	3.71
T2	SX	0.003277	1.9662000	1.96	0.006335	3.80	2.53
T1	SX	0.002960	1.7760000	1.96	0.003058	1.83	1.22
					0.000098		

Elaborado: Los Autores

Tabla 62

Desplazamientos de Entrepiso y Junta Estimada. (Y-Y) M.T.

Story	Load	Desp. Entrepiso	Desp. Entrepiso Corregido	Desp. adm	Max. Desplaz	Max. Desplaz Corregido	Junta (cm)
Azotea	SY	0.000713	0.4278	2.1	0.013339	8.00	5.34
T5	SY	0.001365	0.8190000	1.96	0.012626	7.58	5.05
T4	SY	0.002146	1.2876000	1.96	0.011261	6.76	4.50
T3	SY	0.002780	1.6680000	1.96	0.009115	5.47	3.65
T2	SY	0.003192	1.9152000	1.96	0.006335	3.80	2.53
T1	SY	0.003104	1.8624000	1.96	0.003143	1.89	1.26
					0.000039		

Elaborado: Los Autores

## f) Análisis Estático y Análisis dinámico

DIRECCION X				DIRECCION Y			
hn =	19.00	: Altura de la estructura		19.00	: Altura de la estructura		
Tp =	0.4	: Suelo intermedio		0.4	: Suelo intermedio		
T=Estático	0.422	: X		0.422	T=Estático		: Y
<b>ESTRUCTURA</b>							
C =	2.368	C <= 2.5	⇔	C =	2.37	DIRECCION X	
C =	2.368	C <= 2.5	⇔	C =	2.37	DIRECCION Y	
<b>Datos :</b>							
	X			Y			
Z =	0.45			0.45			
U =	1.0			1.0			
S =	1.00			1.00			
R =	8			8			
<b>Peso de la Estructura P :</b>							
Peso total =	738.34	ton					
Reemplazando de (1) tenemos:							
<b>CORTANTE EN LA BASE DIRECCION X:</b>				<b>CORTANTE EN LA BASE DIRECCION Y:</b>			
V =	98.36 t			V =	98.36 t		
ZUSCR=	0.13			ZUSCR=	0.13		
<b>FACTOR DE ESCALAMIENTO</b>							
	Direccion Sismo	C estático	C dinámico	Factor escalamiento			
X		98.36	67.70	1.162			
Y		98.36	62.29	1.263			

Figura 83. Cálculo de cortante sísmico del M.T.

Elaborado: Los Autores

## CAPÍTULO V

### RESULTADOS

#### 5.1. Resultados con el Software Etabs

##### Análisis Estático y Dinámico

	ESTÁTICO	EST. MINIMO	DINÁMICO	FACTOR
VX	112.99	90.39	67.70	1.335
VY	112.99	90.39	62.29	1.451

*Figura 84.* Análisis Estático y Dinámico del Etabs  
Elaborado: Los Autores

La Cortante en X (VX) tiene un análisis dinámico 67.70 y para la cortante en Y (VY) tiene un análisis Dinámico de 62.29.

Factor de Irregularidad:

Regular = 80 %

A su vez, para el análisis estático tanto para la cortante en X y la cortante en Y tiene el mismo resultado de 112.99, sin embargo, según la norma E.030 Sismoresistente nos hace referencia que la fuerza cortante del primer entrepiso no puede ser menor que el 80% del valor hallado, esto es para las estructuras regulares, es por ello que el cortante mínimo hallado es 90.39 para ambos sentidos.

### Resultado del peso de la Estructura con Etabs

Se realizó el cálculo del Peso de la Estructura diseñada, tenido como resultados un aumento de peso progresivo en las cargas muertas y cargas vivas, que van desde el primer piso hasta el último piso del edificio.

Tabla 63

*Resultado de Peso con Etabs*

Story	Output Case	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
Azotea	Dead	Top	19.6276	0	0	0	162.0368	-188.3945
Azotea	Dead	Bottom	26.0716	0	0	0	215.9954	-249.3479
Azotea	Live	Top	2.9477	0	0	0	24.0695	-28.2862
Azotea	Live	Bottom	2.9477	0	0	0	24.0695	-28.2862
Piso 5	Dead	Top	189.0586	0	0	0	1351.275	-1186.5048
Piso 5	Dead	Bottom	205.8586	0	0	0	1469.253	-1284.3648
Piso 5	Live	Top	34.5635	0	0	0	267.6288	-224.2928
Piso 5	Live	Bottom	34.5635	0	0	0	267.6288	-224.2928
Piso 4	Dead	Top	339.1257	0	0	0	2539.1489	-2091.8972
Piso 4	Dead	Bottom	355.9257	0	0	0	2657.1269	-2189.7572
Piso 4	Live	Top	66.1792	0	0	0	511.1881	-420.2995
Piso 4	Live	Bottom	66.1792	0	0	0	511.1881	-420.2995
Piso 3	Dead	Top	489.1929	0	0	0	3727.0229	-2997.2897
Piso 3	Dead	Bottom	505.9929	0	0	0	3845.0009	-3095.1497
Piso 3	Live	Top	97.795	0	0	0	754.7473	-616.3062
Piso 3	Live	Bottom	97.795	0	0	0	754.7473	-616.3062
Piso 2	Dead	Top	639.2601	0	0	0	4914.8969	-3902.6821
Piso 2	Dead	Bottom	656.0601	0	0	0	5032.8749	-4000.5421
Piso 2	Live	Top	129.4107	0	0	0	998.3066	-812.3129
Piso 2	Live	Bottom	129.4107	0	0	0	998.3066	-812.3129
Piso 1	Dead	Top	789.5373	0	0	0	6104.5454	-4809.2979
Piso 1	Dead	Bottom	807.8373	0	0	0	6233.0571	-4915.8954
Piso 1	Live	Top	161.0265	0	0	0	1241.8659	-1008.3196
Piso 1	Live	Bottom	161.0265	0	0	0	1241.8659	-1008.3196

**TOTAL**      848.093925

Elaborado: Los Autores

### Metrado de Elementos estructurales

Se realizó el metrado de acero de los elementos estructurales del diseño estructural con el programa informático Etabs Teniendo los siguientes resultados:

Tabla 64

#### Metrado de Viga del Etabs

		LONGITUD (METROS LINEALES DE VARILLAS)							
		1/4"	8 mm	3/8"	1/2"	5/8"	3/4 "	1"	1 3/8"
		m	m	m	m	m	m	m	m
<b>TOTAL</b>		0.00	0.00	6165.1 2	1205.5 2	5212.6 8	0.00	0.0 0	0.00
<b>PESO (kg)</b>		0.22	0.40	0.56	0.99	1.56	2.25	3.9 7	7.91
<b>PESO TOTAL (kg)</b>	<b>12777.71</b>	0.00	0.00	3452.4 7	1193.4 6	8131.7 8	0.00	0.0 0	0.00

Elaborado: Los Autores

Tabla 65

#### Metrado de Columna del Etabs

		LONGITUD (METROS LINEALES DE VARILLAS)							
		1/4"	8 mm	3/8"	1/2"	5/8"	3/4 "	1"	1 3/8 "
		m	m	m	m	m	m	m	m
<b>TOTAL</b>		0.00	0.00	6927.2 0	763.9 8	10482.26	0.00	0.00	0.00
<b>PESO (kg)</b>		0.22	0.40	0.56	0.99	1.56	2.25	3.97	7.91
<b>PESO TOTAL (kg)</b>	<b>20987.90</b>	0.00	0.00	3879.2 3	756.3 4	16352.33	0.00	0.00	0.00

Elaborado: Los Autores

Para el metrado de columnas, hemos tomado en cuenta la cantidad de tipo de varilla de acero y sus pesos en Kg, teniendo como resultado que se utilizó solo tres tipos de acero para las vigas, las cuales son 3/8" utilizado para los estribos y las varillas de 1/2" y 5/8" para el acero longitudinal.

Tabla 66

*Metrado de Losa del Etabs*

		LONGITUD (METROS LINEALES DE VARILLAS)							
		1/4"	8 mm	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
		m	m	m	m	m	m	m	m
<b>TOTAL</b>		7852.20	0.00	5824.20	4985.35	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>PESO (kg)</b>		0.22	0.40	0.56	0.99	1.56	2.25	3.97	7.91
<b>PESO TOTAL (kg)</b>	<b>9924.53</b>	1727.48	0.00	3261.55	4935.50	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado: Los Autores

Para el metrado de Losas aligeradas y macizas, hemos tomado en cuenta la cantidad de tipo de varilla de acero y sus pesos en Kg, teniendo como resultado que se utilizó solo tres tipos de acero para las vigas, las cuales son 1/4" utilizado para los aceros de temperatura y las varillas de 1/2" y 5/8" para el acero longitudinal de la losa aligera y maciza, a su vez se utilizó para los refuerzos positivos y negativos en cada paño.

**5.2. Resultados con el Método Tradicional****Análisis Estático**

	ESTÁTICO	EST. MINIMO	DINÁMICO	FACTOR
VX	98.36	78.69	67.70	1.162
VY	98.36	78.69	62.29	1.263

*Figura 85. Análisis Estático y Dinámico del Método Tradicional*

Elaborado: Los Autores

La Cortante en X (VX) tiene un análisis dinámico 67.70 y para la cortante en Y (VY) tiene un análisis Dinámico de 62.29.

Factor de Irregularidad:

Regular = 80 %

A su vez, para el análisis estático tanto para la cortante en X y la cortante en Y tiene el mismo resultado de 98.36 sin embargo, según la norma E.030 Sismoresistente nos hace referencia que la fuerza cortante del primer entrepiso no puede ser menor que el 80% del valor hallado, esto es para las estructuras regulares, es por ello que el cortante mínimo hallado es 78.69 para ambos sentidos.

### Resultado del peso de la Estructura con Método Tradicional

Se realizó el cálculo del Peso de la Estructura diseñada, tenido como resultados un aumento de peso progresivo en las cargas muertas y cargas vivas, que van desde el primer piso hasta el último piso del edificio.

Tabla 67

*Resultado de Peso con el Metodo Tradicional*

Story	Output Case	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
Azotea	Dead	Top	18.9976	0	0	0	162.0368	-188.3945
Azotea	Dead	Bottom	24.698	0	0	0	215.9954	-249.3479
Azotea	Live	Top	2.7693	0	0	0	24.0695	-28.2862
Azotea	Live	Bottom	2.7693	0	0	0	24.0695	-28.2862
Piso 5	Dead	Top	176.8924	0	0	0	1351.275	-1186.5048
Piso 5	Dead	Bottom	200.0056	0	0	0	1469.253	-1284.3648
Piso 5	Live	Top	32.5635	0	0	0	267.6288	-224.2928
Piso 5	Live	Bottom	32.5635	0	0	0	267.6288	-224.2928
Piso 4	Dead	Top	329.1257	0	0	0	2539.1489	-2091.8972
Piso 4	Dead	Bottom	345.9257	0	0	0	2657.1269	-2189.7572
Piso 4	Live	Top	58.9613	0	0	0	511.1881	-420.2995
Piso 4	Live	Bottom	58.9613	0	0	0	511.1881	-420.2995
Piso 3	Dead	Top	472.1864	0	0	0	3727.0229	-2997.2897
Piso 3	Dead	Bottom	496.7539	0	0	0	3845.0009	-3095.1497
Piso 3	Live	Top	96.945	0	0	0	754.7473	-616.3062
Piso 3	Live	Bottom	96.945	0	0	0	754.7473	-616.3062
Piso 2	Dead	Top	619.2601	0	0	0	4914.8969	-3902.6821
Piso 2	Dead	Bottom	626.0601	0	0	0	5032.8749	-4000.5421
Piso 2	Live	Top	122.4187	0	0	0	998.3066	-812.3129
Piso 2	Live	Bottom	122.4187	0	0	0	998.3066	-812.3129
Piso 1	Dead	Top	779.8603	0	0	0	6104.5454	-4809.2979
Piso 1	Dead	Bottom	779.8603	0	0	0	6233.0571	-4915.8954
Piso 1	Live	Top	120.0265	0	0	0	1241.8659	-1008.3196
Piso 1	Live	Bottom	120.0265	0	0	0	1241.8659	-1008.3196

TOTAL 809.866925

Elaborado: Los Autores

### Metrado de Elementos estructurales

De igual manera se realizó el metrado de acero de los elementos estructurales del diseño estructural del método tradicional Teniendo los siguientes resultados:

Tabla 68

#### Metrado de Viga de Método Tradicional

	LONGITUD (METROS LINEALES DE VARILLAS)							
	1/4"	8 mm	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
	m	m	m	m	m	m	m	m
<b>TOTAL</b>	0.00	0.00	5978.8 8	0.00	5352.3 6	0.00	0.0 0	0.00
<b>PESO (kg)</b>	0.22	0.40	0.56	0.99	1.56	2.25	3.9 7	7.91
<b>PESO TOTAL (kg)</b>	<b>11697.85</b>	0.00	0.00	3348.1 7	0.00	8349.6 8	0.0 0	0.00

Elaborado: Los Autores

Tabla 69

#### Metrado de Columna de Método Tradicional

	LONGITUD (METROS LINEALES DE VARILLAS)							
	1/4"	8 mm	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
	m	m	m	m	m	m	m	m
<b>TOTAL</b>	0.00	0.00	6875.8 0	920.2 0	8569.36	0.00	0.00	0.00
<b>PESO (kg)</b>	0.22	0.40	0.56	0.99	1.56	2.25	3.97	7.91
<b>PESO TOTAL (kg)</b>	<b>18129.45</b>	0.00	0.00	3850.4 5	910.8 0	13368.20	0.00	0.00

Elaborado: Los Autores

Tabla 70

*Metrado de Losa de Método Tradicional*

		LONGITUD (METROS LINEALES DE VARILLAS)							
		1/4"	8 mm	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
		m	m	m	m	m	m	m	m
<b>TOTAL</b>		5723.05	512.50	5323.40	4899.30	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>PESO (kg)</b>		0.22	0.40	0.56	0.99	1.56	2.25	3.97	7.91
<b>PESO TOTAL (kg)</b>	<b>9295.47</b>	1259.06	205.00	2981.10	4850.31	0.00	0.00	0.00	0.00

Elaborado: Los Autores

## **CAPÍTULO VI**

### **DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

#### **6.1. Discusión de hipótesis**

Luego de haber diseñado mediante los dos métodos estructurales el edificio de 5 pisos del distrito de San Martín de Porres, y de haber realizado el metrado de las partidas de acero principalmente de las vigas, columnas y losas llegamos a encontrar las diferencias que planteamos al inicio de esta investigación. Para obtener una mejor visualización se realizó el metrado de los dos diseños y el método tradicional se verificó por el Etabs el análisis sísmico para poder conocer si el diseño altero el análisis estático y dinámico, para ello explicaremos los resultados de las hipótesis.

**H1:** La estructuración, el predimensionamiento y metrado de carga influye en la deformación elástica del diseño estructural tanto con la aplicación del software Etabs como en el método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima. Se encontró una diferencia en el predimensionamiento ya que con el Método del Etabs se necesitó aumentar las secciones de vigas y columnas, pero al realizar este cambio, no alteró la deformación elástica ya que puede variar las secciones y el peso de la estructura, así mismo, al modelarlo en el Etabs con los datos de los dos tipos de métodos no hubo cambio alguno en la deformación elástica debido a que esta actúa con las cargas sísmicas.

**H2:** Existen cambios mínimos en las respuestas sísmicas del diseño estructural al comparar los análisis estático y dinámico con la aplicación del software Etabs respecto a un método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito

de san Martín de Porres – Lima. Nuestros resultados fueron favorables y asertivos ya que efectivamente Se encontró cambios en el análisis estático en donde las cargas (CM y CV) de la estructura actúan. En cambio, en análisis dinámico se basa en cargas sísmicas que son aplicadas a la estructura es por ello que no se alteraría ya que los dos fueron diseñados con los mismos parámetros sísmicos que están estipulados en la norma E030.; validando la hipótesis

**H3:** El método tradicional cuenta con menor cantidad de cuantía de acero respecto al Software Etabs en el diseño estructural de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima. Efectivamente la cuantía de acero del método tradicional es menor que lo que se diseñó con el programa informático Etabs ya que mucho tuvo que ver que las secciones en ciertas columnas y vigas fueron diferentes y esto se debe a que el mismo programa considera el peso propio de la estructura, además el programa es muy conservador respecto al diseño por combos de cargas sísmicas. Colocar el porcentaje

Tabla 71

*Comparación de Metrados*

<i>% de Diferencia en Metrado de Viga</i>		
	<b>MÉTODO TRADICIONAL</b>	<b>SOFTWARE ETABS</b>
<b>Peso Total (kgr.)</b>	11697.85	12777.71
<b>% de Diferencia</b>		8.45%
<i>% de Diferencia en Metrado de Columna</i>		
	<b>MÉTODO TRADICIONAL</b>	<b>SOFTWARE ETABS</b>
<b>Peso Total (kgr.)</b>	18129.45	20987.90
<b>% de Diferencia</b>		13.61%
<i>% de Diferencia en Metrado de Losa</i>		
	<b>MÉTODO TRADICIONAL</b>	<b>SOFTWARE ETABS</b>
<b>Peso Total (kgr.)</b>	9295.47	9924.53
<b>% de Diferencia</b>		6.34%

Elaborado: Los Autores

## **6.2. Discusión Antecedentes**

Una vez obtenido los resultados de la presente investigación, hemos contrastado con los antecedentes.

### **6.2.1. Contrastación con antecedentes Internacionales**

Márquez, J. (2015) concluyo que los edificios diseñados con el Software Etabs mostraron un óptimo comportamiento en el análisis modal, a su vez el tiempo de cálculo lo disminuye. A su vez en la presente investigación se evidencio que el diseño con el Software Etabs cumple con los parámetros y lineamientos que se indica en las normativas peruanas.

Morales, E. (2017) concluyo que el comportamiento dinámico de la estructura realizado con el software Etabs no es el óptimo debido que presento problemas de torsión en planta alcanzando 47% en el modo de vibración. En cambio, para la presente investigación si se muestra un comportamiento dinámico opimo.

Quiroga, F. (2018) menciona que el software Etabs una herramienta de mucha utilidad para la ingeniería civil debido que determina con mayor precisión el comportamiento estructural, a su vez otorga la facilidad de utilizar las normas internacionales que se van actualizando progresivamente según lo vea conveniente cada país. Lo cual se pudo constatar en esa investigación al realizar el diseño con el software estructural.

Ortiz, E. (2012) indico que el modelo y diseño estructural que se elaboró con el software Etabs tuvo un comportamiento optimo y satisfactorio, para ello se tuvo en cuenta los datos obtenidos de los diferentes elementos estructurales. El cual se tuvo los mismos resultados para el diseño con Etabs de la presente investigación, logrando un comportamiento satisfactorio para la estructura.

Saravia, L. (2013) hace mención que el software Etabs es muy eficaz y fácil de usar para el diseño y análisis estructural, siendo este programa un gran aporte para la ingeniería civil, el cual facilitan los procesos de análisis y diseño estructural. Para la presente investigación se pudo constatar que el software Etabs facilita el proceso de análisis y de diseño del proyecto.

Lozano, N. (2013) afirma que el costo de los materiales concreto y acero sin considerar la cimentación es un 27 % mayor para la estructura no convencional, teniendo como el material más influyente el acero. Para la presente investigación se obtuvo una menor cantidad de acero para el diseño tradicional según los metrados realizado.

Aguilar, J. (2015) determino cuál de los sistemas propuestos es más adecuado para el edificio de ocho pisos, sin embargo, ambos sistemas se pueden complementar adecuadamente provocando un ahorro importante en los materiales de construcción. Respecto a la presente investigación se pudo diseñar satisfactoriamente mediante las dos propuestas realizadas, sin embargo, ambas se pueden complementar adecuadamente.

### **6.2.2. Contrastación con antecedentes Nacionales**

Huaraca, A. (2018) concluyendo que el comportamiento estructural de las viviendas que son autoconstruida, no se comporta adecuadamente según la evaluación con el software Etabs. Es por ello que con esta investigación se contrasta que el software Etabs ayuda a evaluar los comportamientos de las estructuras, siendo óptimo el diseño estructural de la presente investigación.

Mamani, E. (2017) concluyo que su proyecto cumple con las solicitudes requeridas, es por ello que la estructuración, pre-dimensionamiento y metrado de cargas cumplió con la teoría estructural aprendida en pregrado utilizando las normas E.020, E.030 y E.060. Contrastando que el diseño con el método tradicional de la presente investigación cumple de igual forma con las normativas peruanas técnicas.

Briones, P., & Alvarez Chiriboga, J. (2018) concluyeron que el análisis dinámico y estático que se realizó con los softwares estructurales Etabs y Robot Structural existen pequeñas diferencias causante por el metrado de cargas. A su vez al realizar la comparación de los análisis dinámicos y estáticos de las dos propuestas a estudiar en la presente investigación, de igual manera se pudo apreciar una pequeña diferencia, esto debido que cada propuesta tiene su forma de analizar las cargas actuantes.

Grados, P. (2018) realizo satisfactoriamente el diseño de un edificio de cinco pisos utilizando el software Etabs conjunto con las normas peruanas. De igual manera el

diseño de este proyecto se realizó satisfactoriamente utilizando el software Etabs cumpliendo los lineamientos establecidos por las normas peruanas.

Ramírez, J. (2019) indico que se tuvo que realizar algunas modificaciones en las secciones de los elementos estructurales que se indica en los planos arquitectónicos del proyecto. Lo cual para el caso de la presente investigación para tener un diseño satisfactorio se tuvo que modificar algunas secciones de los elementos verticales e horizontales

Meza, J. (2018) determino que existe una optimización de acero de 11.71% para las vigas y 12.37% para los muros estructurales, con respecto al diseño tradicional. A su vez para la comparación de las dos propuestas a estudiar en la presente investigación se puede apreciar que existen una diferencia de 8.45% en acero para vigas y de 13.61% de acero para columna a favor del método tradicional.

Cárdenas, O (2019) indico que la estructura se adapta a los parámetros que se establece en la arquitectura, cumpliendo la normativa E.030, además los resultados obtenido del metrado de cargas que se realizó manualmente y con el software Etabs tuvieron un aproximado. Sin embargo, en la presente investigación algunas de las secciones que se limitan en la arquitectura se tuvieron que modificar, a su vez cumple con la normativa E.030.

## CONCLUSIONES

1. De acuerdo a los resultados de la investigación se ha podido constatar que existe una ligera influencia de la estructuración, el predimensionamiento y metrado de carga en el diseño estructural con la aplicación del software Etabs respecto al método tradicional, lo cual nos permitió visualizar que afecta y genera una diferencia en las dimensiones de las secciones de los elementos y en las cargas de la estructura, a su vez estas provocan que se modifiquen ciertos elementos que se indican en el plano de arquitectura.
2. Se verifico que existe una diferencia en el análisis estático entre el diseño con el software Etabs y el Método Tradicional en un 4.51%, el cual se ve reflejado en el peso de la estructura donde la estructura con realizado mediante el método tradicional tiene un menor peso que la estructura realizado con el software Etabs.
3. El método tradicional nos permitió realizar una mejor distribución de acero de refuerzo en las zonas más críticas de la estructura, disminuyendo un 10% en las cuantías de acero respecto a la cantidad de acero que nos brindó el diseño con el software Etabs, el cual analiza de manera típica si no se realiza una configuración al detalle, esto se reflejó al realizar el metrado de la partida de acero de ambos diseños.
4. Esta Investigación de diseño estructural, se podrá tomar como guía o material de apoyo para los alumnos de pregrado debido que el método tradición lo aprendemos en cursos de estructuras de pregrado, así como el uso del software Etabs.
5. La facilidad del uso del software Etabs es notable, además de la visualización mediante la textura y colores que se le puede modificar y agregar al modelo, ayuda notablemente al ingeniero estructuralista, debido que es un programa interactivo y ayuda a reconocer y analizar los resultados de una manera rápida ya sea del análisis dinámico o estático.
6. El método tradicional es más trabajoso, es por ello que en su mayoría los estudiantes de pregrado de ingeniería civil prefieren optar por el uso del programa informático Etabs, el cual es uno de los más comerciales en la actualidad para el diseño de edificios, es por ello que las hojas de cálculo son importantes y acá es cuando nos damos cuenta de la facilidad que nos puede generar y ser igual de interactivo que cualquier programa

informático, además podemos concluir que los resultados respecto al diseño son más eficaces.

7. Se puede diseñar un edificio de diferentes maneras, unas de ellas son los dos métodos analizados durante esta investigación, el cual nos permite diseñar independientemente una respecto al otro, sin embargo, estos se pueden acoplar utilizando algún software estructural en conjunto con los conocimientos teóricos y normas técnicas, para lograr tener una estructura segura, con cantidades de material exactas.

## RECOMENDACIONES

1. Analizar las losas, vigas o columnas que sean de otro tipo es decir ya sea prefabricadas, esto debido que se recomienda analizar tradicionalmente, ya que en ese aspecto es muy probable que varíe al realizarlo con el software Etabs o algún otro software estructural.
2. Utilizar el software Etabs facilita al verificar el análisis sísmico, es por ello, que a medida que los estudiantes de pregrado lleven cursos estructurales, se recomienda aprender este software para verificar lo aprendido teóricamente en los cursos estructurales de la carrera de ingeniería civil.
3. Considerar e utilizar los conceptos estructurales para realizar un diseño estructural óptimo y satisfactorio, ya que muchas veces uno se acostumbra a las facilidades que te brinda el programa, sin llegar a analizar de manera correcta los resultados que este puede brindar.
4. Configurar las hojas de cálculo son otra forma de ayuda para el método tradicional, ya que en la actualidad solo se configura y programa, logrando facilitar los cálculos y diseños que se necesite para el proyecto cumpliendo con las normas técnicas peruanas.

### Fuentes de información

- Aguilar, J. (2015). Análisis y diseño de un edificio de 8 niveles empleando diferentes sistemas de piso: losas de concreto reforzado perimetralmente apoyadas y losas planas de concreto postensado. (Tesis para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F., México). Recuperado de: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/handle/132.248.52.100/9616?show=full>
- Asociación de Desarrollo Inmobiliario (2019). Se construyen 50 mil viviendas informales al año en Lima. Recuperado de: <https://larepublica.pe/economia/1473643-viviendas-informales-construyen-50000-ano-lima-adi/>
- Barómetro S. (2015). ¿Cómo les irá a los ingenieros y arquitectos peruanos este año? Recuperado de: <https://elcomercio.pe/economia/peru/les-ira-ingenieros-arquitectos-peruanos-ano-186026-noticia/>
- Blanco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Recuperado de: <https://es.slideshare.net/esmaton/estructuracion-y-diseo-de-edificaciones-de-concreto-armado-antonio-blanco-blasco>
- Briones, P. & Alvarez, J. (2018). Comparación del modelamiento, análisis y diseño estructural en concreto armado utilizando los Software Etabs y Robot Structural Analysis, para un edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano). (Tesis para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil, Universidad Peruana Unión, Juliaca, Perú). Recuperado de: <https://repositorio.upeu.edu.pe/handle/UPEU/1207>
- Cámara Peruana de la Construcción (2017). El 70% de viviendas en Lima son informales y vulnerables a un terremoto. Recuperado de: <https://rpp.pe/economia/economia/capeco-el-70-de-viviendas-en-lima-son-construidas-sin-normas-tecnicas-noticia-1078934?ref=rpp>
- Cámara Peruana de la Construcción (2018). El alto riesgo de las viviendas informales. Recuperado de: <https://www.construyebien.com/blog/construccion-viviendas-informales/>
- Cárdenas, O. (2019). Diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de cinco pisos. (Tesis para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú). Recuperado de: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/15010>
- Centro Peruano – Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (2018). Mapa de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Lima Actualizado al 2018. Recuperado de: [http://www.cismid.uni.edu.pe/microzonificacion\\_sismica\\_geotecnica\\_lima\\_2018\\_a0-min-1-1/](http://www.cismid.uni.edu.pe/microzonificacion_sismica_geotecnica_lima_2018_a0-min-1-1/)
- Centro Peruano – Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (2019). ¿Cuáles serían los distritos más vulnerables de darse un sismo de alta intensidad en Lima? Recuperado de: <https://gestion.pe/peru/igp-sismo-en-lima-cuales-serian->

los-districtos-mas-vulnerables-de-darse-un-sismo-de-alta-intensidad-en-lima-noticia/?ref=gesr

- Computers and Structures, Inc. (2020). Software Etabs. Recuperado de: <https://www.csiespana.com/software/5/etabs>
- Delgado, G. (2011). Diseño de Estructuras Aportricadas de Concreto Armado. Recuperado de: <https://civiliestph.files.wordpress.com/2016/04/libro-genaro-delgado-diseno-de-estructuras-aportricadas-cc2baac2ba.pdf>
- Eadic Formación & Consultoría (2015). Fases del diseño estructural: master estructuras. Recuperado de: <https://www.eadic.com/fases-del-diseno-estructural/>
- Grados, P. (2018). Aplicación del software Etabs para el diseño estructural de una edificación de 05 pisos con semisótano en San Isidro – 2018. (Tesis para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil, Universidad Cesar Vallejo, Callao, Perú). Recuperado de <http://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/40151>
- Huaraca, A. (2018). Análisis Comparativo Aplicando el Software Robot Structural Analysis y Etabs para Evaluar el Comportamiento Estructural de Viviendas AutoConstruidas. (Tesis para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil, Universidad Peruana Los Andes, Huancayo, Perú). Recuperada de: <http://repositorio.upla.edu.pe/handle/UPLA/794>
- Instituto Nacional de Estadística e Informática (2015). El Bicentenario de la Independencia lo celebrarían más de 33 millones de peruanos. Recuperado de: <https://www.inei.gob.pe/prensa/noticias/np-n-113-fiestas-patrias-8528/>
- Instituto Nacional de Estadística e Informática (2020). La población de Lima supera los nueve millones y medio de habitantes. Recuperado de: <http://m.inei.gob.pe/prensa/noticias/la-poblacion-de-lima-supera-los-nueve-millones-y-medio-de-habitantes-12031/>
- Lozano, N. (2013). Comparación sismoresistente y económica entre una estructura convencional y una no convencional en un mismo edificio irregular. (Tesis para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia). Recuperado de: <https://repository.javeriana.edu.co/handle/10554/11128>
- Mamani, E. (2017). Análisis y diseño estructural de la edificación de nueve niveles con aplicación del Software Etabs versión 15.2 – Safe versión 14.1. (Tesis para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil, Universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez, Juliaca, Perú). Recuperado de: <http://repositorio.uancv.edu.pe/handle/UANCV/1478>
- Márquez, J. (2015). Aspectos de modelamiento en edificios de planta libre. (Tesis para la Obtención del Grado de Magíster en Ciencias de ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago de Chile, Chile). Recuperado de: <https://repositorio.uc.cl/handle/11534/15694>
- Meza, J. (2018). Optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos Blandos, con el modelo interacción suelo – estructura, en Lurín – Lima. (Tesis para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil, Universidad San

- Martin de Porres, Lima, Perú. Recuperado de:  
<http://repositorio.usmp.edu.pe/handle/usmp/4811>
- Ministerios de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), Albañilería [Norma E.070]. Lima, Perú.
- Ministerios de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006), Cargas [Norma E.020]. Lima, Perú.
- Ministerios de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009), Concreto Armados [Norma E.060]. Lima, Perú.
- Ministerios de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018), Diseño Sismoresistente [E.030]. Lima, Perú.
- Morales, E. (2017). Diagnóstico estructural en base a la curva de capacidad del edificio de apartamentos denominado ciurana ubicado en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua. (Tesis para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador). Recuperado de:  
<https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/26853>
- Municipalidad de San Martín de Porres (2018). Plan de Rehabilitación ante emergencias y Desastres 2018-2021. Recuperado de:  
[http://www.mdsmp.gob.pe/data\\_files/da\\_020\\_2018.pdf](http://www.mdsmp.gob.pe/data_files/da_020_2018.pdf)
- Municipalidad de San Martín de Porres (2011). Plan de Desarrollo concertado del distrito de San Martín de Porres al 2021- Recuperado de:  
[https://www.imp.gob.pe/images/IMP%20-%20PLANES%20DE%20DESARROLLO%20MUNICIPAL/san\\_martin\\_de\\_porres\\_plan\\_de\\_desarrollo\\_concertado\\_al\\_2021.pdf](https://www.imp.gob.pe/images/IMP%20-%20PLANES%20DE%20DESARROLLO%20MUNICIPAL/san_martin_de_porres_plan_de_desarrollo_concertado_al_2021.pdf)
- Nilson, A. (1999). Diseño de Estructuras de Concreto, Duodécima edición. Recuperado de:  
[https://www.u-cursos.cl/usuario/7c1c0bd54f14c0722cefc0fa25ea186d/mi\\_blog/r/32988036-Nilson-Diseno-De-Estructuras-De-Concreto\\_\(1\).pdf](https://www.u-cursos.cl/usuario/7c1c0bd54f14c0722cefc0fa25ea186d/mi_blog/r/32988036-Nilson-Diseno-De-Estructuras-De-Concreto_(1).pdf)
- Ortiz, E. (2012). Diseño estructural sismo-resistente de los edificios de departamentos de hormigón armado Limburg Platz de la ciudad de Quito, para garantizar la seguridad de los ocupantes. (Trabajo de investigación previo a la obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador). Recuperado de: <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/3770>
- Quiroga, F. (2018). Modelación, análisis y diseño estructural de una edificación de tres plantas de uso público con sección compuesta usando el espectro de diseño, Nec-15 y Etabs. (Tesis para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil, Universidad de Guayaquil, Guayaquil, Ecuador). Recuperado de:  
[http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/32602/1/QUIROGA\\_FLAVIO\\_TRABAJO\\_TITULACION\\_ESTRUCTURAS\\_ENERO\\_2018.pdf](http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/32602/1/QUIROGA_FLAVIO_TRABAJO_TITULACION_ESTRUCTURAS_ENERO_2018.pdf)
- Ramírez, J. (2019). Diseño estructural de un edificio multifamiliar de 8 pisos en Surquillo. (Tesis para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú). Recuperado de  
<http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/13530>

- Saravia, L. (2013). Análisis y diseño con Etabs, su aplicación adecuada y comprobación de resultados, Aplicado a edificios de concreto armado. (Trabajo de Gradación para la obtención del Título de Maestro en Estructuras, Universidad de San Carlos de Guatemala, Ciudad de Guatemala, Guatemala). Recuperado de: <http://www.repositorio.usac.edu.gt/1033/1/LUIS%20ESTUARDO%20SARAVIA%20RAM%C3%8DREZ.pdf>
- Uribe, J. (1992). Análisis de Estructuras, 2° Edición. Recuperado de: [https://www.academia.edu/34584677/Jairo\\_uribe\\_escamilla\\_150418194330\\_conversion\\_gate](https://www.academia.edu/34584677/Jairo_uribe_escamilla_150418194330_conversion_gate)
- Vasco, P (2003). Guía para Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Hormigón Armado (Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador). Recuperado de: [https://www.academia.edu/8180956/guia\\_para\\_el\\_analisis\\_estructural\\_de\\_edificaciones](https://www.academia.edu/8180956/guia_para_el_analisis_estructural_de_edificaciones)

## **ANEXOS**

## Matriz de Consistencia



ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL CON LA APLICACIÓN DEL SOFTWARE ETABS RESPECTO AL MÉTODO TRADICIONAL DE UN EDIFICIO DE CINCO PISOS CON SEMISÓTANO UBICADO EN EL DISTRITO DE SAN MARTIN DE PORRES – LIMA					
PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES		METODOLOGÍA
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General	V. Independiente	Indicadores	Diseño
¿Cuál es el diseño más óptimo en el análisis comparativo del <b>diseño estructural</b> con la aplicación del <b>software Etabs</b> respecto a un <b>método tradicional</b> de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima?	Elaborar el análisis comparativo del <b>diseño estructural</b> con la aplicación del <b>software Etabs</b> respecto a un <b>método tradicional</b> de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima	El resultado del <b>diseño estructural</b> del <b>método tradicional</b> es más óptimo respecto del <b>software Etabs</b> , para un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima	Método Tradicional	<ul style="list-style-type: none"> <li>Estructuración</li> <li>Predimensionamiento</li> <li>Metrado de carga</li> <li>Análisis Estático y Dinámico</li> </ul>	<b>Tipo de Investigación:</b> Aplicada  <b>Nivel de Investigación:</b> Explicativa  <b>Diseño de Investigación:</b> No experimental, Transversal y Cuantitativa
Problemas Específicos	Objetivos Específicos	Hipótesis Específicos	Software Etabs	<ul style="list-style-type: none"> <li>Estructuración</li> <li>Predimensionamiento</li> <li>Metrado de carga</li> <li>Análisis Estático y Dinámico</li> </ul>	Muestra
¿Cómo influye <b>la estructuración, el predimensionamiento y metrado de carga</b> en el <b>diseño estructural</b> con la aplicación del <b>software Etabs</b> respecto a un método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima?	Analizar la influencia de <b>la estructuración, el predimensionamiento y metrado de carga</b> en el <b>diseño estructural</b> con la aplicación del <b>software Etabs</b> respecto a un método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima	<b>La estructuración, el predimensionamiento y metrado de carga</b> influye en la <b>deformación elástica</b> del <b>diseño estructural</b> tanto con la aplicación del <b>software Etabs</b> como en el método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima			<b>Población:</b> Edificios multifamiliares y comerciales de cinco pisos ubicados en el distrito de San Martín de Porres - Lima.  <b>Muestra:</b> Edificio "Multifamiliar Roncal" de cinco pisos, con un semisótano y una azotea en el distrito de San Martín de Porres - Lima
¿En qué medida las <b>respuestas sísmicas</b> del diseño estructural varían al comparar el <b>análisis estático y dinámico</b> con la aplicación del <b>software Etabs</b> respecto a un método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima?	Identificar los cambios de las <b>respuestas sísmicas</b> del diseño estructural al comparar el <b>análisis estático y dinámico</b> con la aplicación del <b>software Etabs</b> respecto a un método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima	Existen cambios mínimos en las <b>respuestas sísmicas</b> del diseño estructural al comparar los <b>análisis estático y dinámico</b> con la aplicación del <b>software Etabs</b> respecto a un método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima	V. Dependiente	Indicadores	Instrumentos
¿Cuál es el diseño estructural que posee una mayor cantidad de <b>cuantías de acero</b> utilizando la aplicación del <b>software Etabs</b> respecto a un <b>método tradicional</b> de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima?	Calcular las <b>cuantías de acero</b> del diseño estructural utilizando la aplicación del <b>software Etabs</b> respecto a un <b>método tradicional</b> de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima	El <b>método tradicional</b> cuenta con menor cantidad de <b>cuantía de acero</b> respecto al <b>Software Etabs</b> en el diseño estructural de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima	Diseño estructural	<ul style="list-style-type: none"> <li>Respuestas Sísmicas</li> <li>Deformación elástica</li> <li>Cuantía de acero</li> </ul>	Normas E020, E030, E060, E070 Plano arquitectónico
					<b>Procesamiento:</b> Excel y Etabs vs 18.2
					Procedimiento
					Plan de Trabajo y aspectos éticos
Recolección y Procesamiento de información					
Desarrollo de la investigación: método tradicional y software Etabs					
Comparación y discusión de resultados					

Elaborado por Estrada Reyes Sofia Solange y Verde Huaman Jhosep Kevin

**ANEXO 2****Encuesta a Ingenieros Civiles****A. Datos Generales**

Sexo: Femenino ( ) Masculino ( )  
Nombre y Apellidos:  
Especialización:  
Años de experiencia:  
CIP:

**B. Preguntas**

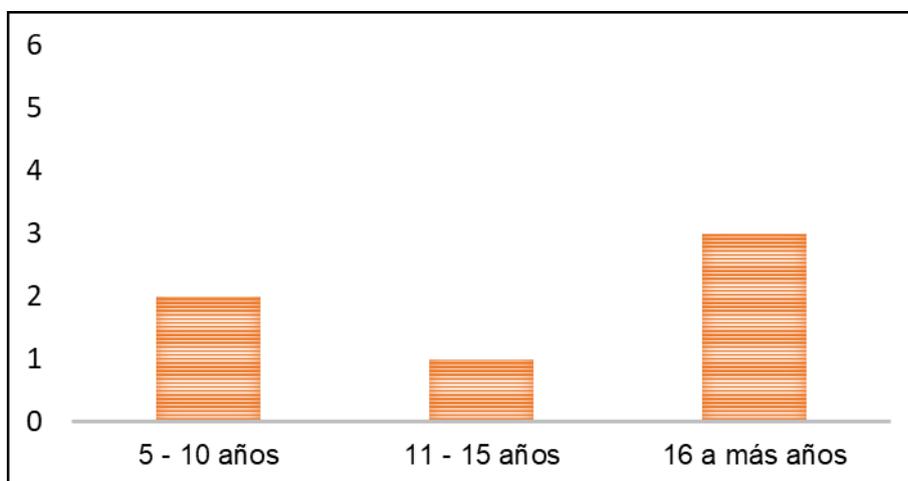
- 1. ¿Qué problemas actuales se puede encontrar en la ingeniería estructural, que se deba investigar, considerando el contexto en el que hoy en día vivimos?**
- 2. ¿Maneja algún software estructural hoy en día? ¿Cuál es el nombre y por qué lo prefiere?**
- 3. ¿Cuál es la importancia de la comparación del diseño tradicional respecto a la aplicación del software Etabs, en el diseño estructural de un edificio?**
- 4. ¿Cuál es el problema principal que usted encuentra en la comparación del diseño tradicional respecto a la aplicación del software Etabs, en el diseño estructural de un edificio?**
- 5. ¿Qué objetivos se podría plantear en esta investigación? Comparación del Diseño Tradicional respecto a la aplicación del software Etabs, en el diseño estructural de un edificio**
- 6. ¿Cuál es el aporte que espera en esta investigación: comparación del Diseño Tradicional y el uso del Software Estructural (Etabs) en un edificio?**
- 7. ¿Conoce usted algún reporte realizado sobre este tema de investigación: Comparación del Diseño Tradicional y el uso del Software Estructural (Etabs) de un edificio?**

### ANEXO 3

#### Respuestas del cuestionario a los Ingenieros Civiles

##### A. Datos Generales

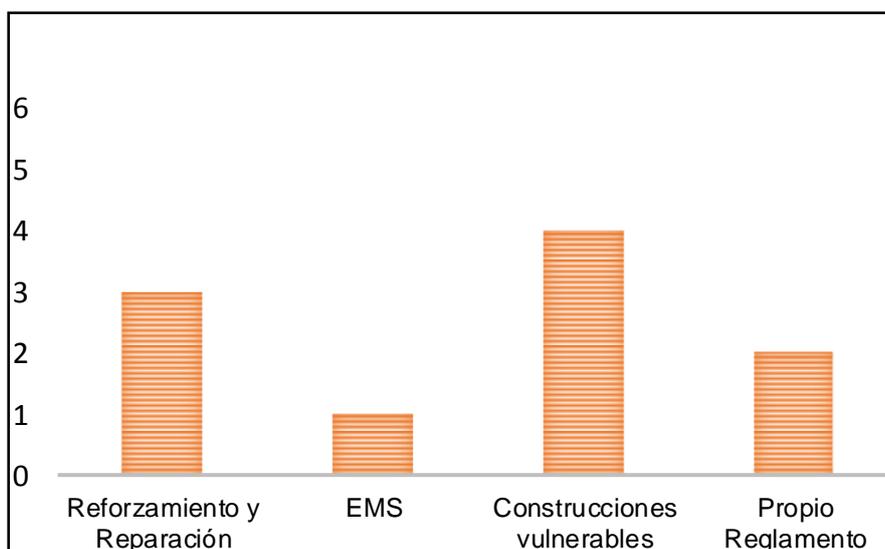
Se encuestaron a seis ingenieros civiles; cinco varones y una mujer; de los cuales tres de ellos tiene más de 15 años de experiencia, además dos de ellos son docentes de la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería y uno de ellos jefe de prácticas de los cursos de estructuras de la Universidad Pontificia Católica del Perú



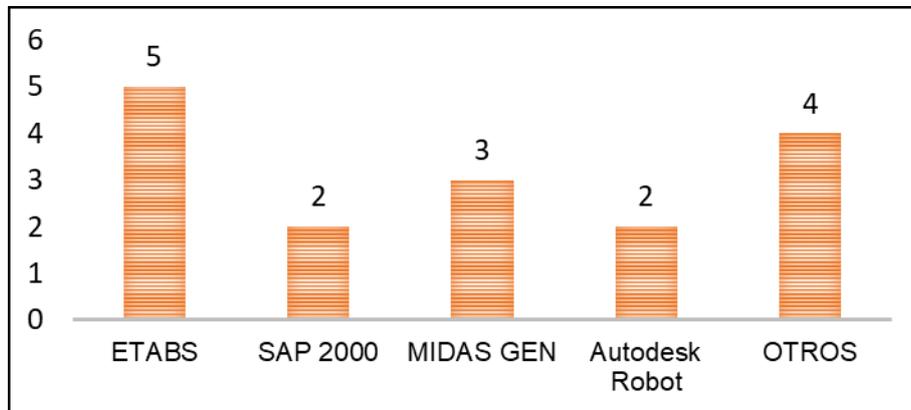
Histogramas de años de experiencia

##### B. Preguntas

##### 1. Problemas actuales se puede encontrar en la ingeniería estructural

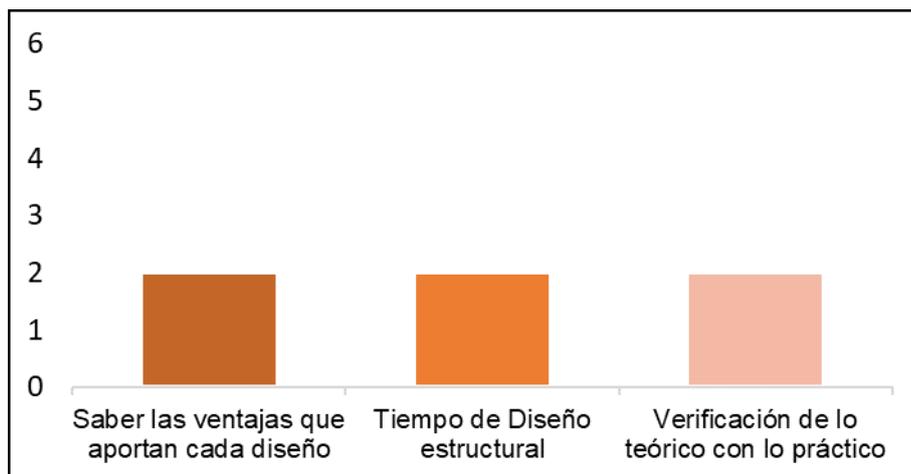


## 2. Uso de softwares estructurales



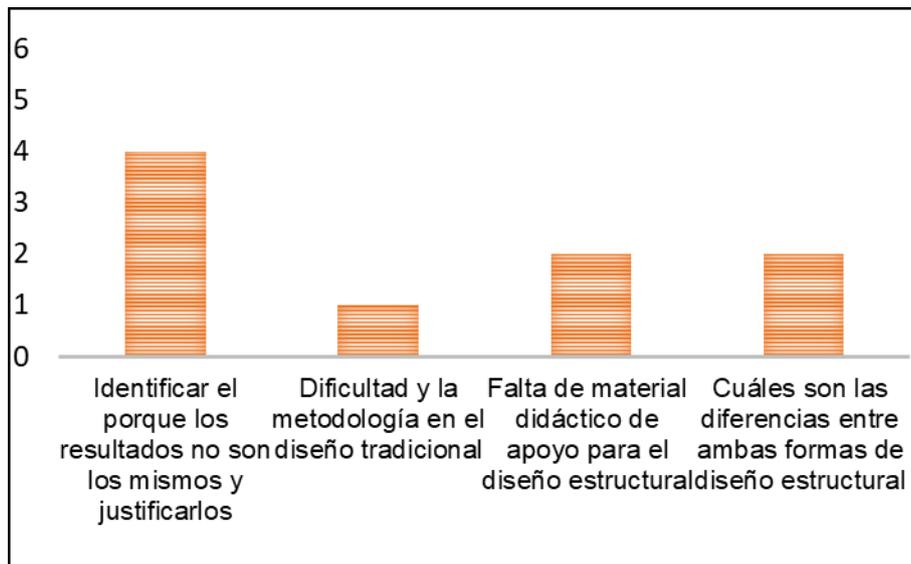
Histograma de Softwares Estructurales

## 3. Importancia de la Investigación



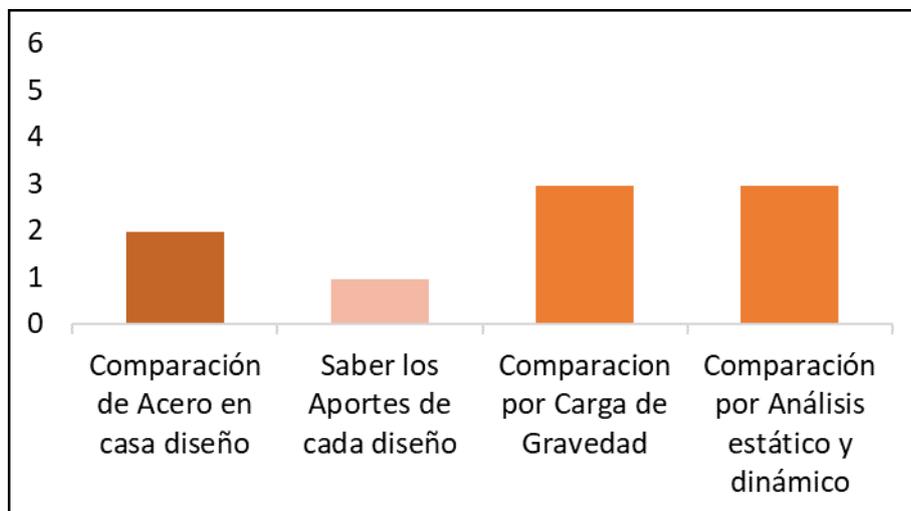
Histograma de Importancia del Proyecto

#### 4. Problema principal de la Investigación



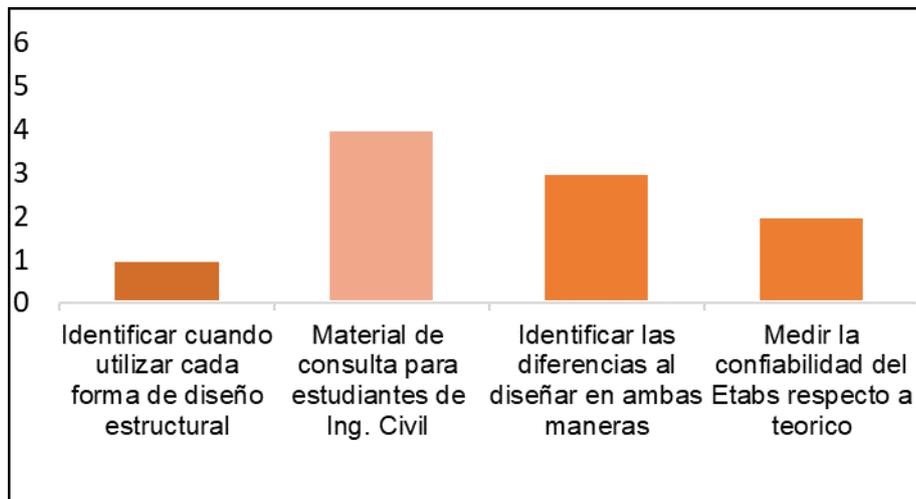
Histograma de Problema Principal

#### 5. Objetivos que se podría plantear en esta investigación



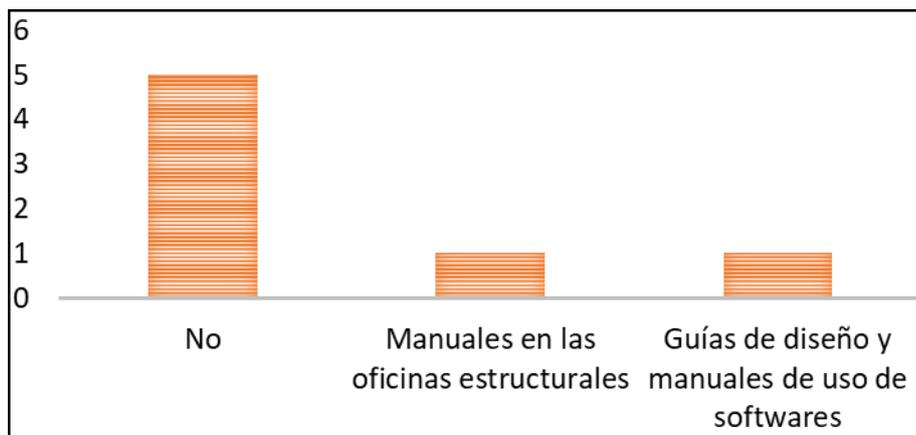
Histograma de Objetivos

## 6. Aporte que espera en esta investigación



Histograma de Aporte esperado

## 7. Reporte o estudio similar sobre este tema de investigación

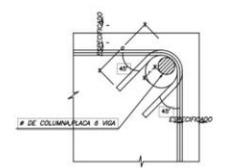
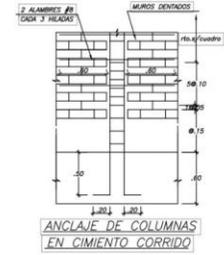


Histograma de estudios o reportes similares a la investigación

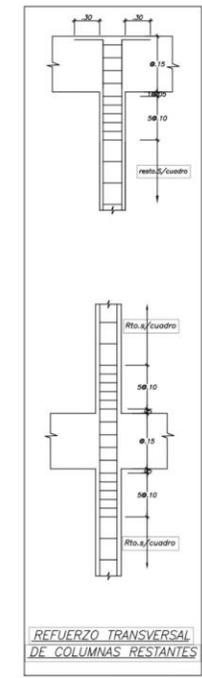
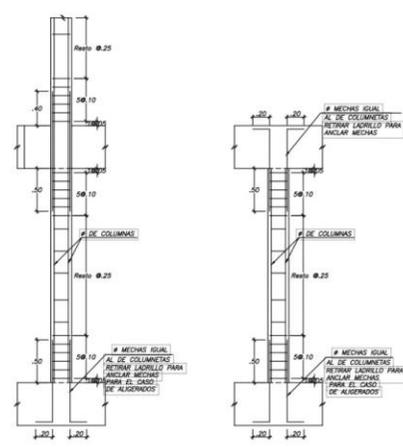
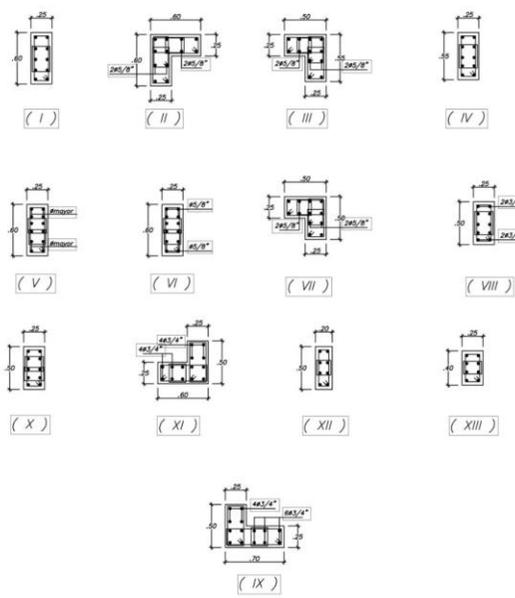
## **ANEXO 4**

### **PLANOS ESTRUCTURALES DEL MÉTODO TRADICIONAL**

COLUMNA		CUADRO DE COLUMNAS													CP1		CP2	
PERO		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13				
SEMI SOTANO		25x60 10x5/8"	VER CLAVE 4x5/8" x 6x1/4"	VER CLAVE 4x5/8" x 6x1/4"	25x60 10x3/4"	25x60 10x3/4"	25x60 8x3/4" x 4x5/8"	25x60 12x3/4"	25x60 12x5/8"	VER CLAVE 4x5/8" x 6x1/4"	25x60 4x3/4" x 6x1/8"	VER CLAVE 10x3/4" x 4x5/8"	25x60 10x3/4"	VER CLAVE 8x3/4" x 4x5/8"				
1° PISO		VER CLAVE 4x5/8" x 6x1/4"	VER CLAVE 4x5/8" x 6x1/4"	VER CLAVE 4x5/8" x 6x1/4"	25x60 10x3/4"	25x60 10x3/4"	25x60 8x3/4" x 4x5/8"	25x60 12x3/4"	25x60 12x5/8"	VER CLAVE 4x5/8" x 6x1/4"	25x60 4x3/4" x 6x1/8"	VER CLAVE 10x3/4" x 4x5/8"	25x60 10x3/4"	VER CLAVE 8x3/4" x 4x5/8"				
2° PISO		VER CLAVE 4x5/8" x 6x1/4"	VER CLAVE 4x5/8" x 6x1/4"	VER CLAVE 4x5/8" x 6x1/4"	25x60 10x3/4"	25x60 10x3/4"	25x60 8x3/4" x 4x5/8"	25x60 12x3/4"	25x60 12x5/8"	VER CLAVE 4x5/8" x 6x1/4"	25x60 4x3/4" x 6x1/8"	VER CLAVE 10x3/4" x 4x5/8"	25x60 10x3/4"	VER CLAVE 8x3/4" x 4x5/8"				
3° PISO		VER CLAVE 4x5/8" x 6x1/4"	VER CLAVE 4x5/8" x 6x1/4"	VER CLAVE 4x5/8" x 6x1/4"	25x60 10x3/4"	25x60 10x3/4"	25x60 8x3/4" x 4x5/8"	25x60 12x3/4"	25x60 12x5/8"	VER CLAVE 4x5/8" x 6x1/4"	25x60 4x3/4" x 6x1/8"	VER CLAVE 10x3/4" x 4x5/8"	25x60 10x3/4"	VER CLAVE 8x3/4" x 4x5/8"				
4° PISO		VER CLAVE 10x5/8"	VER CLAVE 10x5/8"	VER CLAVE 10x5/8"	25x60 10x3/4"	25x60 10x3/4"	25x60 8x3/4" x 4x5/8"	25x60 12x3/4"	25x60 12x5/8"	VER CLAVE 10x5/8"	VER CLAVE 10x5/8"	VER CLAVE 10x5/8"	25x60 10x3/4"	VER CLAVE 10x5/8"				
5° PISO		VER CLAVE 10x5/8"	VER CLAVE 10x5/8"	VER CLAVE 10x5/8"	25x60 10x3/4"	25x60 10x3/4"	25x60 8x3/4" x 4x5/8"	25x60 12x3/4"	25x60 12x5/8"	VER CLAVE 10x5/8"	VER CLAVE 10x5/8"	VER CLAVE 10x5/8"	25x60 10x3/4"	VER CLAVE 10x5/8"				
AZOTEA										VER CLAVE 8x5/8" x 4x1/2"	VER CLAVE 8x5/8" x 4x1/2"	VER CLAVE 8x5/8" x 4x1/2"						



#	r(cm)	a(cm)
1/4"	2	8
3/8"	3	10



PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR RONCAL	UBICACION: REGION-PROVINCIA LIMA - LIMA	PERO: LIMA - LIMA
AUTORES: SOFIA SOLANGE ESTRADA REYES	DISTRITO: SAN MARTIN DE PORRES	FECHA: AGOSTO 2020
DIRECCION: JOSEPH KEVIN VERDE HUAMAN	ESCALA: 1/75 1/25	SERIAL: SERIAL/VI
UNIVERSIDAD SAN MARTIN DE PORRES FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA	PLANO: COLUMNAS	E-01