

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo
**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA,
INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**PROPUESTA TÉCNICA ECONÓMICA, PARA OBTENER UN
MEJOR DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EN EL
CANTÓN EL TAMBO, MEDIANTE LA UTILIZACIÓN DE MUROS
DE CORTE**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

AUTOR: FRANKLIN IVAN LOJA MAYANCELA

DIRECTOR: ING. JUAN DIEGO URGILÉS ROJAS, MGS.

AZOGUES - ECUADOR

2022

DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO

Declaratoria de Autoría y Responsabilidad

Franklin Ivan Loja Mayancela portador(a) de la cédula de ciudadanía N° 0302692116. Declaro ser el autor de la obra: **“Propuesta técnica económica, para obtener un mejor desempeño sísmico de un edificio en el cantón el Tambo, mediante la utilización de muros de corte”**, sobre la cual me hago responsable sobre las opiniones, versiones e ideas expresadas. Declaro que la misma ha sido elaborada respetando los derechos de propiedad intelectual de terceros y eximo a la Universidad Católica de Cuenca sobre cualquier reclamación que pudiera existir al respecto. Declaro finalmente que mi obra ha sido realizada cumpliendo con todos los requisitos legales, éticos y bioéticos de investigación, que la misma no incumple con la normativa nacional e internacional en el área específica de investigación, sobre la que también me responsabilizo y eximo a la Universidad Católica de Cuenca de toda reclamación al respecto.

Azogues, **22 de septiembre de 2022**

F: 

Franklin Ivan Loja Mayancela

C.I. 0302692116

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

Azogues, 19 de septiembre de 2022.

ASUNTO: Informe calificación trabajo de titulación.

Ingeniero.

Ricardo Romero G. Mgs.

**DIRECTOR DE CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL – SEDE AZOGUES. UNIDAD
ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN.**

De mi consideración.

Adjunto al presente, sírvase encontrar la rúbrica de evaluación del proceso de trabajo de titulación del estudiante FRANKLIN IVÁN LOJA MAYANCELA, que fue desarrollado bajo mi tutoría y que se denomina: “PROPUESTA TÉCNICA ECONÓMICA, PARA OBTENER UN MEJOR DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EN EL CANTÓN EL TAMBO, MEDIANTE LA UTILIZACIÓN DE MUROS DE CORTE”. Me permito informar además que, el trabajo ha sido completado en su totalidad bajo mi supervisión y considero que es apto para continuar con los trámites correspondientes para su titulación. La nota final del trabajo escrito obtenida es de 50/50.

Sin otro particular.

Atentamente,



Ing. Juan Diego Urgilés Rojas. Mg. Ing.

**DOCENTE DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA – SEDE AZOGUES**

AGRADECIMIENTO

Primeramente, agradezco a Dios por permitirme un día más de vida y es quien guía mi camino y brinda sabiduría; a mi hermano y mis padres por brindar todo el apoyo necesario en mi vida de estudiante.

Quiero expresar un profundo agradecimiento a los catedráticos de la facultad de Ingeniería Civil de manera especial al Ing. Juan Diego Urgilés por compartir sus conocimientos hacia mi persona en esta etapa de formación y ser el apoyo fundamental en el desarrollo de mi trabajo de titulación.

DEDICATORIA

Dedico de manera especial a mi madre Encarnación Mayancela quien desde el cielo guía mis pasos, pues ella fue el principal cimiento para la construcción de mi vida profesional, sentó en mi la base de responsabilidad y deseos de superación.

A mis hijas Romina-Naira y mi esposa que son personas que me han ofrecido el amor y la calidez de la familia a la cual amo.

Resumen

La presente investigación pretende desarrollar una propuesta técnica económica, para obtener un mejor desempeño sísmico de edificaciones, mediante la utilización de muros de corte, para reducir daños ante la presencia de movimientos telúricos de gran capacidad. La propuesta de diseño estructural presente, se ha considerado en la ciudad de El Tambo, perteneciente a la provincia de Cañar. Esto debido a que corresponde a una zona sísmica de relevancia y que el estudio puede aportar información y recomendaciones para futuros diseños en la localidad.

La metodología aplicativa, descriptiva y explicativa fueron utilizados para el desarrollo del proyecto, la metodología aplicada para la elaboración de este proyecto fue Hipotético – Deductivo, para identificar los parámetros de sustentabilidad que se requieren para un edificio. La investigación está basada de acuerdo a la Norma Ecuatoriana NEC-15, la norma extranjera ACI 318 y el uso de la herramienta ETABS, con la cual se obtuvo los valores para el diseño estructural con y sin muros de corte

Finalmente se establecieron parámetros comparativos entre una edificación con muros de corte y sin muros de corte, concluyendo que al comparar estos, el presupuesto Estructural de la Edificación sin muros de corte representa un 30 %, que fue inferior al presupuesto no estructural que representa un 70%, por otra parte, la Estructura con muros de corte obtiene un 34% y el no estructural un 66% del monto total.

Palabras clave: ACI-318, desempeño sísmico, diseño estructural, muros de corte, NEC-15

Abstract

This research aims to develop a technical, economic proposal, to obtain a better seismic performance of buildings through the use of shear walls, to reduce damages in the presence of large capacity telluric movements. The present structural design proposition has been considered in Tambo city, in Cañar Province, because it is a relevant seismic zone. This study can provide information and recommendations for future designs in this place.

A descriptive and explanatory research design was used to develop the project. The methodology applied for the elaboration of this project was hypothetical-deductive to identify the sustainability parameters required for a building. This research is based on Ecuadorian Standard NEC-15 (Ecuadorian Construction Standard, by its Spanish acronym), foreign standard ACI 318 (American Concrete Institute), and the use of the ETABS tool from which the values for the structural design with and without shear walls were obtained.

Finally, comparative parameters were established between a building with shear walls and the one without them. When comparing these, it is concluded that the structural budget of the building without shear walls represents 30%, which was lower than the non-structural budget, which means 70%; on the other hand, the structure with shear walls obtains 34% and the non-structural one 66% of the total amount.

Keywords: ACI-318, seismic performance, structural design, shear walls, NEC-15

ÍNDICE

DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y RESPONSABILIDAD	1
CERTIFICADO DEL TUTOR.....	2
AGRADECIMIENTO	1
DEDICATORIA	2
Resumen	3
Abstract.....	4
ÍNDICE DE TABLAS	8
ÍNDICE DE FIGURA	9
CAPITULO I	11
1. GENERALIDADES	11
1.1. Introducción.....	11
1.2. Objetivos.....	12
1.2.1. General.....	12
1.2.2. Específicos	12
1.3. Formulación del Problema.....	13
1.3.1. Delimitación del problema.....	13
1.4. Justificación de la investigación	14
1.5. Ubicación del Proyecto	15
CAPITULO II.....	16
2. MARCO TEÓRICO	16
2.1. Diseño por desempeño.....	16
2.1.1. Niveles de desempeño	16
2.1.2. Propuestas del comité visión 2000.....	16
2.2. Peligro sísmico.....	19
2.2.1. Peligro sísmico en Ecuador.....	19
2.3. Riesgo Sísmico	20
2.4. Demanda.....	20
2.4.1. Demanda Sísmica	20
2.5. Análisis de elementos estructurales	21
2.5.1. Niveles para análisis de los elementos estructurales	21
2.5.2. Niveles para los elementos no estructurales	21
2.5.3. Tipo de esfuerzo en los elementos estructurales	22
2.6. Diseño de elementos estructurales	22
2.7. Sistemas estructurales de edificios de hormigón armado.....	23
2.7.1. Sistema de muros portantes de concreto armado	23
2.7.2. Muros de cortante acoplado en sistema estructural.....	23
2.7.3. Modos de falla en muro estructurales	23

2.8.	Materiales principales para el diseño	24
2.9.	Cargas vivas, muertas y accidentales para el diseño estructural	24
2.10.	Diseño de edificios	25
2.11.	Análisis de modal espectral	25
2.13.	Diseño de columnas	26
2.14.	Diseño de vigas	27
2.15.	Diseño de losas	27
2.16.	Diseño de muros de corte.....	27
CAPITULO III		28
3.	MARCO METODOLÓGICO	28
3.1.	Método general o teórico de la investigación	28
3.2.	Nivel o tipo de investigación	28
3.3.	Técnicas e instrumento de investigación	28
3.4.	Datos generales para el diseño.....	29
CAPITULO IV		30
PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES		30
4.1.	Pre dimensionamiento de vigas	30
4.2.	Pre-dimensionamiento de losas.....	31
4.3.	Pre-dimensionamiento de columnas	36
CAPITULO V		41
5.1.	Procedimiento de modelamiento y comprobación inicial en ETABS.....	41
5.1.1.	Definición de materiales y secciones.....	41
CAPITULO VI		45
ANÁLISIS ESTRUCTURAL		45
6.1.	Cálculo de espectros de diseño	45
6.2.	Coeficiente de suelos	46
6.2.5.	Derivas de pisos	50
CAPITULO VII.....		53
DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES		53
7.1.	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SIN MUROS DE CORTE.....	53
7.1.1.	Diseño de vigas.....	53
7.1.2.	Diseño de columnas.....	63
7.1.3.	Diseño de losas	67
7.2.	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON MUROS DE CORTE.....	74
7.2.1.	Diseño de vigas.....	74
7.2.2.	Diseño de columnas.....	77
7.2.3.	Diseño de losas	81
CAPITULO VIII.....		83
8.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	83

8.1. Comparación estructural en los elementos.....	83
8.2.1. Análisis comparativo de costos.....	86
CAPITULO IX	90
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	90
REFERENCIAS	92
Anexos.....	95
Anexo 1: Perfiles de diseño sísmico.	95
Anexo 2: Altura mínima para vigas no pre esforzadas	95
Anexo 3: Verificación de comportamiento de losa.....	95
Anexo 4: Participación modal de la masa en el programa y comprobar efectos de torsión sin muros de corte.....	96
Anexo 5: Comportamiento con la colocación del muro.	96
Anexo 6: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.	97
Anexo 7: Factores C_t y α	97
Anexo 8: Tipo de suelo y factores de suelo F_a	97
Anexo 9: Tipo de suelo y factores de suelo F_d	98
Anexo 10: Tipo de suelo y factores de comportamiento inelástico de suelo F_s	98
Anexo 11: Participación de la masa modal por modo de vibración.....	99
Anexo 12: Cálculo de inercia losa maciza y losa alivianada	99
Anexo 13: Cálculo de las vigas restantes.....	99

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Desempeño de la edificación.</i>	18
<i>Tabla 2: Cálculo de altura mínima por condiciones de apoyo.</i>	31
<i>Tabla 3: Tabla de resumen de dimensiones de viga adoptada</i>	31
<i>Tabla 4: Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados.</i>	32
<i>Tabla 5: Datos del vano más crítico.</i>	34
<i>Tabla 6: Comparación del espesor mínimo de las losas en dos direcciones para sus dos casos.</i>	35
<i>Tabla 7: Tabla resumen de Steiner.</i>	36
<i>Tabla 8: Cargas de Vivas</i>	36
<i>Tabla 9: Cálculo de peso total y carga muerta.</i>	37
<i>Tabla 10: Cálculo de peso total paredes. Fuente: autoría propia.</i>	38
<i>Tabla 11: Dimensiones de las columnas. Fuente: autoría propia.</i>	40
<i>Tabla 12: Tabla resumen factores y coeficientes para Espectro de diseño</i>	47
<i>Tabla 13: Tabla de cálculo cortante basal.</i>	48
<i>Tabla 14: Determinación del peso de la Estructura.</i>	49
<i>Tabla 15: Cálculo de derivas de entre piso.</i>	52
<i>Tabla 16: Resumen de momento último y momento nominal.</i>	54
<i>Tabla 17:Detalle de los aceros requeridos y calculados.</i>	55
<i>Tabla 18: Detalle de acero mínimo el acero de la zona más armada.</i>	55
<i>Tabla 19:Detalle de armado del acero y sus diámetros.</i>	56
<i>Tabla 20:Detalle del acero de diseño a flexión.</i>	56
<i>Tabla 21: Momentos probables.</i>	57
<i>Tabla 22: Cortante hiperestático y cortante.</i>	57
<i>Tabla 23: Revisión de cortante.</i>	59
<i>Tabla 24: Cálculo de ramales.</i>	59
<i>Tabla 25: Número de ramales y detalle de varillas.</i>	59
<i>Tabla 26:Detalle del acero de diseño a flexión.</i>	75
<i>Tabla 27: Desplazamientos máximos sin muros de corte.</i>	84
<i>Tabla 28: Desempeño de la Edificación</i>	85
<i>Tabla 29: Desplazamiento de techo con muros de corte. Fuente: autoría propia.</i>	85
<i>Tabla 30: Desempeño de edificación con muros de corte</i>	86
<i>Tabla 31: Presupuesto de la Estructura.</i>	87
<i>Tabla 32: Presupuesto total de la edificación.</i>	88
<i>Tabla 33: Costo estructural y no estructural sin muros de corte.</i>	88
<i>Tabla 34: Costo estructural y no estructural con muros de corte</i>	89

ÍNDICE DE FIGURA

<i>Figura 1: Ubicación de la zona de estudio. Fuente: Autoría Propia</i>	15
<i>Figura 2: Mapa de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años. Fuente: [13]</i>	20
<i>Figura 3: Tipos de cargas estructurales. Fuente: [21]</i>	25
<i>Figura 4. Espectro de diseño Elástico según la norma Ecuatoriana de la Construcción. Fuente: [4]</i>	26
<i>Figura 5: Vista en planta Edificio. Fuente: Autoría Propia</i>	29
<i>Figura 6: Ancho mínimo para una viga. Fuente: [4]</i>	30
<i>Figura 7: Sección de la columna. Fuente: Autoría Propia</i>	32
<i>Figura 8: Franja de la losa. Fuente: [32]</i>	33
<i>Figura 9: Paño de losa que se analizará. Fuente: Autoría Propia</i>	34
<i>Figura 10: Esquema de la losa aliviada. Fuente: Autoría Propia</i>	35
<i>Figura 11: Vista lateral y Vista perpendicular de esquema de losa tipo: Fuente: Autoría Propia</i>	37
<i>Figura 12: Diagrama de interacción para el diseño de columnas. Fuente: Autoría Propia</i>	38
<i>Figura 13: Esquema de área portante a columna por diseñar; Fuente: Autoría Propia</i>	39
<i>Figura 14: Definición de material de hormigón; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS</i>	41
<i>Figura 15: Definición de material de acero de refuerzo; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS</i>	42
<i>Figura 16: Definición de muro de corte 20 cm; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS</i>	42
<i>Figura 17: Creación del modelo en ETABS; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS</i>	43
<i>Figura 18: Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z; Fuente: [2]</i>	45
<i>Figura 19: Espectro de diseño propuesto por la NEC-15; Fuente: [2]</i>	46
<i>Figura 20: Periodo de vibración en el programa ETABS- Edificio sin muros</i>	49
<i>Figura 21: Periodo de vibración en ETABS – Edificio con muros; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS</i>	50
<i>Figura 22: Desplazamientos absolutos por piso Sismo X; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS</i>	51
<i>Figura 23: Desplazamientos absolutos por piso Sismo Y; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS</i>	51
<i>Figura 24: Diagrama de momentos por envolvente de pórtico eje A; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS</i>	53
<i>Figura 25: Diagrama de corte por envolvente de pórtico eje A; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS</i>	58
<i>Figura 26: Esquema de Armado primer piso; Fuente: Autoría Propia</i>	61
<i>Figura 27: Esquema de Armado planta tipo vigas 30x35 y 30x30. Fuente: Autoría Propia</i>	62
<i>Figura 28. Esquema de Armado. Fuente: Autoría Propia</i>	62
<i>Figura 29: Esquema de Armado cubierta; Fuente: Autoría Propia</i>	63
<i>Figura 30: Esquema de selección de columnas para diseñar. Fuente: Autoría Propia</i>	63
<i>Figura 31: Esquema de columna a diseñar 0.40 x 0.40 m. Fuente: Autoría Propia</i>	64
<i>Figura 32: Esquema de columna a diseñar 0.30 x 0.30 m. Fuente: Autoría Propia</i>	65
<i>Figura 33: Axial máximo por eje en columnas. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs</i>	65
<i>Figura 34: Axial máximo por eje en columnas. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs</i>	66
<i>Figura 35: Diagrama de interacción de columna 5A. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs</i>	67
<i>Figura 36: Diagrama de momentos para losa planta 1 dirección Y. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs</i>	68
<i>Figura 37: Diagrama de momentos para franja en dirección Y entre los ejes A-B. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs</i>	68
<i>Figura 38: Diagrama de momentos para losa planta 1 dirección X. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs</i>	69
<i>Figura 39: Diagrama de momentos para franja en dirección X entre los ejes 4-5. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs</i>	69
<i>Figura 40: Diagrama de momentos para losa tipo dirección Y. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs</i>	70
<i>Figura 41: Diagrama de momentos para franja en dirección Y entre los ejes A-B. Fuente: Autoría propia realizado en Etabs</i>	70
<i>Figura 42: Diagrama de momentos para losa planta tipo dirección X. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs</i>	71
<i>Figura 43: Diagrama de momentos para franja en dirección X entre los ejes 4-5. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs</i>	71
<i>Figura 44: Diagrama de momentos para losa de cubierta tipo dirección Y. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs</i>	72
<i>Figura 45: Diagrama de momentos para franja en dirección Y entre los ejes A-B. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs</i>	72

<i>Figura 46: Diagrama de momentos para losa planta tipo dirección X. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 47: Diagrama de momentos para franja en dirección X entre los ejes 4-5. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 48: Diagrama de momentos: Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 49: Diagrama de corte; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 50: Esquema de selección de columnas para diseñar. Fuente: Autoría Propia.</i>	<i>77</i>
<i>Figura 51: Esquema de columna a diseñar 0.40 x 0.40 m. Fuente: Autoría Propia.....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 52: Esquema de columna a diseñar 0.30 x 0.30 m. Fuente: Autoría Propia.....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 53: Axial máximo por eje en columnas. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs.....</i>	<i>79</i>
<i>Figura 54: Acciones por envolvente para eje "5" pórtico "A" de estructura con muro. Fuente: Autoría Propia programa ETABS.....</i>	<i>81</i>
<i>Figura 55: Diagrama de momentos para losa planta 1 dirección Y. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs.</i>	<i>82</i>
<i>Figura 56: Gráfico de propuestas en el programa ETABS. Fuente: Autoría Propia programa ETABS.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 57: Gráfico de propuestas en el programa ETABS. Fuente: Autoría Propia.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 58: Gráfico de propuestas en el programa ETABS. Fuente: Autoría propia programa.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 59. Costos de edificios. Fuente: Miranda y Taghavi, 2003.</i>	<i>87</i>
<i>Figura 60. Costos estructurales vs no estructurales. Fuente: Autoría Propia.</i>	<i>89</i>

CAPITULO I

1. GENERALIDADES

1.1. Introducción

“Ecuador por su localización geográfica (Cinturón de Fuego del Pacifico), está entre las zonas con acción telúrica alta a nivel mundial, aquí se han desatado casos de gran volumen” [1], como el sismo de pedernales del 2016, en donde se “suscitó una de las tragedias más catastróficas de su historia, un movimiento sísmico de magnitud 7.8, afectó las provincias de Manabí y Esmeraldas” [2].

“En Ecuador existe ciudades con un crecimiento poblacional mayor con respecto a años anteriores” [3], y una de las soluciones más favorables es el crecimiento de infraestructura vertical es decir edificios. Esta es una razón por la que es importante el análisis del comportamiento sísmico de esas estructuras, para realizar diseños adecuados y conscientes que tengan el propósito de preservar la probidad de la estructura y de la sociedad en caso de sismos llevados de la mano del factor económico. Un mejor desempeño sísmico, hace que una estructura brinde mayor protección a sus ocupantes sin colapsar y proteger los elementos no estructurales, la cual representa un costo muy elevado en todo el contenido de la construcción. [4]

En nuestro medio, dado que se ha tenido pérdidas significativas estructurales y humanas a lo largo de su historia sísmica. La NEC-15 presenta con recomendaciones donde se propone verificaciones para el desempeño de una estructura. Con esto se busca que la edificación pueda mantenerse operacional, aunque represente daños leves, luego de un sismo de intensidad excepcionalmente severa.

Uno de los objetivos primordiales de la ética de diseño sismo resistente actual de la NEC-15 es asegurar la vida, sin embargo, los esquemas con este nivel de desempeño suelen necesitar reparaciones cuando se someten a sismos de diseño [6]

Con el uso de normativa actual, se ha logrado regular las construcciones que no cumplen con las normativas vigentes en nuestro país. El sismo de diseño según la norma es un movimiento telúrico raro, lo que se busca es pasar de un nivel de infalibilidad de vida a operacional, y así evitar altos costos de reparación.

El propósito del presente proyecto es la elaboración del estudio y esquematización de una construcción de hormigón armado, bajo la Norma Ecuatoriana actual de diseño para perfeccionar su desempeño sísmico, con este estudio se presenta una propuesta óptima que brinde los mejores parámetros de diseño para mejorar el comportamiento sísmico de cada elemento y del sistema, evitando de esta forma el colapso de la estructura durante sismos de gran intensidad que, bien se sabe, pueden presentarse esporádicamente en el sector. De la misma forma se espera que el diseño sea el adecuado para evitar daños sustanciales que comprometan a la estructura durante sismos moderados.

Para realizar la propuesta de mejorar el desempeño sísmico de las edificaciones, nos basaremos en un estudio de caso, un edificio ubicado en el cantón El Tambo, provincia Cañar situado en la calle Honorato Ochoa; con la finalidad que, el propietario disponga de información relevante que sirva de guía hacia la ejecución de dicho proyecto.

Con el propósito de efectuar los objetivos del trabajo de titulación se ha planteado utilizar la “metodología que evalúa el desempeño de la estructura, en función de desplazamiento máximo de techo” [6].

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Mejorar el desempeño sísmico de edificaciones, mediante la utilización de muros de corte, a través de un estudio de caso de un edificio ubicado en el cantón El Tambo, para reducir daños ante la presencia de movimientos telúricos de gran magnitud.

1.2.2. Específicos

- Efectuar un levantamiento de información, previo al análisis de resultados y parámetros, que deben cumplir los edificios residenciales y locales comerciales del sector.
- Realizar un análisis modal y estático del edificio según la NEC-15, para asegurarse que cumpla con la filosofía de diseño actual.
- Evaluar el comportamiento sísmico del edificio con y sin muro de corte
- Realizar un análisis técnico – económico comparativo entre un edificio con muros y uno sin muros.

1.3. Formulación del Problema

Los sismos son anomalías que, no puede ser controlado e inevitablemente se presentarán en el futuro, estos eventos se dan en algunos lugares del mundo las mismas varían en cantidad como en intensidad.

Cabe recalcar que, los efectos secundarios como pérdidas humanas, ocasionados por el terremoto del 16 de abril del 2016 no son generados del mecanismo del sismo, más bien de las fallas de estructuras construidas por el ser humano, es cierto que los sismos son inevitables, pero está en nosotros reducir sus consecuencias a límites aceptables. Por lo cual, se busca disminuir estas pérdidas a partir de un mejor desempeño sísmico de las edificaciones, brindando así un servicio eficiente a toda la población.

Desde esta perspectiva, esta investigación se une al desarrollo de los nuevos modelos de diseño, mediante la ejecución de herramientas, se puede calcular la fragilidad sísmica de una construcción de hormigón armado con y sin muro de corte para la ciudad El Tambo, de esta manera se obtendrá informaciones relevantes para futuros proyectos de construcción en la zona.

1.3.1. Delimitación del problema

- El proyecto se enfoca en un edificio residencial de 5 pisos construido de hormigón, del cual se va a realizar el análisis modal y estáticos con y sin muros de corte, se observará los efectos en la estructura debido a la consumación de muros de corte, con la finalidad de obtener una reducción de los desplazamientos de techo, lo que se asocia a un mejor desempeño sísmico. Los muros de corte se ubicarán en diferentes puntos de la obra.
- Cabe resaltar que, el diseño se enfocará estrictamente en el análisis de un edificio con y sin muros de corte, las cargas de diseño y el aspecto sísmico se usarán de los diferentes factores y coeficientes de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), la cual regula las medidas de diseño estatal.
- El estudio y bosquejo estructural, se realizará mediante programa especializado como ETABS, que permiten validar su funcionamiento apegados estrictamente a los criterios y normas técnicas vigentes, arrojando resultados de comparación que servirán para esta y otras futuras investigaciones.

1.4. Justificación de la investigación

El proyecto, se realiza para minimizar los efectos causados por sismos, debido a las grandes pérdidas económicas por reparación [7], buscando que las estructuras tengan un comportamiento resistente ante la presencia de estos. Uno de los métodos de diseño que ha mostrado buenos resultados es el criterio de disminuir el desplazamiento lateral de techo, para reducir dichos desplazamientos se aplicarán muros de corte. Los resultados conseguidos beneficiarán al propietario del edificio, así como a posteriores edificaciones realizadas con similares características.

En la actualidad existen recursos tecnológicos en el ámbito civil y más específicamente en el estructural, programas en donde “se pueden diseñar edificios en tres dimensiones, estos, permiten apreciar el comportamiento de las construcciones ante múltiples clases de carga por medio una interfaz gráfica” [8].

1.5. Ubicación del Proyecto

La propuesta de diseño estructural presente, se ha considerado en la ciudad El Tambo, perteneciente a la provincia de Cañar. Esto debido a que, corresponde a una zona sísmica de relevancia y que, este estudio puede aportar información y recomendaciones para futuros diseños en la localidad.

Para la propuesta de diseño, se considerará los valores de un estudio de suelo realizado en el sector de un edificio aledaño, con un tipo de suelo **D** para el análisis del espectro de respuesta. A continuación, se indica un mapa temático de la zona de ubicación (véase figura 1).

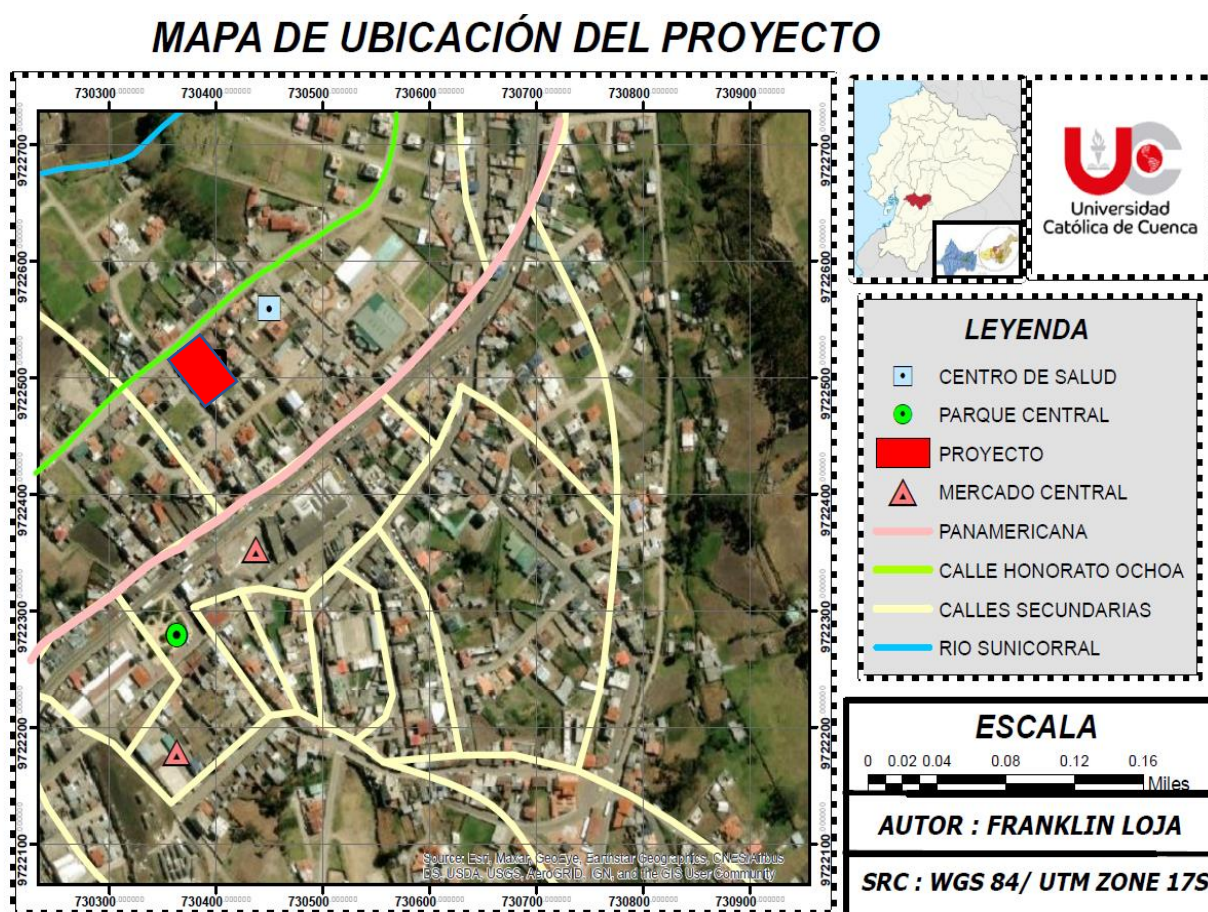


Figura 1: Ubicación de la zona de estudio. Fuente: Autoría Propia.

CAPITULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Diseño por desempeño

Es una metodología en la cual las estructuras a construir y las de rehabilitar, no sufran daños graves durante un evento sísmico de cualquier dimensión. [9]

“El Comité VISION 2000 estipula que, la nueva filosofía de diseño debe dar mayor importancia al diseño por desempeño, que, al diseño por resistencia, ya que este último por sí solo no garantiza un adecuado comportamiento de la edificación ante sismos menores” [10].

2.1.1. Niveles de desempeño

Existen tres escalas de desempeño definidos por:

- **Ocupación Inmediata:** Hace referencia a un estado de daños pequeños con una degradación limitada de rigidez y resistencia.
- **Seguridad de vidas:** La estructura debe ser reparable y representar para los habitantes un bajo nivel de riesgo.
- **Prevención de colapso:** Representa un estado incipiente de falla total, que tiene una degradación substancial de exactitud y resistencia, que se toma inmediatamente cuando se inicia la degradación. [11]

2.1.2. Propuestas del comité visión 2000

De acuerdo con la licitación mencionada, concreta 4 niveles de seguridad:

- **Totalmente Operacional:** No suceden daños, la estructura persiste firme con sus habitantes, de igual forma los diferentes servicios persisten utilizables y servibles.
- **Operacional:** En este nivel suceden daños de forma moderada únicamente en compendios no estructurales y averías ligeras en compendios estructurales, no implica la seguridad de la obra.
- **Seguridad:** Tercer nivel en donde suceden agravios ponderados en elementos no estructurales y en su edificación, las instalaciones permanecen fuera de servicio y la arquitectura posiblemente requiera resarcimientos significativos.

- **Pre-Colapso:** Su edificación es insegura y las reparaciones no son factibles en el sentido técnico y económico, ya que existe una degradación lateral. [12]

2.1.3. Filosofía del diseño

El objetivo del presente apartado es que, las estructuras resistan sin daños a los movimientos sísmicos de fuerza ponderada, de la misma forma limitan los perjuicios en componentes no estructurales, evitando que la edificación se desplome. [12]

Los daños que producen durante un sismo dependen de tres criterios importantes las cuales son:

- a) Daño estructural: Depende de ε_c y ε_s [*Deformación unitaria*]
- b) Daños en componentes No-Estructurales: σ_i/h_i [*Desplazamiento/Altura*]
- c) Daños en contenidos: Depende de la aceleración

En un diseño se debe comprobar los criterios antes mencionados para obtener un buen estudio sismo resistente. El objetivo de este trabajo es reducir el desplazamiento de techo para que el edificio sea rígido, para lo cual se aplicará muros de corte.

Se muestran los siguientes niveles de desempeño, en función del desplazamiento de techo, esta tabla fue planteada Safina [12].

Tabla 1

Desempeño de la edificación.

DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN					
	Plenamente Operativo	Operativo	Seguridad de Vida	Colapso Inminente	
NIVELES DE SACUDIDA SÍSMICA	F (Periodo Retorno = 43 años) 50% en 30 años	●	○	○	
	O (Periodo Retorno = 72 años) 50% en 50 años	●	●	○	
	S (Periodo Retorno = 475 años) 10% en 50 años	●	●	●	○
	MS (Periodo Retorno = 43 años) 10% en 100 años		●	●	●
	Desplazamiento/H.total objetivo:	0.002	0.005	0.015	0.025

Nota: Esta tabla fue obtenida de: Fuente [13]

Los significados de las nomenclaturas mencionadas en la tabla N° 1, se definen a continuación:

F = frecuente

O = ocasional

S = Severa

MS = Muy Severa

2.2. Peligro sísmico

“La peligrosidad sísmica de un edificio describe a la eventualidad de ocurrencia de un hecho telúrico de cierta intensidad y fuerza en un momento y lugar determinados.” [14].

Puede ser analizado determinadamente ya sea en terremotos o de forma probabilística en casos de incertidumbre de tamaño, profundidad y ubicación del sismo. Es una medida de la frecuencia de terremotos de una determinada intensidad, cuantificada en términos de frecuencia de aceleración o desplazamiento espectral por encima de cierto nivel [15].

En concordancia con la NEC-SE-DS, se puede utilizar un análisis sísmico estático para estructuras tanto regulares como irregulares siempre y cuando no pase de los 15 metros de altura.

2.2.1. Peligro sísmico en Ecuador

La amenaza sísmica en Ecuador está dominada por dos clases de hipocentros: subducción y cortical. En cada una de estas fuentes se lleva a cabo un proceso de acumulación y liberación de energía independiente del que ocurre en las demás fuentes. Los sismos interplaca (profundidad < 40 km) corresponden a los sismos que se generan por el roce entre la placa de Nazca que subduce bajo la placa Sudamericana a lo largo de su zona de convergencia. Los sismos interplaca (profundidad entre 40 y 300 km) corresponden a los sismos de falla normal de profundidad intermedia, localizados dentro de la placa oceánica de Nazca que subduce bajo la placa continental Sudamericana. Los sismos corticales (profundidad < 40 km) corresponden a los sismos someros que ocurren dentro de la placa Sudamericana. [16, p. 7].

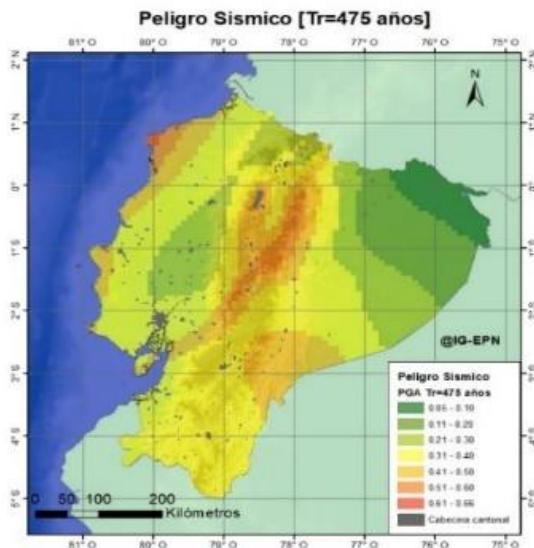


Figura 2: Mapa de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años. Fuente: [13]

2.3. Riesgo Sísmico

“Es una combinación de peligro sísmico y la vulnerabilidad que contenga una edificación. El riesgo sísmico se mide utilizando la siguiente ecuación” [19].

$$Riesgo = Peligro * Vulnerabilidad \text{ [19] Ec (1)}$$

2.4. Demanda

La demanda es considerada como la solicitud impuesta a la estructura que tiene como fin aparentar ideologías sísmicas, en cuanto al desplazamiento del suelo, “la instancia de deslizamiento es considerado de la mayor respuesta deseada de la edificación durante el movimiento de la tierra, mismo que se describe a través de una visión de respuesta de aumento de velocidad utilizando un acelerograma de sitio” [20].

2.4.1. Demanda Sísmica

“La demanda Sísmica se mide de acuerdo al movimiento del suelo durante un sismo, determinando patrones de deformación en la estructura que, se mide a través de desplazamientos” [21].

2.5. Análisis de elementos estructurales

Los análisis de elementos estructurales dentro de proceso de cálculo y determinación en cuanto a los efectos y cargas en la fuerza de la estructura, edificio u objeto. Posibilita a que el análisis particularmente se ha vuelto importante para que los ingenieros estructurales se han comprender completamente las rutas en cuanto a la carga y los impactos que tienen estos cargos en cuanto a los diseños de ingeniería. [1]

2.5.1. Niveles para análisis de los elementos estructurales

Existen 6 niveles de desempeño para los elementos estructurales que, se identifican por abreviación en donde SP-n hacen referencia a Structural Performance y la n es una variable de 1 a 6.

- **Ocupación inmediata, SP-1:** Perjuicios limitados, no existen pérdidas humanas y la estructura no se encuentra afectada y funciona correctamente.
- **Daño controlado, SP-2:** Aunque la vida de los habitantes no está en riesgo, corren el riesgo de ser víctimas de este fenómeno.
- **Seguridad, SP-3:** Luego de un sismo los daños son muy bajos, es poco probable reparar la edificación.
- **Seguridad limitada, SP-4:** Algunos lugares de la estructura pueden solicitar un reforzamiento.
- **Estabilidad estructural, SP-5:** El régimen estructural se encuentra cerca de una ruptura parcial o total.
- **No considerado, SP-6:** No forma parte de una escala de desempeño, aunque es necesario para valorar daños sísmicos no estructurales. [20]

2.5.2. Niveles para los elementos no estructurales

“Se estiman cuatro escalas de desempeño, que pertenecen a las fases discretas de daño, operacional, ocupación inmediata, seguridad e inminencia reducida” [22, p. 74].

A continuación, se detallan los siguientes niveles de desempeño, que son representados por NP-n en donde NP significa “Nonstructural Performance”, y n representa valores entre A y E.

- **Operacional NP-A:** Las ventanas, puertas, cerramientos, los equipos funcionan correctamente después del sismo.
- **Ocupación inmediata NP-B:** Pueden existir dificultades en el trabajo de las maquinarias y dispositivos, algunos valores externos pueden estar no servibles.
- **Seguridad NP-C:** En este nivel se pueden presentar daños rígidos dentro y fuera del edificio, sin embargo, no existe riesgo para las personas.
- **Amenaza reducida NP-D:** Daños inflexibles sin llegar a un colapso o fallo de los elementos.
- **No considerado NP-E:** Indica que, no se han estimado componentes no estructurales [20].

2.5.3. Tipo de esfuerzo en los elementos estructurales

Existen cinco tipologías de energías dependiendo de la carga aplicada:

- **Esfuerzo de tracción:** Al utilizar dos fuerzas o cargas en sentidos contrarios.
- **Esfuerzo de compresión:** Dos fuerzas se contraen en sentido opuesto que forman una estructura por aplastamiento.
- **Esfuerzo de flexión:** Hace referencia a cargas que tienden a doblar la estructura.
- **Esfuerzo de torsión:** “Cuando se somete a dos cargas opuestas que, tienen a retorcer la estructura” [23].
- **Esfuerzo de corte:** Cuando se recibe dos fibras opuestas, que conlleva a dañar o cortar la estructura [23].

2.6. Diseño de elementos estructurales

El bosquejo de componentes estructurales consiste en especificar elementos como vigas, columnas, losas, muros de corte, uniones, entre otras. Además, de requerimientos especiales para el diseño en caso de sismos. [24]

2.7. Sistemas estructurales de edificios de hormigón armado

2.7.1. Sistema de muros portantes de concreto armado

Este sistema puede ser utilizado en viviendas familiares y en edificaciones de gran tamaño, ya que, ofrece ventajas como la aislación térmica, resistencia estructural trabajando con un sistema constructivo íntegro, recalcando además que, ha sido utilizada en países como Ecuador, Perú, Chile, Colombia, Brasil, etc.

2.7.2. Muros de cortante acoplado en sistema estructural

Actualmente Ecuador, es un país vulnerable en actividad sísmica, es por ello que, se requiere crear sistemas estructurales con muros de corte de manera especial en los edificios con la finalidad de resistir a fuerzas sísmicas, entre los elementos principales que componen un sistema estructural se encuentran, las vigas y columnas. [25]

“Los muros de corte tienen una alta rigidez y ductilidad, que resisten eficientemente a fuerzas laterales, sin embargo, se debe tener en cuenta que, para una mejor eficiencia de los muros de cortante es necesario combinar muros y pórticos” [25]

2.7.3. Modos de falla en muro estructurales

Falla por flexión: Ocurre cuando la firmeza al corte excede la firmeza a la flexión y se identifica al balancearse alrededor del extremo del muro [26].

Falla por corte: “Se produce cuando la resistencia a cortante del muro de hormigón armado es menor a la resistencia a flexibilidad y se determina por la presencia de fisuras transversales” [26]

Falla por corte-cizalle: La causa de esta falla es un defecto de flexión, es decir, dos grietas que se forman cuando los dos extremos del edificio se unen por flexión, generalmente en las juntas de estructuras de muros, especialmente cuando se separa el hormigón o cuando se rompe la junta [26].

Falla por pandeo: Este modo de falla es altamente peligroso, existe varias combinaciones como la falla por pandeo local que ocurre a lo largo de una pequeña longitud del miembro comprimido, la falla por pandeo general que se debe a la flexión lateral entre los dos extremos del elemento y la falla por pandeo torsional que hace referencia al arqueamiento de la sección respecto a un eje longitudinal.

2.8. Materiales principales para el diseño

- **Hormigón Armado:** Es un concreto compuesto por hormigón simple y acero de refuerzo, lo cual permite que la edificación tenga la propiedad de soportar cargas de servicio adoptadas y ductilidad, para proporcionar de forma eficiente tanto las fuerzas horizontales como las gravitacionales, vistas de las acciones extremas. [2]
- **Hormigón:** Se definen al hormigón en [2], como la mezcla de cualquier cemento hidráulico, por ejemplo, el cemento Pórtland, con agregado grueso, fino, y agua, incluyendo o no aditivos.
- **Acero y armadura de refuerzo:** Se denomina acero a la aleación de hierro, concretamente en barras, compuesto de carbono y de otros metales en un pequeño porcentaje. Supone un componente fundamental del hormigón armado, ya que es un material idóneo para soportar las energías de tracción, corte y flexión. [3]

2.9. Cargas vivas, muertas y accidentales para el diseño estructural

Las cargas vivas no tienen carácter permanente, pueden cambiar su magnitud y posición, como (personas, muebles), es decir son variables.

C_v = Carga viva

Las cargas muertas, se hallan unidas invariablemente en la estructura, incluyendo el peso de los marcos distributivos, de los muros, techos, escaleras, pared, vigas, entre otras, es representado por:

C_m = Carga muerta

Las cargas accidentales pueden surgir en cualquier momento y dependen de fuertes ráfagas de viento o sismos, cambios de temperatura y humedad.



Figura 3: Tipos de cargas estructurales. Fuente: [21]

2.10. Diseño de edificios

Un criterio que siempre se debe considerar para el diseño de estructura, es proponer dimensiones tentativas, para evaluar previamente las diferentes solicitaciones, que exigen la estructura, esto debido al peso propio de la misma, de los elementos no estructurales, el peso de sus ocupantes y efectos del medio. [28, p. 51].

2.11. Análisis de modal espectral

Evalúa los deslizamientos y fuerzas en componentes de un esquema estructural. “Esto tiene como base que la agitación del suelo será distribuida a toda la edificación mediante sus complementos como columnas, vigas y como resultado las masas se moverán o desplazarán en forma referente al suelo” [29].

“Este enfoque requiere los datos iniciales para que la aplicación conozca las frecuencias modal y natural del programa de varios niveles de autonomía, es decir, estos se denominan valores de frecuencia y modo”[1].

2.12. Espectro de respuesta

Un aspecto a considerar durante el diseño, es el fenómeno del sismo, debido a que, si no es controlado o diseñado bajo criterios sismos resistentes, provoca efectos devastadores como sucedió aquel 16 de abril de 2016 en Ecuador, que causó la muerte de personas, daños estructurales irreversibles y cuantiosas pérdidas económicas. Por tal motivo los investigadores han desarrollado un indicador de comportamiento de una estructura durante el sismo mediante un “mapa de máxima respuesta (expresado como deslizamiento, rapidez, celeridad o cualquier medida de utilidad) que produce ciertos efectos dinámicos en la estructura” [10]. (Véase figura 4)

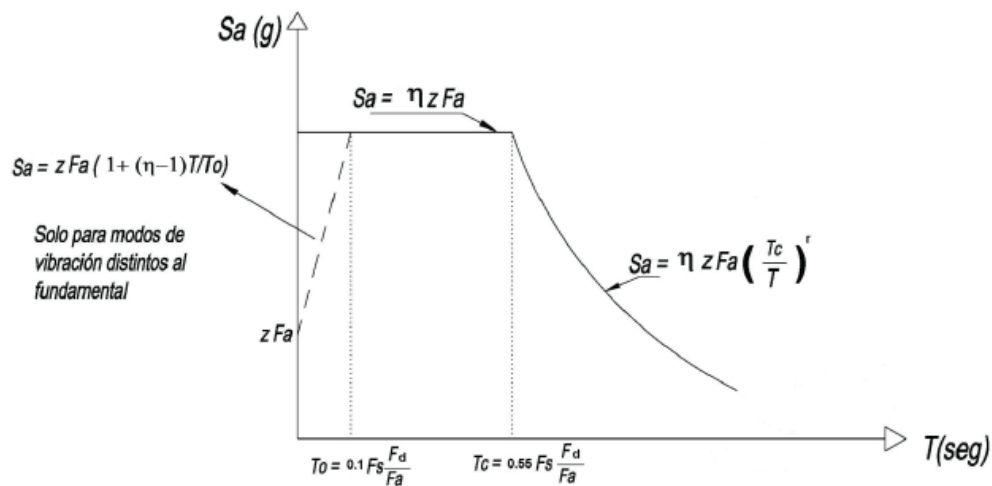


Figura 4. Espectro de diseño Elástico según la norma Ecuatoriana de la Construcción. Fuente: [4]

Donde

(F_a y F_d): Coeficiente de amplitud que depende de tipo de suelo.

(T_0 y T_c): Periodo límite del espectro

Tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico

De acuerdo con la tabla de la NEC-15, entre las clases de perfil de suelo se encuentran los siguientes, detallados en el anexo de la tabla 1. Para este proyecto se tomará el tipo D.

2.13. Diseño de columnas

El elemento estructural como la columna, están diseñadas como segmentos verticales de tensión del marco estructural, lo que les permite actuar como soportes para las vigas de carga. También transfieren cargas en todo el edificio y luego a través de los cimientos hasta el suelo. Como las columnas son parte de los miembros de tensión, la falla de los puntales en un punto crítico puede conducir al desplome parcial o total de la estructura.

Por lo tanto, se debe tener especial cuidado al diseñar columnas con un mayor margen de resistencia, que las vigas u otros miembros estructurales horizontales, especialmente porque la falla por compresión da muy poca advertencia visual. El código ACI requiere el uso de un factor de arrastre Φ en el diseño de miembros en compresión, que es mucho más pequeño que, el factor de flexión Φ . [1]

2.14. Diseño de vigas

De acuerdo con este principio mecánico, se ha desarrollado la teoría de esquematización de vigas de hormigón armado.

El diseño de vigas sujeta dos pasos básicos:

- Tamaño de la sección. Esto se debe a la dimensión vertical que permite considerar una deflexión mínima y una dimensión horizontal suficiente en elementos sometidos a cargas de servicio.
- Identificar áreas de amplificación, refuerzo y reposición. El refuerzo determinará la resistencia y el modo de falla del elemento, mientras que el acero adicional determinará el desempeño de otros efectos del elemento. [1]

2.15. Diseño de losas

“Las cargas trabajadas sobre las losas son bien perpendiculares al plano importante de estas, por tanto, su conducta está sometida por la flexión” [31].

2.16. Diseño de muros de corte

La esquematización de muros de corte solicita aspectos a tomar en cuenta en el proyecto de construcción de un edificio con el propósito de que logre oponer resistencia a ante un sismo, es necesario determinar cargas, el sistema general resistente a fuerzas laterales, anclaje de componentes del sistema y análisis de los muros para el diseño de la edificación.

Entre los elementos a tomar en cuenta:

f_y = Resistencia de fluencia del acero.

f'_c = Resistencia a compresión del concreto a los 28 días.

l_w = Longitud del segmento de muro en dirección de la fuerza de cortante.

h = Espesor total del muro.

ND = Carga axial muerta de servicio. [32]

CAPITULO III

3. MARCO METODOLÓGICO

3.1. Método general o teórico de la investigación

La metodología aplicada para la ejecución de este proyecto será Hipotético – Deductivo, ya que para identificar los parámetros de sustentabilidad que se requieren para un edificio, es pertinente proceder con un análisis que parte de una idea general hasta un producto de parámetros particulares necesarios para la redacción de la propuesta, siendo eficiente el uso de la deducción. Además, al ser solamente una propuesta, todo análisis hecho a fin de dar cumplimiento a los objetivos previamente definidos será de modalidad hipotética, basándose únicamente en la experiencia académica y laboral.

3.2. Nivel o tipo de investigación

Aplicativa: se emplearán conocimientos requeridos para la aplicación de fórmulas y cálculos estadísticos, así como la ejecución de programas para el análisis estructural como el ETABS.

Descriptivo: Los datos se obtendrán mediante un estudio que permita determinar intervalos y valores para representar el comportamiento y capacidad de resistencia a los sismos que puedan afectar a las estructuras asociadas.

Explicativo: Una vez expuestas todas las variables en las diferentes etapas de análisis, este trabajo de investigación propondrá soluciones que traten de ser correctas y adaptadas a la realidad del sector urbano, asegurando la mínima excentricidad.

3.3. Técnicas e instrumento de investigación

La investigación se realizará en base a un estudio de caso de un edificio, cuya finalidad es la verificación del desplazamiento del techo, mediante dos casos: sin muros de corte y con muros de corte, para el cual también se usa la herramienta ETABS para el correcto análisis estructural por medio de la simulación.

3.4. Datos generales para el diseño

El presente tiene como fin, visualizar el procedimiento de diseño y modelamiento de una estructura de hormigón armado, con vigas descolgadas de 5 pisos, su geometría se muestra a continuación:

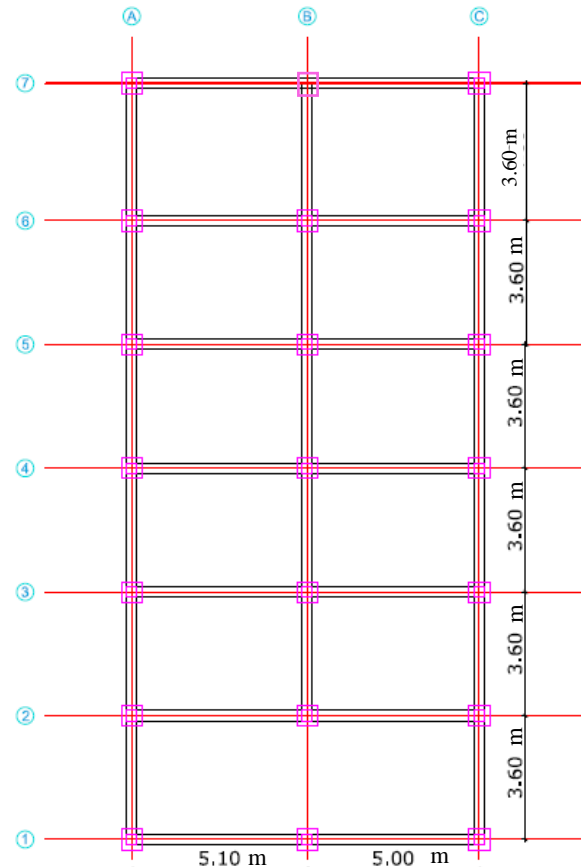


Figura 5: Vista en planta Edificio. Fuente: Autoría Propia.

- Según la norma NEC-SE-HM el valor mínimo de resistencia establecido de un hormigón armado a compresión es 210 kg/cm^2 , para el caso analizado tomaremos las siguientes propiedades de los materiales:

$$F_c = 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2400 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{Resistencia a compresión del concreto. Ec (2)}$$

- La resistencia del acero utilizada y tomada como más común en Ecuador es:

$$F_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 42000 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{Tensión de fluencia del acero de refuerzo. Ec (3)}$$

- El módulo de elasticidad recomendado por la NEC-SE-HM es de:

$$EC = 15100 * \sqrt{f'c} \quad \text{Módulo de elasticidad para el hormigón. Ec (4)}$$

CAPITULO IV

PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1. Pre dimensionamiento de vigas

- Se toma la longitud de la viga más crítica la cual está en el eje A-B según la figura 5.
- La dimensión de la base mínima para una viga según estipula la NEC-15 es de 0.25 m, como se muestra en la figura 6, pero al ser un edificio de 5 pisos por experiencia de cálculo se tomará un ancho de 0.3 m.; si es necesario se hará correcciones de estas dimensiones, que cumplan con las solicitaciones que se hallará.

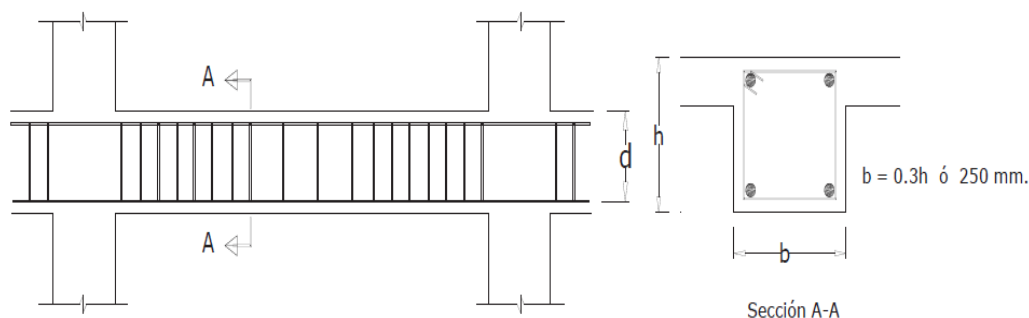


Figura 6: Ancho mínimo para una viga. Fuente: [4]

- Se calcula la altura de la viga, en base al código ACI-318 visión 2014 en su capítulo 9, para el caso más crítico 5.10m, en este caso se tomará el segundo ítem de la tabla (Véase en el Anexo tabla 2).
- Para la determinación de la altura de la viga, se utilizó una hoja de cálculo, donde se obtiene un peralte sugerido, con la cual se obtiene la sección de vigas especificadas.
- Como se detalla en la tabla 2, procedemos a trabajar con el segundo ítem, donde se detalla una condición de apoyo (con un extremo continuo).

Tabla 2

Cálculo de altura mínima por condiciones de apoyo

Condición de Apoyo	Factor	h min (m)	Verificación base mínima para c/condición de apoyo (m)		Luz libre mínima para c/condición de apoyo (m)	
Simplemente Apoyada	16	0.32	0.096	0.25	1.12	OK
Con un extremo continuo	18.5	0.33	0.082	0.25	0.94	OK
Ambos extremos continuos	21	0.24	0.072	0.25	0.81	OK
En voladizo	8	0.64	0.19	0.25	2.39	OK

Fuente: Autoria Propia

- A continuación, se detalla las dimensiones de la viga adoptada, como resultado se obtiene una altura mínima de 0.33m, en este caso optaremos por 0.35m

Tabla 3

Tabla de resumen de dimensiones de viga adoptada

Resultados:	
Altura Adoptada (m):	0.35
Base Adoptada(m):	0.30
Relación base-altura:	0.86 CUMPLE

Fuente: Autoria Propia

- En este diseño estructural se propone trabajar con dos tipos de viga, para partes superior una sección de vigas de 0.3x0.3m, esto debido a la reducción de cargas tanto vivas como muertas.

4.2. Pre-dimensionamiento de losas

Se propone trabajar con losas alivianadas en dos direcciones y por motivos de cálculo se utilizará una losa maciza equivalente. Para seleccionar una losa alivianada se debe comparar la altura, su inercia, el volumen y peso con los de una losa maciza equivalente.

4.2.1. Losa maciza

Para el correcto pre-dimensionamiento se requiere identificar, como trabaja la losa presente en los planos dadas sus dimensiones. Donde a – representa el lado menor y b - el lado mayor, para que la losa trabaje en una dirección a/b tiene que ser < 0.5 , si a/b es > 0.5 la losa trabajaría en dos direcciones.

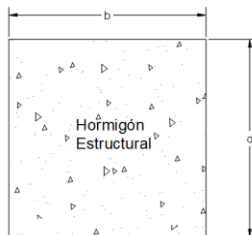


Figura 7: Sección analizada de losa. Fuente: Autoría Propia

Cuya verificación se detalla en el anexo de la tabla 3.

4.2.2. Determinación de alturas de losas

Como la relación $a/b > 0.5$ por ende, la losa trabajaría en dos direcciones, se define la altura de la losa como especifica el código ACI-318 visión 2014.

Tabla 4

Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados.

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Espesor mínimo, h, mm	
$\alpha_{fm} \leq 0.2$		
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 0.2$	Mayor de:	$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0.2)}$
		125
$\alpha_{fm} \geq 0.2$	Mayor de:	$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$
		90

Fuente: [26].

- α_{fm} : Valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel.
- \ln : Corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas.
- β : Es la relación de la luz libre en a dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Basado en el capítulo 8.3.1.2 del ACI-318 visión 2014, para diseño sismo resistente, la losa deberá descargar su peso y/o cargas sobre una columna fuerte, para que sea sismo resistente, el factor de α tendrá que ser igual a 2, donde α es igual a:

$$\alpha_{fm} = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} > 2 \quad \text{Ec (5)}$$

α_{fm} = promedio de los α f de un panel de losa.

Donde:

E_{cb} : módulo de elasticidad del hormigón proyectado para la viga;

E_{cs} : módulo de elasticidad del hormigón proyectado para la losa;

I_b : momento de inercia de la sección bruta de la viga con respecto al eje centroidal

I_s : momento de inercia de la sección bruta de una losa respecto al eje centroidal.

Para el valor de I_s es necesario tomar las franjas que se presentan en la figura 8 y son hasta la mitad de las franjas de losas, esto para hallar la sección bruta de losa.

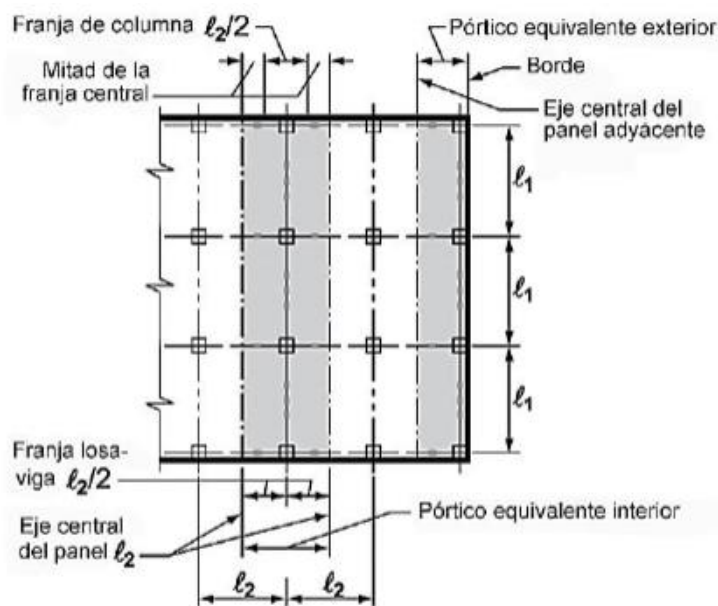


Figura 8: Franja de la losa. Fuente: [32].

4.2.3. Losa Alivianada

- Luego de determinar la altura de la losa maciza, se procede a realizar la losa equivalente, aplicando el teorema de Steiner la cual debe tener por lo menos la misma inercia que la losa maciza.

- El análisis se procederá para el paño de losa que se muestra a continuación en rojo y se lo nombrará paño de losa 1:

$$I_{x \text{ maciza}} = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad \text{Ec (6)}$$

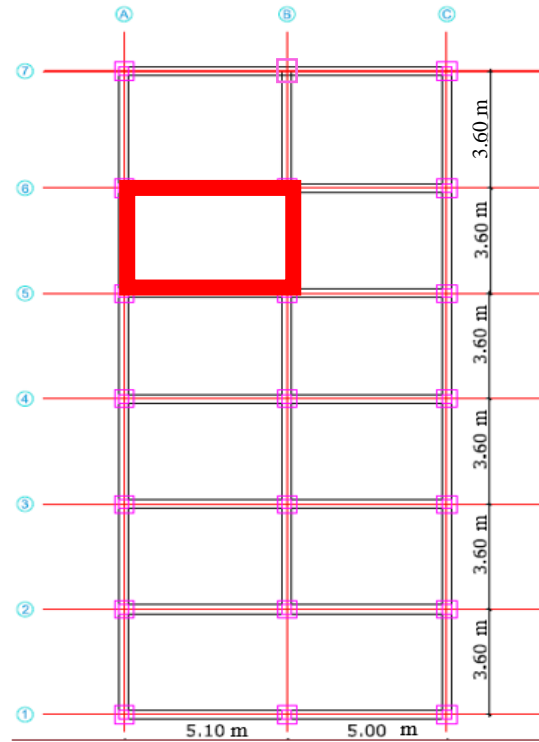


Figura 9: Paño de losa que se analizará. Fuente: Autoría Propia.

Tabla 5

Datos del vano más crítico

Datos del vano mas critico	
L (m)	5.1
A (m)	3.6

Fuente: Autoria Propia

- Como sabemos que la losa trabaja en dos direcciones, esto como se especifica en la ACI318, procederemos el cálculo del espesor mínimo de la losa maciza con su respectiva inercia, de la misma forma se procederá a calcular la inercia de la losa alivianada como lo estipula la norma ACI318.

Tabla 6

Comparación del espesor mínimo de las losas en dos direcciones para sus dos casos.

Espesor mínimo ACI 318-19 para $\alpha_{fm} > 2$			Espesor mínimo ACI 318-19 para $\alpha_{fm} < 2$		
$h_{min1}(m) =$	0.107	ACI 318-19	$h_{min1}(m) =$	0.135	ACI 318-19
$h_{min}(m) =$	0.11	Recomienda	$h_{min}(m) =$	0.14	Recomienda
$h_{adop}(m) =$	0.11	Adoptada	$h_{adop}(m) =$	0.14	Adoptada
$Inercia_{l\ maciza}(m^4)$	1.109×10^{-4}		$Inercia_{l\ maciza}(m^4)$	2.287×10^{-4}	

Fuente: Autoría Propia

- Se procede a calcular la inercia de una losa alivianada equivalente según lo establecido, para ser comparado con la inercia de la losa maciza y determinar una altura de losa adecuada.



Figura 10: Esquema de la losa alivianada. Fuente: Autoría Propia

- Mediante la aplicación del teorema de Steiner, se obtiene la inercia que se detalla en la siguiente tabla.

$$Y = \frac{\sum A * y}{\sum A} = 0.169 \text{ m} \quad \text{Ec (7)}$$

$$I_T = I + A * d^2 \quad \text{Ec (8)}$$

Tabla 7

Tabla resumen de Steiner

Elementos	B (m)	H (m)	Y (m)	A (m ²)	A * y	$I = B * H^3 / 12$	d ²	A * d ²	I _T (m ⁴)
A	1	0.05	0.225	0.05	0.01125	1.042x10 ⁻⁵	0.003	0.00015	1.644x10 ⁻⁴
B	0.10	0.20	0.10	0.02	0.002	6.667x10 ⁻⁵	0.004	0.000096	1.633x10 ⁻⁴
C	0.10	0.20	0.10	0.02	0.002	6.667x10 ⁻⁵	0.004	0.000096	1.633x10 ⁻⁴
TOTAL				0.09	0.01525				4.91x10 ⁻⁴

Fuente: Autoria Propia

- Una vez aplicado el teorema de Steiner, donde la inercia es similar a la inercia de la losa maciza, procedemos a determinar la altura de la losa alivianada, donde 0.25 m cumple con la inercia requerida. (Véase en el Anexo tabla 12).

4.3.Pre-dimensionamiento de columnas

4.3.1. Cuantificación de cargas

Carga Viva

Como estipula la NEC-15 en su apartado de cargas sísmicas en el capítulo 4.2 se define la carga para un edificio conformado por:

Tabla 8

Cargas de Vivas

Ocupación	Carga en Tn/m^2
Vivienda	0.20
Oficinas	0.25
Local comercial	0.48

Fuente: [4].

Carga Muerta

Para hallar la carga muerta es necesario realizar una cuantificación de pesos de losas (tipo y de cubierta), paredes, enlucidos, etc. Lo cual se presenta en el siguiente subcapítulo.

Cuantificaciones de carga muerta

Se plantea una sección de 1x1 m y se toma en cuenta la capa de compresión, nervios, enlucidos, bloques, masillado y piso (porcelanato). A continuación, se muestra una ilustración de la sección de losa tipo a diseñar:

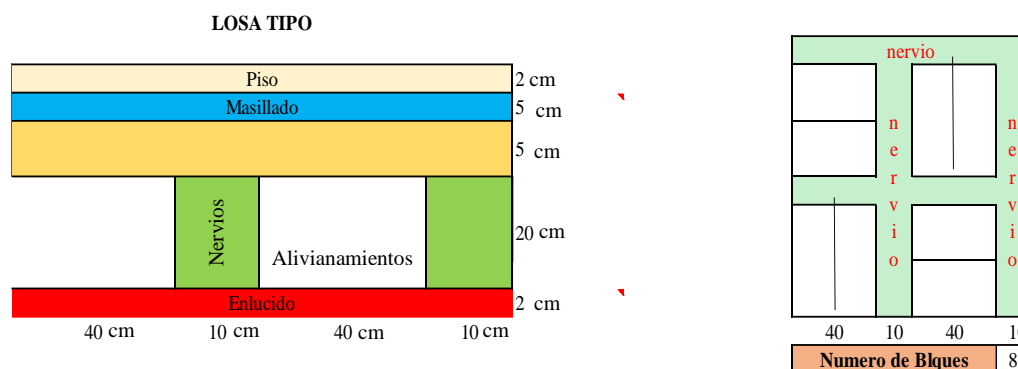


Figura 11: Vista lateral y Vista perpendicular de esquema de losa tipo: Fuente: Autoría Propia.

- Se calcula el peso en base a las dimensiones y el peso específico de cada material el cual está especificada en la norma NEC-15 NEC-SE-CG. 4.1. además, se calcula el peso de mortero y bloques para así obtener el peso de paredes con una aproximación de la longitud de paredes que se tendrá en planta tipo.

Tabla 9

Cálculo de peso total y carga muerta.

Elementos	P.Específico	L(m)	B(m)	E(m)	Peso total
Capas de compresión	2.4 T/m^3	1	1	0.05	0.12
Nervios	2.4 T/m^3	3.6	0.1	0.2	0.1728
Bloque	-	-	.	-	0.08
Enlucido (entre 1 a 2 cm)	2.1 T/m^3	1	1	0.02	0.042
Masillado (entre 1 a 2 cm)	2.1 T/m^3	1	1	0.05	0.105
Porcelanato, Cerámico	2.5 T/m^3	1	1	0.02	0.05
Peso Total T/m^2					0.57

Fuente: Autoría Propia

De la misma manera se procede a determinar la carga muerta de paredes la cual se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 10

Cálculo de peso total paredes. Fuente: autoría propia.

PAREDES		
	Cantidad	Unidad
Longitud lineal paredes	65	(m)
h pared	2.5	(m)
Área en planta	128.87	(m^2)
Peso Total	0.28	T/m^2

Fuente: Autoría Propia

$$\therefore \text{Carga muerta total} = P1 + P2$$

$$\therefore Cm = 0.57 + 0.28 = 0.85 T/m^2$$

Una vez obtenida las sollicitaciones, en primer lugar, se reconoce que, la columna es un elemento muy importante, por lo general sometida a una carga axial más un momento, y tiene que ser diseñada para las diferentes combinaciones de carga axial y momento (P_u , M_u), como indica en el diagrama de interacción.

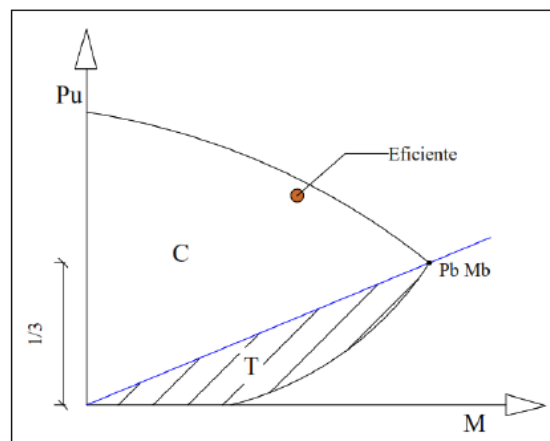


Figura 12: Diagrama de interacción para el diseño de columnas. Fuente: Autoría Propia

Se identifica la columna más crítica respecto sus áreas que confluyen en ese punto, en este análisis sería en el eje B-6, como se muestra en la figura 13.

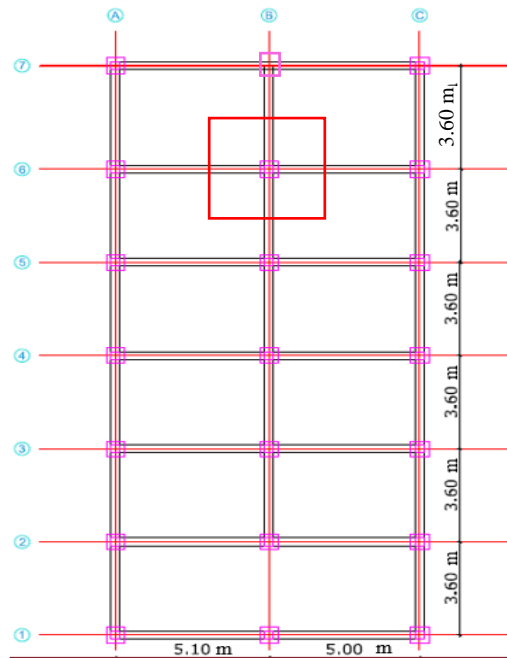


Figura 13: Esquema de área tributaria de la columna por diseñar; Fuente: Autoría Propia

Columna en eje B-6

○ Datos:

- Carga muerta por piso= 0.85 T/m²
- Carga viva por piso= 0.2 T/m²
- # de pisos: 5 pisos
- Área portante (A_t): 19.19 m²

○ Cálculo

- Se obtiene la carga última de la combinación de cargas:

$$W_u = 1.2 WD + 1.6 WL \quad \text{Ec (9)}$$

$$W_u = 1.2 \left(0.85 \frac{T}{m^2} \right) + 1.6 \left(\frac{0.2 T}{m^2} \right) = 1.34 t/m^2$$

- Acción por carga vertical:

$$P_u = W_u * A_t * \#pisos \quad \text{Ec (10)}$$

$$P_u = 1.34 \frac{t}{m^2} * 19.19 m^2 * 5 \text{ pisos} = 128.6 T$$

- Dimensión de columna

$$P_u < P_b$$

$$P_u \approx \frac{1}{3} P_o \quad \text{Ec (11)}$$

$$P_o = 0.85 * f'c * A_g + A_s * f_y \quad \text{Ec (12)}$$

$$A_s = \rho * A_g \quad (3) \Rightarrow \rho = 1\% - 2\% \text{ recomendable } 1.5\%$$

$$P_o = 0.85 * f'c * A_g + 0.015 * A_g * f_y \quad \text{Ec (13)}$$

$$3 * P_u = 0.85 * f'c * A_g + 0.015 * A_g * f_y \quad \text{Ec (14)}$$

Finalmente despejando A_g de la ecuación (14), se obtiene un valor del área de hormigón de

$$A_g = \frac{3 * P_u [kg]}{0.85 * f'c \left[\frac{Tn}{m^2} \right] + 0.015 * f_y \left[\frac{Tn}{m^2} \right]} [m^2]$$

Reemplazando términos:

$$A_g = \frac{3 * P_u [Tn]}{0.85 * 2400 \left[\frac{Tn}{m^2} \right] + 0.015 * 42000 \left[\frac{Tn}{m^2} \right]} = \frac{P_u [Tn]}{2601} = \frac{128.6}{2601} = 0.10 m^2$$

$$b = h = \sqrt{0.10 m^2} = 0.32 \approx 0.40 m$$

Columna 0.40 x 0.40 m

Para pisos superiores (4 y 5) se reduce, el 0.10 m, por lo que existe menos cargas, se obtiene las siguientes dimensiones de columna detallada en la tabla:

Tabla 11

Dimensiones de las columnas. Fuente: autoría propia.

Pisos	Elementos	Características	
		b (m)	h (m)
1, 2 y 3	Columna	0.40	0.40
4 y 5	Columna	0.30	0.30

Fuente: Autoría Propia.

CAPITULO V

5.1. Procedimiento de modelamiento y comprobación inicial en ETABS

A continuación, se hace el modelado de la estructura en el programa de ETABS para obtener los valores que servirán para el desarrollo del diseño estructural y en base a lo expuesto en el capítulo anterior:

5.1.1. Definición de materiales y secciones

Para la definición del material, procedemos a abrir un nuevo modelo, y se selecciona la unidad MKS (metro, kilogramo, segundo) de la misma forma se secciona el código ACI-318. Definir los ejes y número de niveles (Datos del sistema de red).

Una vez ya con los ejes y niveles del edificio se procede a ingresar las propiedades del material como se detalla en la siguiente figura:

The figure displays two overlapping dialog boxes from the ETABS software used for defining material properties for concrete.

Material Property Data Dialog:

- General Data:** Material Name: Fc 2400; Material Type: Concrete; Directional Symmetry Type: Isotropic; Material Display Color: (Grey swatch); Material Notes: (Empty field).
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density; Specify Mass Density. Weight per Unit Volume: 2.4028 tonf/m³; Mass per Unit Volume: 0.245014 tonf-s²/m⁴.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 2339281.94110928 tonf/m²; Poisson's Ratio, U: 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000099 1/C; Shear Modulus, G: 974700.81 tonf/m².
- Design Property Data:** A button labeled 'Modify/Show Material Property Design Data...' is highlighted.
- Advanced Material Property Data:** Buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...' are visible.
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:** Program Default (Based on Concrete Slab Design Code); User Specified.

Material Property Design Data Dialog:

- Material Name and Type:** Material Name: Fc 2400; Material Type: Concrete, Isotropic; Grade: Fc 4000 psi.
- Design Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, Fc: 2400 tonf/m²; Lightweight Concrete; Shear Strength Reduction Factor: (Empty field).

Figura 14: Definición de material de hormigón; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS

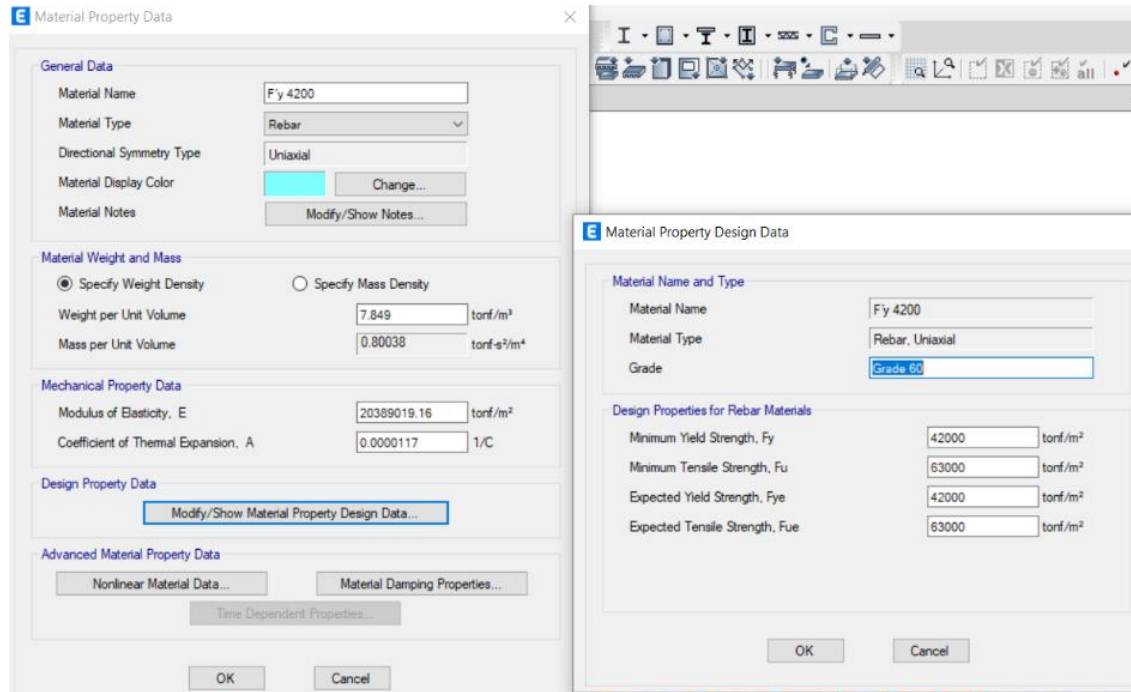


Figura 15: Definición de material de acero de refuerzo; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS

- Para la comparación de la estructura con muros de corte se crea un elemento Wall del tipo Shell-thick el cual absorbe corte y trabaja en todos sus grados de libertad. Este muro se coloca después de compararla sin muros.

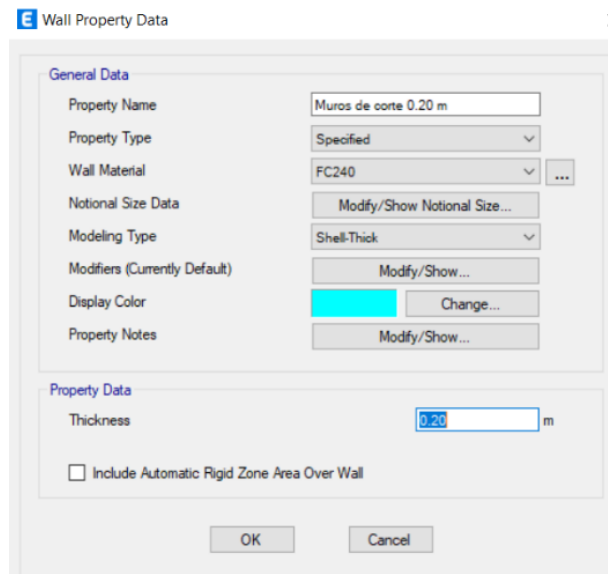


Figura 16: Definición de muro de corte 20 cm; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS

- Es necesario modelar las gradas como elemento tipo Shell simulando una losa maciza de espesor 0.12 m. Además, dado que la altura de entrepiso es de 2.5 m y el número de escalones es 16.

A continuación, se procede a modelar en el programa de ETABS según la arquitectura propuesta del edificio y con las dimensiones para los elementos propuestas en el pre-dimensionamiento anterior:

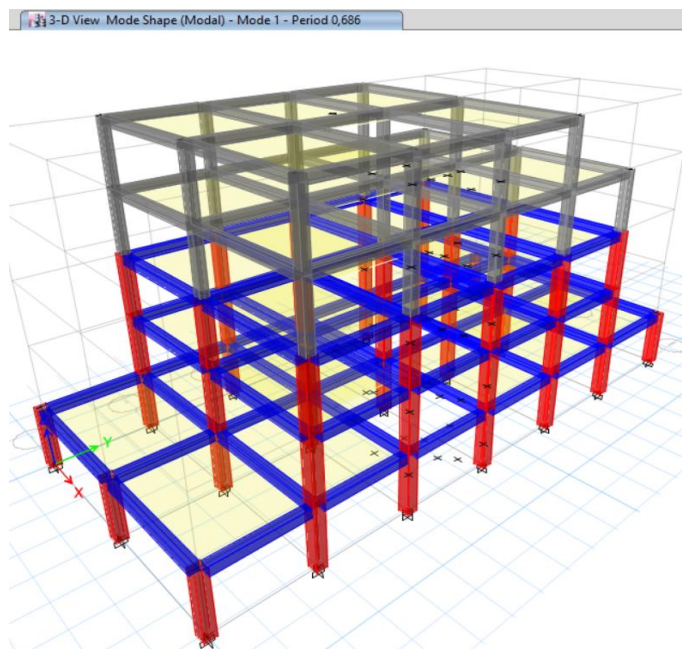


Figura 17: Creación del modelo en ETABS; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS

Se puede observar del programa que se tiene un periodo de 0.686, el cual es un poco alto para la referencia de periodo de estructuras:

Esto es una referencia, pero da indicios que el modelamiento está correcto.

- Se procede a revisar la participación modal de la masa en el programa y comprobar efectos de torsión, los cálculos obtenidos con la ejecución de la herramienta ETABS se puede observar en el anexo de la tabla N° 4.
- Se coloca los muros y se observa el cambio de comportamiento, dicho cambio esta detallado en la tabla del anexo N° 5:

Para el análisis sísmico se requiere una mínima participación modal que esta entre el 90% de la masa participativa, para lo cual se aumenta el número de modo de vibración, con eso se genera un aumento de la masa participativa en cada una de las direcciones.

La participación modal de masas en los dos análisis mencionados anteriormente cumple con lo establecido según la norma NEC-15, en el primer análisis sin muros de corte se obtiene una participación de masa del 96% y en el análisis con muros de corte se obtiene una participación de masas del 96,33%.

Con esto se puede obtener los valores de momentos máximos y axiales dados por las combinaciones de cargas que establece el código ACI 318 y la norma NEC-15.

CAPITULO VI

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

6.1. Cálculo de espectros de diseño

- Factor Z: Este factor está presente en la NEC-15 como se muestra a continuación y para la zona de diseño se tiene $Z=0.35$ g, véase la tabla del anexo N° 6.

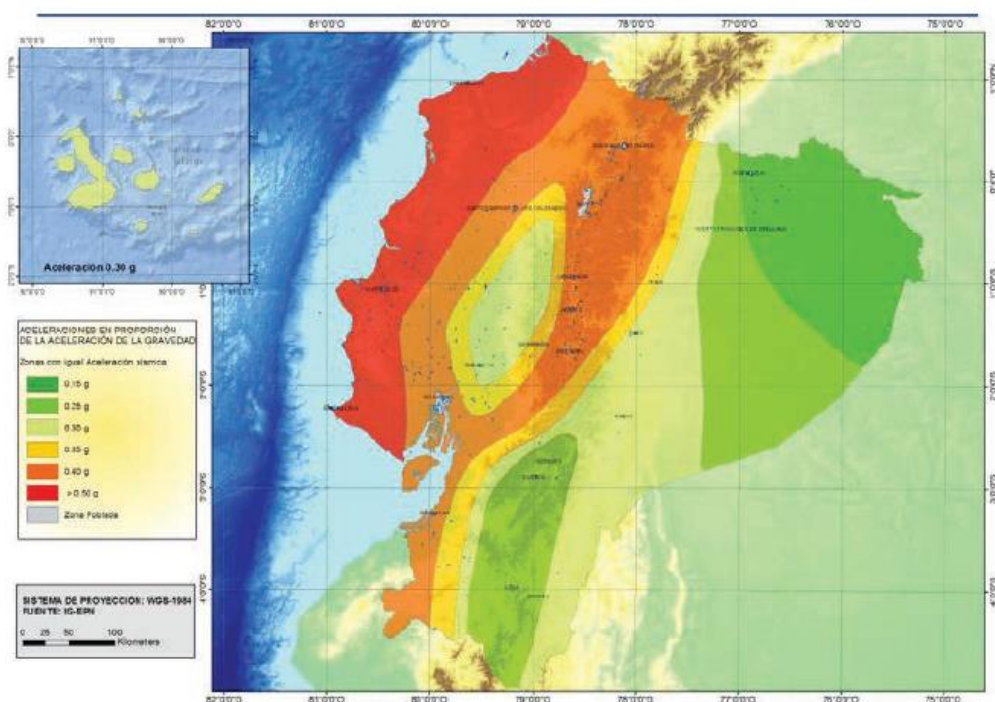


Figura 18: Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z; Fuente: [2]

- Factor r : Este factor depende de la geografía del proyecto.
- Factor η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado. Para el proyecto $\eta=2.48$ según estipula la norma NEC-15.
- Factor C_t y α : Son factores que dependen del tipo del edificio como se presenta en la NEC-15 en el capítulo 6.3.3. Véase la tabla del anexo 7.

Como objetivo de la investigación propuesta está en el modelamiento de la estructura con muros, en ese caso se elige el factor $C_t = 0.055$.

- Cálculo del periodo de vibración T

La NEC-15 en su capítulo 6.3.3 propone la siguiente fórmula para la obtención del periodo de vibración de la estructura con los valores de la tabla anterior:

$$T = Ct * h_n^a \quad \text{Ec (15)}$$

$$T = 0.055 * 12.5^{0.75} = 0.36$$

6.2. Coeficiente de suelos

La NEC en su capítulo 3.2.2 presenta coeficientes de suelo respecto al valor z y al tipo de suelo. En este caso se tiene el suelo tipo D, donde $F_a=1.25$, $F_d= 1.28$, $F_s=1.19$, véase las tablas del anexo 8, 9 y 10.

6.2.1. Periodos límites de vibración en espectro de diseño

T_o y T_c definen el periodo límite de vibración en el espectro sísmico flexible de aumento de velocidad que representa el sismo de diseño, se estima mediante la siguiente expresión:

$$T_o = 0.1 * 1.19 * \frac{1.28}{1.25} = 0.1218$$

$$T_c = 0.56 * 1.19 * \frac{1.28}{1.25} = 0.682$$

6.2.2. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

Para la determinación de S_a se puede utilizar las siguientes fórmulas que se aprecia en la figura 19.

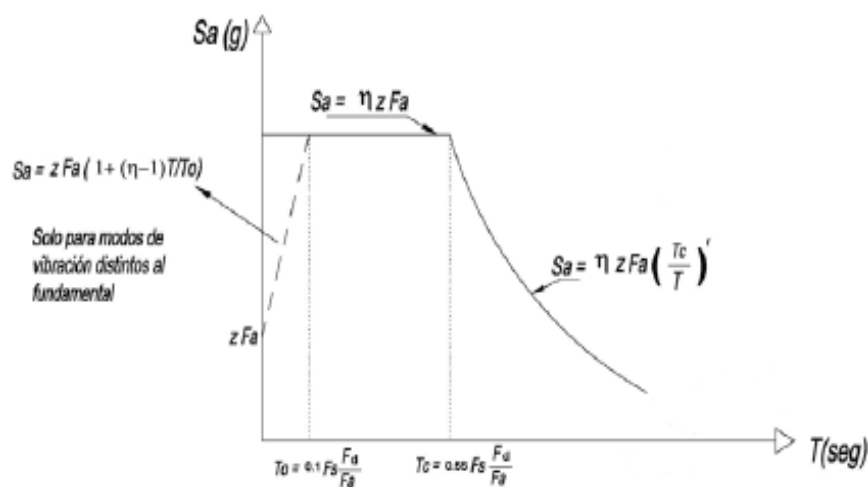


Figura 19: Espectro de diseño propuesto por la NEC-15; Fuente: [2]

- Para el primer tramo ($T \leq T_0$)

$$S_a = Z * F_a * \left(1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_0}\right) \text{ Ec (16)}$$

- Para el segundo tramo ($T_0 \leq T \leq T_c$)

$$S_a = \eta * Z * F_a \text{ Ec (17)}$$

- Para el tercer tramo ($T > T_c$)

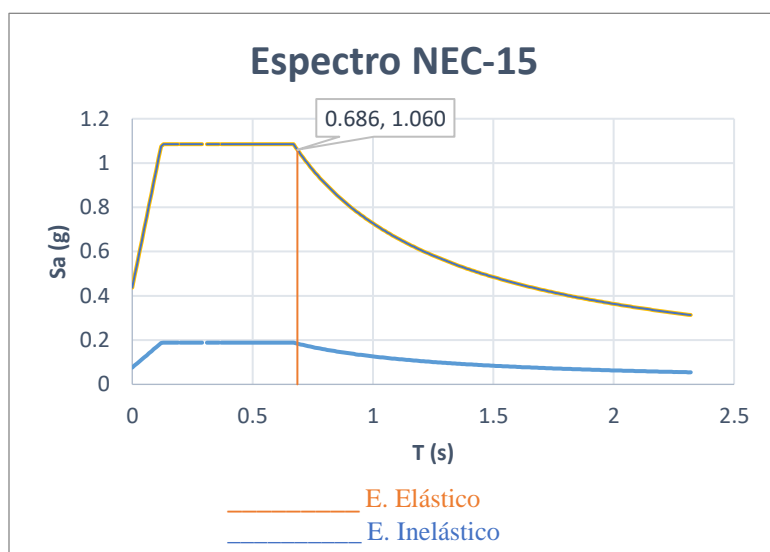
$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ Ec (18)}$$

Con los respectivos datos obtenidos anteriormente como son F_a , F_d , F_s , Z , r , etc., y los demás factores se halla el espectro de diseño correspondiente a esa estructura.

Tabla 12

Tabla resumen factores y coeficientes para Espectro de diseño

Tipo de suelo	D
Zona sísmica	IV
F_a	1.25
F_d	1.28
F_s	1.19
Z	0.35
r	1
n	2.48
T_0 [s]	0.122
T_c [s]	0.670
C_t	0.055
Alpha	0.75
hn	12.5
T_{nec} [s]	0.686
$S_a(T_{nec})$	1.060



Fuente: Autoría Propia

El espectro de respuesta inelástico se construye dividiendo las ordenadas del espectro elástico para un coeficiente de modificación de respuesta **R**. Adicionalmente se debe multiplicar las ordenadas por el factor de importancia **I**.

6.2.3. Configuración estructural

Antes de seleccionar un método de diseño que nos permita determinar las fuerzas sísmicas laterales se debe establecer la configuración de las estructuras, tanto en planta como en elevación.

Para este diseño se considerará la existencia de estructuras regulares tanto en planta como en elevación, por lo que se tiene entonces:

- $\phi_P=1$ Coeficiente de regularidad en planta
- $\phi_E=1$ Coeficiente de regularidad en elevación

6.2.4. Factor de reducción de resistencia sísmica (R)

El factor R depende del tipo de estructura, tipo de suelo, período de vibración, factor de elasticidad, exceso de resistencia, redundancia y amortiguamiento de la estructura en condiciones extremas.

Se tomará el valor de R de acuerdo al tipo de sistemas estructurales existentes en la zona de estudio, en este caso se tomará el valor $R = 8$.

Cálculo del cortante basal (V) con los resultados obtenidos del espectro de diseño $S_a(T)$.

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_e} W \quad \text{Ec (19)}$$

En donde:

- V = Cortante basal de diseño
- I = Factor de importancia de la edificación
- $S_a(T_a)$ = Espectro de diseño en aceleración
- ϕ_p y ϕ_e = Coeficiente de configuración en planta y elevación.
- R = factor de reducción de resistencia sísmica
- P = peso de la edificación.
- W = Carga sísmica reactiva

Tabla 13:

Tabla de cálculo cortante basal.

I	1.0
R	8.00
phi p	1.0
phi e	1.0
k	1.09
$V_{valor c}$	0.147

Fuente: Autoria Propia

Tabla 14:

Determinación del peso de la Estructura.

	Área (m ²)	WD (T/m ²)	W (T)
P1	213.81	0.85	249.97184
P tipo	137.05	0.85	504.62943
Cubierta	100.69	0.51	95.41769
Peso de la estructura			850.02
Cortante Basal c*W			125.14

Fuente: Autoría Propia.

Otra de las condiciones según la norma NEC-15, “el valor del cortante dinámico total en base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser: <80 % del cortante basal V obtenido por el método estático”

$$V_D > 80\% * V_{estatico} \quad Ec (20)$$

$$V_D > 80\% * 125.14$$

$$V_D > 100.112 \quad \text{cumple.}$$

$$V_D = 130.55$$

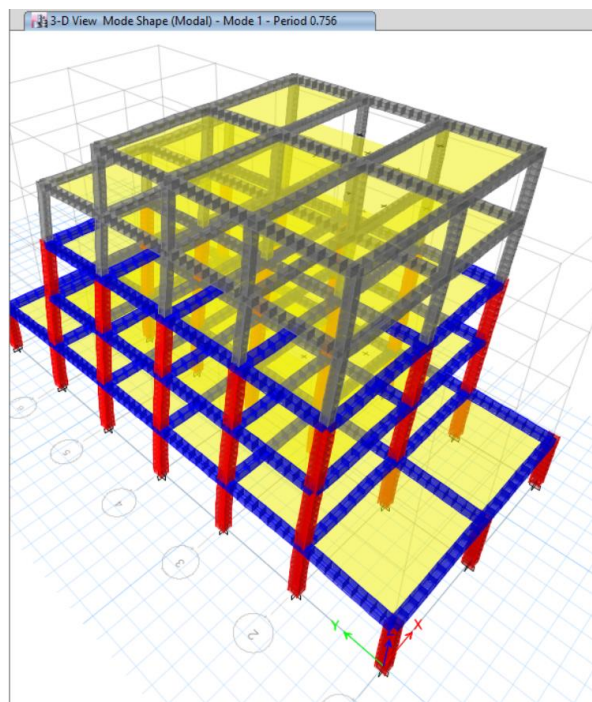


Figura 20: Periodo de vibracion en el programa ETABS- Edificio sin muros

Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS

Se coloca los muros propuestos para reducir efectos de torsión en los modos de vibración. En el modelo con muros de corte se propone es una distribución lateral de muros de 20 cm en la periferia y en las gradas donde es usual colocarlos y donde no afecte a las condiciones arquitectónicas. Véase la tabla en el anexo 11, donde se observa que el periodo disminuye y la participación de masa es superior a lo establecido según la norma NEC-15.

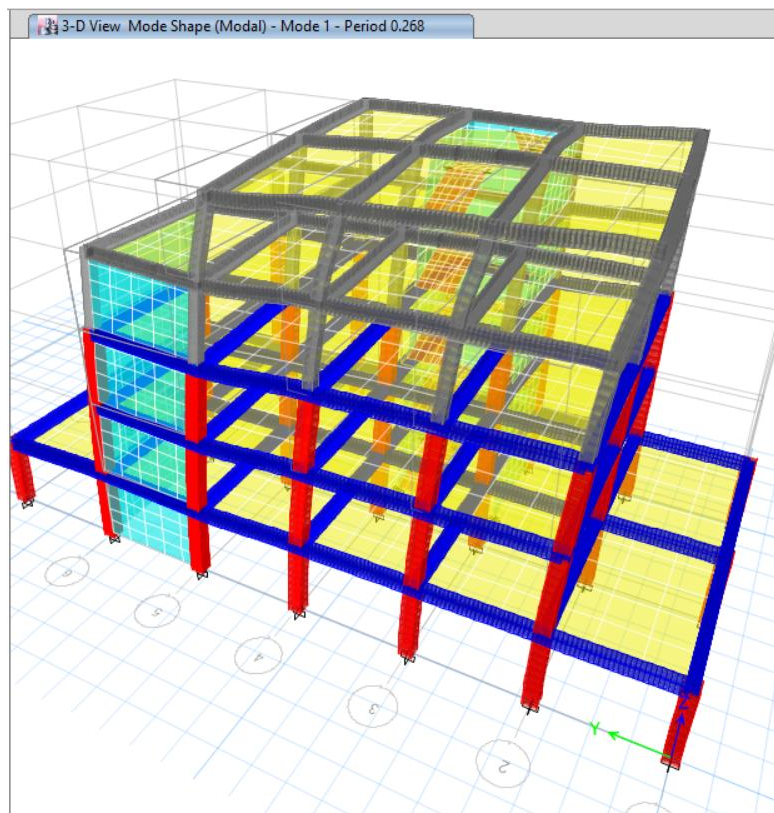


Figura 21: Periodo de vibracion en ETABS – Edificio con muros; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS

6.2.5. Derivas de pisos

Del programa obtenemos los desplazamientos absolutos de entre piso para la estructura con muros estructurales:

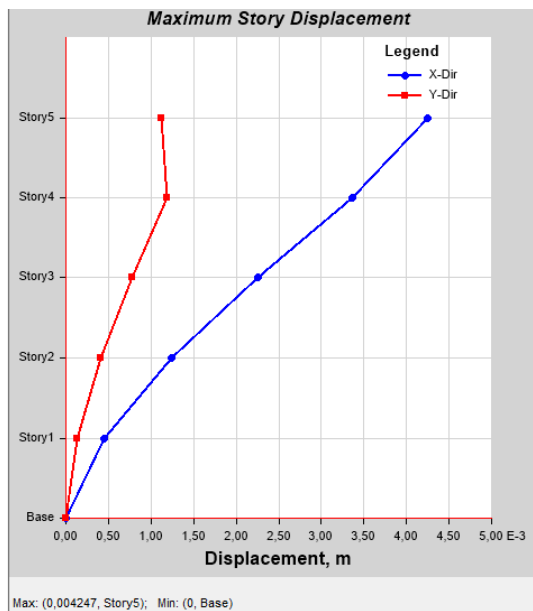


Figura 22: Desplazamientos absolutos por piso Sismo X; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS

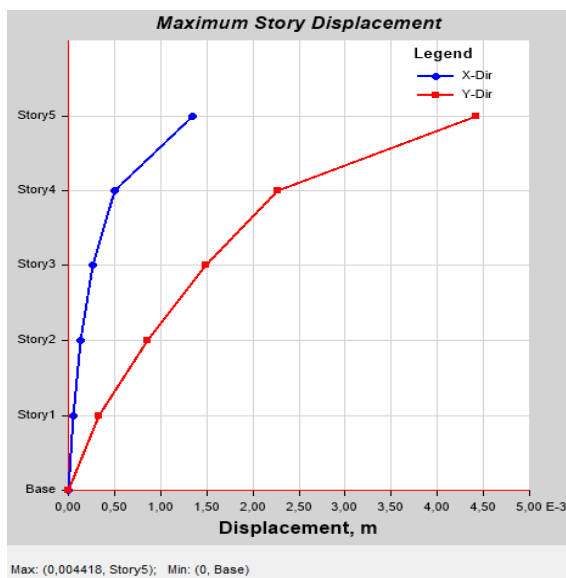


Figura 23: Desplazamientos absolutos por piso Sismo Y; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS

La NEC-15 existe un límite de cumplimiento de derivas y propone además fórmulas para su cálculo.

$$\text{Deriva inelástica: } \Delta m = 0.75 * (\Delta e * R) \leq 0.02 \quad \text{Ec (21)}$$

$$\text{Deriva elástica: } \Delta e = \frac{(\Delta_{i+1} - \Delta_i)}{h_e} \leq 0.02 \quad \text{Ec (22)}$$

Tabla 15

Cálculo de derivas de entre piso.

Desplazamientos del centro de masa del diafragma (EDIFICIO SIN MUROS)									
Historia	Diafragma	Combinación de carga	UX	UY	RZ	Deriva	Derivas	Deriva	Derivas
						elástica	inelástica	elástica	inelástica
						X	X	Y	Y
5	D5	Sismo	0.025957	0.029698	0.003146	0.00368	1.38%	0.00608	2.28%
4	D4	Sismo	0.016748	0.014502	0.001584	0.00226	0.85%	0.00200	0.75%
3	D3	Sismo	0.0011099	0.009509	0.001042	0.00201	0.75%	0.00164	0.61%
2	D2	Sismo	0.00607	0.005413	0.000605	0.00161	0.60%	0.00138	0.52%
1	D1	Sismo	0.00205	0.001968	0.000241	0.00082	0.31%	0.00079	0.30%

Fuente: Autoria Propia

La deriva máxima que se produce en el último piso es de 2.28%, lo cual supera lo establecido por la norma NEC15. Por esta razón sería necesario rigidizar la estructura con los muros propuestos.

CAPITULO VII

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

7.1. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SIN MUROS DE CORTE

7.1.1. Diseño de vigas

Se propone realizar el diseño de 4 vigas para planta baja, 2 diseños para planta tipo con vigas de 0.3x0.35 m, 2 diseños para planta tipo con vigas de 0.3x0.3 m y 2 diseños para las vigas de cubierta de 0.3x0.3 m, en todos los diseños se presenta tanto en dirección X y Y para los vanos más críticos.

Se realizará un ejemplo de cálculo y después únicamente se mostrará el armado de la sección viga.

PLANTA BAJA

Viga de borde Eje A: 0.30x0.35 m

7.1.1.1. Diseño a flexión

Se presenta los momentos obtenidos del programa ETABS.

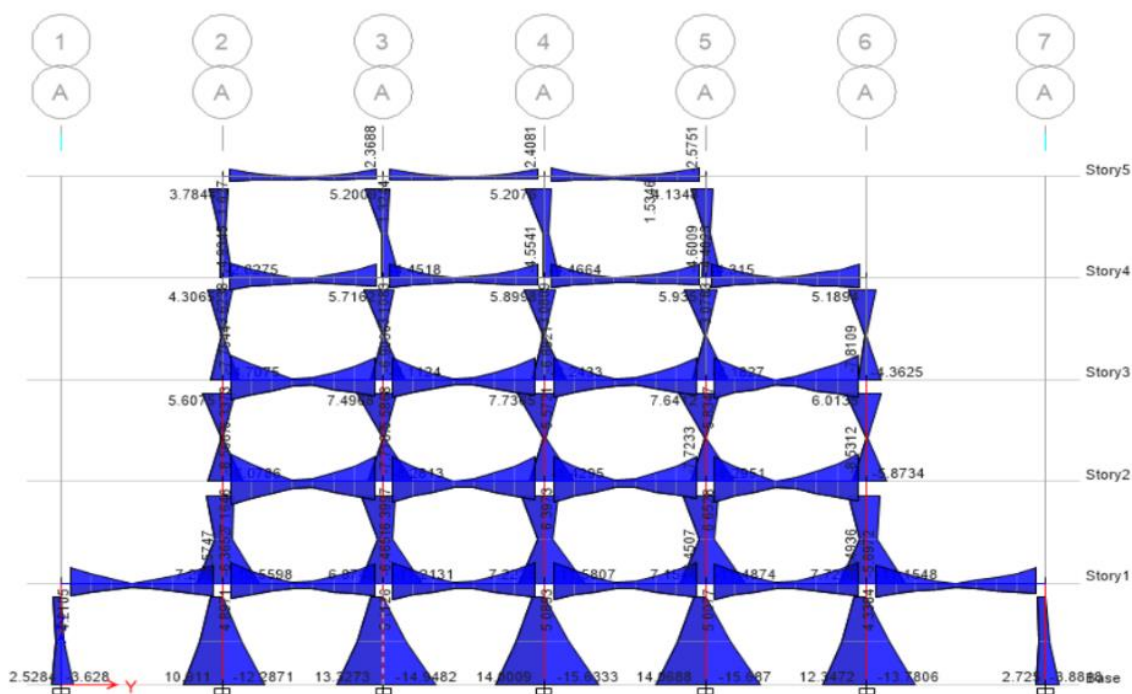


Figura 24: Diagrama de momentos: Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS

Una vez obtenido el diseño se obtendrá la información del elemento estructural que mediante una tabla de resumen, se indica los momentos y cortantes a considerar.

Tabla 16

Resumen de momento último y momento nominal

(m)	VANO		VANO 2		VANO 3		VANO 4		VANO 5		VANO 6		
	EJE A 1-2		EJE A 2-3		EJE A 3-4		EJE A 4-5		EJE A 5-6		EJE A 6-7		
	3.6		3.6		3.6		3.6		3.6		4		
MU (-) (T-m)	-5	0	-6.36	0	-6.45	0	-6.43	0	-6.45	0	-6.49	0	-5
MU (+)(T-m)	4.21	1.5	4.9	1.77	5.11	1.75	5.08	1.75	5.07	1.67	4.33	1.7	3.36
Mn (-) (T-m)	-5.56	0	-7.07	0	-7.17	0	-7.14	0	-7.17	0	-7.21	0	-5.56
Mn (+)(T-m)	4.68	1.67	5.44	1.97	5.68	1.94	5.64	1.94	5.63	1.86	4.81	1.89	3.73

Fuente: Autoría Propia

Momentos nominales obtenidos por el factor de reducción $\phi=0.9$

$$Mn = Mu * \phi_{flexion} \quad \text{Ec (23)}$$

Obtención de acero mínimo y acero requerido con unidades de m², para lo cual partimos de la fórmula de momento nominal, despejando se podrá obtener el acero requerido:

$$Mn = As * fy * \left(d - \frac{As * fy}{1.7 * f'c * b} \right) \quad \text{Ec (24)}$$

De esta fórmula se obtiene una ecuación cuadrática en función de As, el cual se debe usar para continuar con el proceso.

Tabla 17

Detalle de los aceros requeridos y calculados.

Unidades	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²
AS1	69.07	73.95	67.6	73.95	67.5	73.95	67.53	73.95	67.5	73.95	67.46	73.95	69.07
AS2	4.88	0	6.35	0	6.45	0	6.42	0	6.45	0	6.49	0	4.86
AS1	69.89	72.56	69.1	72.3	68.9	72.32	68.98	72.32	68.9	72.32	69.75	72.37	70.75
AS2	4.06	1.39	4.78	1.65	5	1.63	4.97	1.63	4.96	1.56	4.19	1.58	3.20
AS calculado (-)	4.88	0	6.35	0	6.45	0	6.42	0	6.45	0	6.49	0	4.88
AS calculado (+)	4.06	1.39	4.78	1.65	5	1.63	4.97	1.63	4.95	1.56	4.10	1.58	3.20

Fuente: Autoría Propia.

Luego se procederá a la determinación del acero mínimo y el acero de la zona más armada aplicando la siguiente fórmula:

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d \quad Ec (25)$$

Tabla 18

Detalle de acero mínimo el acero de la zona más armada.

As min	2.9
¼ As zona más armada	1.6
½ As nudos caras (-)	2.44 317 3.22 3.21 3.22 3.25 2.44

Fuente: Autoría Propia

Se selecciona el acero mayor entre mínimo y la zona más armada, como se aprecia en la tabla anterior y se obtiene el acero requerido.

Con el acero requerido se procede a realizar el armado en cantidades de varillas con diámetros comerciales.

Tabla 19

Detalle de armado del acero y sus diámetros.

Acero base ϕ	3 ϕ 16						
Acero apoyos ϕ	0	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	0
Acero base ϕ	3 ϕ 16						

Fuente: Autoría Propia

7.1.1.2. Diseño a corte

Se requiere la cantidad de acero colocada en el diseño a flexión en m².

Tabla 20

Detalle del acero de diseño a flexión.

Acero base (m²)	0.000603						
Acero apoyos (-) (m²)	0	0.000113	0.000113	0.000113	0.000113	0.000113	0
Acero base (m²)	0.000603						

Fuente: Autoría Propia

Se halla el momento probable y el cortante hiperestático con las siguientes fórmulas para cada acero conocido:

$$M_{pr} = \alpha * A_s * f_y * \left(d - \frac{\alpha * A_s * f_y}{1.7 * f'_{c * b}} \right). \text{ Ec (26)}$$

Donde: α es la relación entre esfuerzo último del acero y su esfuerzo de fluencia. $\alpha \approx 1.25$, en algunos diseños propuestos, recomiendan usar 1.4.

Tabla 21

Momentos probables.

	Apoyos	Apoyos	Apoyos	Apoyos	Apoyos	Apoyos	Apoyos
As conocido (-)	6	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	0
As conocido (+)	6	6	6	6	6	6	6
Mpr (-) (T-m)	9.1	10.6	10.6	10.6	10.6	10.6	0
Mpr (+) (T-m)	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1

Fuente: Autoría Propia

El cortante hiperestático se halla comparando el máximo entre los momentos probables de cada apoyo con su signo respectivo y dividir para su longitud de vano (L1).

$$V_{hip.} = \max\left(\frac{M_{pr.1(-)} + M_{pr.2(+)}}{L1}; \frac{M_{pr.2(-)} + M_{pr.1(+)}}{L1}\right) \quad Ec (27)$$

Tabla 22

Cortante hiperestático

V hip (T)	6.3	6.8	6.8	6.8	6.8	2.7						
	6.8	6.8	6.8	6.3	6.8	1.2						
V cv (final)	4.5	4.6	6.36	4.6	6.46	4.2	6.4	4.2	6.21	4	5.6	3.36

Fuente: Autoría Propia

Es necesario conocer el valor del corte para esos elementos de viga, estos se obtienen del programa ETABS.

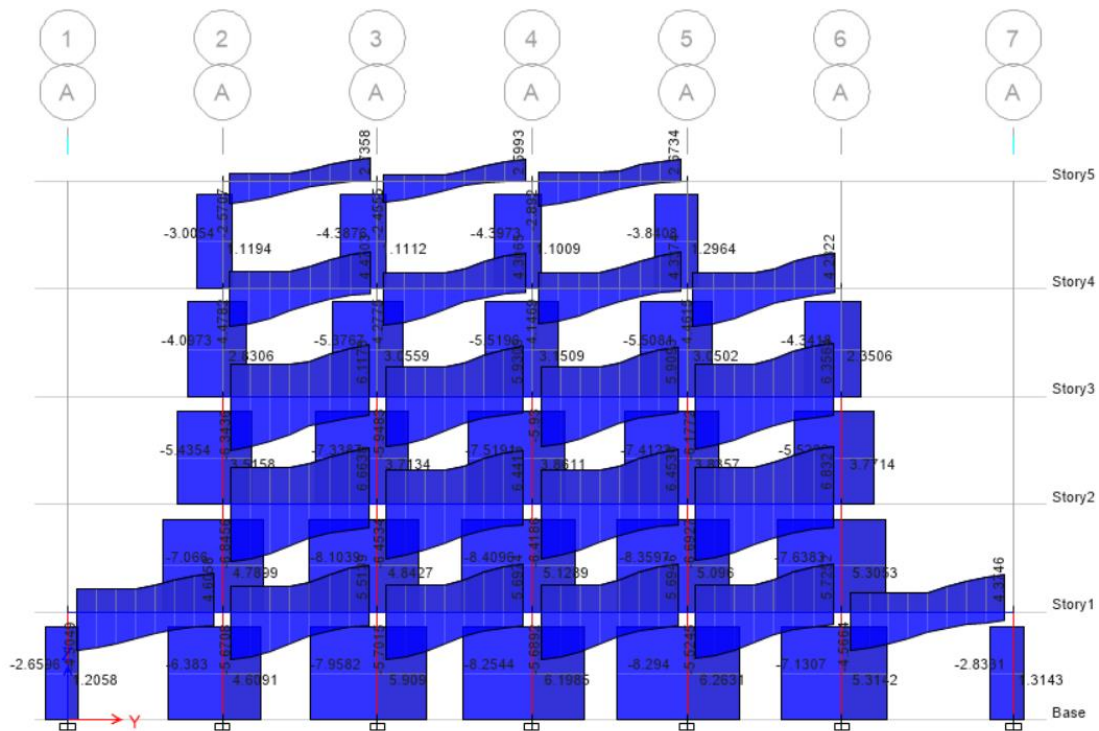


Figura 25: Diagrama de corte por envolvente de pórtico eje A; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS

Se halla en cortante último, cortante que soporta el hormigón y el acero, se realiza la revisión para hallar la cantidad estribos de corte a colocar.

El cortante último se obtiene del máximo entre los cortantes hiperestáticos y el cortante último obtenido por el programa ETABS.

$$V_u = \max(V_{cv}; V_{hip.1} V_{hip.2}) \quad \text{Ec (28)}$$

El cortante que soporta el concreto este dado por la fórmula:

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{V_u}{140 A_g}\right) * \gamma \sqrt{f'c} * b * d \quad \text{Ec (29)}$$

En caso de que $V > \frac{1}{2} V_u$ el cortante $V_c=0$ pues no trabaja a corte.

Revisión: $V_s \leq 4V_c$

Tabla 23

Revisión de cortante.

Vu (T)	11.38	13.14	13.24	13.18	12.99	8.29
Vc (T)	0	0	0	0	0	0
Vs (T)	15.17	17.52	17.65	17.57	17.32	4.38
Revisión	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Fuente: Autoría Propia.

Posteriormente se procede al cálculo de ramales con esa cantidad de acero, para la cual se aplica la siguiente ecuación

$$Av = \frac{Vs * S}{Fy * d} \quad \text{Ec (30)}$$

Tabla 24

Cálculo de ramales.

$Av/s (m^2/m)$	0.125	0.144	0.145	0.144	0.142	0.036
Av	1	1.15	1.16	1.15	1.14	0.29
Av	1	2	2	2	2	1

Fuente: Autoría Propia

Se halla finalmente la cantidad de ramales para el diámetro el cual se usará para el armado de corte.

$$\#Ramales = \frac{Av}{\emptyset \text{ de acero para corte}} \quad \text{Ec (31)}$$

Tabla 25

Número de ramales y detalle de varillas.

	Vano 1	Vano 2	Vano 3	Vano 4	Vano 5	Vano 6
--	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Ramales	0.88	1.77	1.77	1.77	1.77	0.88
# Ramales	1	2	2	2	2	1
Detalle	1 E 12 mm @ 15 cm -30cm	1 E 12 mm @ 15 cm -30cm	1 E 12 mm @ 15 cm -30cm	1 E 12 mm @ 15 cm -30cm	1 E 12 mm @ 15 cm -30cm	-1 E 12 mm @ 15 cm -30cm

Fuente: Autoría Propia

Como se explicó anteriormente, este es el ejemplo de cálculo para el diseño y armado de vigas, dicho esto procedemos al diseño y armado de las vigas restantes con el mismo método y procedimiento que se detalló anteriormente, el resultado se podrá apreciar en anexos.

Luego del diseño de las vigas restantes se puede apreciar el siguiente armado.

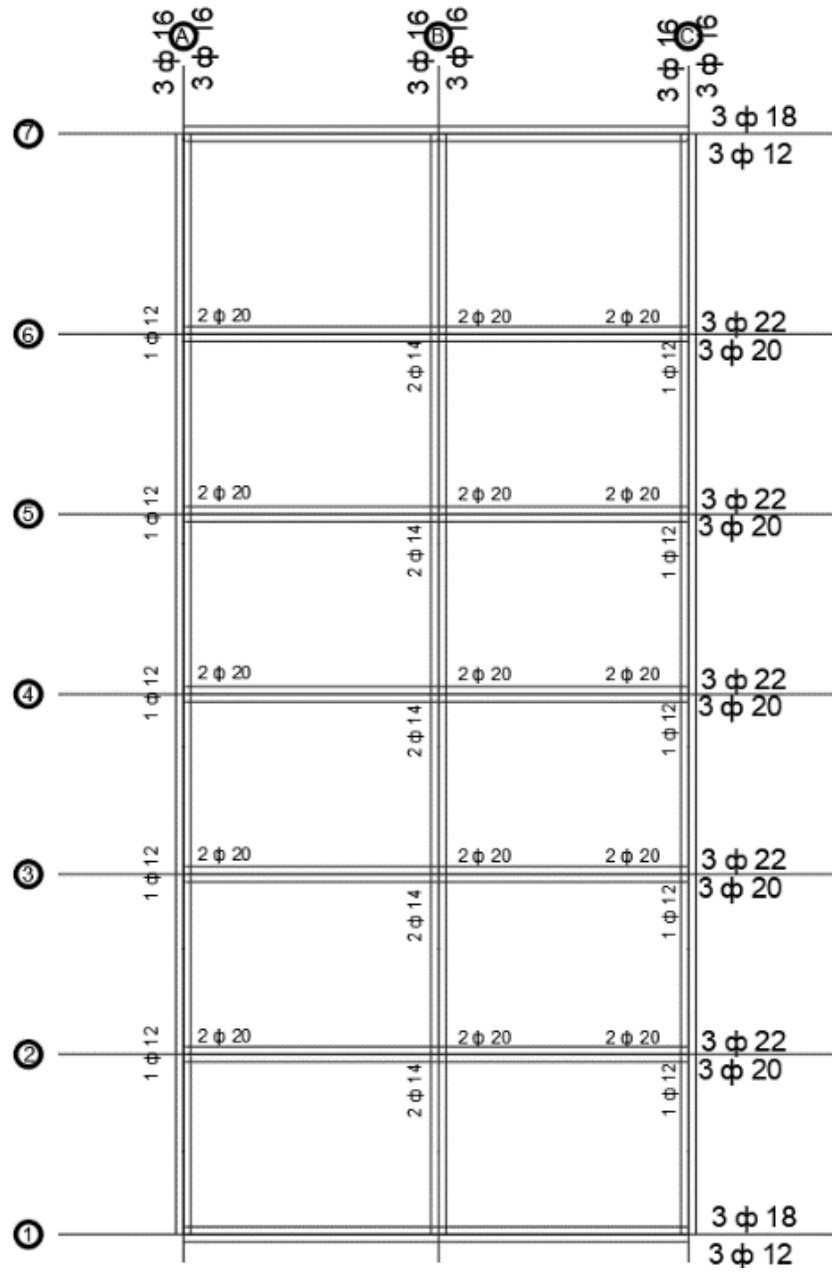


Figura 26: Esquema de Armado primer piso; Fuente: Autoría Propia

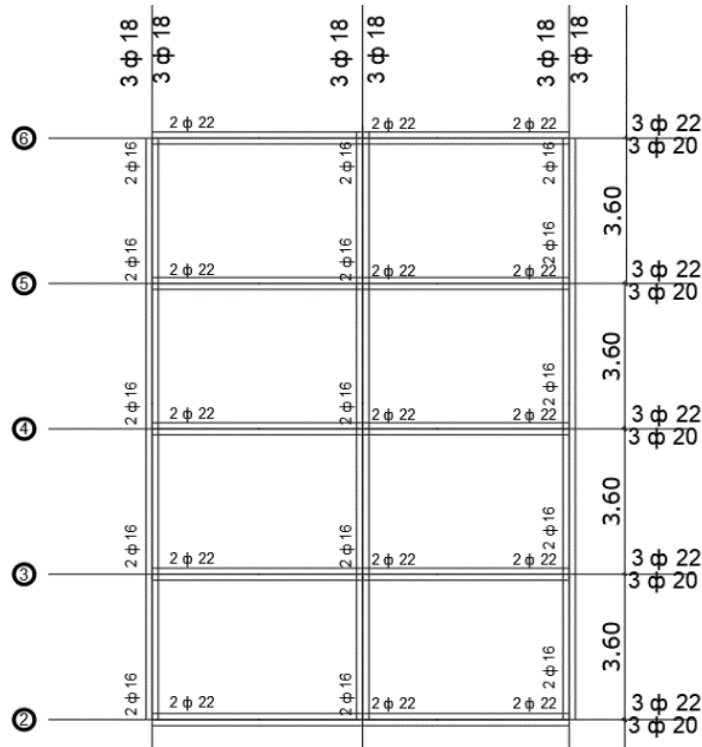


Figura 27: Esquema de Armado planta tipo vigas 30x35 y 30x30. Fuente: Autoría Propia

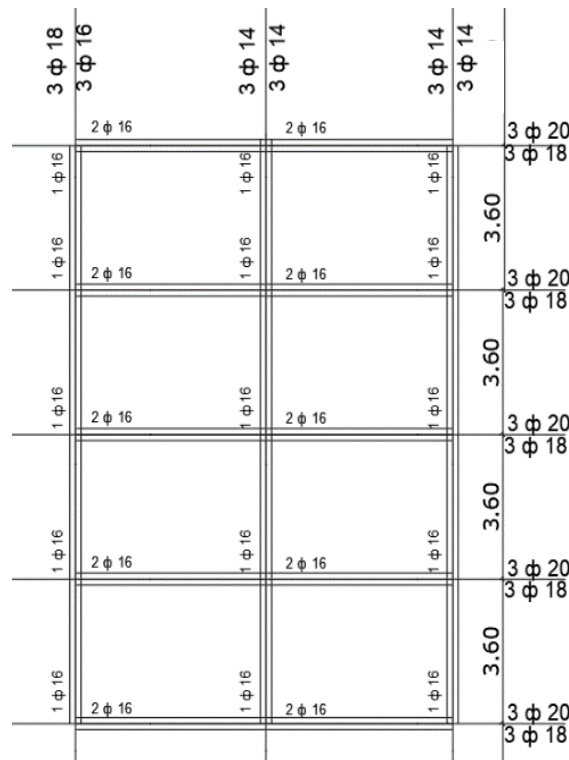


Figura 28. Esquema de Armado. Fuente: Autoría Propia.

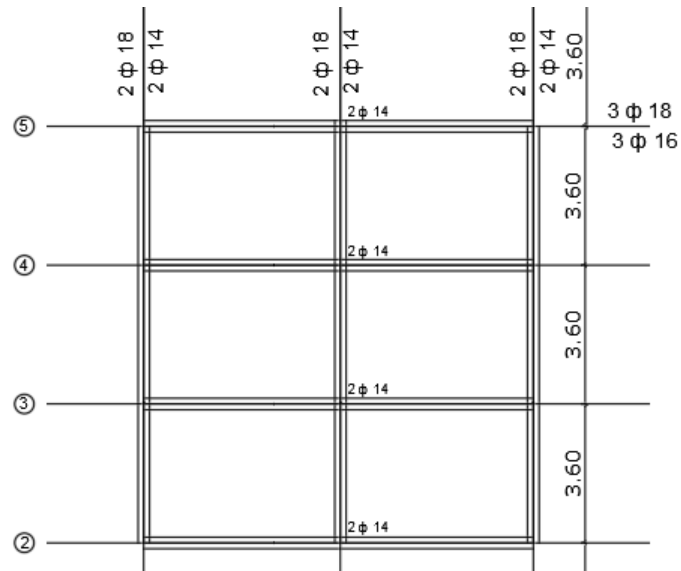


Figura 29: Esquema de Armado cubierta; Fuente: Autoría Propia

7.1.2. Diseño de columnas

Se hará el diseño de 2 columnas una de borde y una central como se muestra a continuación. Se mostrará el ejemplo de cálculo para el diseño de una columna y para las demás se presenta resultados en anexos, realizado en Excel.

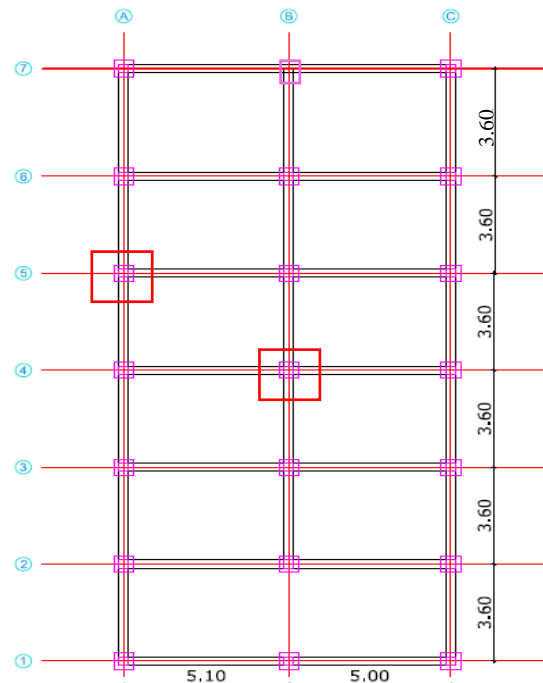


Figura 30: Esquema de selección de columnas para diseñar. Fuente: Autoría Propia.

Del pre-dimensionamiento se tiene columnas de 0.40 x 0.40 y se propone 1.5 % de cuantía de acero lo cual está en rango de cuantía que especifica la NEC-15 y el código ACI-318.

$$A_s = 0.02 * 0.40 \text{ m} * 0.40 \text{ m} = 0.0032 \text{ m}^2$$

Lo que equivale en acero comercial 10Ø22

Del pre-dimensionamiento se tiene columnas de 0.30 x 0.30 y se propone un 1.5 % de cuantía de acero lo cual está en rango de cuantía que especifica la NEC-15 y el código ACI 318.

$$A_s = 0.02 * 0.30 \text{ m} * 0.30 \text{ m} = 0.0018 \text{ m}^2$$

Lo que equivale en acero comercial 8Ø18

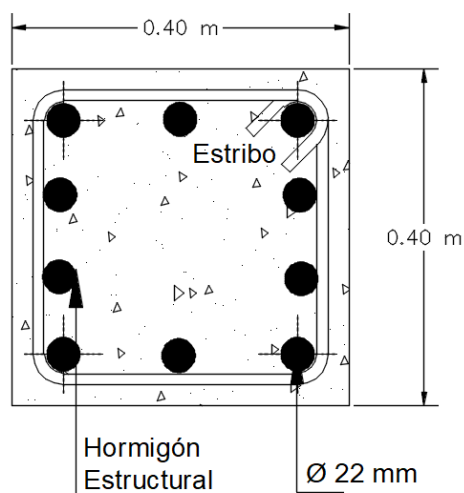


Figura 31: Esquema de columna a diseñar 0.40 x 0.40 m. Fuente: Autoría Propia

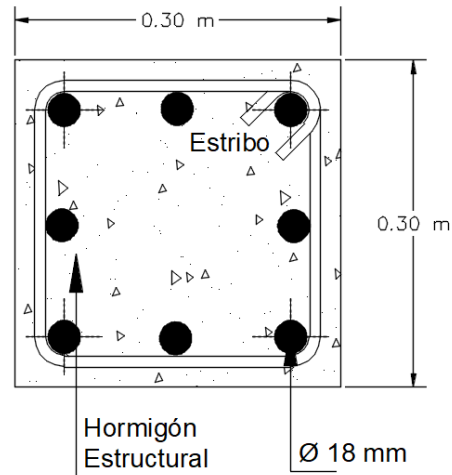


Figura 32: Esquema de columna a diseñar 0.30 x 0.30 m. Fuente: Autoría Propia

Columna 4C

Se obtiene los valores de axial y momentos máximos para esa columna en el piso inferior:

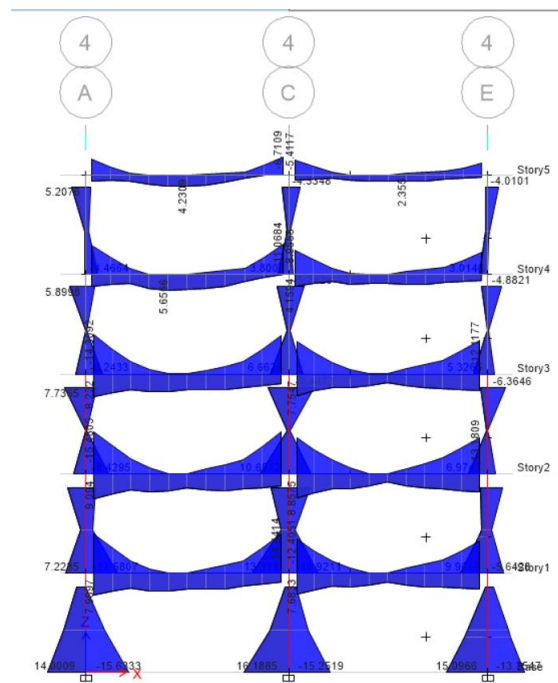


Figura 33: Axial máximo por eje en columnas. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs

$$M_{max} = 16.2 \text{ T.m}$$

$$P_{max} = 120.8 \text{ T}$$

Se calcula la capacidad de la columna y se hace las revisiones con el diagrama de interacción.

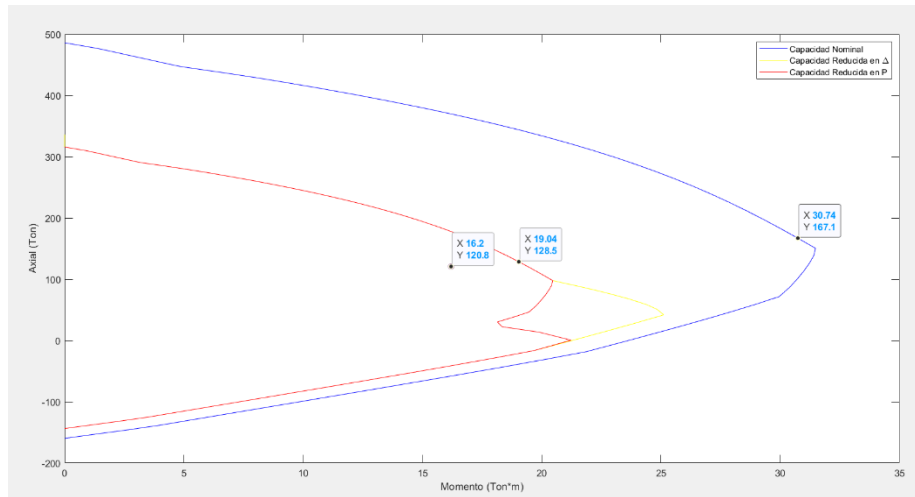


Figura 34: Axial máximo por eje en columnas. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs.

$$\frac{D}{C} = \frac{16.2}{19.04} = 0.85$$

Se hace la revisión entre la condición entre el diseño y capacidad y se procede a hacer el armado por corte y confinamiento:

$$Mbx = Mby = 30.74 T.m$$

Cálculo del cortante ultimo

$$Vu = \frac{Mb + Mb}{h} = \frac{30.74 Tm + 30.74 Tm}{2.35 m} = 26.16 T * 1.15 = 30.08 T \quad \text{Ec (32)}$$

Cálculo del cortante de resiste el concreto

$$\begin{aligned} Vc &= 0.53 \sqrt{f'c} * b * d = 0.53 * \sqrt{\frac{2400 Tn}{m^2}} * 0.40 m * 0.37 m \quad \text{Ec (33)} \\ &= 12.5 T \end{aligned}$$

Cálculo del cortante que resiste el acero

$$Vs = \frac{Vu - \emptyset Vc}{\emptyset} = \frac{30.08 T - 0.75 * 12.5 T}{0.75} = 27.95 T \quad \text{Ec (34)}$$

$$Vs < 4 * Vc \quad \text{Ok Cumple condición}$$

Acero trasversal

$$A_v = \frac{V_s * S}{f_y * d} = \frac{27.95 T * 1 Tn * 0.10 m}{42000 \frac{Tn}{m^2} * 0.37m} = 0.0002 m^2 \quad \text{Ec (35)}$$

Se debe colocar 2 ramas de 12mm

Columna 5 A

Se calcula la capacidad de la columna y se hace las revisiones con el diagrama de interacción.

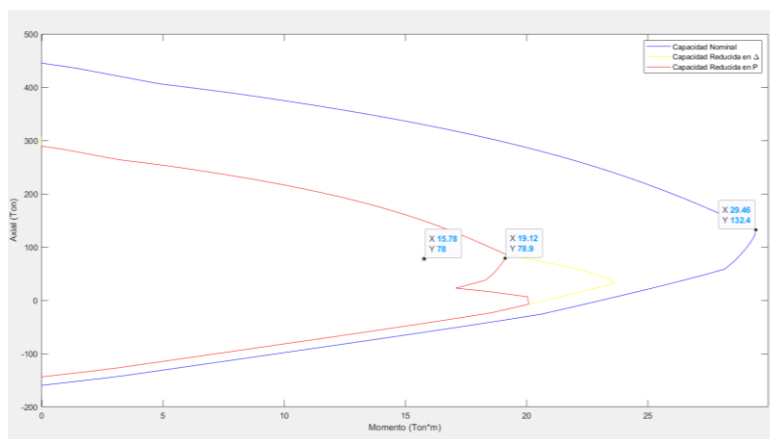


Figura 35: Diagrama de interacción de columna 5A. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs

$$\frac{D}{C} = \frac{15.78}{19.12} = 0.8$$

Se hace la revisión entre la condición entre el diseño y capacidad y se procede a hacer el armado por corte y confinamiento:

$$M_{bx} = M_{by} = 29.46 T * m$$

Se debe colocar 2 ramas de 12mm

7.1.3. Diseño de losas

Se obtiene los momentos para la franja central de cada losa para la planta baja, planta tipo y cubierta.

7.1.3.1. LOSAS PLANTA 1

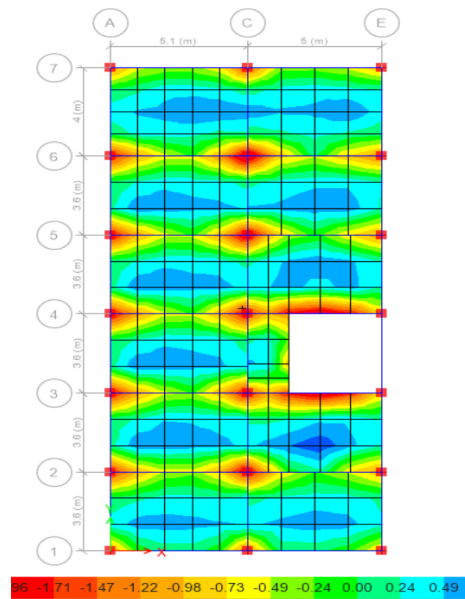


Figura 36: Diagrama de momentos para losa planta 1 dirección Y. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs.

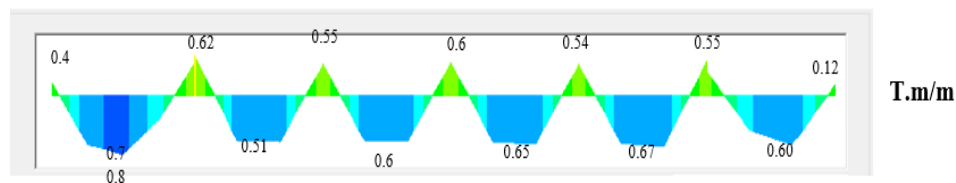


Figura 37: Diagrama de momentos para franja en dirección Y entre los ejes A-B. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs

Cálculo de acero por nervio:

$$As \text{ por nervio } (\pm) = 30 * \frac{Mu}{d} \quad \text{Ec (36)}$$

$$As \text{ por nervio } (+) = 30 * \frac{0.7}{31} = 0.000067 \text{ m}^2 \text{ por nervio}$$

$$As \text{ por nervio } (-) = 30 * \frac{0.62}{31} = 0.00006 \text{ m}^2 \text{ por nervio}$$

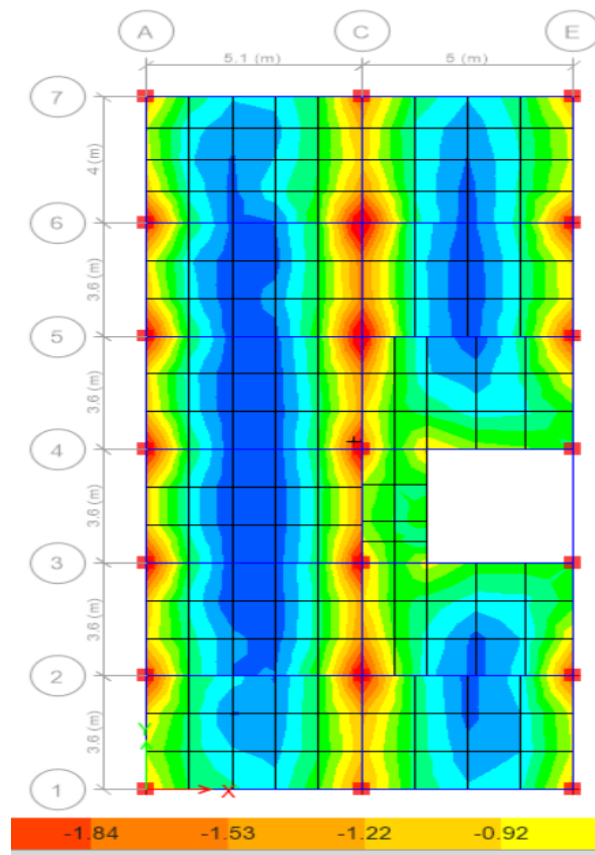


Figura 38: Diagrama de momentos para losa planta 1 dirección X. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs

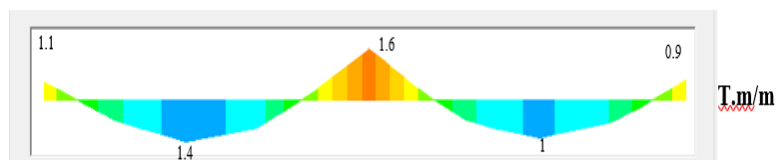


Figura 39: Diagrama de momentos para franja en dirección X entre los ejes 4-5. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs

Cálculo de acero por nervio:

$$As \text{ por nervio } (\pm) = 30 * \frac{Mu}{d} \quad \text{Ec (37)}$$

$$As \text{ por nervio } (+) = 30 * \frac{1.4}{31} = 0.000135 \text{ m}^2 \text{ por nervio}$$

$$As \text{ por nervio } (-) = 30 * \frac{1.6}{31} = 0.000155 \text{ m}^2 \text{ por nervio}$$

7.1.3.2. LOSA PLANTA TIPO

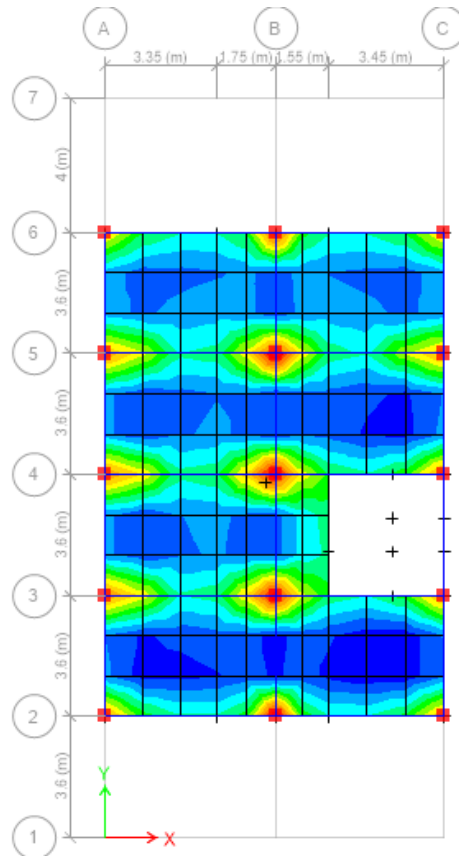


Figura 40: Diagrama de momentos para losa tipo dirección Y. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs

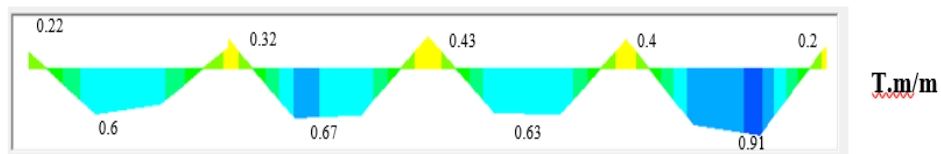


Figura 41: Diagrama de momentos para franja en dirección Y entre los ejes A-B. Fuente: Autoría propia realizado en Etabs

Cálculo de acero por nervio:

$$As \text{ por nervio } (\pm) = 30 * \frac{Mu}{d} Ec \quad (38)$$

$$As \text{ por nervio } (+) = 30 * \frac{0.91}{31} = 0.000088 \text{ m}^2 \text{ por nervio}$$

$$As \text{ por nervio } (-) = 30 * \frac{0.43}{31} = 0.000042 \text{ m}^2 \text{ por nervio}$$

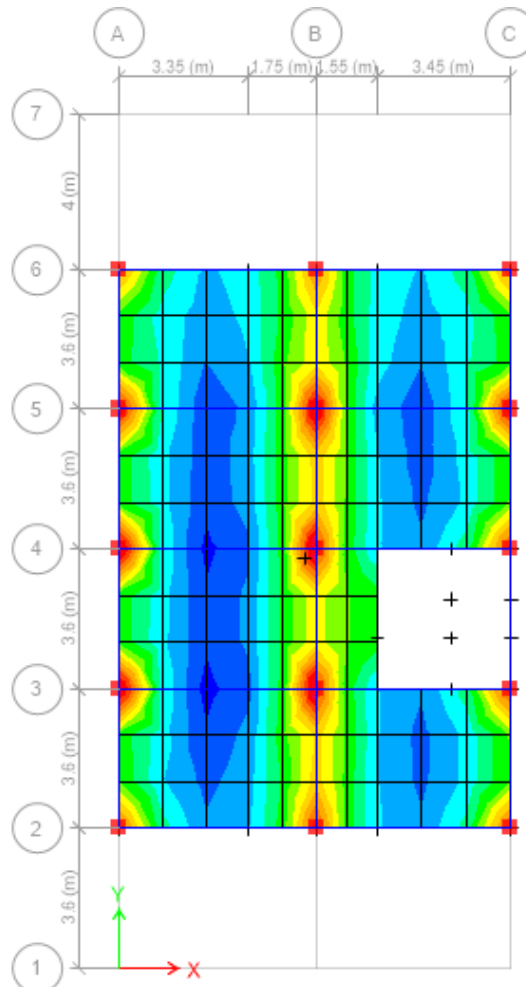


Figura 42: Diagrama de momentos para losa planta tipo dirección X. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs

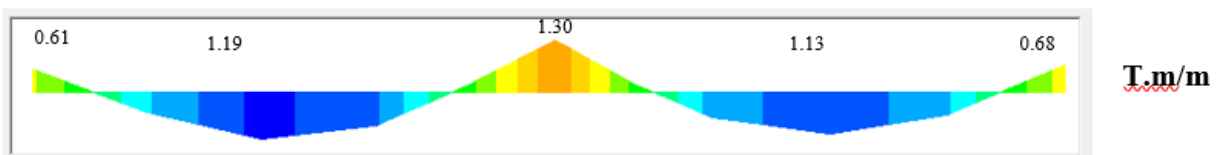


Figura 43: Diagrama de momentos para franja en dirección X entre los ejes 4-5. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs

Cálculo de acero por nervio:

$$As \text{ por nervio } (\pm) = 30 * \frac{Mu}{d} Ec \quad (39)$$

$$As \text{ por nervio } (+) = 30 * \frac{1.19}{31} = 0.000115 \text{ m}^2 \text{ por nervio}$$

$$As \text{ por nervio } (-) = 30 * \frac{1.30}{31} = 0.000126 \text{ m}^2 \text{ por nervio}$$

7.1.3.3. LOSA DE CUBIERTA

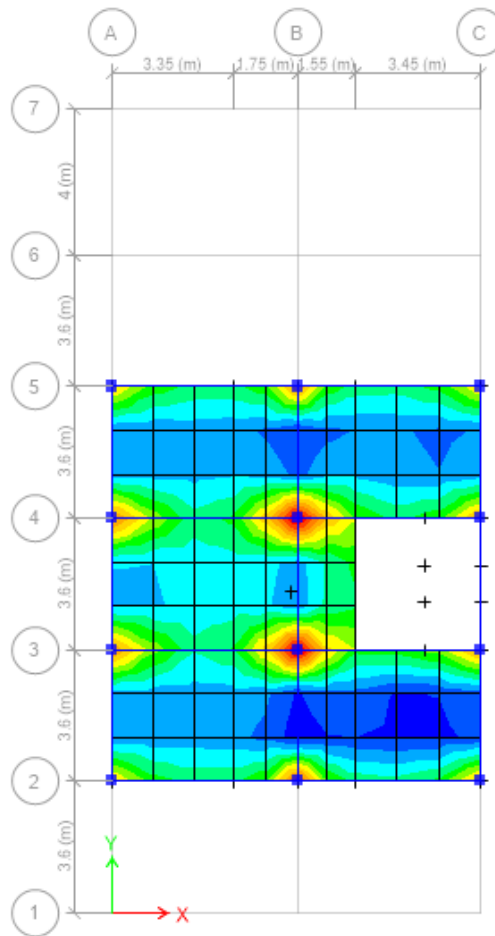


Figura 44: Diagrama de momentos para losa de cubierta tipo dirección Y. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs

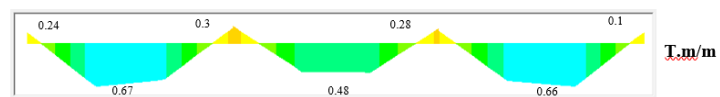


Figura 45: Diagrama de momentos para franja en dirección Y entre los ejes A-B. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs

Cálculo de acero por nervio:

$$As \text{ por nervio } (\pm) = 30 * \frac{Mu}{d} \text{ Ec (40)}$$

$$As \text{ por nervio } (+) = 30 * \frac{0.67}{31} = 0.00064 \text{ m}^2 \text{ por nervio}$$

$$As \text{ por nervio } (-) = 30 * \frac{0.3}{31} = 0.00003 \text{ m}^2 \text{ por nervio}$$

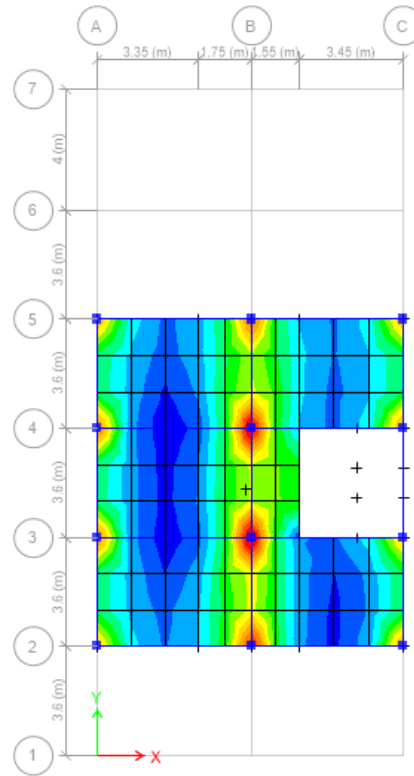


Figura 46: Diagrama de momentos para losa planta tipo dirección X. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs

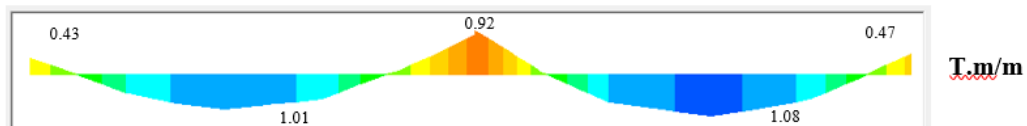


Figura 47: Diagrama de momentos para franja en dirección X entre los ejes 4-5. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs

Cálculo de acero por nervio:

$$As \text{ por nervio } (\pm) = 30 * \frac{Mu}{d} Ec \quad (41)$$

$$As \text{ por nervio } (+) = 30 * \frac{1.08}{31} = 0.0001045 \text{ m}^2 \text{ por nervio}$$

$$As \text{ por nervio } (-) = 30 * \frac{0.92}{31} = 0.000089 \text{ m}^2 \text{ por nervio}$$

7.2. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON MUROS DE CORTE

7.2.1. Diseño de vigas

De la misma forma que se realizó para el diseño de elementos estructurales sin muros de corte, procedemos a realizar el diseño de elementos estructurales aplicando muros de corte [32]. En este caso se realizará un diseño de viga de 30x30 y 30x35.

PLANTA BAJA

Viga de borde Eje A: 0.30x0.35 m

7.2.1.1. Diseño a flexión

Se presenta los momentos obtenidos del programa ETABS. Viga de planata baja, eje C- viga central 0.30x0.35m.

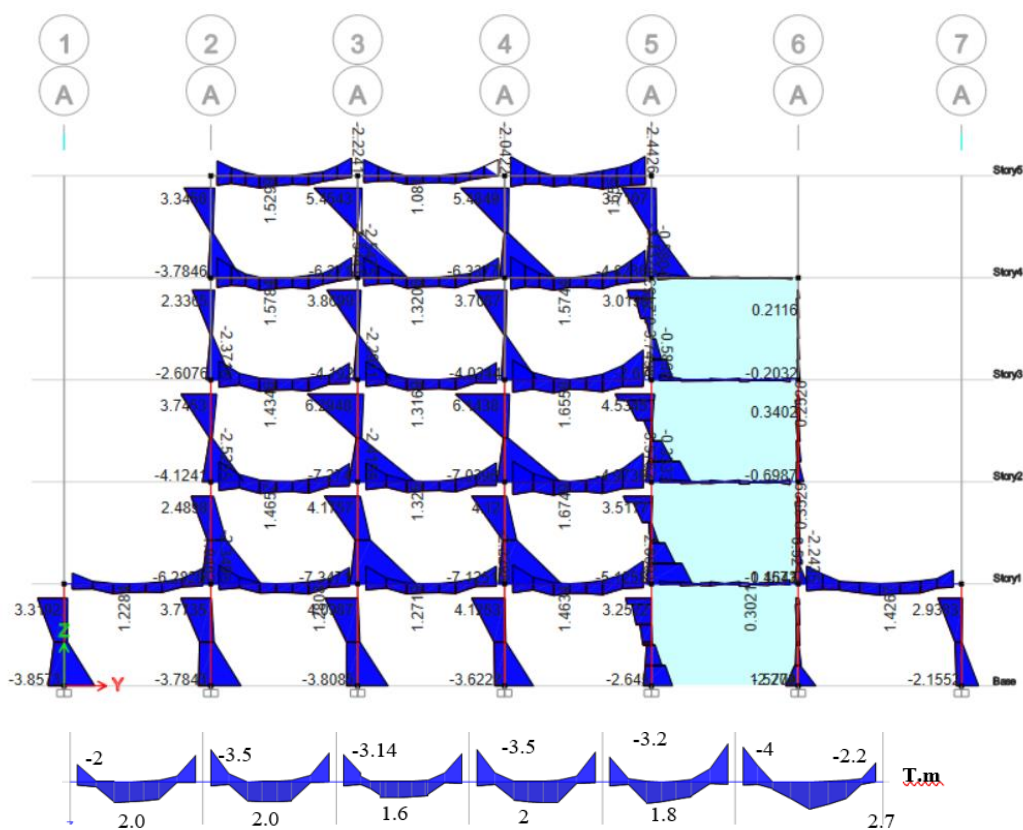


Figura 48: Diagrama de momentos: Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS

Como se aprecia en la figura anterior de momentos máximos, con dicho datos procedemos a determinar la cantidad de acero de la misma manera que el proceso realizado para diseño de vigas sin muros de corte.

Momentos nominales obtenidos por el factor de reducción $\phi=0.9$

$$M_n = M_u * \phi_{flexion} \quad \text{Ec (42)}$$

Obtención de acero mínimo y acero requerido con unidades de m², para lo cual partimos de la fórmula de momento nominal, despejando se podrá obtener el acero mínimo requerido:

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \quad \text{Ec (43)}$$

De esta fórmula se obtiene una ecuación cuadrática en función de A_s , el cual se debe usar para continuar con el proceso.

De la misma forma que en el diseño de vigas sin muros de corte se proceder a la determinación del acero mínimo y el acero de la zona más armada aplicando la siguiente formula:

$$A_s \text{ min} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad \text{Ec (44)}$$

7.2.1.2. Diseño a corte

Se requiere la cantidad de acero colocada en el diseño a flexión en m².

Tabla 26

Detalle del acero de diseño a flexión.

Acero base (m2)	0.0006						
Acero apoyos (-) (m2)	0	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0
Acero base (m2)	0.0006						

Fuente: Autoría Propia

Se halla el momento probable y el cortante hiperestático con las siguientes fórmulas para cada acero conocido:

$$M_{pr} = \alpha * A_s * f_y * \left(d - \frac{\alpha * A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right). \quad \text{Ec (45)}$$

Donde: α es la relación entre esfuerzo último del acero y su esfuerzo de fluencia. $\alpha \approx 1.25$, algunos diseños propuestos por (Medina) recomienda usar 1.4

El cortante hiperestático se halla comparando el máximo entre los momentos probables de cada apoyo de su signo respectivo y dividir para su respectiva longitud de vano (L1).

$$V_{hip.} = \max\left(\frac{M_{pr.1(-)} + M_{pr.2(+)}; M_{pr.2(-)} + M_{pr.1(+)}\right) \frac{1}{L1} \quad \text{Ec (46)}$$

Es necesario conocer el valor del corte para esos elementos viga, estos se obtienen del programa ETABS. Viga de planta baja, eje C-viga central 0.35x0.30 m.

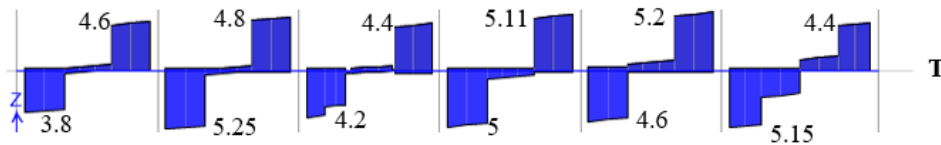


Figura 49: Diagrama de corte; Fuente: Autoría Propia realizado en ETABS

Se halla el cortante último, El cortante que soporta el hormigón y el acero, luego se realiza la revisión para hallar la cantidad estribos de corte a colocar.

El cortante último se obtiene del máximo entre los cortantes hiperestáticos y el cortante último obtenido por el programa ETABS.

$$V_u = \max(V_{cv}; V_{hip.1} V_{hip.2}) \quad \text{Ec (47)}$$

El cortante que soporta el concreto este dado por la fórmula:

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{V_u}{140 A_g}\right) * \gamma \sqrt{f'_c} * b * d \quad \text{Ec (48)}$$

En caso de que $V > \frac{1}{2} V_u$ el cortante $V_c=0$ pues no trabaja a corte.

Revisión: $V_s \leq 4V_c$

Del pre-dimensionamiento se tiene columnas de 0.30 x 0.30 y se propone un 1.5 % de cuantía de acero lo cual está en rango de cuantía que especifica la NEC-15 y el código ACI 318.

$$A_s = 0.02 * 0.30 \text{ m} * 0.30 \text{ m} = 0.0018 \text{ m}^2$$

Lo que equivale en acero comercial 8Ø18

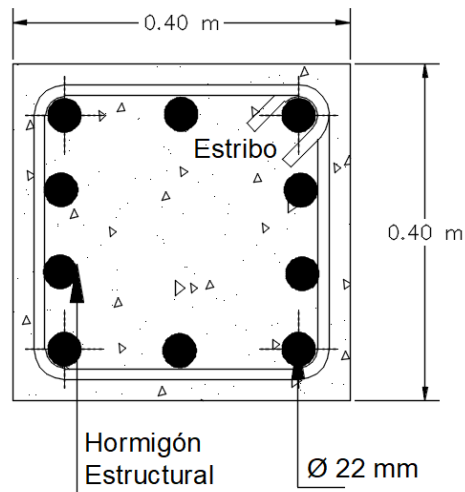


Figura 51: Esquema de columna a diseñar 0.40 x 0.40 m. Fuente: Autoría Propia

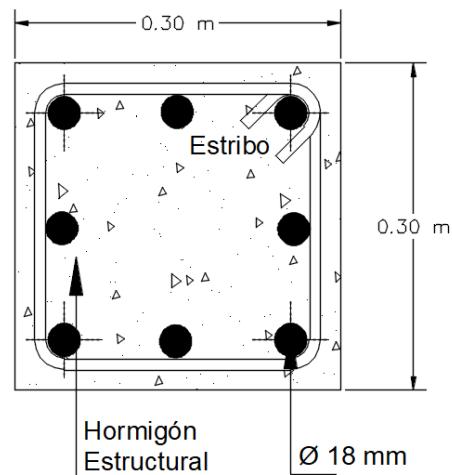


Figura 52: Esquema de columna a diseñar 0.30 x 0.30 m. Fuente: Autoría Propia

Columna 4C

Se obtiene los valores de axial y momentos máximos para esa columna en el piso inferior:

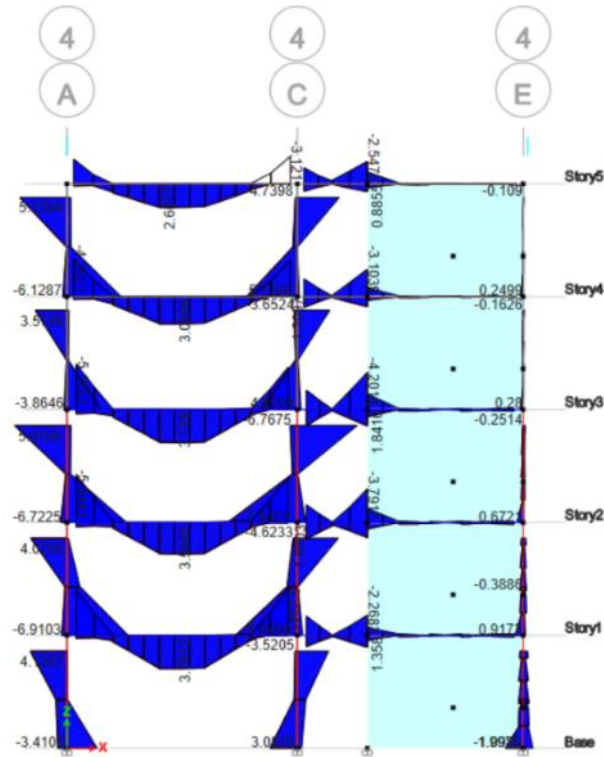


Figura 53: Axial máximo por eje en columnas. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs

$$M_{max} = 12.2 \text{ T.m}$$

$$P_{max} = 99.15 \text{ T}$$

Se hace la revisión entre la condición entre el diseño y capacidad y se procede a hacer el armado por corte y confinamiento:

$$M_{bx} = M_{by} = 26.4 \text{ T.m} \quad \text{Ec (49)}$$

Cálculo del cortante último

$$V_u = \frac{M_b + M_b}{h} = \frac{26.4 \text{ Tm} + 26.4 \text{ Tm}}{2.35 \text{ m}} = 22.47 \text{ T} * 1.15 = 25.84 \text{ T} \quad \text{Ec (50)}$$

Cálculo del cortante resistente del concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 * \sqrt{\frac{2400 \text{ Tn}}{\text{m}^2}} * 0.40 \text{ m} * 0.37 \text{ m} \quad \text{Ec (51)}$$

$$= 12.5 \text{ T}$$

Cálculo del cortante que resiste el acero

$$V_s = \frac{Vu - \emptyset V_c}{\emptyset} = \frac{25.84 T - 0.75 * 12.5 T}{0.75} = 16.47 T \quad \text{Ec (52)}$$

$$V_s < 4 * V_c \quad \text{Ok Cumple condición}$$

Acero transversal

$$A_v = \frac{V_s * S}{f_y * d} = \frac{16.47 T * 1 T_n * 0.10 m}{42000 \frac{T_n}{m^2} * 0.37 m} = 0.000014 m^2 \quad \text{Ec (53)}$$

Se debe colocar 2 ramas de 12mm

Se propone observar los resultados de este fenómeno en la zona donde más incidencia, es decir en las columnas que cruzan en eje 5-A

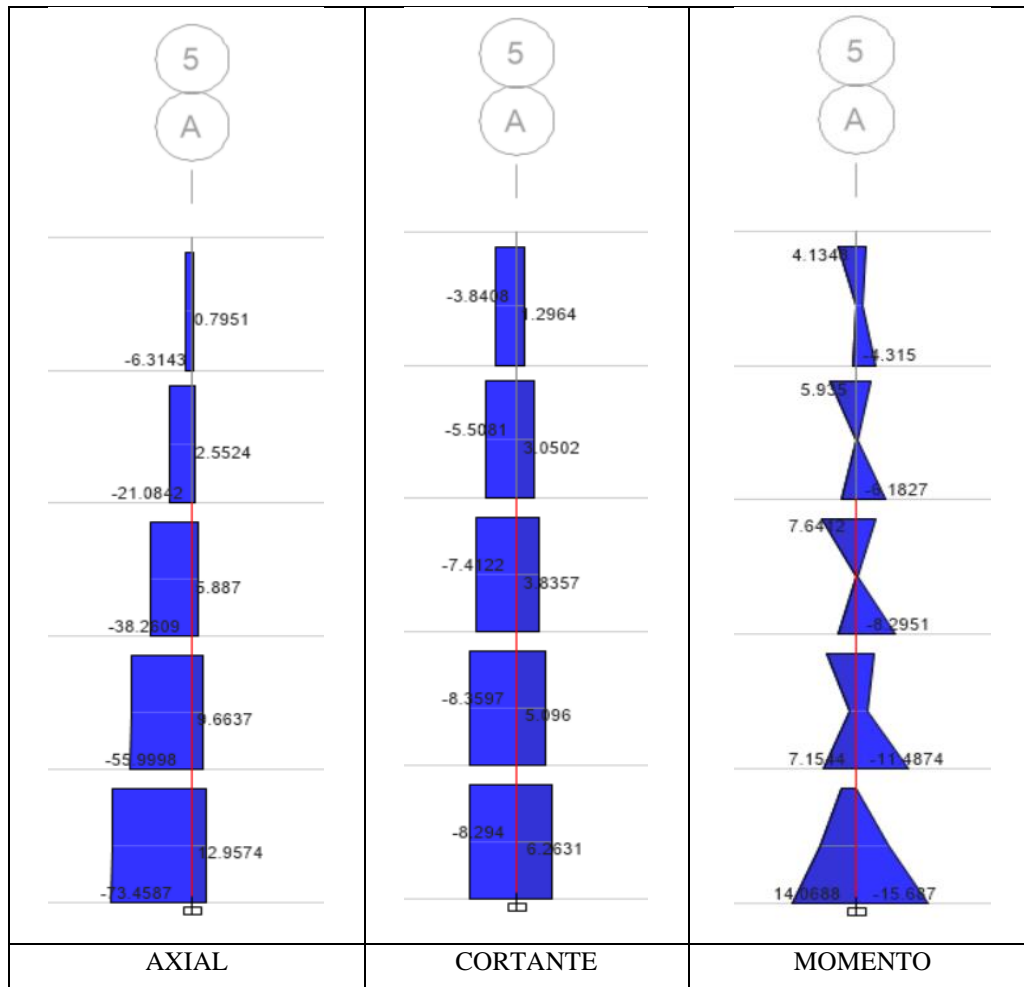


Figura 54: Acciones por envoltorio para eje "5" p"ortico "A" de estructura con muro. Fuente: Autoría Propia programa ETABS

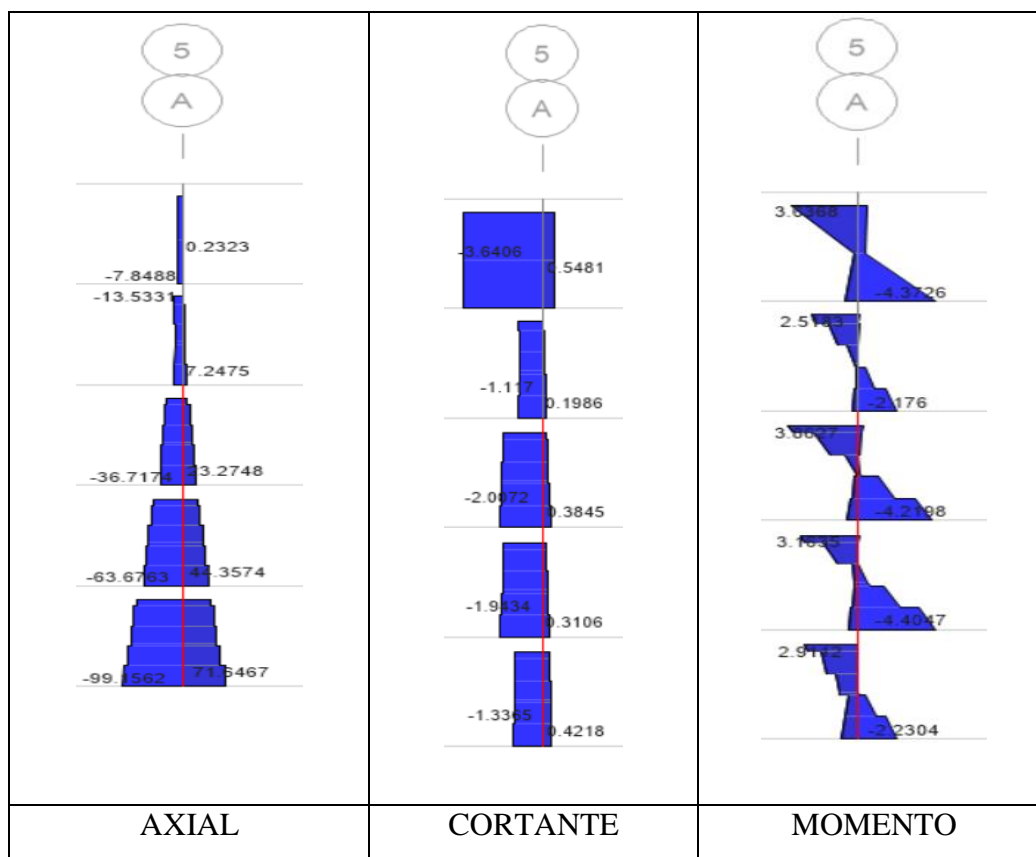


Figura 55: Acciones por envolvente para eje "5" "pórtico "A" de estructura con muro. Fuente: Autoría Propia programa ETABS

Al implementar el muro se observa que las acciones que más se reducen son acciones de axial y cortantes en columnas, en pisos inferiores casi se reducen en un 50% mientras que en acciones de momentos su variación no es tan significativa.

7.2.3. Diseño de losas

Se obtiene los momentos para la franja central de cada losa para la planta baja, planta tipo y cubierta.

7.2.3.1. LOSAS PLANTA 1

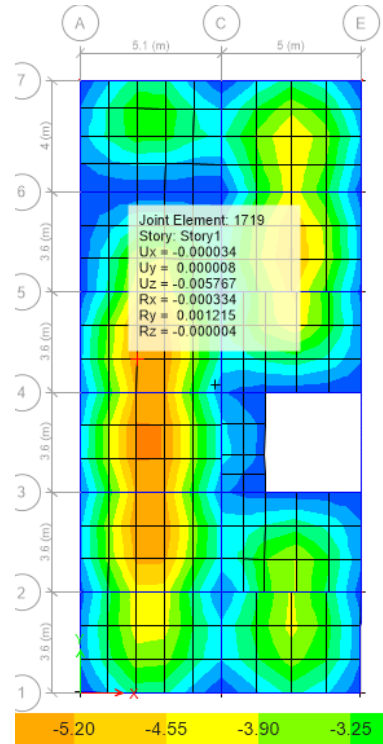


Figura 56: Diagrama de momentos para losa planta 1 dirección Y. Fuente: Autoría Propia realizado en Etabs.

Cálculo de acero por nervio:

$$As \text{ por nervio } (\pm) = 30 * \frac{Mu}{d} \quad \text{Ec (54)}$$

$$As \text{ por nervio } (+) = 0.30 * \frac{0.005}{0.31} = 0.005 \text{ m}^2 \text{ por nervio}$$

$$As \text{ por nervio } (-) = 0.30 * \frac{0.0042}{0.31} = 0.004 \text{ m}^2 \text{ por nervio}$$

Se observa una clara disminución de deflexiones máximas en losa, localizado justo en donde se colocó los muros. Esto indica que ayudarían a disminuir las deflexiones, pero únicamente hasta un nervio de distancia a partir de la viga aladaña de esa losa.

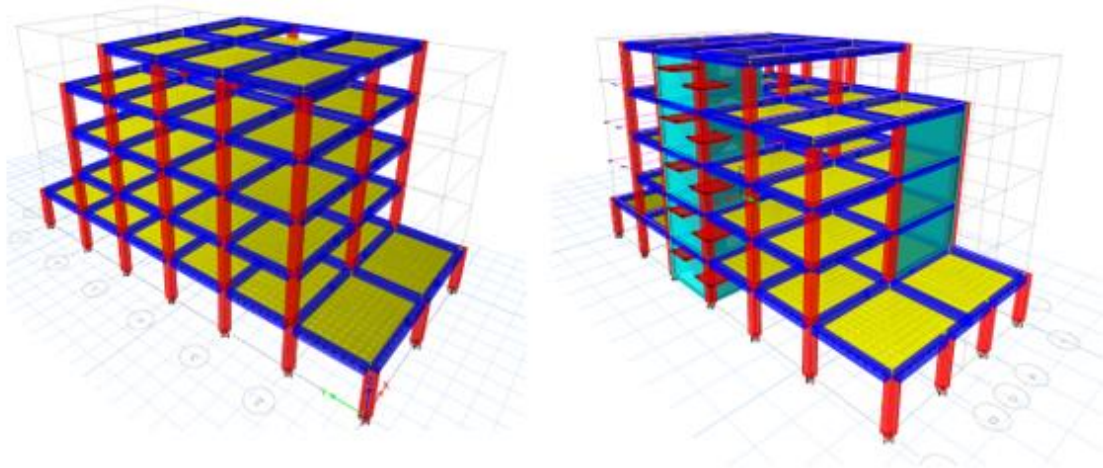
Al comparar el comportamiento de ambas losas de ambas estructuras se observa que las revisiones en los mismos paneles de losa son idénticos. Este aumento de deflexiones está ligado también a la disminución de secciones de vigas y columnas, que usualmente se propone para edificios de más de tres pisos. En este punto se podría utilizar las mismas secciones que se tenía para verificar las deflexiones y que cumpla en todos los paneles o aumentar el peralte de losa.

CAPITULO VIII

8. ANÁLISIS DE RESULTADOS

8.1. Comparación estructural en los elementos

Se procede a un análisis general de resultados comparando ambas estructuras propuestas (sin muros estructurales y edificio con muros estructurales).



Edificio 1 (sin muros estructurales)

Edificio 2 (con muros estructurales)

Figura 57: Gráfico de propuestas en el programa ETABS. Fuente: Autoría Propia programa ETABS

- Derivas de piso

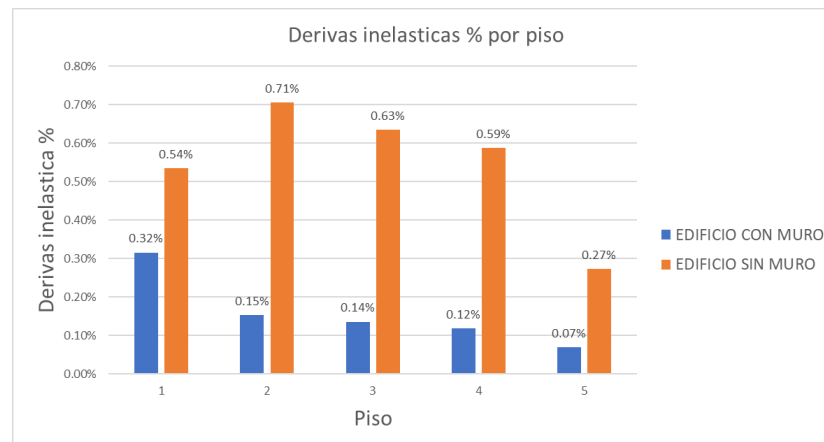


Figura 58: Gráfico de propuestas en el programa ETABS. Fuente: Autoría Propia

En la figura 57 se observa gráficamente la reducción de deriva de piso entre la estructura sin muros y con muros de corte. Como se esperaría la estructura será más rígida por la aportación de muros de corte.

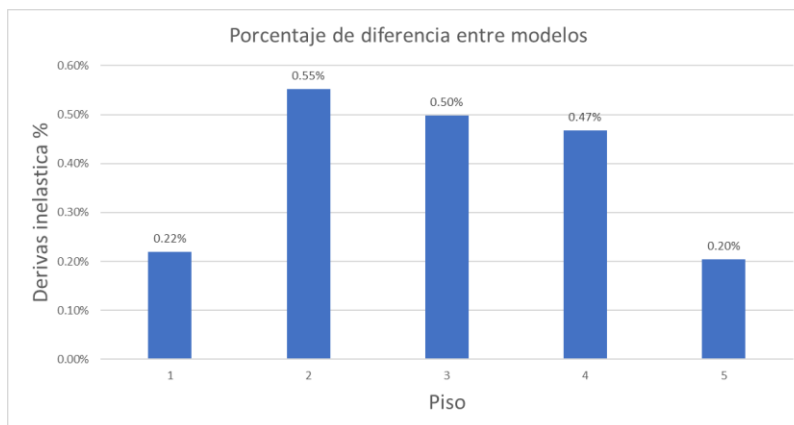


Figura 59: Gráfico de propuestas en el programa ETABS. Fuente: Autoría propia programa

La figura 58 muestra la diferencia entre porcentajes de derivas inelásticas, entre el edificio con muros y sin muros, se observa que los pisos intermedios es donde más influencia hay pues la diferencia entre derivas está entre el 0.55 % y 0.50 %.

8.2. Comprobación de desplazamientos

Con respecto a los desplazamientos en techo se puede observar que el diseño sin muros de corte presenta un desplazamiento que está en un rango de seguridad de vida, la cual no estaría cumpliendo con el objetivo planteado anteriormente. El desplazamiento que se aprecia en la tabla 27 es extraído del programa ETABS.

Tabla 27

Desplazamientos máximos sin muros de corte.

Desplazamientos sin muros de corte con agrietamiento	
PISOS	5 (último piso)
DESPLAZAMIENTO MÁXIMO	0.162
ALTURA TOTAL EDIFICIO	12.5
d/H	0.012

Fuente: Autoría Propia

Con la relación determinada procedemos a comprobar en qué rango del desempeño se encuentra el edificio (véase la siguiente tabla 28).

Tabla 28

Desempeño de la Edificación

		DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN			
		Plenamente Operativo	Operativo	Seguridad de Vida	Colapso Inminente
NIVELES DE SACUDIDA SÍSMICA	F (Periodo de Retorno=43 años) 50% en 30 años	●	○	○	○
	O (Periodo de Retorno=72 años) 50% en 50 años	●	●	○	○
	S (Periodo de Retorno =475 años) 10% en 50 años	●	●	●	○
	Ms (Periodo de Retorno=43 años) 10% en 100 años		●	●	●
Desplazamiento/H.total objetivo:	0.002	0.005	0.015	0.025	

Fuente: [13]

En la siguiente tabla se puede observar una reducción de desplazamientos y derivas, esto cumpliría con el objetivo planteado, la cual estaría en un rango operativo. La reducción del desplazamiento se debe a la incorporación de muros de corte en ciertas partes del edificio, esto hace que el edificio sea más rígido.

Tabla 29

Desplazamiento de techo con muros de corte. Fuente: autoría propia.

Desplazamientos con muros de corte con agrietamiento	
PISOS	5 último piso
DESPLAZAMIENTO MAXIMO	0.056
ALTURA TOTAL EDIFICIO	12.5
d/H	0.005

Fuente: Autoría Propia.

Tabla 30

Desempeño de edificación con muros de corte

DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN					
NIVELES DE SACUDIDA SÍSMICA		Plenamente Operativo	Operativo	Seguridad de Vida	de Colapso Inminente
	F (Periodo de Retorno=43 años) 50% in 30 años	●	○	○	○
	O (Periodo de Retorno=72 años) 50% en 50 años	●	●	○	○
	S (Periodo de Retorno=475 años) 10% en 50 años	●	●	●	○
	Ms (Periodo de Retorno=43 años) 10% en 100 años		●	●	●
Desplazamiento/H.total objetivo:	0.002	0.005	0.015	0.025	

Fuente: [13]

8.2.1. Análisis comparativo de costos

En base al presupuesto elaborado en la estructura de hormigón armado sin muros y con muros de corte, existe una gran diferencia entre los dos costos. La cual se detallará en la siguiente tabla.

Tabla 31

Presupuesto de la Estructura.

PRESUPUESTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA SIN MUROS DE CORTE	
Rubro	Precio global (USD)
Estructura (Columnas + Vigas + Losas + Cimentación)	\$ 154,403.93

PRESUPUESTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE	
Rubro	Precio global (USD)
Estructura (Columnas + Vigas + Losas + Cimentación)	\$ 173,547.51

Fuente: Autoría Propia.

Ante un sismo los daños más costosos de las Edificaciones son las No Estructurales, para las cuales se debe proteger con un buen Diseño Estructural (véase la figura 59).



Figura 60. Costos de edificios. Fuente: [4]

Según la cámara de construcción de la ciudad de Guayaquil y Cuenca manejar costos similares cuyo valor es de 660 dólares, con acabados de primera, de acuerdo a estos costos de construcción, procedemos cuantificar el presupuesto total de la edificación propuesta, la misma que se encuentra detallada en la siguiente tabla.

Tabla 32

Presupuesto total de la edificación.

RUBRO	UNIDAD	PRECIO	NIVELES	AREA DE CONSTRUCCIÓN	COSTO - USD
VIVIENDAS	m2	660	1er Piso	222.2 m2	\$ 146,652.00
			2do Piso	145.44 m2	\$ 95,990.40
			3er Piso	145.44 m2	\$ 95,990.40
			4to Piso	145.44 m2	\$ 95,990.40
			5to Piso	109.08 m2	\$ 71,992.80
				TOTAL	\$ 506,616.00

Fuente: Autoría Propia.

Finalmente se procede a determinar el porcentaje del costo Estructural y No Estructural, al analizar el porcentaje que representa, en un Diseño Estructural lo primordial es cuidar lo NO ESTRUCTURAL, ya que la mayor de la inversión está dentro de ella, la cual se puede apreciar en la siguiente tabla.

Tabla 33

Costo estructural y no estructural sin muros de corte

COSTO ESTRUCTURAL Y NO ESTRUCTURAL		
Tipo	Costo	Porcentaje
COSTO ESTRUCTURAL	\$ 154,403.93	30 %
COSTO NO ESTRUCTURAL	\$ 352,212.07	70 %
COSTO DE LA EDIFICACIÓN	\$ 506,616.00	100 %

Fuente: Autoría Propia

Tabla 34

Costo estructural y no estructural con muros de corte

COSTO ESTRUCTURAL Y NO ESTRUCTURAL		
Tipo	Costo	Porcentaje
COSTO ESTRUCTURAL	\$ 173547.51	34 %
COSTO NO ESTRUCTURAL	\$ 333068.49	66 %
COSTO DE LA EDIFICACIÓN	\$ 506616.00	100 %

Fuente: Autoría Propia

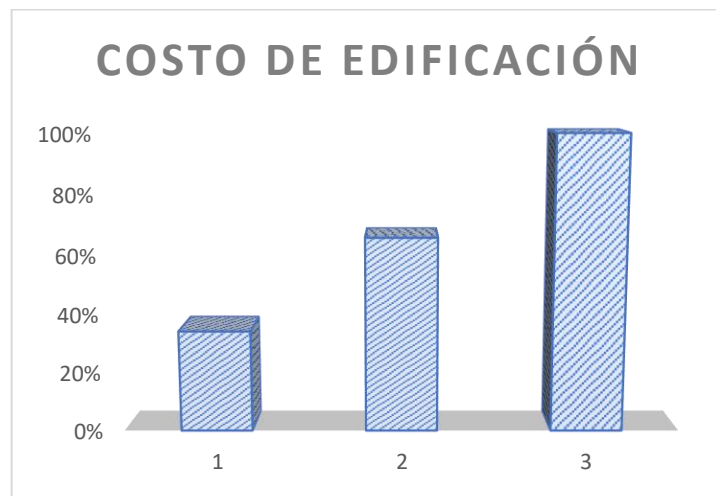


Figura 61. Costos estructurales vs no estructurales. Fuente: Autoría Propia.

ESTRUCTURAL NO ESTRUCTURAL EDIFICACIÓN TOTAL

CAPITULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- El diseño estructural realizado para ambos modelos analíticos cumplió con lo que dictan los códigos nacionales como la NEC-15 y extranjero como la ACI-318. Los cuales deben ser cumplidos por los edificios tanto residenciales como comerciales del sector El Tambo y a nivel Nacional.
- Basándose en análisis de resultado, al comparar el presupuesto Estructural de la Edificación sin muros de corte, se presentaron resultados donde el costo es inferior a la Estructura con muros de corte con una relación de 4%, cabe recalcar que el incremento del costo es debido a la implementación del muro de corte.
- En relación al costo estructural existe un incremento debido a la implementación del muro de corte, pero de la misma forma se ganaría más rigidez de la estructura y pasamos de un nivel de seguridad de vida a operativo, de esta manera evitaríamos gastos excesivos por reparaciones en caso de un sismo severo.
- Para el pre direccionamiento de muros de corte no existe una fórmula concreta, pero gracias al software se puede realizar varias interacciones hasta ubicar cual es el más favorable, y tomar en cuenta el alto valor económico que tienen la construcción de estos elementos estructurales.
- De acuerdo con el análisis técnico-económico realizado, pudo ser posible la comparación amplificada de un edificio con y sin muros, por lo que se puede determinar la importancia de realizar previamente estos estudios, y así ejecutar trabajos adecuados.
- Basándose en el presupuesto de la edificación total con muros de corte, el presupuesto ESTRUCTURAL representa solo el 34% del monto total que es inferior al presupuesto NO ESTRUCTURAL, con esto cabe recalcar que se debe realizar un diseño adecuado para la protección de estos elementos NO ESTRUCTURALES, ya que un diseño eficaz reduce costos por reparación.

Recomendaciones

- Se recomienda que se continúe realizando levantamiento de información al momento de planificar una edificación de manera periódica, pues es gracias a esto que se puede establecer parámetros adecuados en la zona de construcción.
- Se sugiere considerar permanentemente la normativa NEC-15 para cumplir con la filosofía de cada diseño, de esa manera se mantiene regulada cada estructura de acuerdo al análisis y las especificaciones de la misma.
- Se considera que el análisis técnico-económico sea de uso continuo para realizar edificaciones en base a la información obtenida y la zona de construcción.

REFERENCIAS

- [1] B. Villacis y D. Carrillo, «País atrevido: la nueva cara sociodemográfica del Ecuador,» *Revista Analitika. Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC). Quito*, n° Edición Especial, pp. 1-52, 2012.
- [2] NEC-SE-DS, «NORMA ECUATORIANA DE CONSTRUCCIÓN - NEC,» [En línea]. Available: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf>. [Último acceso: 14 07 2022].
- [3] E. Bravo, «El sismo del 16 de abril en Manabí visto desde la ecología política del desastre,» *Revista de ciencias socilaes y humanas*, n° 26, pp. 1-18, 2017.
- [4] R. Medina y J. Music, «Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena,» *Obras y Proyectos*, n° 23, pp. 63-77, 2018.
- [5] NEC-SE-HM, «NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC,» 01 01 2014. [En línea]. Available: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-HM.pdf>. [Último acceso: 14 07 2022].
- [6] L. V. M. M. LINA YORELI LEDESMA BASTIDAS, «repository.ucatolica.edu.co,» 01 01 2018. [En línea]. Available: <https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/22821/1/INFORME%20PROYECTO%20DE%20GRADO.pdf>.
- [7] H. J. C. Moran, «repositorio.unesum.edu.ec,» 01 01 2012. [En línea]. Available: <http://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/516/1/UNESUM-ECU-CIVIL-74.pdf>. [Último acceso: 20 05 2022].
- [8] W. L. Quintero, «oaji.net,» 01 01 2019. [En línea]. Available: <https://oaji.net/articles/2019/7118-1561725605.pdf>.
- [9] S. Melone, 19 07 2020. [En línea]. Available: <https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6226/15CAPITULO6.pdf?sequence=15>.
- [10] M. A. A. ABID, «repositorio.unesum.edu.ec,» 01 01 2019. [En línea]. Available: <http://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/1745/1/UNESUM-ECUADOR-ING.CIVIL-2019-77.pdf>.
- [11] A. G. H. J. A. Monserrat Buenrostro, «NÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO Y EFECTOS DE SITIO PARA LA ZONA METROPOLITANA DE GUADALAJARA,» *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 26, n° 1, pp. 89-123, 2021.
- [12] P. Q. Martínez y E. R. Angulo, «ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DE ECUADOR Y PROPUESTA DE ESPECTROS DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE CUENCA,» *Revista de Ingeniería Sísmica*, n° 94, pp. 1-26, 2016.
- [13] IGEPN, «www.igepn.edu.ec,» 10 08 2021. [En línea]. Available: <https://www.igepn.edu.ec/peligro-sismico>.
- [14] F. d'Albe, 1988. [En línea].

- [15] ESET , 19 07 2020. [En línea]. Available:
<https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6230/04CAPITULO3.pdf?sequence=4&isAllowed=y>.
- [16] E. R. M. ROQUE, «repositorio.unap.edu.pe,» 01 01 2018. [En línea]. Available:
http://repositorio.unap.edu.pe/bitstream/handle/UNAP/10686/Mamani_Roque_Edwin_Ruther.pdf?sequence=1.
- [17] «www3.gobiernodecanarias.org,» 13 10 2021. [En línea]. Available:
<https://www3.gobiernodecanarias.org/medusa/ecoblog/enavgonc/files/2016/02/Estructuras.pdf>.
- [18] S. G. P. A. J. A. V. R. LUIS ADOLFO ALVARADO CHORRO, «ri.ues.edu.sv,» 01 10 2004. [En línea]. Available:
<http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/4581/1/Dise%C3%B1o%20de%20elementos%20estructurales%20en%20edificios%20de%20concreto%20reforzado.pdf>.
- [19] O. R. L. López, «repositorio.ug.edu.ec,» 01 01 2016. [En línea]. Available:
http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/17045/1/LOPEZ_LOPEZ%20_OSCAR_TRABAJO_TITULACION_ESTRUCTURAS_DICIEMBRE_2016.pdf.
- [20] D. Q. W. S. Ángel San Bartolomé, «NTARIOS RELATIVOS AL TIPO DE FALLA EN NTARIOS RELATIVOS AL TIPO DE FALLA EN EL SISMO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010,» *SCIELO*, vol. 3, nº 1, pp. 36-48, 2011.
- [21] Arquimanía, «m.facebook.com,» 11 09 2020. [En línea]. Available:
<https://m.facebook.com/ArquimaniaOficial/photos/tipos-de-cargas-estructurales-cargas-muertas-cargas-vivas-cargas-accidentalesinf/761701271069308/>.
- [22] R. A. M. VILLALOBOS, «repositorio.uchile.cl,» 01 01 2018. [En línea]. Available:
<https://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/153362/An%C3%A1lisis-s%C3%ADsmico-con-m%C3%A9todos-modal-espectral-y-tiempo-historia-para-un-modelo-integrado-de-turbo-generador.pdf?sequence=1&isAllowed=y>.
- [23] H. B. García, «www.researchgate.net,» 28 07 2017. [En línea]. Available:
https://www.researchgate.net/profile/Hugo-Bonifaz-Garcia-2/publication/328367680_Docente-Investigador/links/5bc8c1aca6fdcc03c790933d/Docente-Investigador.pdf.
- [24] J. A. G. L. DANIELA GÓNGORA BELTRÁN, «repositorio.unibague.edu.co,» 01 01 2019. [En línea]. Available: <https://repositorio.unibague.edu.co/bitstream/20.500.12313/1829/1/Trabajo%20de%20grado.pdf>.
- [25] C. E. C. HERNÁNDEZ, «repositorioinstitucional.buap.mx,» 01 07 2021. [En línea]. Available:
<https://repositorioinstitucional.buap.mx/handle/20.500.12371/14682>.
- [26] Comité ACI 318, «Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05),» [En línea]. Available: https://www.oaxaca.gob.mx/sinfra/wp-content/uploads/sites/14/2016/02/ACI_318_2005.pdf. [Último acceso: 14 07 2022].
- [27] D. E. F. Medina, «dspace.ups.edu.ec,» 01 03 2018. [En línea]. Available:
<https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/15329/1/UPS%20-%20ST003493.pdf>. [Último acceso: 14 07 2022].

- [28] «www.inti.gob.ar,» [En línea]. Available: <https://www.inti.gob.ar/publicaciones/descargac/230>. [Último acceso: 14 07 2022].
- [29] M. d. l. Á. Duarte y e. al, «habitatyvivienada.gob.ec,» 01 01 2016. [En línea]. Available: <https://www.habitatyvivienada.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-2-HORMIGON-ARMADO.pdf>. [Último acceso: 14 07 2022].

Anexos

Anexo 1: Perfiles de diseño sísmico.

PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil tipo roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil roca rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s > 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, efectúan el criterio de velocidad	$760 \text{ m/s} > V_s > 360$ m/s
D	Perfil que cumple con el criterio de velocidad en onda cortante	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
E	Cumple con el criterio de velocidad de la onda cortante	$V_s < 180$ m/s

Nota: Tabla obtenida de: *Fuente:* [2]

Anexo 2: Altura mínima para vigas no pre esforzadas

Condiciones de apoyo	Altura mínima, h
Simpemente apoyada	L/16
Con un extremo continuo	L/18.5
Ambos extremos continuos	L/21
En voladizo	L/8

Fuente: ACI 318 cap. 9

Anexo 3: Verificación de comportamiento de losa

Comportamiento:				
	Losa 1 (Entre eje b-c, 6-7)	Losa 2 (Entre eje b-c, 6-7)	Losa 3 (Entre eje a-b, 1-2)	Losa 4 (Entre eje b-c, 1-2)
L1 (a)	4	4	3.6	3.6
L2 (b)	5	5.1	5	5.1
L2/L1	1.25	1.28	1.39	1.42
Revisión	2 direcciones	2 direcciones	2 direcciones	2 direcciones

Fuente: Autoria propia

Anexo 4: Participación modal de la masa en el programa y comprobar efectos de torsión sin muros de corte

Relación de masa participantes modales sin muros							
CASO	MODO	PERIODO	UX	UY	Sum. UX	Sum. UY	RZ
Modal	1	0.623	0.0196	0.3946	0.0196	0.3946	0.2506
Modal	2	0.299	0.6512	0.0153	0.6709	0.4099	0.0011
Modal	3	0.214	0.0001	0.0256	0.671	0.4354	0.2036
Modal	4	0.181	0.002	0.3723	0.6729	0.8078	0.2642
Modal	5	0.134	0.0088	0.0124	0.6817	0.8202	0.0801
Modal	6	0.108	0.0005	0.0186	0.6822	0.8388	0.0363
Modal	7	0.081	0.2153	0.0259	0.8975	0.8647	0.0028
Modal	8	0.076	0.0053	0.0007	0.9028	0.8654	0.0257
Modal	9	0.064	0.012	0.105	0.9148	0.9703	0.1018
Modal	10	0.056	0.0372	0.0009	0.9519	0.9712	0.008
Modal	11	0.045	0.01	0.0067	0.962	0.9779	0.0122
Modal	12	0.044	0.0007	0.0008	0.9626	0.9787	0.0014

Anexo 5: Comportamiento con la colocación del muro.

Relación de masa participantes modales con muros							
CASO	MODO	PERIODO	UX	UY	Sum. UX	Sum. UY	RZ
Modal	1	0.295	0.3484	0.1971	0.3484	0.1971	0.0866
Modal	2	0.244	0.2008	0.3728	0.5492	0.5699	0.0293
Modal	3	0.161	0.0256	0.1421	0.5748	0.712	0.1201
Modal	4	0.118	0.0905	0.0444	0.6653	0.7564	0.4632
Modal	5	0.076	0.1985	0.01	0.8638	0.7664	0.0348
Modal	6	0.07	0.005	0.171	0.8689	0.9373	0.0109
Modal	7	0.056	0.0001	0.0012	0.869	0.9386	0.1143
Modal	8	0.051	0.0015	0.0215	0.8705	0.9601	0.0392
Modal	9	0.046	0.0268	0.0019	0.8973	0.962	0.0018
Modal	10	0.043	0.0092	0.005	0.9065	0.967	0.00001384
Modal	11	0.041	0.0448	0.0015	0.9513	0.9685	0.039
Modal	12	0.035	0.012	0.0007	0.9633	0.9692	0.0158

Anexo 6: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

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

Fuente: NEC-SE-DS 15

Anexo 7: Factores Ct y α

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

Fuente: [4].

Anexo 8: Tipo de suelo y factores de suelo Fa.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Fuente: NEC-SE-DS 15

Anexo 9: Tipo de suelo y factores de suelo F_d.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.05	1.6	1.5

Fuente: NEC-SE-DS 15

Anexo 10: Tipo de suelo y factores de comportamiento inelástico de suelo F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: NEC-SE-DS 15

Anexo 11: Participación de la masa modal por modo de vibración

Relación de masa participantes modales con muros							
CASO	MODO	PERIODO	UX	UY	Sum. UX	Sum. UY	RZ
Modal	1	0.295	0.3484	0.1971	0.3484	0.1971	0.0866
Modal	2	0.244	0.2008	0.3728	0.5492	0.5699	0.0293
Modal	3	0.161	0.0256	0.1421	0.5748	0.712	0.1201
Modal	4	0.118	0.0905	0.0444	0.6653	0.7564	0.4632
Modal	5	0.076	0.1985	0.01	0.8638	0.7664	0.0348
Modal	6	0.07	0.005	0.171	0.8689	0.9373	0.0109
Modal	7	0.056	0.0001	0.0012	0.869	0.9386	0.1143
Modal	8	0.051	0.0015	0.0215	0.8705	0.9601	0.0392
Modal	9	0.046	0.0268	0.0019	0.8973	0.962	0.0018
Modal	10	0.043	0.0092	0.005	0.9065	0.967	0.00001384
Modal	11	0.041	0.0448	0.0015	0.9513	0.9685	0.039
Modal	12	0.035	0.012	0.0007	0.9633	0.9692	0.0158

Anexo 12: Cálculo de inercia losa maciza y losa alivianada

Datos		
Lv	5.10	m
fc	240	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
Datos de losa		
h	25	cm
tc	5	cm
bn	10	cm
bb	40	cm
h	18.06	cm
L max	6.02	m

Calculos		
hmin	15.30	cm
L	100	cm
I I masisa	29846	cm⁴
I I nerv	49097	cm⁴
OK		

	A	y	Ay	Io	d2	It
1	200	10.00	2000	6667	48.23	16312
2	200	10.00	2000	6667	48.23	16312
3	500	22.50	11250	1042	30.86	16474
	900		15250			49097

y	16.94	cm
----------	--------------	-----------

Anexo 13: Cálculo de las vigas restantes

Viga central Eje C: 30x35 cm

Se presenta las cargas obtenidas por Etabs

	VANO 1 3.6		VANO 2 3.6		VANO 3 3.6		VANO 4 3.6		VANO 5 3.6		VANO 6 4		
MU (-) [T.m]	-6.20	0.00	-8.17	0.00	-7.80	0.00	-8.20	0	-8.22	0	-8.42	0	-6.35
MU (+) [T.m]	4.75	2.00	5.54	2.50	5.77	2.30	5.75	2.7	5.66	2.62	4.9	2.5	3.39

Diseño a flexión

Armado longitudinal de la respectiva viga

Acero base ϕ	3 ϕ 16												
Acero apoyos ϕ	0	2 ϕ 14	2 ϕ 14	2 ϕ 14	2 ϕ 14	2 ϕ 14	2 ϕ 14	2 ϕ 14	0	0	0	0	0
Acero apoyos ϕ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Acero base ϕ	3 ϕ 16												

Diseño a corte

Cálculo de ramales que serán utilizados para el armado de corte, mediante el uso de la formula expuesta anteriormente.

Armado de estribos de la respectiva viga

	VANO 1	VANO 2	VANO 3	VANO 4	VANO 5	VANO 6
Ramales	1.77	0.88	1.77	0.88	0.88	0.88
# Ramales	2.00	1.00	2.00	1.00	1.00	1.00

2 E 12 mm @ 15 cm - 1 E 12 mm @ 15 cm - 2 E 12 mm @ 15 cm - 1 E 12 mm @ 15 cm - 1 E 12 mm @ 15 cm - 30 1 E 12 mm @ 15 cm - 30 cm 30 cm 30 cm 30 cm cm 30 cm

Viga de borde Eje 1: 30x35 cm

Se presenta las cargas obtenidas por Etabs

	VANO 1 5.1		VANO 2 5		
MU (-) [T.m]	-3.16	0.00	-3.90	0.00	-3.08
MU (+) [T.m]	1.24	2.20	1.10	2.00	0.16

Diseño a flexión

Armado longitudinal de la respectiva viga

Acero base ϕ	3 ϕ 12			
Acero apoyos ϕ	0	0	0	0
Acero apoyos ϕ	0	0	0	0
Acero base ϕ	3 ϕ 12			

Diseño a corte

Armado de estribos de la respectiva viga

	VANO 1	VANO 2
Ramales	0.88	0.88
# Ramales	1.00	1.00

1 E 12 mm @ 15 cm - 1 E 12 mm @ 15 cm - 30 cm 30 cm

Viga central Eje 5: 30x35 cm

Se presenta las cargas obtenidas por Etabs

	VANO 1		VANO 2		
	5.1		5		
MU (-) [T.m]	-14.17	0.00	-14.60	0.00	-14.04
MU (+) [T.m]	7.97	5.50	7.60	5.41	4.42

Diseño a flexión

Armado longitudinal de la respectiva viga.

Acero base ϕ	3 ϕ 22				
Acero apoyos ϕ	2 ϕ 20		2 ϕ 20		2 ϕ 20
Acero apoyos ϕ	0		0		0
Acero base ϕ	3 ϕ 20				

Diseño a corte

Armado de estribos de la respectiva viga

	VANO 1	VANO 2
Ramales	1.77	1.77
# Ramales	2.00	2.00

2 E 12 mm @ 15 cm - 2 E 12 mm @ 15 cm -
30 cm 30 cm

PLANTA TIPO

Viga Eje C: 30x35 cm

Se presenta las cargas obtenidas por Etabs

		VANO 1		VANO 2		VANO 3		VANO 4	
		3.6		3.6		3.6		3.6	
MU (-) [T.m]	-10.52	0.00	-9.50	0.00	-9.59	0.00	-9.53		-10.6
MU (+) [T.m]	8.00	3.00	7.18	2.50	7.18	2.90	7.50	3	6.42

Diseño a flexión

Armado longitudinal de la respectiva viga

Acero base ϕ	3 ϕ 18									
Acero apoyos ϕ	2 ϕ 16		2 ϕ 16		2 ϕ 16		2 ϕ 16		2 ϕ 16	
Acero apoyos ϕ	0		0		0		0		0	
Acero base ϕ	3 ϕ 18									

Diseño a corte

Armado de estribos de la respectiva viga

	VANO 1	VANO 2	VANO 3	VANO 4
Ramales	1.77	1.77	1.77	1.77
# Ramales	2.00	2.00	2.00	2.00
	2 E 12 mm @ 15 cm - 30 cm	2 E 12 mm @ 15 cm - 30 cm	2 E 12 mm @ 15 cm - 30 cm	2 E 12 mm @ 15 cm - 30 cm

Viga Eje 5: 30x35 cm

Se presenta las cargas obtenidas por Etabs

		VANO 1		VANO 2	
		5.1		5	
MU (-) [T.m]	-15.40	0.00	-15.30	0.00	-15.33
MU (+) [T.m]	9.00	5.30	8.80	5.00	5.27

Diseño a flexión

Armado longitudinal de la respectiva viga

Acero base ϕ	3 ϕ 22		
Acero apoyos ϕ	2 ϕ 22	2 ϕ 22	2 ϕ 22
Acero apoyos ϕ	0	0	0
Acero base ϕ	3 ϕ 20		

Diseño a corte

Armado de estribos de la respectiva viga

	VANO 1	VANO 2
Ramales	1.77	1.77
# Ramales	2.00	2.00
	2 E 12 mm @ 15 cm - 30 cm	2 E 12 mm @ 15 cm - 30 cm

Viga Eje C: 30x30 cm

Se presenta las cargas obtenidas por Etabs

		VANO 1		VANO 2		VANO 3		VANO 4	
		3.6		3.6		3.6		3.6	
MU (-) [T.m]	-6.31	0.00	-5.50	0.00	-5.70	0.00	-6.00		-6
MU (+) [T.m]	4.20	2.60	3.36	2.00	3.30	2.20	3.30	3	2.5

Diseño a flexión

Armado longitudinal de la respectiva viga

Acero base ϕ	3 ϕ 18			
Acero apoyos ϕ	1 ϕ 14	0	0	0
Acero apoyos ϕ	0	0	0	0
Acero base ϕ	3 ϕ 14			

Diseño a corte

Armado de estribos de la respectiva viga

	VANO 1	VANO 2	VANO 3	VANO 4
Ramales	0.88	0.88	0.88	0.88
# Ramales	1.00	1.00	1.00	1.00

1 E 12 mm @ 15 cm - 1 E 12 mm @ 15 cm - 1 E 12 mm @ 15 cm - 1 E 12 mm @ 15 cm
30 cm - 30 cm 30 cm - 30 cm

Viga Eje 5: 30x30 cm

Se presenta las cargas obtenidas por ETABS

	VANO 1		VANO 2		
	5.1		5		
MU (-) [T.m]	-10.35	0.00	-11.36	0.00	-10.22
MU (+) [T.m]	4.45	5.50	4.15	5.30	0.90

Diseño a flexión

Armado longitudinal de la respectiva viga

Acero base ϕ	3 ϕ 18		
Acero apoyos ϕ	2 ϕ 16	2 ϕ 16	2 ϕ 16
Acero apoyos ϕ	0	0	0
Acero base ϕ	3 ϕ 18		

Diseño a corte

Armado de estribos de la respectiva viga

	VANO 1	VANO 2
Ramales	0.88	0.88
# Ramales	1.00	1.00

1 E 12 mm @ 15 cm - 1 E 12 mm @ 15 cm -
30 cm 30 cm

CUBIERTA

Viga central eje C 30x30 cm

Se presenta las cargas obtenidas por ETABS

	VANO 1		VANO 2		VANO 3	
	3.6		3.6		3.6	
MU (-) [T.m]	-3.00	0.00	-3.11	0.00	-3.39	-3.15
MU (+) [T.m]	1.60	1.80	1.37	1.00	1.50	1.30

Diseño a flexión

Armado longitudinal de la respectiva viga

Acero base ϕ	2 ϕ 16					
Acero apoyos ϕ	0	0	0	0	0	0
Acero apoyos ϕ	0	0	0	0	0	0
Acero base ϕ	2 ϕ 14					

Diseño a corte

Armado de estribos de la respectiva viga

	VANO 1	VANO 2	VANO 3
Ramales	0.88	0.88	0.88
# Ramales	1.00	1.00	1.00

1 E 12 mm @ 15 cm - 1 E 12 mm @ 15 cm - 1 E 12 mm @ 15 cm -
30 cm 30 cm 30 cm

Viga central eje 4

Se presenta las cargas obtenidas por ETABS

	VANO 1		VANO 2	
	5.1		5	
MU (-) [T.m]	-5.84	0.00	-6.71	0.00
MU (+) [T.m]	2.14	4.14	1.89	2.35

Diseño a flexión

Armado longitudinal de la respectiva viga

Acero base ϕ	3 ϕ 18			
Acero apoyos ϕ	0	2 ϕ 14	0	0
Acero apoyos ϕ	0	0	0	0
Acero base ϕ	3 ϕ 16			

Diseño a corte

Armado de estribos de la respectiva viga

	VANO 1	VANO 2
Ramales	0.88	0.88
# Ramales	1.00	1.00

**1 E 12 mm @ 15 cm - 1 E 12 mm @ 15 cm -
30 cm 30 cm**

Presupuesto con muros de corte

CODIGO	No.	Rubro/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio Global
E-001	1	Excavación de sub suelo y cimentación	m3	16.136625	\$3.40	\$54.86
E-002	2	Hormigón simple replantillo f'c=180 kg/cm2	m3	1.40000	\$123.00	\$172.20
E-003	3	Hormigón ciclópeo f'c=240 kg/cm2 en cimientos	m3	16.136625	\$142.00	\$2,291.40
E-004	4	Hormigón ciclópeo (Plinto)	m3	7.05	\$99.50	\$701.48
E-005	5	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 en cadenas (inc. Encofrado)	m3	7.05	\$123.00	\$867.15
E-006	6	Hormigón simple f'c=240 kc/cm2 en muro perimetral (inc. Encofrado)	m3	43.66	\$142.00	\$6,199.72
E-007	7	Hormigón simple f'c= 240 kg/cm2 en contrapiso (inc. Encofrado)	m2	241.82	\$142.00	\$34,338.44
E-008	8	Hormigón simple f'c=240 kg/cm2 en columnas (inc. Encofrado)	m3	26.475	\$142.00	\$3,759.45
E-009	9	Hormigón simple f'c=240 kg/cm2 en losas (inc. Encofrado)	m3	176.38	\$142.00	\$25,045.25
E-010	10	Hormigón simple f'c=240 kg/cm2 en vigas (inc. Encofrado)	m3	42.1215	\$142.00	\$5,981.25
E-011	11	Hormigón simple f'c=240 kg/cm2 en gradas (incl. Encofrado)	m3	11.43	\$142.00	\$1,623.06
E-012	12	Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm2	Kg	42734.6056	\$2.10	\$89,742.67
E-013	13	Alivianamientos (Bloque)	u	2332.2314	\$0.45	\$1,049.50

\$171,826.44

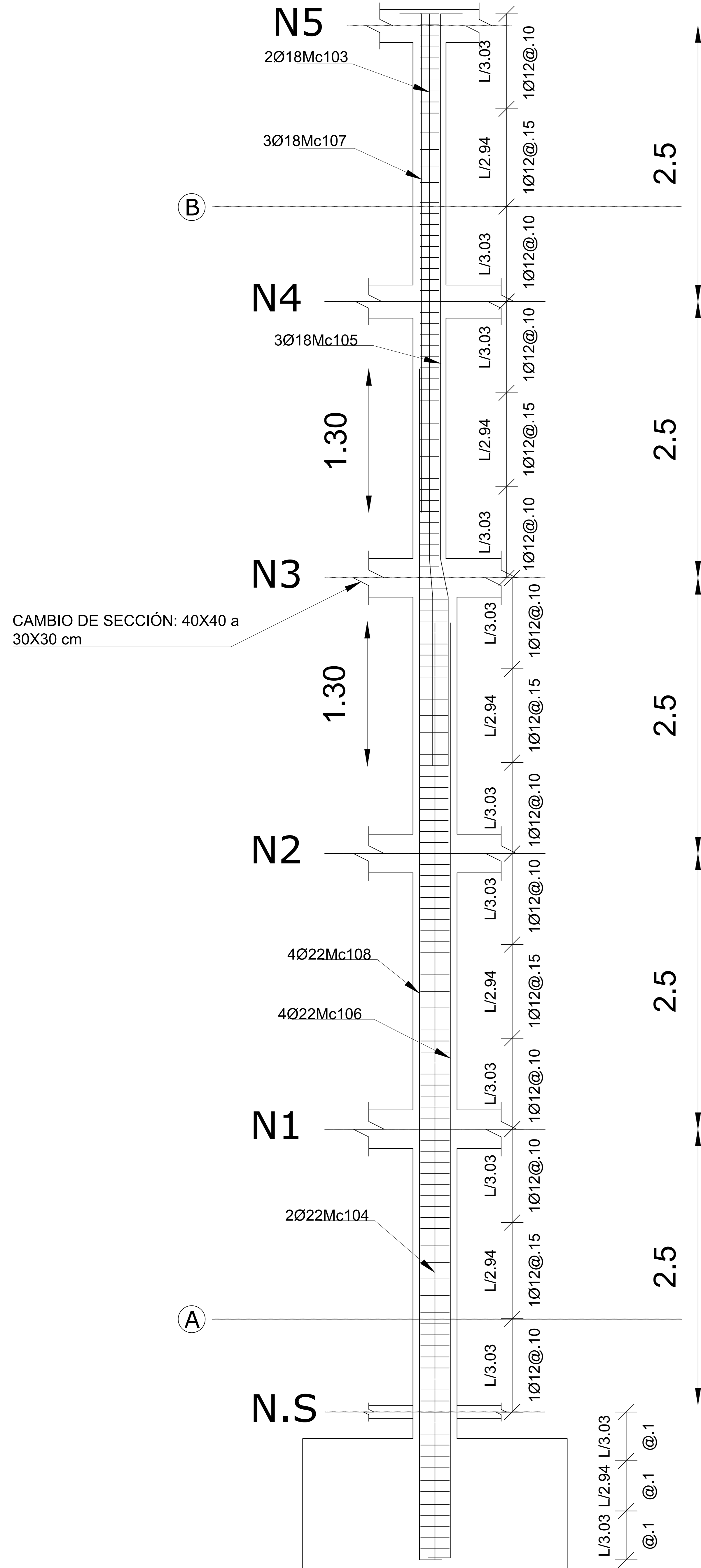
Presupuesto sin muros de corte

CODIGO	No.	Rubro/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio Global
E-001	1	Excavación de sub suelo y cimentación	m3	16.136625	\$3.40	\$54.86
E-002	2	Hormigón simple replantillo f'c=180 kg/cm2	m3	1.40000	\$123.00	\$172.20
E-003	3	Hormigón ciclópeo fc=240 kg/cm2 en cimientos	m3	16.136625	\$142.00	\$2,291.40
E-004	4	Hormigón ciclópeo (Plintos)	m3	7.05	\$99.50	\$701.48
E-005	5	Hormigón simple fc=210 kg/cm2 en cadenas (inc. Encofrado)	m3	7.05	\$123.00	\$867.15
E-007	6	Hormigón simple f'c= 240 kg/cm2 en contrapiso (inc. Encofrado)	m2	241.82	\$142.00	\$34,338.44
E-008	7	Hormigón simple f'c=240 kg/cm2 en columnas (inc. Encofrado)	m3	26.475	\$142.00	\$3,759.45
E-009	8	Hormigón simple fc=240 kg/cm2 en losas (inc. Encofrado)	m3	176.38	\$142.00	\$25,045.25
E-010	9	Hormigón simple f'c=240 kg/cm2 en vigas (inc. Encofrado)	m3	42.1215	\$142.00	\$5,981.25
E-011	10	Hormigón simple f'c=240 kg/cm2 en gradas (incl. Encofrado)	m3	11.43	\$142.00	\$1,623.06
E-012	11	Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm2	Kg	38128.8671	\$2.1	\$78,164.18
E-013	12	Alivianamientos (Bloques)	u	2332.2314	\$0.45	\$1,049.50

\$154,048.22

Anexos de planos de elementos estructurales

ARMADO SENTIDO Y COLUMNA CENTRAL B-3



PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	O	18	49	0.24	0.24	0.00	0.1	1.16	56.84	113.68	Observacion
102	O	22	82	0.32	0.31	0.00	0.1	1.46	119.72	357.24	Observacion
103	I	18	2	6.82	0.00	0.00	0	6.82	13.64	27.28	Observacion
104	I	22	2	8.5	0.00	0.00	0	8.50	17.00	50.73	Observacion
105	L	18	3	6.82	0.2	0.00	0	7.02	21.06	42.12	Observacion
106	L	22	4	8.48	0.2	0.00	0	8.68	34.72	103.60	Observacion
107	L	18	3	4.52	0.2	0.00	0	4.72	14.16	28.32	Observacion
108	L	22	4	10.8	0.2	0.00	0	11.00	44.00	131.30	Observacion

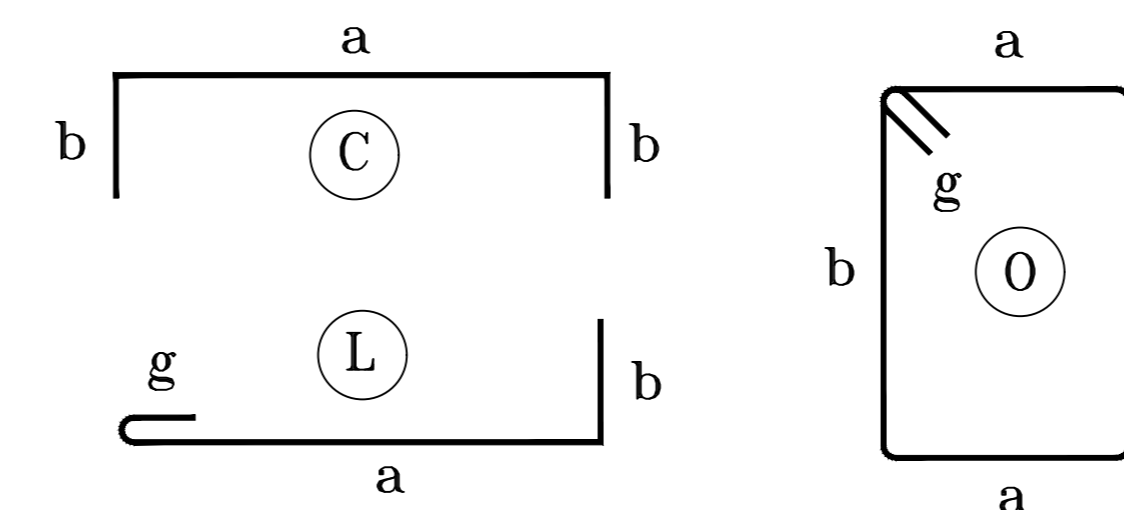
RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	0	0	0	105.70	0	215.44	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	211.40	0.00	642.87	0.00	0.00	0.00

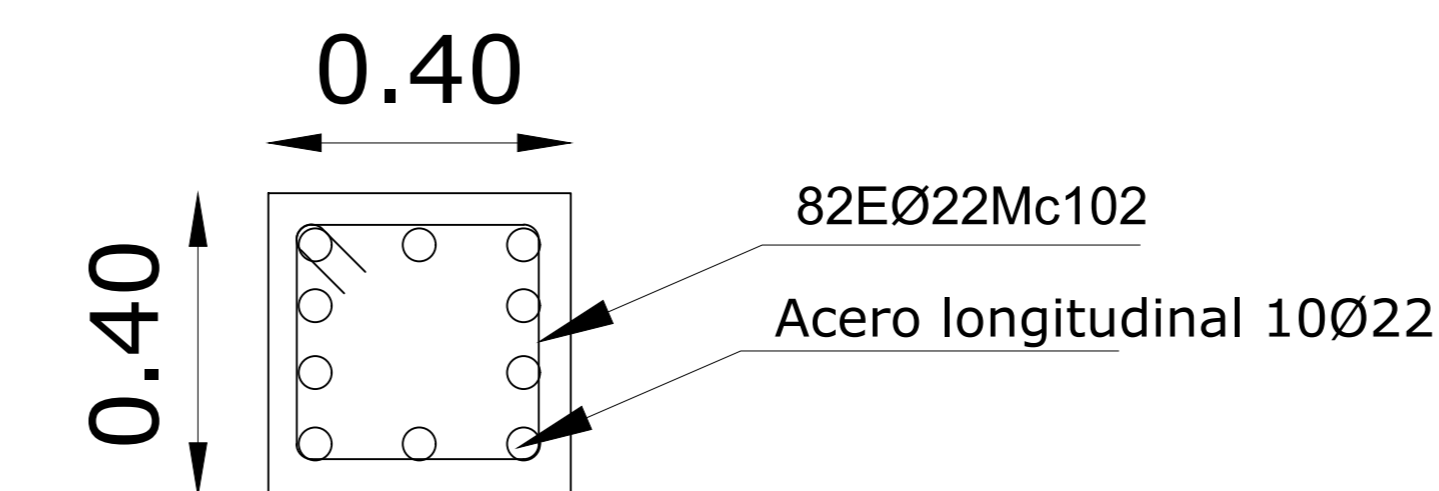
Wtot (Kg) = 854.27
 HORMIGON $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 COLUMNAS (m3) = 0.00
 VIGAS (m3) = 0.00

LOSA 1 (m3) = 0.00
 LOSA 2 (m3) = 0.00
 No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) = 0
 No. BLOQUES LOSA 2 (20x20x15) = 0

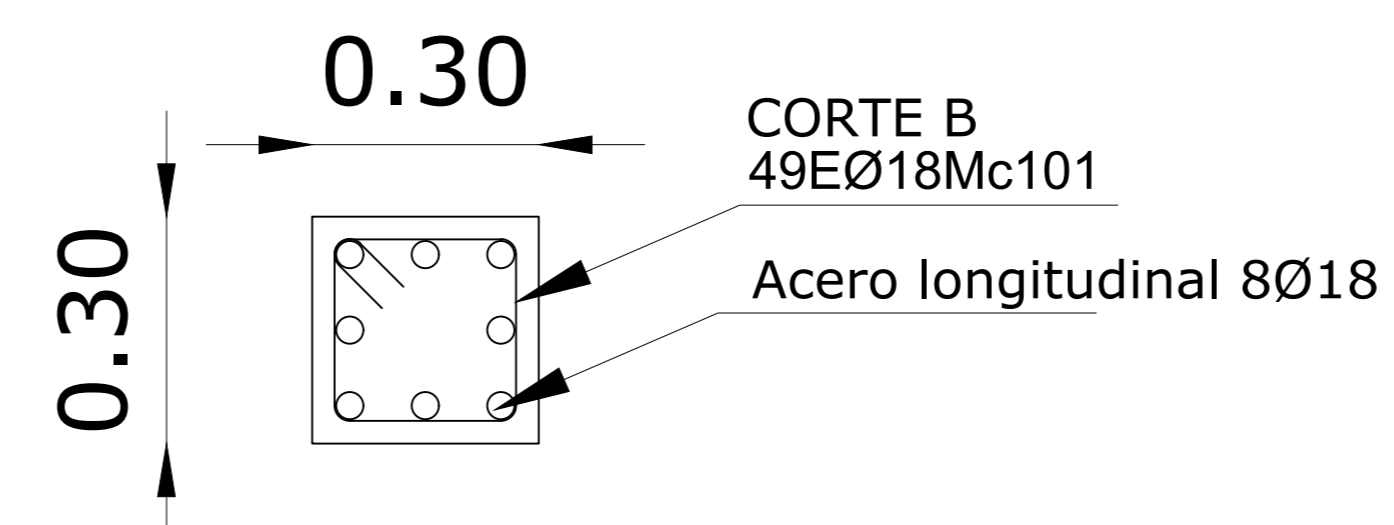
TIPOS DE HIERROS:



CORTE A



CORTE B



UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

TUTOR:
ING. JUAN URGILÉS ROJAS

REALIZADO POR:
FRANKLIN IVAN LOJA MAYANCELA

LAMINA:
Diseño longitudinal y transversal de:
COLUMNA CENTRAL C-4

FECHA:
15 / 06 / 2022

ESCALA
Eje x 1:200
Eje y 1:100

PLANO:
N./ 1

TUTOR:
ING. JUAN URGILÉS ROJAS

REALIZADO POR:
FRANKLIN IVAN LOJA MAYANCELA

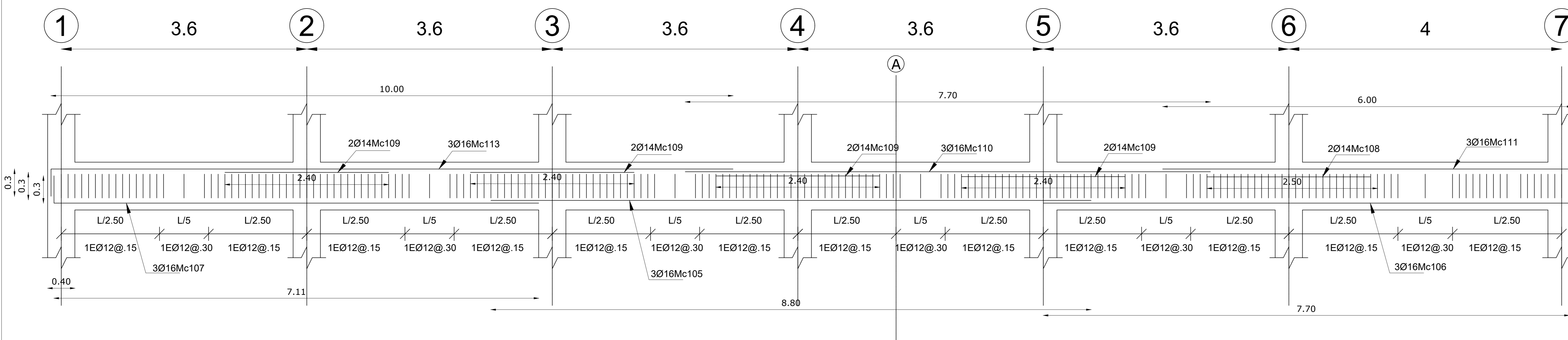
LAMINA:
Diseño longitudinal y transversal de:
VIGA CENTRAL C Y VIGA CENTRAL EJE 5

FECHA:
15 / 06 / 2022

ESCALA
Eje x 1:200
Eje y 1:100

PLANO:
N./ 2

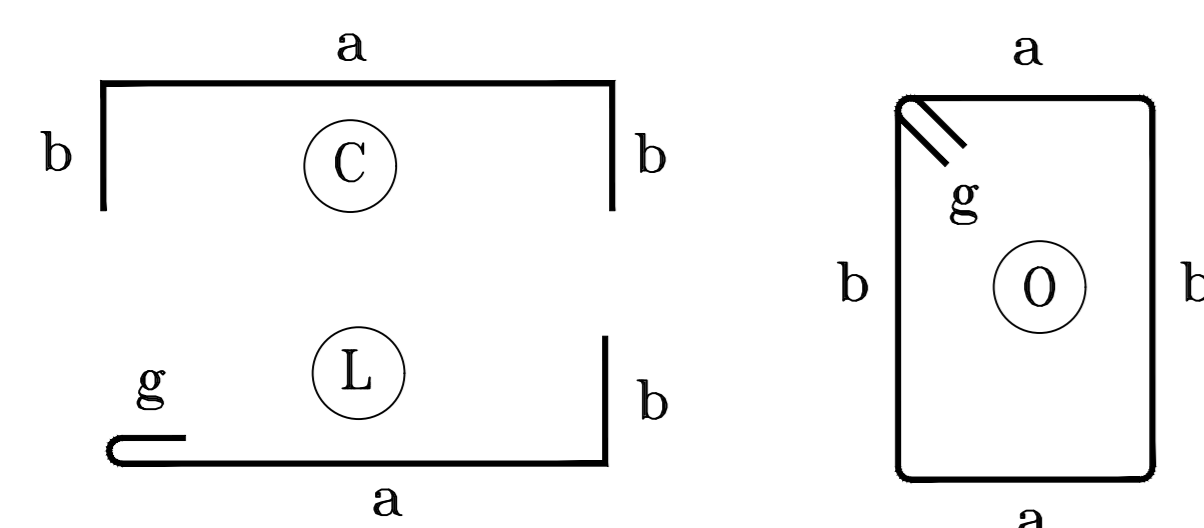
VIGA CENTRAL EJE C



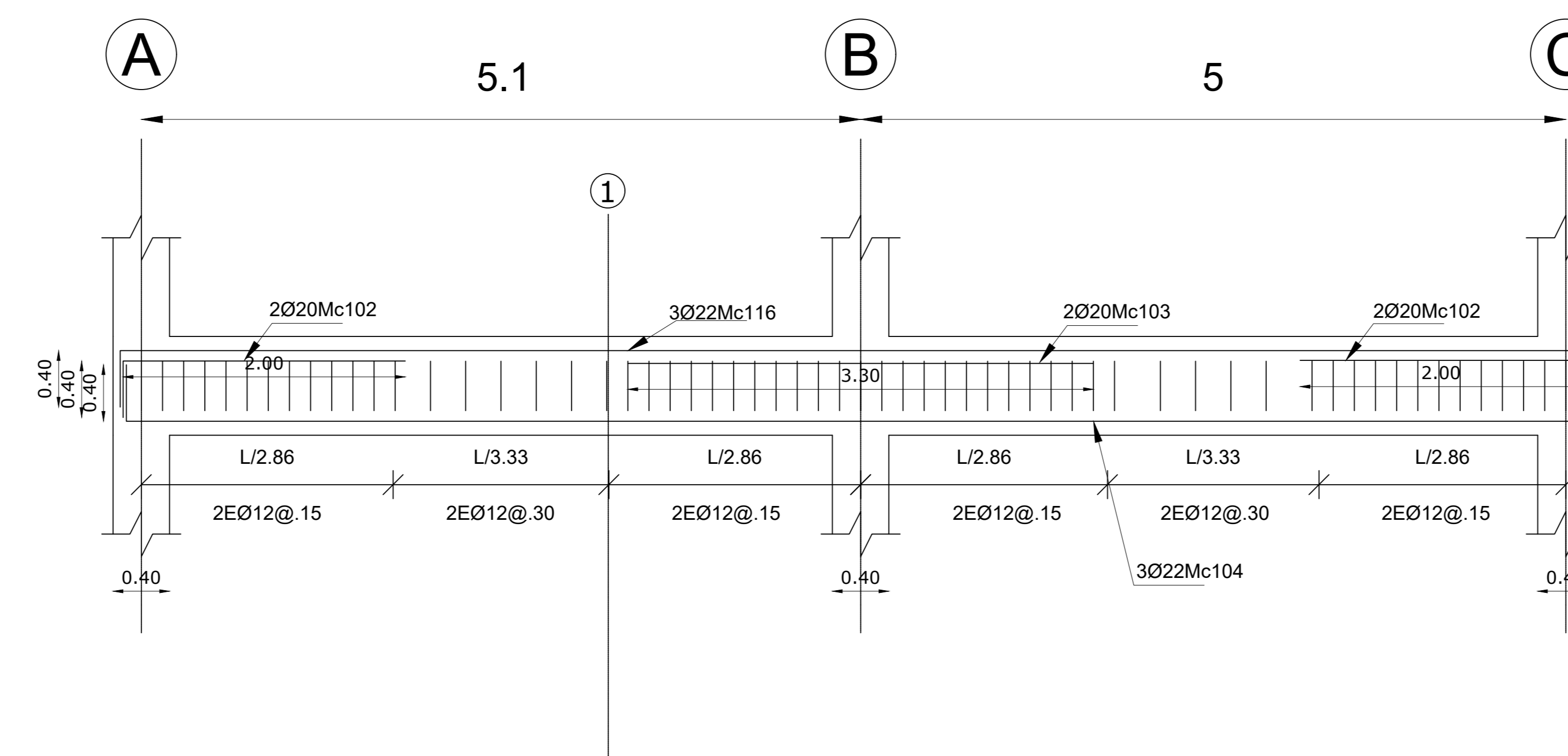
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	O	12	200	0.23	0.28	0.00	0.10	1.22	244	216.67	Observacion
102	L	20	4	2	0.3	0.00	0	2.3	9.2	22.69	Observacion
103	I1	20	2	3.3	0.00	0.00	0	3.3	6.6	16.28	Observacion
104	I	22	3	10.1	0.00	0.00	0.4	10.9	32.7	97.58	Observacion
105	I	16	3	8.8	0.00	0.00	0	8.8	26.4	41.66	Observacion
106	L	16	3	7.7	0.3	0.00	0	8	24	37.87	Observacion
107	L	16	3	7.11	0.3	0.00	0	7.41	22.23	35.08	Observacion
108	I1	14	2	2.5	0.00	0.00	0	2.5	5	6.04	Observacion
109	I1	14	8	2.4	0.00	0.00	0	2.4	19.2	23.19	Observacion
110	I1	16	3	7.7	0.00	0.00	0	7.7	23.1	36.45	Observacion
111	L	16	3	6	0.3	0.00	0	6.3	18.9	29.82	Observacion
112	O	12	68	0.23	0.28	0.00	0	1.02	69.36	61.59	Observacion
113	L	16	3	10	0.3	0.00	0	10.3	30.9	48.76	Observacion
116	G	22	3	10.4	0.40	0.40	0.00	11.2	33.6	100.26	Observacion
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	313.36	24.2	145.53	0	15.8	66.3	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	278.26	29.23	229.65	0.00	38.96	197.84	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	773.94			LOSA 1 (m3) = 0.00							
HORMIGON f _c = 210 Kg/cm ²				LOSA 2 (m3) = 0.00							
COLUMNAS (m3) = 0.00				No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) = 0							
VIGAS (m3) = 0.00				No. BLOQUES LOSA 2 (20x20x15) = 0							

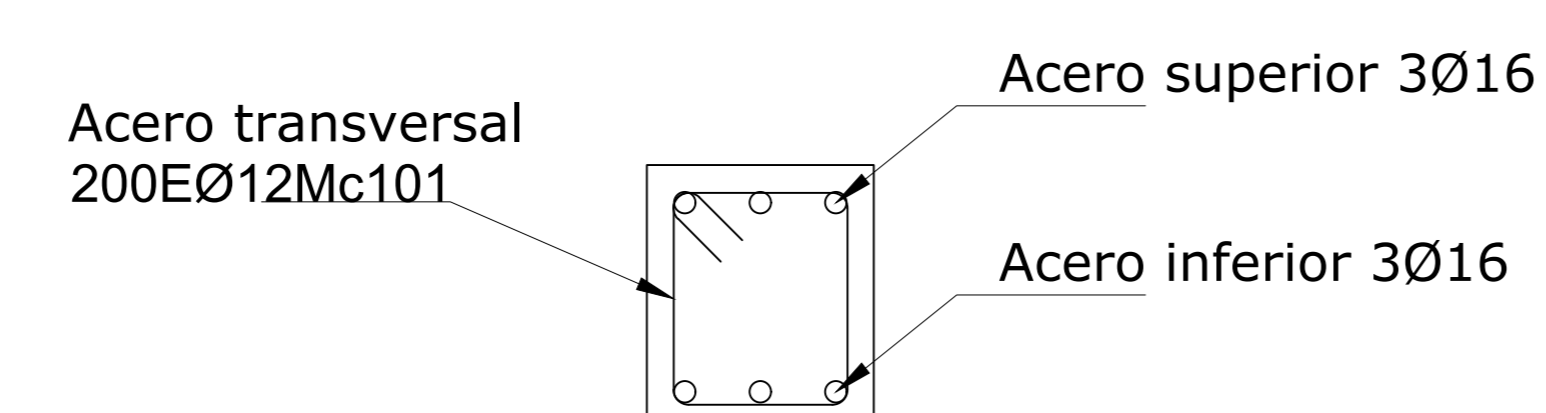
TIPOS DE HIERROS:



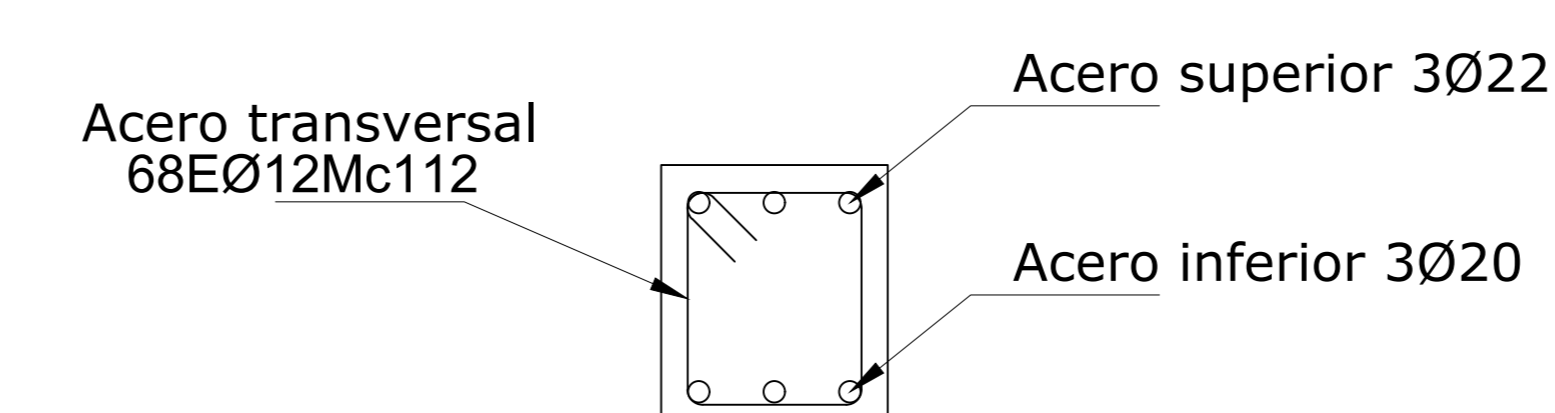
VIGA CENTRAL EJE 5



CORTE A



CORTE 1



TUTOR:
ING. JUAN URGILÉS ROJAS

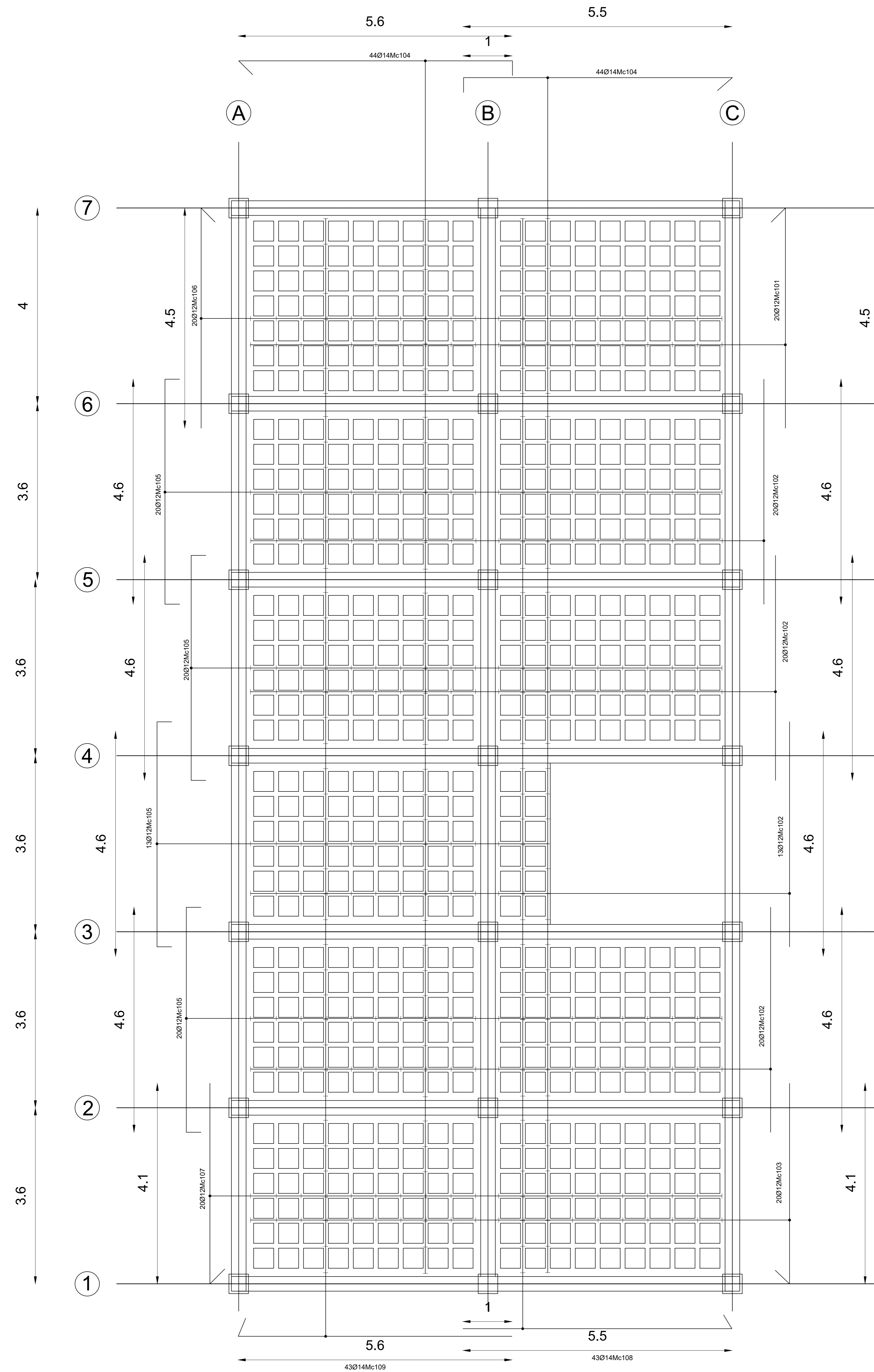
REALIZADO POR:
FRANKLIN IVAN LOJA MAYANCELA

LAMINA:
Diseño longitudinal de losa

FECHA:
15 / 06 / 2022

ESCALA
Eje x 1:200
Eje y 1:100

PLANO:
N./ 3



PLANILLA DE ACEROS

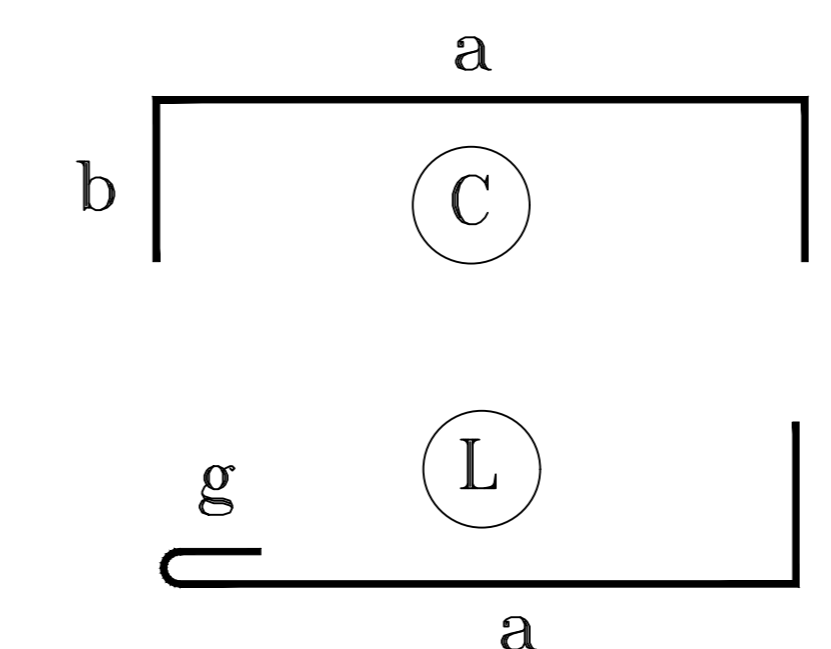
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	L	12	20	4.5	0.4	0.00	0	4.9	98	87.02	Observacion
102	I1	12	73	4.6	0.00	0.00	0	4.6	335.8	298.19	Observacion
103	L	12	20	4.1	0.4	0.00	0	4.5	90	79.92	Observacion
104	G	14	88	5.5	0.3	0.4	0.00	6.2	545.6	659.08	Observacion
105	C	12	73	4.6	0.3	0.00	0.00	5.2	379.6	337.08	Observacion
106	L	12	20	4.5	0.40	0.00	0.00	4.9	98	87.02	Observacion
107	L	12	20	4.1	0.40	0.00	0.00	4.5	90	79.92	Observacion
108	L	14	43	5.6	0.40	0.00	0.00	6	258	311.66	Observacion
109	L	14	43	5.50	0.40	0.00	0.00	5.9	253.7	306.47	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	1091.4	1057.3	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	969.16	1277.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 2246.38
 HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
 COLUMNAS (m³) = 0.00
 VIGAS (m³) = 0.00
 LOSA 1 (m³) = 0.00
 LOSA 2 (m³) = 0.00
 No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) = 0
 No. BLOQUES LOSA 2 (20x20x15) = 0

TIPOS DE HIERROS:





Franklin Ivan Loja Mayancela portador(a) de la cédula de ciudadanía N° **0302692116**. En calidad de autor/a y titular de los derechos patrimoniales del trabajo de titulación **“Propuesta técnica económica, para obtener un mejor desempeño sísmico de un edificio en el cantón el Tambo, mediante la utilización de muros de corte”** de conformidad a lo establecido en el artículo 114 Código Orgánico de la Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconozco a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos y no comerciales. Autorizo además a la Universidad Católica de Cuenca, para que realice la publicación de éste trabajo de titulación en el Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Azogues, 22 de septiembre de 2022

F:


Franklin Ivan Loja Mayancela

C.I. 0302692116