



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**Análisis comparativo entre estructura de concreto armado y
estructura de acero para diseño de vivienda multifamiliar, Villa el
Salvador, 2020**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
Ingeniero Civil

AUTORES:

Julcarima Navas, Félix Eduardo (ORCID: 0000-0002-0674-9544)

Mejia Tomás, Yerson Jhoel (ORCID: 0000-0002-8070-0853)

ASESOR:

Mg. Sigüenza Abanto, Robert Wilfredo (ORCID:0000-0001-8850-8463)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

LIMA – PERÚ

2020

Dedicatoria

A nuestros padres por el apoyo incondicional en el transcurso del desarrollo de nuestra tesis y en todo el proceso de nuestro estudio, también a los familiares y amistades que en todo momento nos brindaron su apoyo.

Agradecimiento

Gracias a nuestros a padres por brindarnos todo su apoyo incondicional, en todo el transcurso de nuestra formación profesional. También gracias a los docentes de la universidad cesar vallejo, por contribuir con sus experiencias en nuestra formación profesional.

Índice de contenidos

Carátula	i
Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Índice de contenidos	iv
Índice de tablas	v
Índice de figuras	vii
Resumen	ix
Abstract	x
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEÓRICO	6
III. METODOLOGÍA	15
3.1 Tipo y diseño de investigación	16
3.2 Variables y operacionalización	18
3.3 Población, muestra, muestreo, unidad de análisis	19
3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	21
3.5 Procedimientos	22
3.6 Método de análisis de datos	23
3.7 Aspectos éticos	24
IV. RESULTADOS	26
V. DISCUSIÓN	104
VI. CONCLUSIONES	114
VII. RECOMENDACIONES	116
REFERENCIAS	118
ANEXOS	124

Índice de Tablas

Tabla 1. Rangos y magnitudes para la validez de instrumento	22
Tabla 2. Características del material para la estructura de concreto armado	27
Tabla 3. Tipos de columnas en la estructura de concreto armado	31
Tabla 4. Metrado de carga muerta (wd) para la estructura de concreto armado	33
Tabla 5. Metrado de carga viva (wl) para la estructura de concreto armado	33
Tabla 6. Parámetros de irregularidad en altura en la estructura de concreto armado.....	35
Tabla 7. Parámetros de irregularidad en planta en la estructura de concreto armado.....	35
Tabla 8. Parámetros sísmicos de la zona para la estructura de concreto armado.....	35
Tabla 9. Resultados del peso de la estructura de concreto armado	36
Tabla 10. Resultados de fuerzas sísmicas en el eje x en la estructura de concreto armado	37
Tabla 11. Resultados de fuerzas sísmicas en el eje y en la estructura de concreto armado	37
Tabla 12. Resultados de modos de vibración en la estructura de concreto armado.....	38
Tabla 13. Resultado de la fuerza cortantes basal de la estructura de concreto armado en el eje x.....	40
Tabla 14. Resultados de la fuerza cortante basal de la estructura de concreto armado en el eje y	40
Tabla 15. Resultados de los desplazamientos de la estructura de concreto armado en la dirección x	40
Tabla 16. Resultados de los desplazamientos de la estructura de concreto armado en la dirección y	41
Tabla 17. Límites para la distorsión del entrepiso en estructuras de concreto armado.....	41
Tabla 18. Resultados de la deriva o distorsión de la estructura de concreto armado en la dirección x	42
Tabla 19. Resultados de la deriva o distorsión de la estructura de concreto armado en la dirección y	42
Tabla 20. Cargas axiales, cortantes y momentos en la parte superior de la C-1	57
Tabla 21. Cargas axiales, cortantes y momentos en la base de la C-1	58
Tabla 22. Cargas axiales, cortantes y momentos en la parte superior de la C-2.....	61
Tabla 23. Cargas axiales, cortantes y momentos en la base de la C-2	62
Tabla 24. Cargas axiales, cortantes y momentos en la parte superior de la placa 1	66
Tabla 25. Cargas axiales, cortantes y momentos en la base de la placa 1	66
Tabla 26. Cargas axiales, cortantes y momentos en la parte superior de la placa 3	69

Tabla 27. Cargas axiales, cortantes y momentos en la base de la placa 3	70
Tabla 28. Características del material para la estructura de acero.....	76
Tabla 29. Resultados de Predimensionamiento de las viguetas de acero.....	79
Tabla 30. Resultados de Predimensionamiento de las vigas de acero.....	79
Tabla 31. Carga muerta aplica a la estructura de acero.....	80
Tabla 32. Carga viva aplicada a la estructura de acero.....	81
Tabla 33. Carga de viento aplicada a la estructura de acero.....	81
Tabla 34. Parámetros sísmicos de la zona para la estructura de acero	83
Tabla 35. Resultados del peso de la estructura de acero.....	83
Tabla 36. Resultados de fuerza sísmica por piso en la estructura de acero.....	84
Tabla 37. Resultados de modos de vibración en la estructura de acero.....	85
Tabla 38. Fuerza cortante estática y dinámica de la estructura de acero en el eje x.....	86
Tabla 39. Fuerza cortante estática y dinámica de la estructura de acero en el eje y.....	86
Tabla 40. Desplazamiento por piso de la estructura de acero en la dirección x	87
Tabla 41. Desplazamiento por piso de la estructura de acero en la dirección y	87
Tabla 42. Límite para la distorsión del entrepiso en estructuras de acero	88
Tabla 43. Resultados de las derivas de entrepiso en el eje x en la estructura de acero...88	
Tabla 44. Resultados de las derivas de entrepiso en el eje y en la estructura de acero...88	
Tabla 45. Presupuesto de la estructura de concreto armado	103
Tabla 46. Presupuesto de la estructura de acero.....	103

Índice de figuras

<i>Figura 1.</i> Fórmula para calcular el coeficiente de Aiken (V_i).....	22
<i>Figura 2.</i> Fórmula para calcular la valides del instrumento	22
<i>Figura 3.</i> Plano de estructuración de la estructura de concreto armado.....	28
<i>Figura 4.</i> Modelo estructural de concreto armado	34
<i>Figura 5.</i> Espectro de respuesta de la estructura de concreto armado en el eje x	39
<i>Figura 6.</i> Espectro de respuesta de la estructura de concreto armado en el eje y	39
<i>Figura 7.</i> Gráfico de las derivas de entrepiso de la estructura de concreto armado en la dirección x	43
<i>Figura 8.</i> Gráfico de las derivas de entrepiso de la estructura de concreto armado en la dirección y	43
<i>Figura 9.</i> Diagrama de momento flector de losa aligerada	45
<i>Figura 10.</i> Diagrama de fuerza cortante de losa aligerada.....	46
<i>Figura 11.</i> Detalle de losa aligerada.....	47
<i>Figura 12.</i> Diagrama de momento flector de viga principal	48
<i>Figura 13.</i> Diagrama de momento flector de viga tramo A-B, segundo nivel	48
<i>Figura 14.</i> Diagrama de fuerza cortante de viga principal	50
<i>Figura 15.</i> Diagrama de fuerza cortante de viga tramo A-B, segundo nivel.....	50
<i>Figura 16.</i> Detalle de la sección de la viga principal.....	52
<i>Figura 17.</i> Diagrama de momento flector de viga secundaria	53
<i>Figura 18.</i> Diagrama de momento flector, viga secundaria, tramo 1-2	53
<i>Figura 19.</i> Diagrama de fuerza cortante de viga secundaria	55
<i>Figura 20.</i> Diagrama de fuerza cortante, viga secundaria, tramo 1-2	55
<i>Figura 21.</i> Detalle de la sección de la viga secundaria.....	56
<i>Figura 22.</i> Diagrama de interacción de la columna 1	59
<i>Figura 23.</i> Diagrama de interacción de la columna 1 sin factor de seguridad.....	59
<i>Figura 24.</i> Detalle de la sección de la columna 1	60
<i>Figura 25.</i> Diagrama de interacción de columna 2, Eje 32	63
<i>Figura 26.</i> Diagrama de interacción de columna 2, eje 2	63
<i>Figura 27.</i> Diagrama de interacción de columna 2, sin factor de seguridad	64
<i>Figura 28.</i> Detalle de la sección de la columna 2.....	65
<i>Figura 29.</i> Modelo de placa 1 en Etabs.....	67

<i>Figura 30.</i> Diagrama de interacción de la placa 1	67
<i>Figura 31.</i> Diagrama de interacción sin coeficiente de seguridad de la placa 1.....	68
<i>Figura 32.</i> Modelo de placa 3 en Etabs.....	70
<i>Figura 33.</i> Diagrama de interacción de la placa 3	71
<i>Figura 34.</i> Diagrama de interacción de placa 3, sin factor de seguridad	71
<i>Figura 35.</i> Vista en planta de zapata aislada para columnas céntricas	75
<i>Figura 36.</i> Vista en planta de zapata aislada para columnas excéntricas.....	75
<i>Figura 37.</i> Plano de estructuración de la estructura de acero	77
<i>Figura 38.</i> Modelo de placa Colaborante, por “Distribución y construcción Codrysac”	78
<i>Figura 39.</i> Perfil de losa Colaborante, por “Distribución y construcción Codrysac”	78
<i>Figura 40.</i> Modelo estructural de acero.....	82
<i>Figura 41.</i> Espectro de respuesta de la estructura de acero	85
<i>Figura 42.</i> Gráfico de las derivas de entrepiso de la estructura de acero en X.....	89
<i>Figura 43.</i> Gráfico de las derivas de entrepiso de la estructura de acero en Y.....	89
<i>Figura 44.</i> Modelo de placa base para columna de acero.....	96
<i>Figura 45.</i> Vista en planta de zapata aislada para pedestal céntrico.....	102
<i>Figura 46.</i> Vista en planta de zapata aislada para pedestal excéntrico	102
<i>Figura 47.</i> Gráfico de fuerzas laterales en la estructura de concreto armado.....	105
<i>Figura 48.</i> Gráfico de fuerzas laterales en la estructura de acero	106
<i>Figura 49.</i> Gráfico de peso total de estructura de concreto armado y acero	106
<i>Figura 50.</i> Gráfico de fuerzas cortantes en la base de ambas estructuras	107
<i>Figura 51.</i> Gráfico de derivas en entrepisos de ambas estructuras en la dirección X.....	108
<i>Figura 52.</i> Gráfico de derivas en entrepisos de ambas estructuras en la dirección Y.....	109
<i>Figura 53.</i> Gráfico de la deriva limite vs deriva máxima en la estructura de concreto armado	110
<i>Figura 54.</i> Gráfico de la deriva limite vs deriva máxima en la estructura de acero	110
<i>Figura 55.</i> Gráfico de periodos respecto a los modos de vibración de ambas estructuras.....	111
<i>Figura 56.</i> Gráfico de presupuestos de ambas estructuras	112

Resumen

La presente tesis tuvo como objetivo realizar un análisis comparativo entre dos estructuras de distintos materiales una de concreto armado y otra de acero estructural para determinar que estructura es más conveniente para una vivienda multifamiliar de cinco niveles en Villa el Salvador. La presente tesis es de tipo aplicada, de enfoque cuantitativo no experimental de nivel transversal descriptivo.

Las estructuras fueron diseñadas respetando el Reglamento Nacional de Edificaciones, se empleó el método de resistencia para el diseño concreto armado y el método LRFD para el diseño de acero, se realizó el análisis sísmico por análisis estático y dinámico para ambas estructuras teniendo como resultados, la estructura de concreto tiene mayores fuerzas laterales, la estructura de acero es más ligera en un 30% que la estructura de concreto armado, la estructura de acero tiene menores distorsiones o derivas de entrepisos en comparación a la estructura de concreto armado, en presupuesto la estructura de acero presenta un 5% menos que la estructura de concreto armado. Concluyendo que la estructura de acero es más conveniente para el diseño de una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador.

Palabras clave: Diseño estructural, estructura de acero, concreto armado, vivienda multifamiliar, análisis sísmico.

Abstract

The objective of this thesis is to carry out a comparative analysis between two structures of different materials, one made of reinforced concrete and the other of structural steel to determine which structure is more suitable for a five-level multi-family house in Villa el Salvador. This thesis is of an applied type, of a quantitative, non-experimental, cross-sectional descriptive approach.

The structures were designed respecting the National Building Regulations, the resistance method was used for the reinforced concrete design and the LRFD method for the steel design, the seismic analysis was performed by static and dynamic analysis for both structures, having as results, the concrete structure has higher lateral forces, the steel structure is 30% lighter than the reinforced concrete structure, the steel structure has less distortion or drift of mezzanines compared to the reinforced concrete structure, in budget the structure steel has 5% less than the reinforced concrete structure. Concluding that the steel structure is more suitable for the design of a five-level multi-family home in Villa El Salvador.

Keywords: structural design, steel structure, reinforced concrete, multi-family housing, seismic analysis.

I. INTRODUCCIÓN

Actualmente en el mundo el acero estructural se viene usando para todo tipo de estructuras por los beneficios que este material presenta, uno de ellos es la ductilidad y que sus elementos son prefabricados generando un ahorro de tiempo al momento de construirse siendo una gran competencia para el concreto armado ya que este material también presenta excelentes virtudes.

Ramos y Ayala (2016) mencionaron:

El acero estructural es un elemento importante en el mundo de la construcción por sus características que tiene, lo cual beneficia considerablemente en la disminución de costos globales, por lo que es muy usado en edificios, centros comerciales, coliseos y puentes, por lo que se quiere que este elemento también sea aplicable para la construcción de viviendas.

En el Perú el incremento poblacional y las distintas diferencias sociales y económicas tiene gran influencia para el desarrollo de sus infraestructuras y estas estructuras condicionan el nivel de calidad de vida de la población es por eso que actualmente se busca nuevas alternativas de construcción para responder a esa necesidad, también se trata de optimizar el tiempo de ejecución en lo más mínimo posible por eso el uso de elementos prefabricados se vuelve más factible en la construcción.

Asimismo, se viene generando la necesidad de contar con una vivienda, por la cual se realizan construcciones de concreto armado y de albañilería confinada que son los más comunes en el país sin tomar en cuenta que se pueden realizar estos tipos de construcciones con acero estructural pero la falta proyectos y procesos estandarizados de este material en este tipo de estructura nos lleva a no experimentar este nuevo diseño.

Villa el salvador es uno de los distritos con más incremento poblacional lo cual genera un aumento significativo de construcciones para que los habitantes puedan tener una vivienda propia, debido al crecimiento familiar de un hogar y necesitan más espacio para vivir. Actualmente se viene realizando construcciones de edificaciones multifamiliares en el Distrito con elementos de concreto armado ya que se utiliza en modernas construcciones y al construirse con este sistema no se

requiere mucho acabado al final, dejando de lado la albañilería confinada porque este sistema no permite el desarrollo de altos niveles de piso.

Otro tipo de sistema que se viene desarrollando en la construcción de grandes proyectos y que podría ser una gran alternativa en la construcción de viviendas multifamiliares es el Acero Estructural ya que este resultaría muy beneficioso cuando se pretende construir en zonas de alta sismicidad y suelos blandos, como es el caso del Distrito de Villa El Salvador ya que nos encontramos en una zona de alta sismicidad (cinturón de fuego del pacífico) y también teniendo en cuenta que actualmente estamos teniendo un silencio sísmico de muchos años, también por el suelo que presenta el distrito que es de baja capacidad portante, por todas estas características mencionadas del distrito resultaría muy beneficioso construir una edificación de acero estructural ya que tiene un mejor comportamiento estructural cuando está expuesta a cargas externas y que también aligerara el peso total de la estructura evitando asentamientos en suelos blandos.

El propósito de este proyecto de investigación es de elaborar una comparación de diseños estructurales para una vivienda multifamiliar de cinco niveles, una de concreto armado y una de acero estructural en un área de 140 m² que es el terreno donde se proyectará la propuesta. Para este desarrollo aplicaremos nuestros conocimientos para la elaboración de cada diseño y poder determinar cuál es el diseño más conveniente y que se acomode al tipo de suelo del distrito y a la economía de los habitantes.

En la presente investigación se realizará una justificación teórica, debido a que el proyecto que estamos realizando aumentará conocimiento.

Cruz (2018) explicó:

Teniendo conocimientos previos de sistemas estructurales se presenta en la investigación el comportamiento de las estructuras tanto de concreto armado como la de acero estructural, esto se realizará con programas computacionales y luego se realizará la comparación debido a costo, resistencia y rigidez.

En la presente investigación también se utilizará una justificación social, debido a que el proyecto contribuye a la población una estructura segura para uso de

viviendas multifamiliares debido al déficit habitacional en la zona e información sobre más variedades de materiales y técnicas para las construcciones de sus viviendas como es el caso del acero estructural que da una mejor calidad de vida y responde mejor ante eventos sísmicos.

Sobre la base de realidad problemática presentada se planteó el problema general y los problemas específicos de la investigación. El problema general de la investigación fue ¿Cuáles son los resultados del análisis comparativo entre una estructura de concreto armado y una estructura de acero para decidir el diseño estructural más conveniente para una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador? Los problemas específicos de la investigación fueron los siguientes:

- PE1: ¿Cuáles son los resultados del análisis comparativo entre la fuerza cortante basal de una estructura de concreto armado y una estructura de acero para conocer las fuerzas laterales de cada nivel en una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador?
- PE2: ¿Cuáles son los resultados del análisis comparativo de comportamiento estructural entre la estructura de concreto armado y la estructura de acero para determinar que estructura reacciona mejor cuando está expuesta a cargas en una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador?
- PE3: ¿Cuáles son los resultados del análisis comparativo entre el presupuesto de la estructura de concreto armado y la estructura de acero para decidir que estructura es más económica para una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador?

El objetivo general fue: Determinar cuáles son los resultados del análisis comparativo entre una estructura de concreto armado y una estructura de acero para decidir el diseño estructural más conveniente para una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador. Los objetivos específicos fueron los siguientes:

- OE1: Contrastar los resultados del análisis comparativo entre la fuerza cortante basal de una estructura de concreto armado y una estructura de acero para conocer las fuerzas laterales en cada nivel en una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador.

- OE2: Contrastar los resultados del análisis comparativo de comportamiento estructural de la estructura de concreto armado y la estructura de acero para decidir que estructura tiene un mejor comportamiento cuando está expuesta a cargas en una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador.

- OE3: Contrastar los resultados del análisis comparativo entre el presupuesto de la estructura de concreto armado y la estructura de acero para decidir que estructura es más económica para una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador.

II. MARCO TEÓRICO

En el presente capítulo se presentará trabajos de investigación tanto nacional como internacional. También se presentará conceptos y teorías que nos ayudará en el desarrollo del proyecto de investigación.

A continuación, se redacta los trabajos de investigaciones nacionales.

Tume (2019) realizó un estudio comparativo estructural y económico entre unos sistemas estructurales de concreto armado y de acero estructural de pórticos arriostrados excéntricamente. El diseño de la investigación fue no experimental de enfoque cuantitativa debido a que no se realizó la construcción de las edificaciones sólo el análisis de los resultados. Concluyó que el peso del edificio de acero equivale al 77.77% del edificio de concreto, por ende, al tener menos masa la fuerza sísmica que resiste el edificio de acero será menor a la que estará sometida el edificio de concreto. Asimismo, recomendó emplear muros de cerramiento y división de ambientes livianos a fin de disminuir más el peso de la edificación de acero estructural.

Correa (2018) realizó el diseño de una estructura empleando perfiles estructurales de plancha delgada para una alternativa de construcción de vivienda económica en el AA.HH. Villa Estela en Ancón. El diseño de investigación es descriptivo de enfoque cuantitativa. Como resultado del estudio se concluyó que la estructura planteada cumple con los parámetros de rigidez en la dirección Y-Y y X-X según lo indicado en la norma E-030, del mismo modo cumple con la resistencia y ductilidad indicada en la norma E-090, también los esfuerzos arrojados son menores al indicado, por lo que la estructura soportará las cargas. Asimismo, recomendó que, si se pretende construir un piso más, se tendría que analizar nuevamente la estructura, pero con un techo más reforzado.

Cruz (2018) realizó la comparación de los parámetros que diferencian los sistemas de concreto armado y estructura de acero en el diseño de un edificio de cinco pisos, Utilizó como muestra un edificio de cinco niveles para uso habitacional, realizando un estudio experimental teniendo manipulación intencional de una de las variables. Como conclusión existen parámetros diferenciales entre estructuras de acero estructural frente al concreto armado debido al empleo de materiales de alta resistencia ante las sollicitaciones de carga, es más dúctil ante las deformaciones,

rapidez en rendimiento construcción y menores desplazamientos en caso de un sismo. Asimismo, recomendó que es importante no tener irregularidades en la estructura ya que perjudica al medio estructural y económico: con mayores cargas sísmicas, secciones más resistentes de concreto y más refuerzo.

Álvarez y Briones (2018) realizaron la comparación de la eficiencia en el modelamiento, diseño sismorresistente y diseño en concreto armado en los programas ETABS y ROBOT S.A.P empleado en una edificación de cinco niveles para determinar el más óptimo. Como conclusión que ambos programas dan resultados similares pero distintos. El programa ROBOT S.A.P da grandes ventajas al momento de hacer un proyecto estructural, ya que es mucho más rápido que hacerlo con el ETABS sin embargo el ETABS es el más utilizado por los ingenieros ya que este programa tiene mucha más información difundida al alcance de todos. Asimismo, recomendaron que si se quiere hacer un proyecto estructural con el ROBOT S.A.P deben tomarse curso u obtener material que permita hacer correctamente la elaboración del proyecto ya que este programa no tiene una información libre suficiente.

Corzo y Saldaña (2017) realizaron la comparación de dos diseños estructurales una estructura metálica y una estructura de concreto armado a fin de proponer el diseño más rentable para la utilización en la construcción de viviendas multifamiliares en Lurigancho-Chosica. El diseño de la investigación fue transversal y no experimental de tipo cuantitativa y de nivel descriptivo y explicativo. Como resultado se concluyó que respecto al comportamiento estructural los desplazamiento y distorsión obtenidos muestran que el desempeño del acero es mejor, también la estructura de acero produce un ahorro de 25.86% en costos por m² por, la estructura de acero es más rentable para la construcción de viviendas multifamiliares. Asimismo, recomendaron un mayor análisis a ambas estructuras cuando las losas de entrepiso no sean diafragmas rígidos.

Vera (2016) realizó el diseño estructural de un edificio multifamiliar de cuatro pisos en acero estructural y entrepisos de concreto. Como resultado se concluyó que el sistema de acero estructural tiene precios que puede competir con el concreto armado, el modelo diseñado se basa en columnas, vigas y elementos de acero estructural, pero se complementa con losas aligeradas FIRTH ya que su

implementación es mucho más rápida, también se usó viguetas FIRTH. Asimismo, recomendó que el diseño tiene un sistema de arriostres concéntricos especiales eso hace que la estructura sea más robusta de lo especial, por lo que se tiene que tener en cuenta que al hacer un edificio de estas características tendrá un peso mayor a las cuantías que se obtengan por ser un edificio de arriostres concéntricos especiales.

A continuación, se redacta los trabajos de investigación internacionales.

Zambrano (2017) realizó el análisis comparativo económico de una vivienda de estructura de acero y una estructura convencional mediante la comparación de precios unitarios para su construcción en la ciudad de Machala. El tipo de investigación fue de tipo documental debido a que su recopilación de datos estaba basada en conocimientos ciertos y fundamentos de materiales bibliográficos. Como resultado se concluyó que se optó por la vivienda de acero debido al análisis de sus costos y sus ventajas constructivas que favorecen en tiempo y dinero al momento de ejecutarse. Asimismo, recomendó hacer el cálculo estructural de manera que esté directamente relacionada con el diseño logrando que sea una vivienda más liviana y con mejores espacios en su función.

Ramos y Ayala (2016) realizaron una comparación financiera entre dos sistemas constructivos tanto de concreto como de acero estructural a partir del diseño de una vivienda con cada uno de esos materiales para una casa de dos pisos. Como resultado del estudio concluyeron que después de modelar los dos sistemas estructurales apertados resistentes a momentos, al realizar la comparación financiera entre ambos modelos se determinó que el costo es más elevado en una vivienda de estructura metálica. Asimismo, recomendaron hacer un estudio técnico para poder conocer los tiempos de ejecución, mano de obra y montaje de ambos modelos estructurales, para corroborar los resultados que se muestran en el presente estudio.

Cadme y estrella (2016) Realizaron un análisis técnico y económico comparativo entre hormigo armado y estructura de acero de un edificio administrativo. Como resultado del estudio concluyó que las cortantes basales son menores en la estructura de acero con respecto la estructura de hormigo armado, en el análisis

técnico-económico se obtuvo el presupuesto de cada variante siendo superior el acero con un 24% en comparación con la de hormigón. Asimismo, recomendaron que no se deben tomar en cuenta solo aspectos económicos, es necesario realizar un análisis técnico para conocer ventajas y desventajas que complementen el estudio económico.

La Norma técnica Peruana E-030 (2018) menciona: “hay cinco tipos de sistemas estructurales las cuales son estructuras de acero, concreto armado, albañilería confinada, madera y tierra”. En este proyecto de investigación haremos la comparación de estructuras de concreto armado y estructuras de acero para una vivienda multifamiliar, la cual se va detallar en este capítulo todos los conceptos teóricos fundamentales para el proyecto.

Una Estructura es, según Montachana (2014) explicó: “sistema de elementos enlazados entre sí que deben mantenerse unidos durante su vida útil y tener la capacidad de soportar cargas a las que estará expuesta (cargas sísmicas, verticales y otro tipo de carga).”

Montachana (2014) también explicó:

que una estructura debe cumplir estas condiciones: soportar cargas (esta es la más primordial porque las fuerzas y cargas siempre estarán presente en la naturaleza: como el viento, carga sísmica, la gravedad, entre otras más), mantener su forma (la estructura no debe deformarse más de lo permitido, porque si no puede ocurrir un colapso de ella misma), ligeras (pero también muy estables ya que una estructura pesada puede generar un asentamiento estructural) y Estable (no debe colapsar o caerse cuando esté expuesta a distintas cargas).

El acero es un material muy resistente y se puede utilizar para la construcción de viviendas multifamiliares la cual sería muy diferente al de una estructura de concreto que es la más usada.

Según Cadme y Estrella (2016) explicaron:

El acero estructural posee una gran resistencia y ductilidad, es capaz de resistir grandes fuerzas hasta que presente grandes deformaciones, la naturaleza dúctil del acero estructural le permite fluir localmente ante cargas normales que desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos evitando fallas prematuras. Las propiedades del acero bajo condiciones normales de funcionamiento de la estructura no cambian apreciablemente con el tiempo.

Según la guía diseño de estructuras metálicas de Medina (2015) mencionó: “el acero es fundamentalmente una aleación de hierro (mínimo 98 %), que contiene carbono menor al 1 % y otras pequeñas minerales como manganeso, fosforo, azufre, sílice y vanadio. Es producido a partir de materiales muy abundantes en la naturaleza”.

El libro diseño sismorresistente de construcciones de acero (2018) explicó: “el acero se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad, por lo que se recomienda para construcciones sismorresistente por la ductilidad de este material, que tiene la capacidad de deformarse sin perder su resistencia”.

Otro material que es muy usado en la construcción desde tiempos atrás es el concreto armado, este material es pétreo artificial su obtención es al mezclar proporciones de cemento, agregados gruesos y finos con agua, dando por resultado que el material sea de alta durabilidad y aumentando la resistencia por el paso de los años.

Según Denegrí (2014) menciona: “concreto armado se le denomina al concreto que contiene armadura de refuerzo en una cantidad mayor o igual a los requerimientos mínimos que nos da la norma, donde ambos materiales trabajan juntos para resistir los esfuerzos”.

Para cada tipo de estructura se le debe realizar su previo análisis estructural, la cual servirán para poder analizar el comportamiento de la estructura y verificar si cumple con los parámetros mínimos de la norma.

El análisis estático según la NTP E-030 (2018) menciona:

El análisis estático es un método para representar las sollicitaciones sísmicas por medio de un conjunto de fuerzas que actúan al centro de masas de cada piso de la edificación, con este procedimiento podrán analizarse las estructuras irregulares o regulares que se encuentran en la zona sísmica 1 también puede emplearse este procedimiento para las estructuras clasificadas como regulares en las otras zonas sísmicas pero que no deben ser mayor a 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de albañilería armada o confinada y concreto armado no deben ser mayor a 15 m de altura.

El análisis dinámico según Villarreal (2015) menciona: “que es la suma del análisis modal más el análisis espectral de una estructura, donde se conoce el periodo de vibración, desplazamiento lateral, participación de masas y fuerzas internas.”

El método de diseño que se empleará para la estructura de concreto armado será el método por resistencia.

Según la NTP E-060 (2017) menciona:

Se utilizará el método de Diseño por Resistencia para diseñar los elementos de la estructura de concreto armado. Para todas las secciones de los elementos estructurales deberá proporcionarse resistencias de diseño adecuadas, de acuerdo a lo indicado en la norma, se utilizará factores de reducción de resistencia y factores de carga. Se debe verificar la reacción de los elementos estructurales en condiciones de servicio (deflexiones, agrietamientos, vibraciones, fatiga, etc.) para que los resultados obtenidos sean valores que nos den un buen funcionamiento.

Para la estructura de acero utilizaremos el método de diseño de factores de carga y resistencia (LRFD).

Según la NTP E-090 (2018) menciona:

El método de Diseño de Factores de Carga y Resistencia indica que para el diseño de cada sistema o componente estructural su resistencia deberá ser igual o mayor a la resistencia requerida por las cargas factorizadas. Se multiplicará el factor de resistencia por la resistencia nominal. Para calcular la resistencia de diseño para cada estado límite.

Una vez realizada el diseño y análisis para cada tipo de estructura, se procederá a comparar cada estructura para determinar la más conveniente económicamente aplicando el siguiente concepto.

El presupuesto, según Villalobos (2016) quien cito a Macchia (2005) Menciona:

El presupuesto se denomina como un plan donde se detallan las metas y objetivos en un determinado periodo de tiempo, definiendo así que un presupuesto de construcción “es la valoración económica de las cantidades

obtenidas en el cómputo métrico para una determinada tarea, servicio o instalación, en manera anticipada a cuándo será ejecutada.

El presupuesto es una de las características fundamentales al momento de escoger qué estructura es más conveniente. El presupuesto es el costo estimado de una obra o los gastos que implica cierto proyecto.

Para la elaboración del presupuesto tenemos que tener en cuenta los Metrados de los materiales que se van a emplear en la estructura, también tener en cuenta los costos unitarios (ACU) de partida por unidad de trabajo.

Según Porras y Díaz (2015) mencionaron: “que el Análisis de costo unitario es la descomposición de recursos para realizar un precio unitario de cada partida de un presupuesto, donde el precio unitario se descompone en los siguientes recursos (Mano de obra, materiales y equipos)”.

La última característica que se tomara en cuenta al comparar las dos estructuras es analizar el comportamiento estructural de cada estructura, esta característica se basa en el análisis estructural de cada estructura, donde obtendremos datos numéricos y los expresaremos en cuadros comparativos.

El comportamiento estructural es la manera como va responder toda estructura a los desplazamientos y deformaciones cuando se le aplican fuerzas externas, estos términos no deben ser muy excesivos a lo que la norma indica.

Para el desarrollo del proyecto de investigación se aplicarán las siguientes normas:

- E-020
- E-030
- E-060
- E-090
- ACI318
- AISC 360-16

III. METODOLOGÍA

3.1 Tipo y diseño de investigación

El tipo de investigación es de tipo Aplicada

La investigación aplicada para Mejia, Reyes y Sánchez (2018) indicaron: “tipo de investigación práctica que se prevalece de los conocimientos obtenidos por la investigación básica o teórica para la solución y conocimiento de problemas inmediatos”.

Según Lozada (2014) indicó: “la investigación aplicada es un proceso en la que se busca la generación de conocimiento con la aplicación directa a los problemas de la sociedad, fundamentalmente se basa en la investigación básica enlazando la teoría con el producto”.

El proyecto de investigación que se está realizando cumple con estos conceptos dado que utilizaremos los conocimientos adquiridos en la universidad, el resultado de esta investigación permitirá entender de una forma ordenada y sistematizada el problema planteado ya que este proyecto cuenta con un marco teórico donde están los fundamentos conceptuales como base para la etapa de desarrollo y así poder dar solución al problema social.

El enfoque de la investigación es de tipo cuantitativa

La investigación cuantitativa según Navarro, Jiménez, Rappoport y thoiliez (2017) indicaron:

Siempre parte desde la formulación del problema general que es una pregunta de investigación que se busca resolver con el desarrollo del estudio, la investigación se empieza a planificar desde la formulación de la hipótesis. La formulación del problema se suele realizar a través de un estudio de las necesidades que se tiene a través del diagnóstico de la situación.

El libro de metodología de la investigación de Hernández, Baptista y Fernández (2014) explicaron: “El análisis de datos y la recolección de datos es parte de la investigación cuantitativa y se utilizan para responder las preguntas de

investigación y así probar hipótesis planteadas, confiando en el conteo y la medición numérica”.

El enfoque del informe de investigación es de tipo cuantitativo ya que busca comprobar la hipótesis que se estableció y también los objetivos que se trazaron utilizando el análisis de datos numéricos obtenidos que se reflejarán con cuadros comparativos.

El diseño de investigación es no experimental

El libro de metodología de la investigación de Hernández Sampieri *et al.* (2014) citó a The SAGE Glossary of the Social and Behavioral Sciences (2009b) indicando:

Podría definirse al diseño no experimental como la investigación que se lleva a cabo sin que se manipulen las variables, se refiere a investigaciones en donde no se hace variar intencionalmente la variable independiente para ver el impacto en otras variables.

El diseño del informe de investigación es no experimental porque las estructuras no se llegarán a construir solo se hará un análisis estructural semejando a la realidad. También porque no manipularemos de forma intencional las variables dado que nuestro variable independiente solo servirá para definir qué estructura es más rentable y no se realizará cambios significativos en la variable independiente.

El diseño de investigación es no experimental de tipo transversal descriptivo

El libro de metodología de la investigación de Hernández Sampieri *et al.* (2014) cito a Liu (2008) y Tucker (2004) quienes indicaron: “La investigación de diseño transversal realiza la recolección de datos en un tiempo único, y en un solo momento”.

El libro de metodología de la investigación de Hernández Sampieri *et al.* (2014) explicaron:

El diseño transversal descriptivo, consiste en localizar una o diversas variables a un grupo de objetos, personas u otros seres vivos, situaciones, etc., y facilitar su descripción. Son investigaciones solamente descriptivas y

las hipótesis que se establecen también son descriptivas que puede ser en cifra o valores.

El diseño de investigación es de tipo no experimental transversal de tipo descriptivo, debido a que la recolección de datos se realizará en un momento único y que los resultados se harán de manera descriptiva utilizando datos numéricos.

3.2 Variables y operacionalización

Variable independiente

Villasis y Miranda (2016) explicaron:

Se considera Variable independiente cuando se busca establecer una conexión entre 2 o más variables; la variable independiente y la dependiente, estarán integradas en investigaciones comparativas o analíticas, porque el investigador quiere observar el efecto positivo o negativo que tiene la variable independiente sobre la dependiente.

En el presente proyecto de investigación nuestra variable independiente viene a ser Estructura de concreto armado y Estructura de acero porque en esta variable haremos el diseño de cada estructura para así compararlas y determinar la influencia sobre la variable dependiente y será de enfoque cuantitativo.

Definición conceptual: variable independiente “estructura de concreto armado y estructura de acero”:

La NTP-E.030 indicó: “estructura de concreto armado es una estructura conformada por elementos de concreto reforzado que debe contener la cantidad mínima de acero corrugado especificado en la norma que sirven para soportar cargas”.

La NTP-E.090 indicó: “una estructura de acero es una estructura que está conformada por elementos de acero. Se comprende a estos elementos como columnas, vigas, montantes y otros que participan en el sistema estructural de las edificaciones de acero”.

Variable dependiente

El libro de Hernández Sampieri (6ta edición, 2014) indicó: “No se manipula la variable dependiente, esta se mide para ver el efecto que la variable independiente tiene sobre ella”.

En el presente informe de investigación nuestra variable dependiente es Diseño estructural de vivienda multifamiliar ya que esta variable no la vamos a manipular, sino que la mediremos a través de un cuadro comparativo para ver el efecto que la variable independiente tiene sobre ella.

Definición conceptual: variable dependiente “diseño estructural de vivienda multifamiliar”:

Colina Martínez, Jaime de la y Ramírez de Alba, Horacio (2000) explicaron: “El diseño estructural de una vivienda multifamiliar es el proceso creativo donde se determina la forma y las características que debe tener la estructura de una vivienda, comprende las etapas de estructuración, análisis y dimensionamiento”.

3.3 Población, muestra y muestreo

A. Población

Arias, Miranda y Villasis, (2016) explicaron:

La población es un grupo que se define, limita y que tiene que ser accesible para que pueda ser un referente en la elección de la muestra y que esta debe cumplir con un orden de criterios preestablecidos, es importante precisar la población de estudio ya que a partir de una muestra será posible extender los resultados que se obtuvieron de la investigación hacia la población.

Para el presente informe de investigación nuestra población será todos los lotes construidos y no construidos de la manzana G del Grupo 7, Sector 3 del distrito de Villa el Salvador.

B. Muestra:

El libro de metodología de la investigación de Hernández Sampieri *et al.* (2014) explicó: “la muestra viene a ser una pequeña proporción de la población, que pueden estar categorizadas en dos grandes ramas: las muestras probabilísticas y las muestras no probabilísticas” (p. 175).

El libro de metodología de la investigación de Hernández Sampieri *et al.* (2014) explicó:

Una muestra no probabilística es un procedimiento de selección que se extrae de acuerdo a las características de la investigación o los propósitos del investigador en esta rama la forma de escoger la muestra no se basa en fórmulas de probabilidad, sino que depende de la decisión que toma el investigador.

En el informe de investigación se tomará una muestra no probabilística por las características del proyecto de investigación ya que el diseño de ambas estructuras se realizará en un solo lote.

La muestra será el lote. 16 de la manzana. “G” del Grupo 7, Sector 3 del distrito de Villa el Salvador el cual es un terreno de 140 m².

C. Muestreo:

Otzen y Manterola (2017) explicaron: “El muestreo intencional acepta escoger una muestra de una población dependiendo de las características que se necesitan para investigar y solo en estos casos la muestra debe ser pequeña”.

Para el presente informe de investigación aplicaremos el muestreo no probabilístico intencional porque nosotros escogemos la muestra de acuerdo a las características del proyecto de investigación.

D. Unidad de análisis

La unidad de análisis para el presente proyecto de investigación será el área del terreno de 140 m² ubicada en el Sector 3, Grupo 7, Mz. G. Lot. 16, en el Distrito de Villa El Salvador, ya que el área de este terreno servirá para

proyectar nuestros diseños (estructura de concreto armado y estructura de acero) y poder hacer la comparación de ambos.

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

El libro de metodología de la investigación de Hernández Sampieri *et al.* (2014) explicó:

La recolección de datos se realiza mediante técnicas e instrumentos de medición, deben mostrar coherencia con las variables de la investigación sus requisitos son: objetividad, validez y confiabilidad. Recolectar datos involucra preparar un plan detallado de procedimientos que nos lleven a juntar datos con un propósito específico. (Pg. 197-198)

Las técnicas que usaremos para la recolección de información para la elaboración del proyecto de investigación será:

- Observación de campo.
- Revisión de informe de microzonificación del Distrito.
- Recopilación de información del RNE.

Los instrumentos que usaremos para las técnicas de recolección de datos serán los siguientes:

- Fichas técnicas.
- Estudio de suelos (ya elaborado)

La validez y confiabilidad se medirá de la siguiente manera:

Santos (2017) explicó: “un instrumento de medición tiene que ser confiable de lo contrario no sería válido, el instrumento es válido si mide o comprueba aquello que queremos medir”.

La validez del instrumento que es la Ficha Técnica es de elaboración propia para la recolección de datos, se procederá a validar por el juicio de expertos que serán dos ingenieros civiles, los cuales evaluarán el procedimiento de cómo se está recolectando la información para que así pueda garantizar la fiabilidad del presente proyecto a realizar.

La validez de la ficha técnica se realiza con el coeficiente V de Aiken:

$$V_i = S / (n(c - 1))$$

Figura 1. Fórmula para calcular el coeficiente de Aiken

Dónde:

S: sumatoria de las respuestas de los expertos por cada ítem

n: número de expertos

N: número de ítem

C: número de valores en la escala de valoración (dos acuerdo y desacuerdo)

La validez de la ficha se determina al hallar el promedio, de la siguiente manera:

$$V_c = V_i / N$$

Figura 2. Fórmula para calcular la validez del instrumento

Dónde:

Vc: Sumatoria de los índices de validez

Interpretación de los resultados:

Tabla 1.

Rangos y Magnitudes para la validez de instrumento.

Rangos	Magnitudes
1.00	Validez débil
1.50	Validez aceptable
2.00	Validez fuerte

Fuente: elaboración propia.

3.5 Procedimientos

Los procedimientos para la recolección de información del presente proyecto de investigación se realizarán en dos etapas, la primera etapa será dirigirse a la zona donde se proyectará los diseños estructurales y la segunda etapa será un trabajo

de gabinete donde la recolección de datos será a través de un estudio de suelos ya realizado y del reglamento nacional de edificaciones (E.020, E.030, E.060, E.090)

Primera etapa:

- Elaboraremos una ficha técnica de recolección de datos en campo.
- Visitaremos el lugar donde se proyectará los diseños estructurales (Manzana “G” del Sector 3, Grupo 7 en el Distrito de Villa El Salvador).
- Realizaremos el metraje del terreno del lote 16 de la Manzana “G” del Sector 3, Grupo 7 para determinar el área a diseñar.

Segunda Etapa:

- Revisión de estudio de suelos.
- Elaborar ficha técnica para la recolección de datos de peligros sísmicos donde se ubicará la estructura.
- Encontrar la zona sísmica donde se encuentra la estructura.
- Encontrar el perfil del suelo del terreno.
- Determinar que categoría es la estructura.
- Determinar qué sistema estructural se va emplear.
- Determinar las cargas a las que estará expuesta la estructura.
- Determinar el método de diseño para cada estructura.

3.6 Método de análisis de datos

En el presente informe los procesamientos y análisis de datos que usamos para llegar a nuestros objetivos fueron los siguientes:

El libro de metodología de la investigación de Hernández Sampieri *et al.* (2014) explicó: “En investigaciones cuantitativos el análisis de datos se ejecuta a través de los niveles de variación de las variables por medio de la estadística inferencial o descriptiva” (Pg. 271).

El libro de metodología de la investigación de Hernández Sampieri *et al.* (2014) mencionó: “la estadística descriptiva se basa en medidas de tendencia central,

gráficas, puntuaciones distribución de frecuencias y medidas de variabilidad” (Pg. 271).

Para la representación de nuestros resultados utilizamos la estadística descriptiva porque se mostrará a través de tablas, figuras y análisis. Para el cual usaremos el programa Excel.

Para llegar a estos resultados se realizará los siguientes procesamientos de datos:

- Estructuración de ambos diseños con las medidas obtenidas en campo. Con el software AutoCAD.
- Calculo de Metrado de cargas. Se realizará con la combinación de cargas que da la norma E-020 siguiendo el parámetro del uso que tendrá la estructura.
- Análisis Sísmico (Análisis estático y Análisis Dinámico Modal Espectral). Siguiendo los parámetros de la norma E-030. Se realizará con el Software ETABS.
- Diseño de los elementos estructurales de concreto armado con el método “diseño por resistencia, siguiendo los parámetros de la norma E-060”.
- Diseño de los elementos estructurales de acero con el método LRFD (Diseño por factores de carga y resistencia), siguiendo los parámetros de la E-090.
- Elaboración de programación de obra con el software MS Project 2016.
- Elaboración de Costos y Presupuestos mediante el software S10.

3.7 Aspectos éticos

Carcausto y Morales (2017) explicaron:

La ética refleja la acción del investigador y también el desarrollo del proyecto de investigación. La ética del investigador está muy bien relacionada con el desarrollo de la investigación y con la muestra de resultados la cual debe ser completamente confiable.

Del Castillo y Rodríguez (2017) explicaron:

La ética se trata de las obligaciones y de la moral del hombre, se encuentra presente en cualquier accionar del hombre. Para ser un buen profesional todas las intervenciones deben ser evaluadas, con la máxima severidad en el aspecto técnico, ético o moral. Es importante precisar los contenidos y desarrollo de la investigación mediante normas tanto nacionales como internacionales por las que se deben guiar los estudios.

Nuestro informe de investigación rige respecto a los siguientes aspectos éticos:

A. Respeto a la autoría de las fuentes de información:

Todos los conceptos extraídos de fuentes nacionales e internacionales están debidamente citados tal como indica la Norma APA para respetar el derecho de autoría.

B. Cumplimiento de los principios éticos del colegio de ingenieros del Perú:

La ética define nuestros criterios y conceptos que guían nuestra conducta como futuros ingenieros lo cual estará presente en todo el proceso del desarrollo del proyecto de investigación, la ética profesional es un grupo de valores y normas que nos hacen mejorar o crecer como profesionales y que estas se verán reflejadas en el transcurso del desarrollo del proyecto de investigación y actividades profesionales futuros.

El código de ética del colegio de ingenieros del Perú nos establece normas y procedimientos que deben estar aplicadas en el campo de la ética profesional la cual se debe cumplir en el desarrollo del proyecto de investigación respetando las normas aplicadas y con la validación de ingenieros expertos.

El código de ética del colegio de ingenieros del Perú también nos establece sanciones y procedimientos disciplinarios correspondientes. La cual es aceptada al no respetar como profesionales las normas establecidas tanto en el desarrollo de proyecto de investigación como en el transcurso de nuestra carrera profesional.

IV. RESULTADOS

Ubicación:

El terreno donde se está proyectando el presente diseño está ubicada en el Distrito de Villa El Salvador, en el Sector 3, Grupo 7, Mz G, Lot. 16 - Lima.

Datos De la Edificación

El terreno cuenta con una Área Total de 140 m², y el área a construir es de 129.5 m². La edificación está diseñada para uso de vivienda multifamiliar, y cuenta con 5 niveles, la altura entre pisos es de 3 metros.

Cargas de Diseño

Para determinar las cargas de diseño tomamos como base la norma E.020 (Cargas), los tipos de cargas a las que estará sometida las estructuras son las siguientes:

Carga Muerta (w_d): Que viene a ser el peso propio de los elementos estructurales y el peso de los acabados.

Carga viva (w_l): Que viene a ser el peso de la sobrecarga.

Carga de Sismo: Que viene a ser la fuerza sísmica y que ha sido calculada según la norma E.030.

Diseño Estructural de Concreto Armado

Tabla 2

Características del material para la estructura de concreto armado

Resistencia del concreto	$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	0.15
Módulo de elasticidad del concreto	$217,370.65 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero	$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del acero	$2,000,000 \text{ kg/cm}^2$

Fuente: elaboración propia.

Estructuración

La estructura debe ser lo más simple y limpia posible, para que el análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real. En la estructuración que se muestra a continuación se tomó en cuenta los siguientes puntos, simplicidad y simetría, resistencia y ductilidad, uniformidad y continuidad de la estructura y se considera la losa como un diafragma rígido.

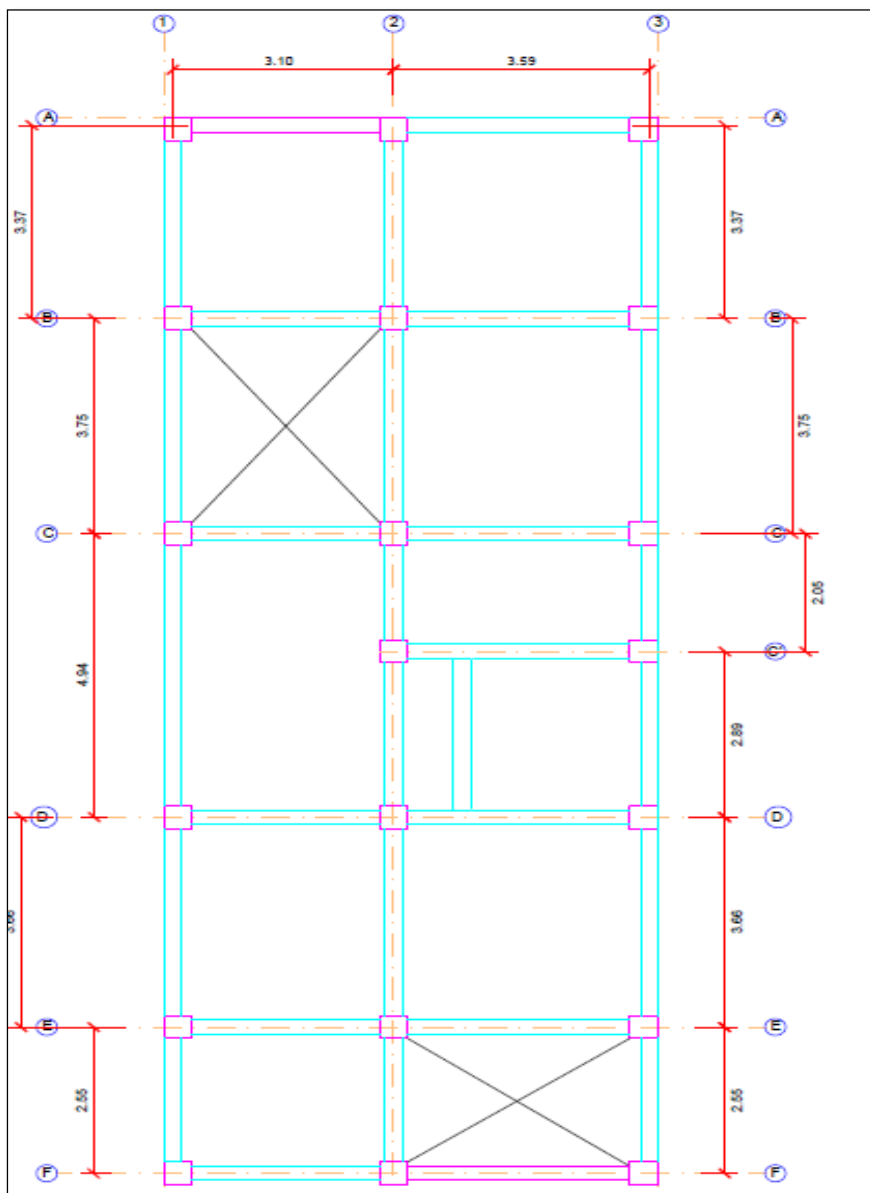


Figura 3. Plano de estructuración de la estructura de concreto armado.

Predimensionamiento

Predimensionamiento de losa aligerada

Los espesores de la losa están en relación con las luces de los paños. El tipo de losa que se va a diseñar es una losa aligerada en una dirección. Para determinar la dirección de la losa aligerada se tomó la luz mayor del eje "X" y la luz mayor del eje "Y", y de ambos se tomó la luz menor para la dirección de la losa aligerada.

La luz libre menor se encuentra en el eje x, con una luz de 3.72 metros, entonces la dirección de la losa será en el eje x.

Para el determinar el espesor de la losa aligerada aplicamos la formula $L/21$, porque la sobrecarga es menor a 300 kg/m²

$$\frac{L}{21} = \frac{3.72}{21} = 0.18 \text{ m}$$

El peralte de la losa salió 18 cm, entonces por norma se tomó el valor más cercano que sería 20 cm.

Para comprobar que la losa aligerada trabajará en una dirección se tiene que cumplir lo siguiente:

$$\frac{L_{\text{mayor}}}{L_{\text{menor}}} < 2$$

Los valores de las luces son de la losa aligerada y se toma del eje "X", siendo el siguiente:

$$L_{\text{mayor}} = 3.345 \text{ m}$$

$$L_{\text{menor}} = 2.855 \text{ m}$$

$$\frac{3.345}{2.855} = 1.17 < 2$$

Entonces como el resultado fue menor que 2, nuestra losa trabajará en una dirección.

Predimensionamiento de vigas

Se tiene vigas en dos direcciones y son las vigas principales y las vigas secundarias, las vigas secundarias tienen la misma dirección que la losa aligerada y la viga principal está perpendicularmente a la viga secundaria.

- Viga principal – Dirección Eje “Y”
- Viga secundaria – Dirección Eje “X”

Viga Principal

Para calcular el peralte de la viga se tomó la longitud mayor del eje “Y” para cumplir con lo siguiente:

$$H = \frac{L}{12} @ \frac{L}{10}$$

H = peralte de viga principal

L = longitud de viga

La longitud más desfavorable en el Eje “Y” es de 4.94 metros entonces:

$$H = \frac{4.94}{12} @ \frac{4.94}{10} = 0.45 \text{ m}$$

Para calcular la base se aplicó lo siguiente:

$$B = 0.3H @ 0.5H \rightarrow B = 0.3(4.94) @ 0.5(4.94) = 0.18\text{m}$$

La base nos salió 0.18 m, pero según el RNE el espesor mínimo de la base de una viga debe ser de 0.25 m. Entonces la medida de la viga principal es de 25cm x 45cm.

Viga secundaria

Para calcular el peralte de la viga secundaria se tomó en cuenta lo siguiente:

$$H = \frac{L}{14}$$

H = peralte de viga secundaria

L = longitud de viga

La longitud más desfavorable en el eje “X” es de 3.72 metros entonces.

$$H = \frac{3.72}{14} = 0.27 \approx 0.30 \text{ m}$$

Para calcular la base se aplicó lo siguiente:

$$B = 0.3H @ 0.5H \rightarrow B = 0.3(3.72) @ 0.5(3.72) = 0.12 \text{ m}$$

La base nos salió 0.12 m, pero según el RNE el espesor mínimo de la base de una viga debe ser de 0.25 m. Entonces la medida de la viga secundaria es de 0.25m x 0.30 m.

Predimensionamiento de columnas

El Predimensionamiento de las columnas se hizo según recomienda el código ACI que es la siguiente:

$$\text{Area de columna} = \frac{\text{Peso servicio}}{n \times f'c}$$

El peso de servicio es igual al producto del peso gravitatorio por el área tributaria y el número de pisos, se tendrá cuatros tipos de columnas las cuáles serán las siguientes:

Tabla 3

Tipos de columnas en la estructura

Tipo	Descripción	Carga de servicio/factor
C1	Columna inferior	Ps = 1.1 x Pg n = 0.25
C2	Columna extrema en eje Y	Ps = 1.25 x Pg n = 0.25
C3	Columna extrema en eje X	Ps = 1.25 x Pg n = 0.25
C4	Columna de esquina	Ps = 1.5 x Pg n = 0.20

Fuente: código ACI.

Para el Predimensionamiento de cada tipo de columna se calculó el peso según el área tributaria correspondiente a cada columna.

Columna C-1

Peso servicio = 71062.76 kg

n = 0.25

f'c = 210 kg/cm²

$$\text{Area de columna} = \frac{71062.76}{0.25 \times 210} = 1353.58 \text{ cm}^2$$

Entonces calculada el área de la sección de la columna C-1, las dimensiones de la columna son 0.40m x 0.40m.

Columna C-2

Peso servicio = 51917.44 kg

n = 0.25

f'c = 210 kg/cm²

$$\text{Area de columna} = \frac{51917.44}{0.25 \times 210} = 988.90 \text{ cm}^2$$

Entonces calculada el área de la sección de la columna C-2, las dimensiones de la columna son 0.25m x 0.40m.

Columna C-3

Peso servicio = 42693.062 kg

n = 0.25

f'c = 210 kg/cm²

$$\text{Area de columna} = \frac{42693.060}{0.25 \times 210} = 813.20 \text{ cm}^2$$

Entonces calculada el área de la sección de la columna C-3, las dimensiones de la columna son 0.25m x 0.40m.

Columna C-4

Peso servicio = 40681.719 kg

n = 0.20

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Area de columna} = \frac{40681.719}{0.20 \times 210} = 968.61 \text{ cm}^2$$

Entonces calculada el área de la sección de la columna C-4, las dimensiones de la columna son 0.25m x 0.40m.

Metrado de cargas

Las cargas que van a intervenir para el diseño de la estructura de concreto armado son las siguientes:

Tabla 4

Metrado de carga muerta (wd) para la estructura de concreto armado

Descripción	Carga
Peso piso terminado	: 80 kg/m ²
Peso de tabiquería	: 170 kg/m ²
Peso de losa aligerada	: 300 kg/m ²

Fuente: elaboración propia.

Tabla 5

Metrado de carga viva (wl)

Descripción	Carga
Sobrecarga por piso	: 200 kg/m ²
Sobrecarga último piso	: 100 kg/m ²

Fuente: elaboración propia.

Análisis Sísmico

Para el análisis sísmico el Reglamento Nacional de Edificaciones – E.030 nos menciona, que se puede utilizar uno de los procedimientos siguientes:

- El Análisis estático o de fuerzas equivalentes.
- El Análisis dinámico modal espectral.

Para el presente diseño de nuestra estructura se hizo el análisis sísmico con los dos procedimientos, el Análisis estático y el Análisis dinámico modal espectral, y para ambos procedimientos utilizamos como herramienta el software Etabs.

Modelo estructural

Calculado el Predimensionamiento de los elementos estructurales de concreto armado y las cargas que participarán en ella, se procedió a modelar la estructura en el Etabs la cual es la que se muestra a continuación:

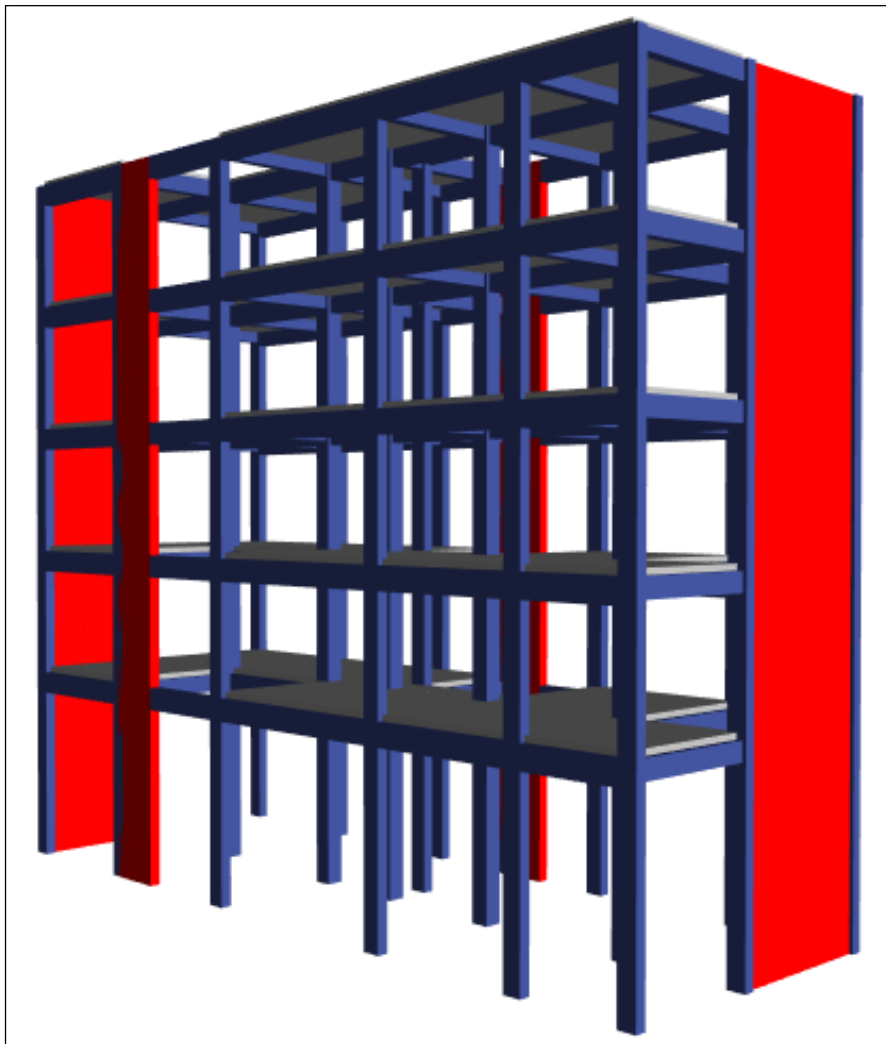


Figura 4. Modelo estructural de la estructura de concreto armado.

Parámetros para el Análisis Sísmico

Tabla 6

Parámetros de irregularidad en altura en la estructura de concreto armado

Irregularidad	Condición
Rigidez-Piso blando	No tiene
Resistencia-Piso débil	No tiene
Masa o peso	No tiene
Geométrica vertical	No tiene
Discontinuidad en los sistemas resistentes	No tiene

Fuente: elaboración propia.

Tabla 7

Parámetros de irregularidad en planta en la estructura de concreto armado

Irregularidad	Condición
Torsional	No tiene
Esquina entrante	No tiene
Discontinuidad de diafragma	No tiene
Sistemas no paralelos	No tiene

Fuente: elaboración propia.

Tabla 8

Parámetros sísmicos de la zona para la estructura de concreto armado

Descripción	Símbolo	Factor
Zonificación	Z	0.45
Categoría de edificación	U	1.00
Factor de amplificación sísmica	C	2.50
Perfil de suelo	S	1.10
Coeficiente de Reducción sísmica	Rx	6
	Ry	7

Fuente: elaboración propia.

Análisis estático

- **Peso sísmico**

El peso sísmico es la que se muestra a continuación.

Tabla 9

Resultados del peso de la estructura de concreto armado

N° Pisos	h (m)	hi	Masa	Peso (tonf)
5	3	16.5	9.602	94.168
4	3	13.5	11.975	117.436
3	3	10.5	11.975	117.436
2	3	7.5	11.975	117.436
1	4.5	4.5	12.675	124.309
Total				570.785

Fuente: elaboración propia.

- **Fuerza cortante en la base**

La fuerza cortante total en la base de la estructura, fue calcula según el RNE, que menciona lo siguiente:

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

Entonces remplazando los datos nuestra fuerza cortante en la base de la estructura en la dirección "X" es la siguiente:

$$V_x = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.1}{6} \times 570.79 = 117.73 \text{ tonf}$$

La fuerza cortante en la base de la estructura en la dirección "Y" es la siguiente:

$$V_y = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.1}{7} \times 570.79 = 100.91 \text{ tonf}$$

- **Distribución de Fuerza sísmica por piso**

la fuerza sísmica horizontal en cada piso se calculó según el RNE, que menciona lo siguiente:

$$F_i = \alpha_i \times V$$

Entonces nuestras fuerzas sísmicas en cada piso en la dirección “X” y “Y” es la siguiente:

Tabla 10

Resultados de fuerzas sísmicas en el eje x en la estructura de concreto armado

N° Pisos	Peso (ton)	Pi *hi^k	α_i	F_i (ton)
5	94.168	1553.766	0.2673	26.974
4	117.436	1585.388	0.2728	27.523
3	117.436	1233.079	0.2122	21.407
2	117.436	880.771	0.1515	15.291
1	124.309	559.392	0.0962	9.711

Fuente: elaboración propia.

Tabla 11

Resultados de fuerzas sísmicas en el eje y en la estructura de concreto armado

N° Pisos	Peso (ton)	Pi *hi^k	α_i	F_i (ton)
5	94.168	1553.766	0.2673	31.470
4	117.436	1585.388	0.2728	32.111
3	117.436	1233.079	0.2122	24.975
2	117.436	880.771	0.1515	17.839
1	124.309	559.392	0.0962	11.329

Fuente: elaboración propia.

Análisis dinámico modal espectral

El análisis dinámico modal espectral se desarrolló en el Etabs siguiendo los parámetros que el RNE nos exige.

- **Análisis modal**

Con el análisis modal obtuvimos el periodo para cada tipo de modo, como nuestra estructura es de 5 niveles se tuvo 15 modos de vibración, las cuales son la que se muestra a continuación:

Tabla 12

Resultados de modos de vibración en la estructura de concreto armado

Modo	Periodo (seg)
1	0.463
2	0.363
3	0.244
4	0.141
5	0.083
6	0.073
7	0.065
8	0.064
9	0.062
10	0.057
11	0.056
12	0.056
13	0.056
14	0.056
15	0.055

Fuente: elaboración propia.

- **Aceleración espectral**

El espectro de respuesta con los parámetros sísmicos que se mencionó en la dirección "X" es la siguiente:

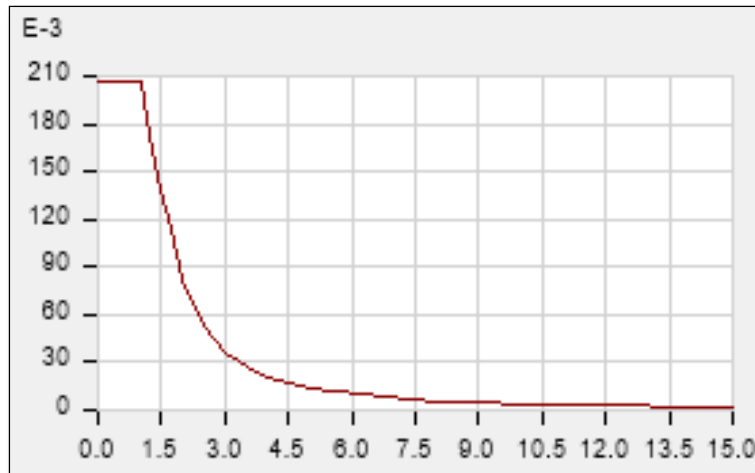


Figura 5. Espectro de respuesta de la estructura de concreto armado en el eje x.

El espectro de respuesta con los parámetros sísmicos que se mencionó en la dirección “Y” es la siguiente:

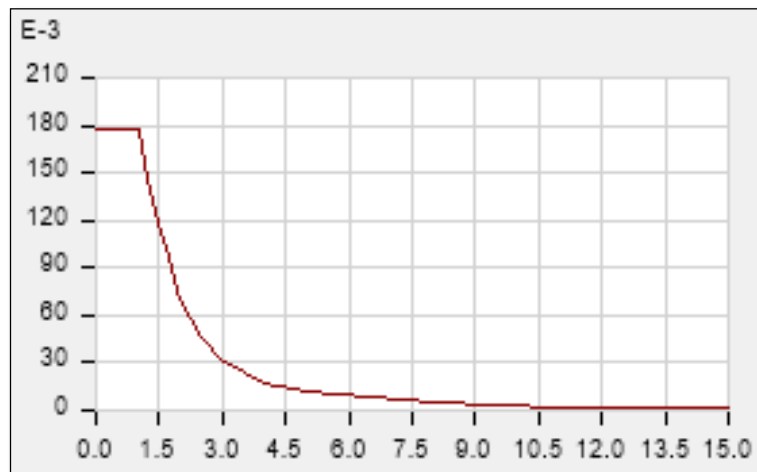


Figura 6. Espectro de respuesta de la estructura de concreto armado en el eje y.

Fuerza cortante en la base

El Reglamento Nacional de Edificaciones-E.030 nos menciona que la fuerza cortante en la base en cada dirección (X, Y) no debe ser menor que el 80% de la fuerza cortante calculada en el Análisis estático, para estructuras regulares.

Tabla 13

Resultado de la fuerza cortantes basal de la estructura de concreto armado en el eje x

Cortante dinámica (ton)	Cortante estatica (ton)	Porcentaje %	Condición
95.65	117.87	81%	Cumple

Fuente: elaboración propia.

Tabla 14

Resultados de la fuerza cortante basal de la estructura de concreto armado en el eje y

Cortante dinámica (ton)	Cortante estatica (ton)	Porcentaje %	Condición
89.95	101.02	89%	Cumple

Fuente: elaboración propia.

Entonces se puede ver que la cortante obtenida en el análisis dinámico cumple con lo que nos menciona el Reglamento Nacional de Edificaciones -E.030.

Desplazamiento Lateral

Los valores de los desplazamientos laterales por piso, fueron sustraídos del análisis por sismo en cada dirección que se realizó en el software Etabs, a continuación, se muestra los desplazamientos provocados por el sismo en la dirección "X".

Tabla 15

Resultados de los desplazamientos de la estructura de concreto armado en la dirección x

N° Pisos	Altura (m)	Desplazamiento (mm)
Piso 5	16.5	13.846
Piso 4	13.5	10.768
Piso 3	10.5	7.615
Piso 2	7.5	4.591
Piso 1	4.5	2.023

Fuente: elaboración propia.

Los desplazamientos provocados por el sismo en la dirección “Y” son los siguientes:

Tabla 16

Resultados de los desplazamientos de la estructura de concreto armado en la dirección y

N° Pisos	Altura (m)	Desplazamiento (mm)
Piso 5	16.5	12.3224
Piso 4	13.5	11.0202
Piso 3	10.5	9.1362
Piso 2	7.5	6.6727
Piso 1	4.5	3.7941

Fuente: elaboración propia.

Derivas y/o Distorsión por piso

Para el obtener las derivas de entrepiso de nuestra estructura de concreto armado se hizo siguiendo los pasos que nos indica el RNE – E.030, que nos menciona que para las estructuras regulares para obtener la deriva final se multiplica la deriva elástica calculada por 0.75R y ese valor no tiene que ser mayor que el límite de distorsión que nos da la norma para estructuras de concreto armado, que es la que se muestra en el siguiente cuadro.

Tabla 17

Límites para la distorsión del entrepiso en estructuras de concreto armado

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007

Fuente: Norma de diseño sismorresistente E.030.

Entonces el resultado de nuestras derivas de entrepiso de la estructura en el eje “X” y “Y” son las siguientes:

Tabla 18

Resultados de la deriva o distorsión de la estructura de concreto armado en la dirección x

N° Pisos	Altura (m)	Desplazamiento (mm)	Derivas Δ elastica	Distorsión Δ	Condición
Piso 5	16.5	13.846	0.00102	0.0046	cumple
Piso 4	13.5	10.768	0.00105	0.0047	cumple
Piso 3	10.5	7.615	0.00101	0.0045	cumple
Piso 2	7.5	4.591	0.00086	0.0039	cumple
Piso 1	4.5	2.023	0.00045	0.0020	cumple

Fuente: elaboración propia.

Tabla 19

Resultados de la deriva o distorsión de la estructura de concreto armado en la dirección y

N° Pisos	Altura (m)	Desplazamiento (mm)	Derivas Δ elastica	Distorsión Δ	Condición
Piso 5	16.5	12.322	0.00043	0.0023	cumple
Piso 4	13.5	11.020	0.00063	0.0033	cumple
Piso 3	10.5	9.136	0.00082	0.0043	cumple
Piso 2	7.5	6.673	0.00096	0.0050	cumple
Piso 1	4.5	3.794	0.00084	0.0044	cumple

Fuente: elaboración propia.

Entonces el resultado de estas derivas en ambas direcciones también la hemos reflejado en un gráfico la cual esta expresada de la siguiente manera:

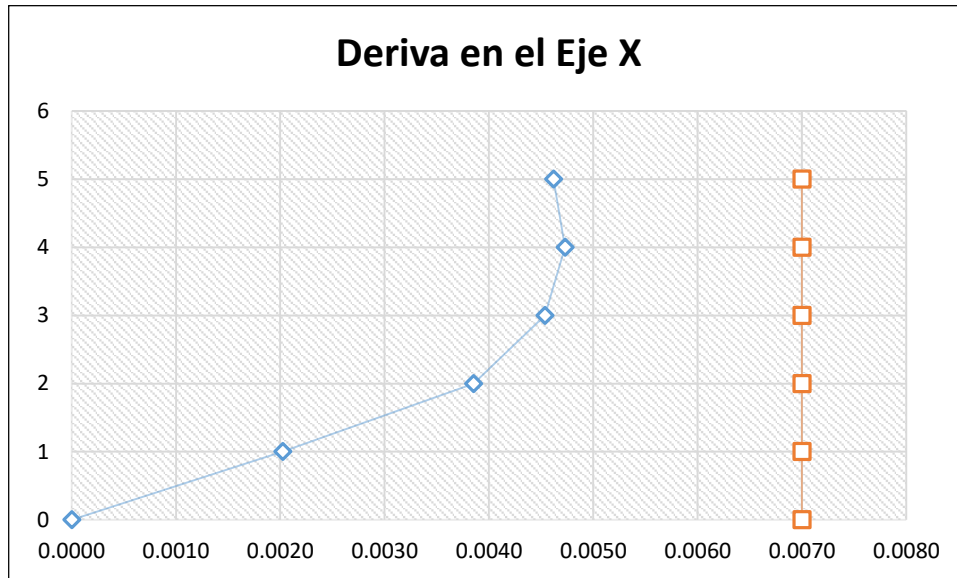


Figura 7. Gráfico de las derivas de entresido de la estructura de concreto armado en la dirección x.

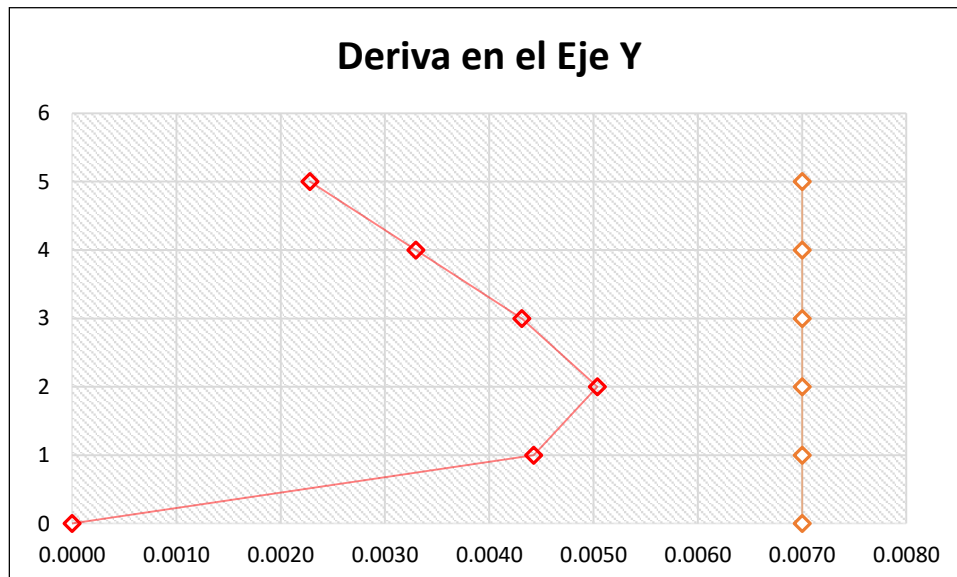


Figura 8. Gráfico de las derivas de entresido de la estructura de concreto armado en la dirección y.

Entonces de los datos obtenidos y de los gráficos representativos se puede decir que los desplazamientos en los entresidos de la estructura son menores a los que nos indica en el RNE-E.060 que es 0.007, lo que significa que nuestra estructura no se va a desplazar más de lo nos indica la norma.

Separación entre edificios

El lugar donde se está proyectando el diseño tiene edificaciones adyacentes existentes, por ende, tiene que contar con una junta sísmica, pero como no se tuvo los resultados de los desplazamientos máximos de las edificaciones adyacentes, para el cálculo de la distancia de la junta sísmica aplicamos lo que el RNE-E.060 nos indica que es lo siguiente:

$$S = 0,006h \geq 0.03 \text{ m}$$

Entonces la distancia de la junta sísmica será la siguiente:

$$S = 0,006 \times 16.5 = 0.99 \text{ m}$$

La distancia de la junta sísmica lateral en ambos ejes será de 10 cm.

Diseño de elementos estructurales

El diseño de los elementos estructurales se realizó con los datos obtenidos del Análisis que se hizo en el software Etabs, y también se realizó cumpliendo los parámetros que nos indica el Reglamento Nacional de Edificaciones – E.060.

Diseño de Losa Aligerada

la losa aligerada en una dirección ha sido diseñada como una viga T y las medidas son las que fueron calculadas en el capítulo de Predimensionamiento, teniendo una altura de 20 cm, se diseñó a partir de los datos obtenidos del Análisis en el Etabs.

- **Diseño por Flexión**

Datos:

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$b_w = 10 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Metrado de Cargas:

$$\text{Peso losa} = p_l = 0.4\text{m} \times 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso (tabiquería y piso terminado)} = p_t = 0.4\text{m} \times 320 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 128 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga muerta (CM)} = w_d = p_l + p_t = 248 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga viva (CV)} = 0.4\text{m} \times 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 80 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Combinación de cargas

$$\text{Combo 1} = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

Aplicada la combinación de carga en el Análisis, obtuvimos nuestro diagrama de momento flector y fuerza cortante para poder diseñar que son las siguientes:

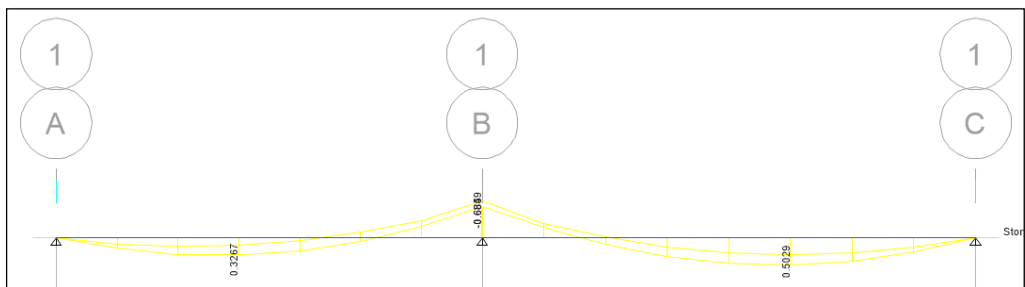


Figura 9. Diagrama de momento flector de losa aligerada.

Tramo A-B (centro)

$$b = 40 \text{ cm} \quad d = 17 \text{ cm} \quad \Phi = 0.9$$

$$M_u = 0.3267 \text{ tonf-m}$$

Para calcular el área de acero longitudinal se aplicó la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\left(\frac{1.7 * f'c * b}{f_y^2} * \left(\frac{0.85 * f'c * b * d^2}{2} - \frac{M_u}{\Phi} \right) \right)} = 0.513 \text{ cm}^2$$

Entonces para esa área de acero se utilizará una varilla de 3/8".

Tramo A-B, B-C (extremo)

$b_w = 10 \text{ cm}$ $d = 17 \text{ cm}$ $\Phi = 0.9$

$M_u = 0.685 \text{ tonf-m}$

Para calcular el área de acero longitudinal se aplicó la siguiente formula:

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b_w * d}{f_y} - \sqrt{\left(\frac{1.7 * f'c * b_w}{f_y^2}\right) * \left(\frac{0.85 * f'c * b_w * d^2}{2} - \frac{M_u}{\Phi}\right)} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Entonces para esa área de acero requerida se utilizará una varilla de 1/2".

Tramo B-C (centro)

$b_w = 40 \text{ cm}$ $d = 17 \text{ cm}$ $\Phi = 0.9$

$M_u = 0.5029 \text{ tonf-m}$

Para calcular el área de acero longitudinal se aplicó la siguiente formula:

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\left(\frac{1.7 * f'c * b}{f_y^2}\right) * \left(\frac{0.85 * f'c * b * d^2}{2} - \frac{M_u}{\Phi}\right)} = 0.793 \text{ cm}^2$$

Entonces para esa área de acero requerida se utilizará de 3/8" y de 1/4"

• **Diseño por corte**

El diagrama de fuerza cortante es la siguiente:

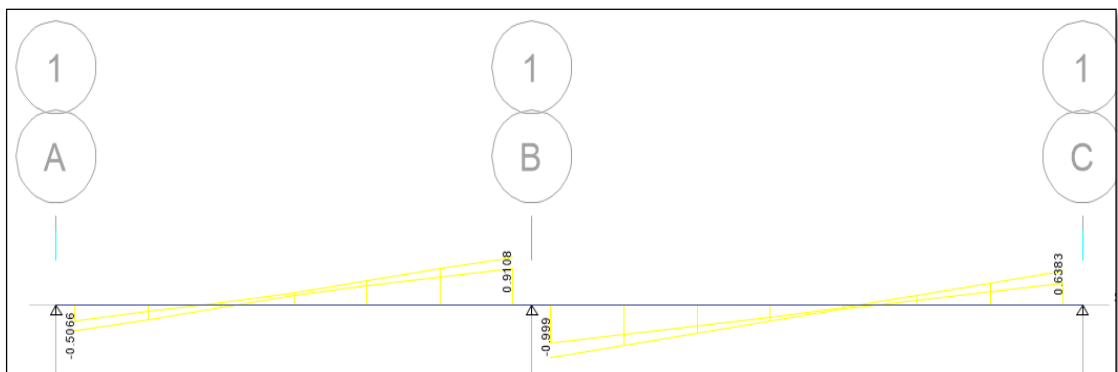


Figura 10. Diagrama de fuerza cortante de losa aligerada.

Para verificar la resistencia de nuestro diseño por cortante se tiene que cumplir lo siguiente: la cortante última obtenida (V_u) no tiene que ser mayor que la cortante del concreto (V_c).

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * b_w * d = 1.436 \text{ tonf}$$

$$V_u = 0.999 \text{ tonf} \quad \text{Cumple es menor que la cortante del concreto.}$$

- **Detalle Final de Losa Aligerada**

Diseñada nuestra losa aligerada en una dirección y cumpliendo la resistencia a flexión, deflexión y cortante, el diseño final de la losa es la que se muestra en la siguiente imagen.

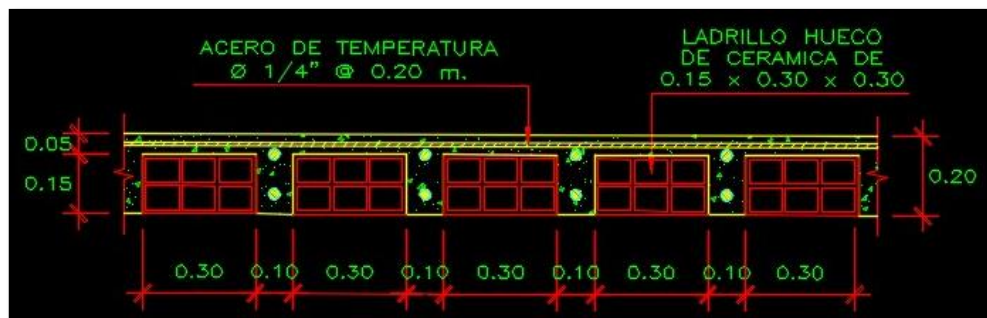


Figura 11. Detalle de losa aligerada.

Diseño de Viga Principal

La viga principal fue diseñada con el Análisis obtenido en el software Etabs siguiendo los parámetros mínimos que nos menciona el Reglamento Nacional De Edificaciones, sabiendo que las vigas se encuentran sometidas a flexión y corte.

- **Diseño por Flexión**

Se tomó como muestra la viga principal del eje 2, debido a que al estar ubicada la viga en el centro recibe mayor carga y por ende se presenta en ese eje el mayor momento flector.

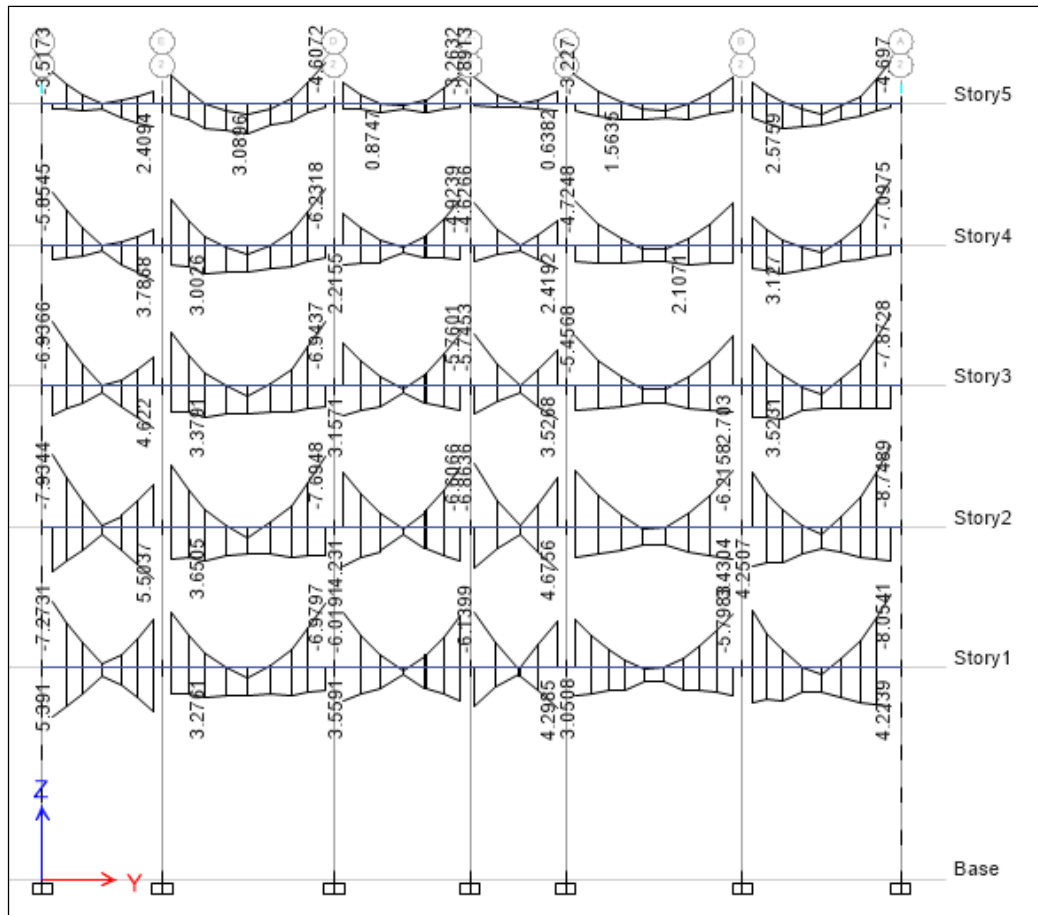


Figura 12. Diagrama de momento flector de viga principal.

Para el diseño de la viga por flexión se tomó como muestra el Piso 2 del Eje 2, debido a que en ese piso tenemos mayor presencia de momento flector tal como se muestra en la vista de elevación. Para mostrar el proceso del procedimiento del diseño de la viga se tomó como muestra el tramo A-B la cual es el siguiente:

Datos

$b = 25 \text{ cm}$ $d = 44 \text{ cm}$ $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

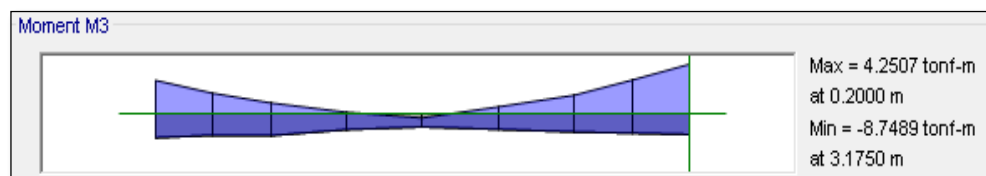


Figura 13. Diagrama de momento flector de viga tramo A-B, segundo nivel.

Cálculo de Acero negativo

$$Mu = 8.7489 \text{ tonf-m}$$

Para calcular la cantidad de acero longitudinal para la viga que se requiere en esa zona aplicamos lo siguiente:

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{1.7 * f'c * b}{f_y^2} * \left(\frac{0.85 * f'c * b * d^2}{2} - \frac{Mu}{\Phi} \right)} = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200} * b * d = 3.667 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.75 * \rho_b * b * d = 17.531 \text{ cm}^2$$

Entonces el acero de refuerzo negativo que se empleará será $3\Phi 1/2'' + 1\Phi 5/8''$.

Cálculo de Acero positivo

$$Mu = 4.2507$$

Para calcular la cantidad de acero longitudinal que se requiere en esa zona aplicamos lo siguiente:

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{1.7 * f'c * b}{f_y^2} * \left(\frac{0.85 * f'c * b * d^2}{2} - \frac{Mu}{\Phi} \right)} = 3.41 \text{ cm}^2$$

Entonces el acero de refuerzo positivo que se empleará será $2\Phi 5/8''$.

- **Diseño por Corte**

Se tomó como muestra la viga principal del eje 2, debido a que al estar ubicada la viga en el centro recibe mayor carga y por ende en ese eje se presenta mayor fuerza cortante.

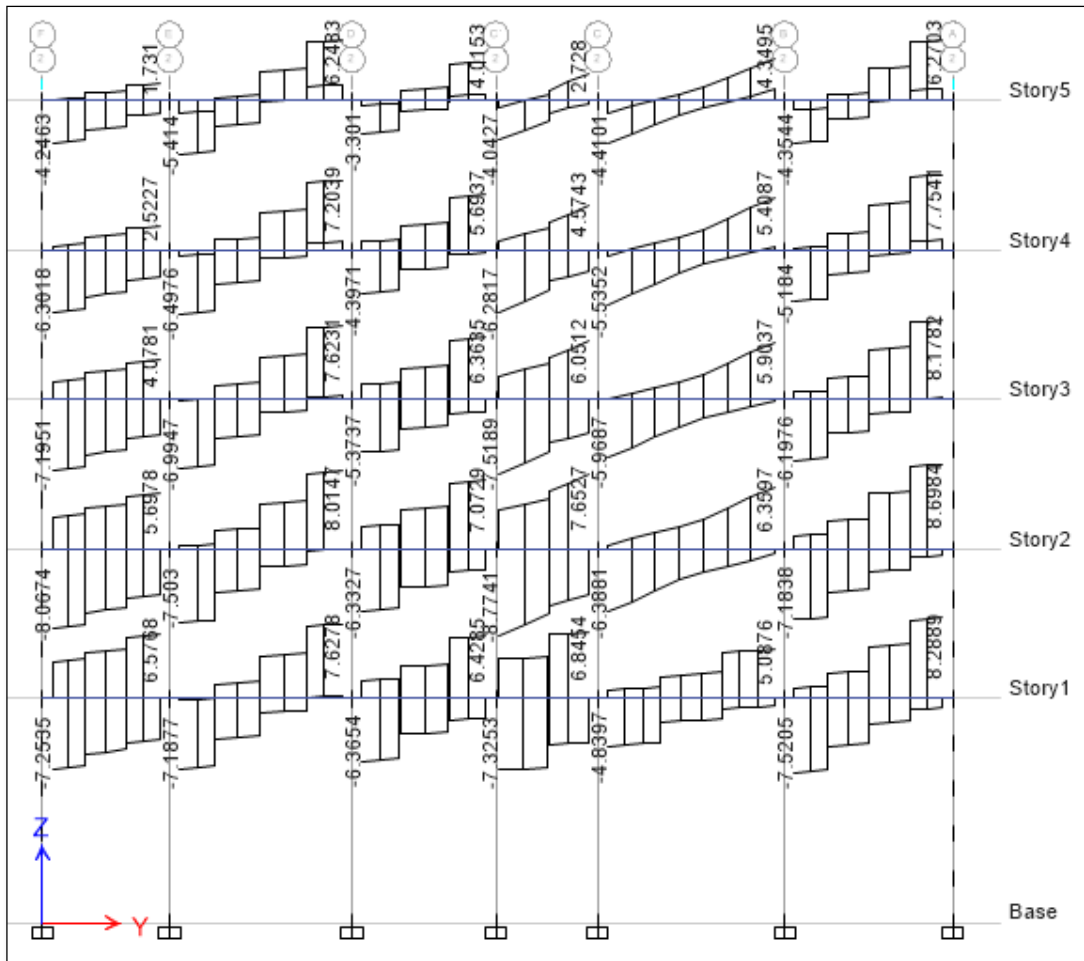


Figura 14. Diagrama de fuerza cortante de viga principal

Para el diseño de la viga por corte se tomó como muestra el Piso 2 del Eje 2, debido a que en ese piso tenemos mayor presencia de fuerza cortante tal como se muestra en la vista de elevación. Para mostrar el proceso del procedimiento del diseño de la viga se tomó como muestra el tramo A-B la cual es el siguiente:

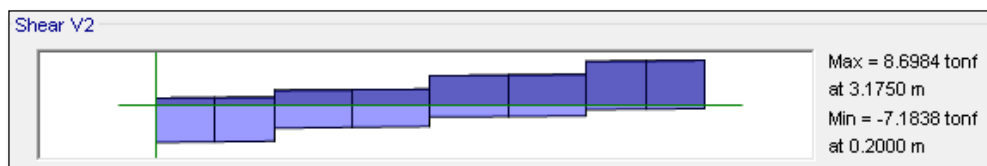


Figura 15. Diagrama de fuerza cortante de viga tramo A-B, segundo nivel.

Datos

$$W_u = 1.25(w_d + w_l) = 0.375 \text{ tonf/m}$$

$$l_n = 2.975 \text{ m}$$

$$V_u = 8.6984 \text{ tonf}$$

Cálculo

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = 9.665 \text{ tonf} \quad \text{la cortante nominal} < \text{cortante ultima, cumple.}$$

$$V_s = V_n = 9.665 \text{ tonf}$$

$$A_v = 2 * 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = 27.151 \text{ cm}$$

$$S_1 = \frac{d}{4} = 11 \text{ cm}$$

$$S_2 = 10 * 1.27 \text{ cm} = 12.7 \text{ cm}$$

$$S_3 = 24 * \frac{3}{8} * 2.54 \text{ cm} = 22.86 \text{ cm}$$

$$S_4 = 30 \text{ cm}$$

$$S_p = \frac{d}{2} = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud de estribaje} = 2 * 50 \text{ cm} = 100 \text{ cm}$$

Entonces los aceros de refuerzo serán varillas de $\Phi 3/8"$, y estará repartida de la siguiente manera, 1 estribo $\Phi 3/8"$ a 5 cm, 10 estribos $\Phi 3/8"$ a 10 cm y el resto de los estribos estarán repartidas a 20 cm.

Longitud de desarrollo

$$l_{df1} = (0.8) * 0.075 * 1 * 1 * \frac{4200}{\sqrt{210}} * \frac{5}{8} * 2.54 \text{ cm} = 27.606 \text{ cm}$$

$$l_{df2} = 0.075 * 1 * 1 * \frac{4200}{\sqrt{210}} * \frac{1}{2} * 2.54 \text{ cm} = 27.606 \text{ cm}$$

Entonces la varilla longitudinal de $5/8"$ y la de $1/2"$ tendrán un anclaje a la columna de 28 cm.

- **Detalle de la sección de la viga principal**

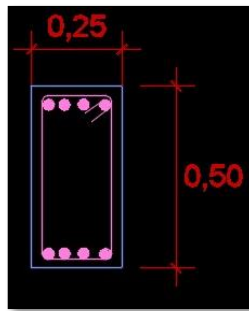


Figura 16. Detalle de la sección de la viga principal.

Diseño de Viga Secundaria

Las vigas secundarias fueron diseñadas con el Análisis obtenido en el software Etabs siguiendo los parámetros mínimos que nos menciona el Reglamento Nacional De Edificaciones, sabiendo que las vigas se encuentran sometidas a flexión y corte

- **Diseño por Flexión**

Para la presente muestra sobre cómo se realizó el cálculo se tomó como muestra la viga secundaria del eje B que está en la dirección "X".

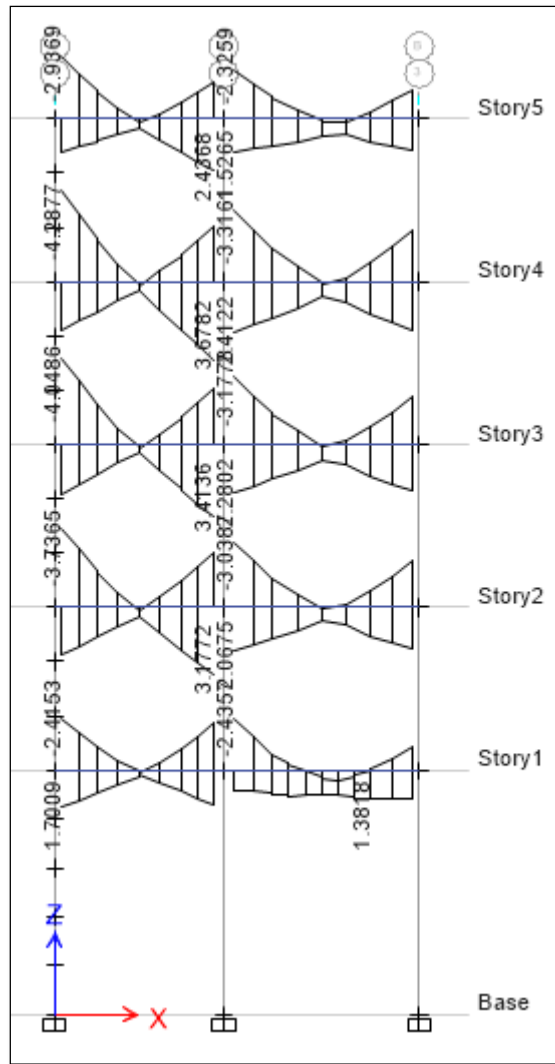


Figura 17. Diagrama de momento flector de viga secundaria.

Para el diseño de la viga por flexión se tomó como muestra el Piso 4 del Eje B, debido a que en ese piso tenemos mayor presencia de momento flector tal como se muestra en la vista de elevación. Para mostrar el proceso del procedimiento del diseño de la viga se tomó como muestra el tramo 1 - 2 la cual es el siguiente:

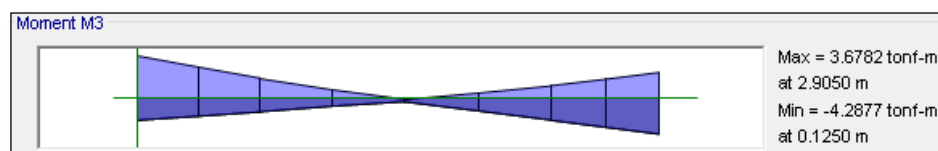


Figura 18. Diagrama de momento flector, viga secundaria, tramo 1-2.

Datos

$$b = 25 \text{ cm} \quad d = 34 \text{ cm} \quad \text{Mu} = 4.2877 \text{ tonf-m}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de Acero Negativo

Para calcular la cantidad de acero que se requiere en esa zona aplicamos lo siguiente:

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy} - \sqrt{\frac{1.7 * f'c * b}{fy^2} * \left(\frac{0.85 * f'c * b * d^2}{2} - \frac{\text{Mu}}{\Phi} \right)} = 3.51 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{min}} = \frac{14}{4200} * b * d = 2.833 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{max}} = 0.75 * \rho_b * b * d = 13.547 \text{ cm}^2$$

Entonces la varilla que se va a utilizar en esa zona es 5Φ3/8”.

Calculo de Acero Positivo

$$\text{Mu} = 3.6782 \text{ tonf-m}$$

Para calcular la cantidad de acero que se requiere en esa zona aplicamos lo siguiente:

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy} - \sqrt{\frac{1.7 * f'c * b}{fy^2} * \left(\frac{0.85 * f'c * b * d^2}{2} - \frac{\text{Mu}}{\Phi} \right)} = 2.99 \text{ cm}^2$$

Entonces la cantidad de acero que se requiere en esa zona es 5Φ3/8”

- **Diseño por Corte**

Se tomó como muestra la viga secundaria del eje B que está en la dirección “X”.

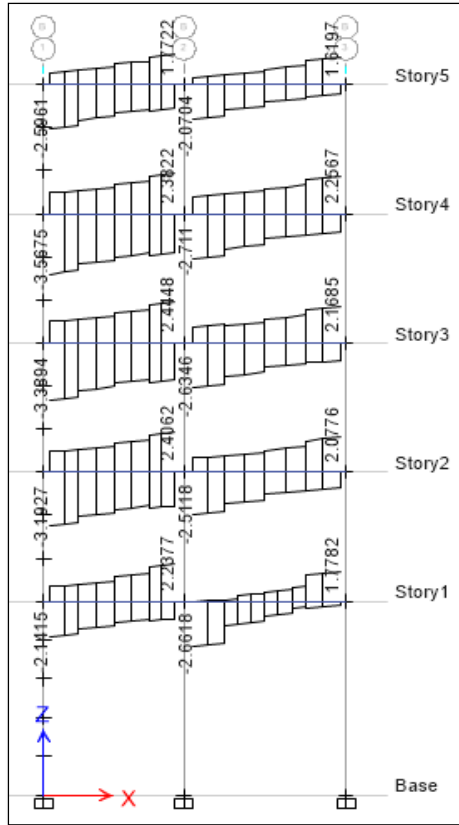


Figura 19. Diagrama de fuerza cortante de viga secundaria.

Para el diseño de la viga por corte se tomó como muestra el Piso 4 del Eje B, debido a que en ese piso tenemos mayor presencia de fuerza cortante tal como se muestra en la vista de elevación. Para mostrar el proceso del procedimiento del diseño de la viga se tomó como muestra el tramo 1-2 la cual es el siguiente:

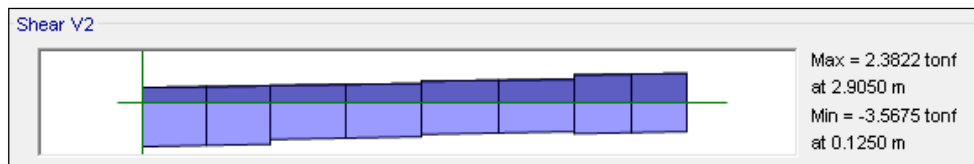


Figura 20. Diagrama de fuerza cortante, viga secundaria, tramo 1-2.

Datos:

$$w_u = 1.25(w_d + w_l) = 0.3 \text{ tonf/m}$$

$$l_n = 2.78 \text{ m}$$

$$V_u = 3.5675 \text{ tonf}$$

Cálculo

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = 5.096 \text{ tonf} \quad \text{La cortante nominal es } > \text{ cortante ultima, cumple.}$$

$$V_s = V_n = 5.096 \text{ tonf}$$

$$A_v = 2 * 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = 36.277 \text{ cm}$$

$$S_1 = \frac{d}{4} = 7.75 \text{ cm}$$

$$S_2 = 10 * 1.27 \text{ cm} = 12.7 \text{ cm}$$

$$S_3 = 24 * \frac{3}{8} * 2.54 \text{ cm} = 22.86 \text{ cm}$$

$$S_4 = 30 \text{ cm}$$

$$S_p = \frac{d}{2} = 15.5 \text{ cm}$$

Longitud de estribaje = 2 x 40 cm = 80 cm

Entonces los aceros de refuerzo para corte serán varillas de $\Phi 3/8$ ", y estarán distribuida de la siguiente manera, 1 estribo de $\Phi 3/8$ " a 5 cm, 11 estribos de $\Phi 3/8$ " a 7.5 cm y el resto de los estribos estará distribuido cada 15 cm.

Longitud de desarrollo

$$l_{gdf} = 0.075 * 1 * 1 * \frac{4200}{\sqrt{210}} * \frac{3}{8} * 2.54 \text{ cm} = 20.705 \text{ cm}$$

La longitud de anclaje a la columna de la varilla longitudinal será de 20 cm.

- **Detalle de la Sección de la viga secundaria**

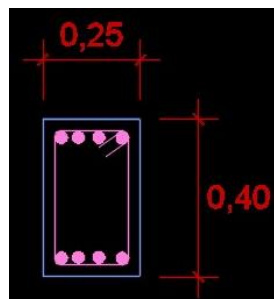


Figura 21. Detalle de la sección de la viga secundaria.

Diseño de Columnas

Las columnas están sometidas a carga axial y momentos flectores, por lo que las columnas van a estar diseñadas a flexo compresión y a corte, el diseño se va a realizar con el Análisis obtenido del software Etabs. Las columnas serán diseñadas con el Diagrama de Interacción para saber si el elemento va a resistir la demanda que se tiene.

- **Columna C-1**

Para el diseño de las columnas C-1 se tomó como muestra la columna más crítica, es decir la columna que tiene más carga axial y las dimensiones de la sección son las mismas del modelado 40cm x 40cm.

Diseño por Flexo Compresión

A continuación, se muestra las cargas axiales, las fuerzas cortantes y los momentos flectores que actúan en la parte superior de la columna C-1.

Tabla 20

Cargas axiales, cortantes y momentos en la parte superior de la C-1

Nivel Piso	Columna	Tipos de Carga	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
Piso 1	C-1	Peso propio	-22.418	-0.0694	0.0086	-0.0133	0.1860
Piso1	C-1	Carga Muerta	-13.422	-0.0775	-0.0197	0.0516	0.2044
Piso 1	C-1	Carga Viva	-7.247	-0.0481	-0.0111	0.0320	0.1260
Piso 1	C-1	Carga Viva Techo	-0.293	-0.0003	0.0001	-0.0003	0.0012
Piso 1	C-1	SISMOXD Max	13.107	0.6828	0.2020	0.4928	0.8903
Piso 1	C-1	SISMOYD Max	3.237	0.1129	1.9821	3.2699	0.2557

Fuente: elaboración propia.

A continuación, se muestra las cargas axiales, fuerzas cortantes y los momentos flectores que actúan en la base de la columna C-1.

Tabla 21

Cargas axiales, cortantes y momentos en la base de la C-1

Nivel Piso	Columna	Tipos de Carga	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
Piso 1	C-1	Peso propio	-23.953	-0.0694	0.0086	0.0209	-0.0916
Piso1	C-1	Carga Muerta	-13.422	-0.0775	-0.0197	-0.0272	-0.1055
Piso 1	C-1	Carga Viva	-7.247	-0.0481	-0.0111	-0.0126	-0.0663
Piso 1	C-1	Carga Viva Techo	-0.293	-0.0003	0.0001	1.09E- 05	-0.0001
Piso 1	C-1	SISMOXD Max	13.107	0.6828	0.202	0.3171	1.8424
Piso 1	C-1	SISMOYD Max	3.237	0.1129	1.9821	4.6592	0.1964

Fuente: elaboración propia.

Diagrama de Interacción

Factor de reducción $\Phi=0.70$

$$A_s = \frac{40 \times 40}{100} = 16 \text{ cm}^2$$

Entonces usaremos 10 varillas de $\varnothing 5/8$ " y nuestra área de acero sería 19.9 cm². El Reglamento Nacional de Edificaciones – E.060 nos menciona que la cuantía de acero no debe ser menor que 1 ni mayor al 6.

$$\rho = \frac{19.9 \text{ cm}^2}{16 \text{ cm}^2} = 1.24 > 1 \quad \text{cumple}$$

luego de determinar nuestra área de acero y el diagrama de interacción que el Etabs nos arroja se procedió analizar la columna C-1.

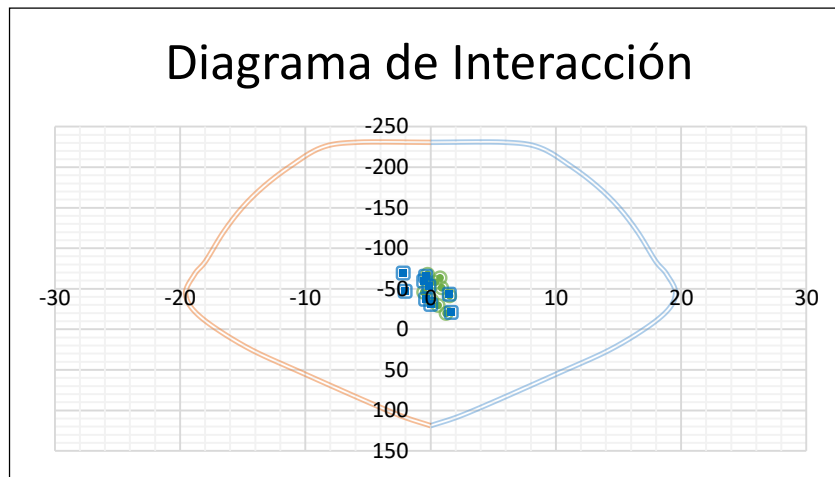


Figura 22. Diagrama de interacción de la columna 1.

En el diagrama de interacción se puede ver que todos los puntos que son las combinaciones de carga están dentro, lo que significa que la columna va a resistir la demanda que tiene.

Diseño por Corte

Para realizar el diseño por corte tomamos el diagrama de interacción sin el coeficiente de reducción (Φ) y tomamos el momento nominal del punto con mayor con mayor carga axial.

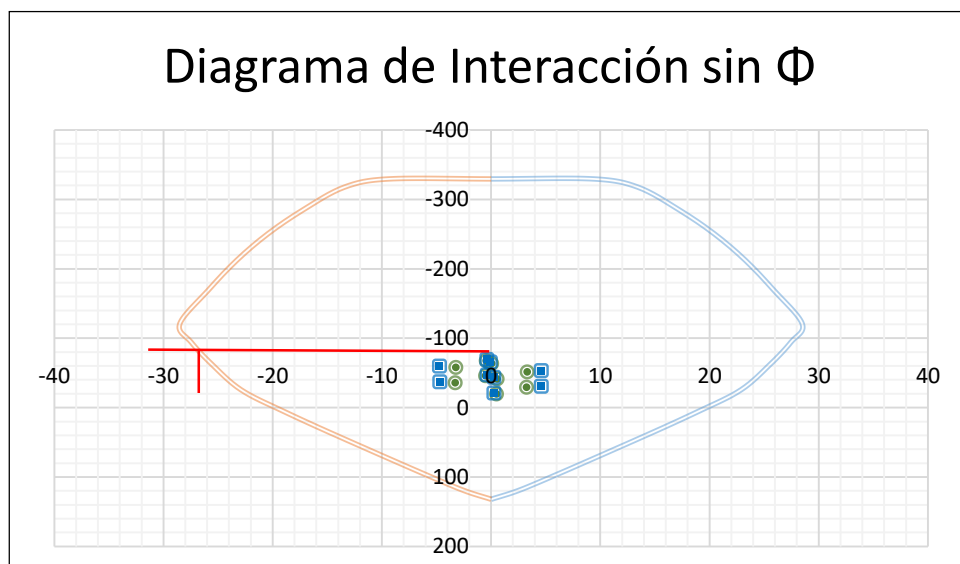


Figura 23. Diagrama de interacción de la columna 1 sin factor de seguridad.

Entonces:

$$M_{\text{nsup.}} = 27 \text{ tonf-m}$$

$$M_{\text{ninfl.}} = 27 \text{ tonf-m}$$

$$h_n = 4.10 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{M_{\text{nsup.}} + M_{\text{ninfl.}}}{h_n} = 13.17 \text{ tonf}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} = 15.49 \text{ tonf}$$

$$A_v = 0.71 \times 4 = 1.42$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 34.25 \text{ cm}$$

$$S = \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s} = 13.18 \text{ cm}$$

$$L_o = 0.68 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max}} = 10 \text{ cm}$$

$$R_{\text{sto.}} = 25 \text{ cm}$$

La varilla de refuerzo para corte será de $\varnothing 3/8"$ y estará distribuida 1 estribo a una distancia de 5 cm, 6 estribos a 10 cm y el resto estará distribuido a 25 cm.

Detalle de Columna

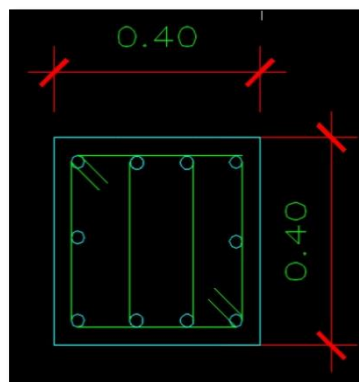


Figura 24. Detalle de la sección de la columna 1.

- **Columna C-2**

Para el diseño de las columnas C-2 se tomó como muestra la columna más crítica, es decir la columna que tiene más carga axial y las dimensiones de la sección son las mismas del modelado 25cm x 40cm.

Diseño por Flexo Compresión

A continuación, se muestra las cargas axiales, las fuerzas cortantes y los momentos flectores que actúan en la parte superior de la columna C-2.

Tabla 22

Cargas axiales, cortantes y momentos en la parte superior de la C-2

Nivel Piso	Columna	Tipos de Carga	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
Piso 1	C-2	peso propio	-15.902	-0.0251	0.0216	-0.0534	0.0718
Piso1	C-2	Carga Muerta	-9.201	-0.0226	0.0283	-0.0708	0.0605
Piso 1	C-2	Carga Viva	-4.879	-0.0109	0.0182	-0.0452	0.0316
Piso 1	C-2	Carga Viva Techo	-0.532	-0.0003	-0.0001	0.0004	0.0007
Piso 1	C-2	SISMOXD Max	11.259	0.0815	0.1766	0.2944	0.148
Piso 1	C-2	SISMOYD Max	5.796	1.2805	0.0141	0.032	2.1424

Fuente: elaboración propia.

A continuación, se muestra las cargas axiales, fuerzas cortantes y los momentos flectores que actúan en la base de la columna C-2.

Tabla 23*Cargas axiales, cortantes y momentos en la base de la C-2*

Nivel Piso	Columna	Tipos de Carga	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
Piso 1	C-2	peso propio	-16.862	-0.0251	0.0216	0.0331	-0.0285
Piso1	C-2	Carga Muerta	-9.201	-0.0226	0.0283	0.0426	-0.0297
Piso 1	C-2	Carga Viva	-4.879	-0.0109	0.0182	0.0277	-0.0121
Piso 1	C-2	Carga Viva Techo	-0.532	-0.0003	-0.0001	-0.0002	-0.0004
Piso 1	C-2	SISMOX D Max	11.259	0.0815	0.1766	0.4125	0.1784
Piso 1	C-2	SISMOY D Max	5.796	1.2805	0.0141	0.025	2.98

Fuente: elaboración propia.

Diagrama de InteracciónFactor de reducción $\Phi=0.70$

$$A_s = \frac{25 \times 40}{100} = 10 \text{ cm}^2$$

Entonces usaremos 8 varillas de $\varnothing 5/8$ " y nuestra área de acero sería 15.92 cm². El Reglamento Nacional de Edificaciones – E.060 nos menciona que la cuantía de acero no debe ser menor que 1 ni mayor al 6.

$$\rho = \frac{15.92 \text{ cm}^2}{10 \text{ cm}^2} = 1.6 > 1 \quad \text{cumple}$$

luego de determinar nuestra área de acero y el diagrama de interacción que el Etabs nos arroja se procedió analizar la columna C-2. Teniendo en cuenta que va a tener 2 diagramas de interacción por ser una sección rectangular.

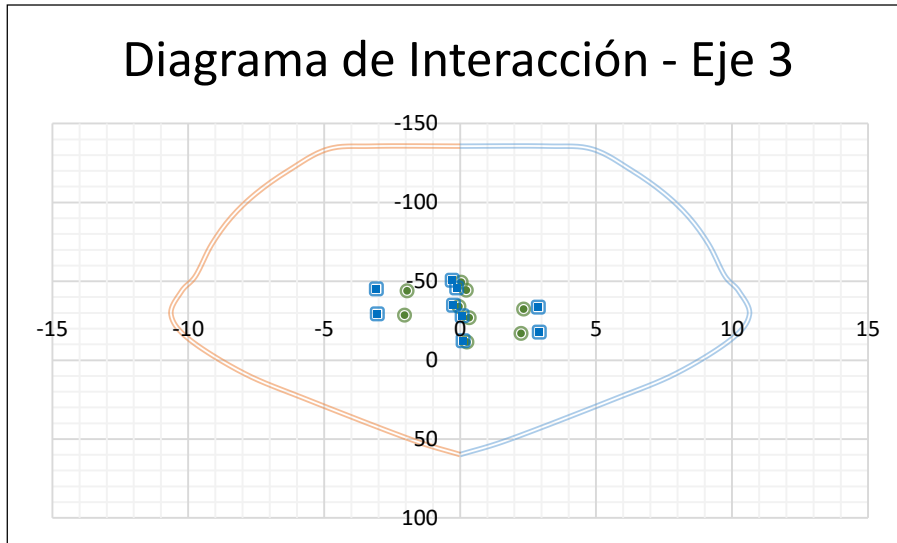


Figura 25. Diagrama de interacción de columna 2, Eje 32

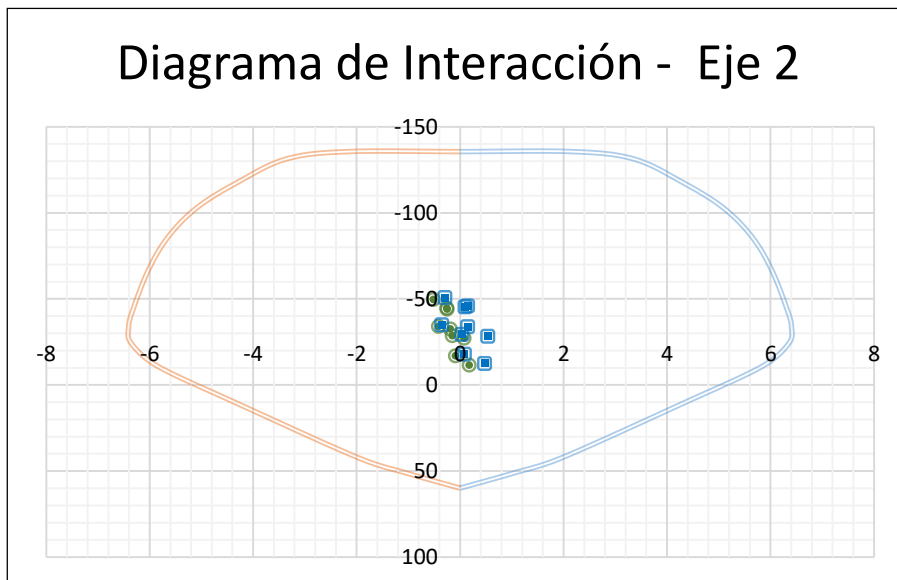


Figura 26. Diagrama de interacción de columna 2, eje 2.

En el diagrama de interacción se puede ver que todos los puntos que son las combinaciones de carga están dentro, lo que significa que la columna va a resistir la demanda que tiene en ambos ejes.

Diseño por Corte

Para realizar el diseño por corte tomamos el diagrama de interacción sin el coeficiente de reducción (Φ) y tomamos el momento nominal del punto con mayor con mayor carga axial.

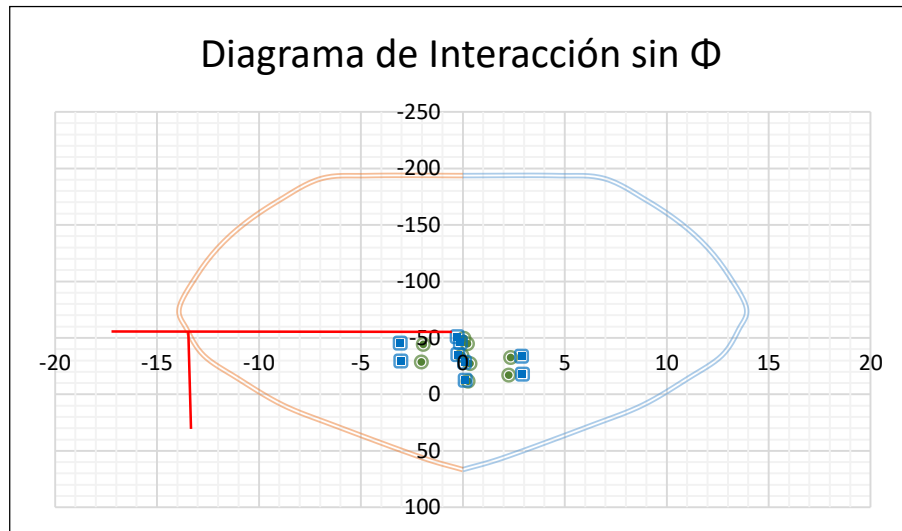


Figura 27. Diagrama de interacción de columna 2, sin factor de seguridad

Entonces:

$$M_{\text{sup.}} = 13.5 \text{ tonf-m}$$

$$M_{\text{inf.}} = 13.5 \text{ tonf-m}$$

$$h_n = 4.10 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{M_{\text{sup.}} + M_{\text{inf.}}}{h_n} = 6.59 \text{ tonf}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} = 7.75 \text{ tonf}$$

$$V_n = V_s = 7.75 \text{ tonf}$$

$$A_v = 0.71 \times 4 = 1.42$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 34.25 \text{ cm}$$

$$S = \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s} = 26.37 \text{ cm}$$

$$L_o = 0.68 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max}} = 10 \text{ cm}$$

$$R_{\text{sto.}} = 25 \text{ cm}$$

La varilla de refuerzo para corte será de $\varnothing 3/8''$ y estará distribuida 1 estribo a una distancia de 5 cm, 6 estribos a 10 cm y el resto estará distribuido a 25 cm.

Detalle de Columna

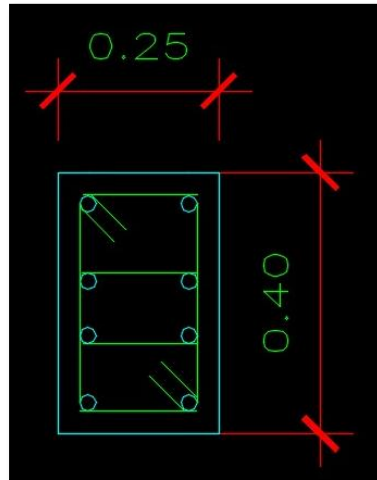


Figura 28. Detalle de la sección de la columna 2

Diseño de Placas

Las placas son los elementos que toman la mayor parte de la fuerza cortante en la estructura y ayudan a rigidizar la estructura estos elementos han sido diseñados a flexo compresión y por corte, el diseño se obtuvo a partir del Análisis en el software Etabs y con el diagrama de interacción de cada placa.

- **Placa - Eje A**

Esta placa está ubicada en el eje X, y por ende está sometida a la fuerza cortante en la dirección "X".

Diseño por Flexo Compresión

Para verificar nuestro elemento por flexo compresión se realizó su diagrama de interacción y las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores.

Tabla 24*Cargas axiales, cortantes y momentos en la parte superior de la Placa 1*

Nivel Piso	Elemento	Tipos de Carga	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
Piso 1	P-Eje A	Peso propio	-46.423	-0.065	0.183	-0.5474	8.7583
Piso 1	P-Eje A	Carga Muerta	-15.358	-0.064	0.1563	-0.483	6.9691
Piso 1	P-Eje A	Carga Viva	-8.284	-0.029	0.0976	-0.2941	3.9302
Piso 1	P-Eje A	Carga Viva Techo	-0.376	-0.002	0.0005	-0.0018	0.2925
Piso 1	P-Eje A	SISMOXD Max	9.967	56.227	0.1118	0.2134	240.1255
Piso 1	P-Eje A	SISMOYD Max	33.697	3.156	3.7072	7.0182	10.5754

Fuente: elaboración propia.

A continuación, se muestran la carga axial, fuerza cortante y momento flector en la base de la placa.

Tabla 25*Cargas axiales, cortantes y momentos en la base de la Placa 1*

Nivel Piso	Elemento	Tipos de Carga	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
Piso 1	P-Eje A	Peso propio	-56.967	-0.0645	0.183	0.2759	8.4681
Piso 1	P-Eje A	Carga Muerta	-15.358	-0.0643	0.1563	0.2204	6.68
Piso 1	P-Eje A	Carga Viva	-8.284	-0.0285	0.0976	0.1453	3.8017
Piso 1	P-Eje A	Carga Viva Techo	-0.376	-0.0021	0.0005	0.0007	0.2829
Piso 1	P-Eje A	SISMOXD Max	9.982	56.227	0.1118	0.2924	486.3075
Piso 1	P-Eje A	SISMOYD Max	33.713	3.1562	3.7072	9.6682	23.3866

Fuente: elaboración propia.

Diagrama de Interacción

La placa tiene las mismas dimensiones del modelado que es de 25 cm x 285 cm, la placa lo diseñamos en el Etabs donde se colocó 30 varillas longitudinales de $\varnothing 5/8$ " con un espaciado de 20 cm y para el estribaje se colocó varilla de $\varnothing 3/8$ ".

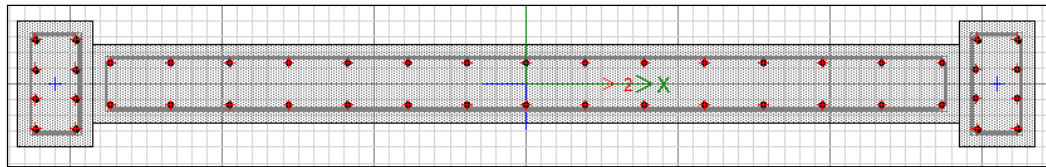


Figura 29. Modelo de placa 1 en Etabs.

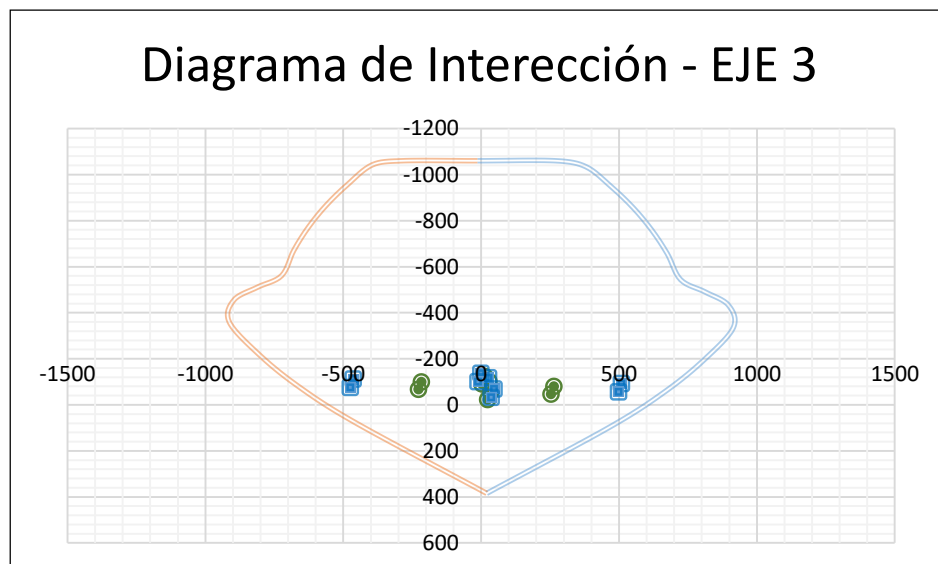


Figura 30. Diagrama de interacción de la placa 1.

Entonces se puede observar en el diagrama de interacción que todos los puntos que son las combinaciones de carga están dentro del diagrama, lo que nos dice que nuestro elemento va a resistir a todas esas cargas a las que estará sometida.

Diseño por Corte

Para el diseño por corte tomamos el diagrama de interacción del momento nominal.

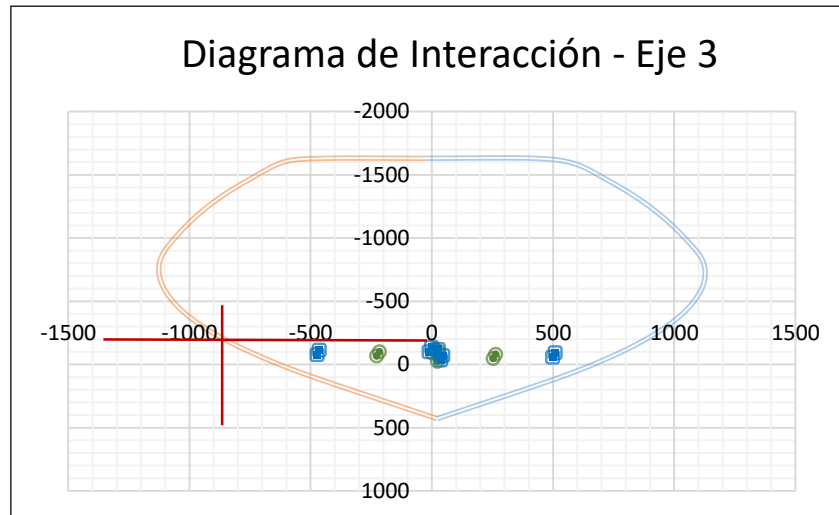


Figura 31. Diagrama de interacción sin coeficiente de seguridad de la placa 1.

$$P_u = 111.21 \text{ tonf}$$

$$A_g = 0.9125 \text{ m}^2$$

$$M_n = 850 \text{ tonf-m}$$

$$M_{ua} = 462.27 \text{ tonf-m}$$

$$V_{ua} = 56.43 \text{ tonf}$$

$$V_u = 103.76 \text{ tonf}$$

$$M_n/M_{ua} = 1.84 < 6 \quad \text{OK}$$

$$V_n = 122.07 \text{ tonf}$$

$$P_u/(A_g \times f'_c) = 0.06 < 0.2 \quad \text{se desprecia el aporte del concreto a corte.}$$

$$V_n = V_s = 122.07 \text{ tonf}$$

$$S = 13.56 \text{ cm}$$

Distancia del estribaje:

$$M_u/4V_u = 2.05 \text{ m}$$

Luz de los dos primeros pisos = 7.5 m

Entonces el refuerzo transversal seguirá siendo la misma varilla del modelado que es de $\varnothing 3/8''$ y se deberá colocar con un espaciamiento de 12.50 cm en una distancia de 7.5 m.

Confinamiento

$C = 27.29 \text{ cm}$; $C_{\text{max}} = 111.83 \text{ cm}$

Entonces como C_{max} es mayor que el C , no se necesita un cálculo de confinamiento en las uniones de placa con columna según el RNE.

- **Placa - Eje 1**

Esta placa está ubicada en el eje Y, y por ende está sometida a la fuerza cortante en la dirección "Y".

Diseño por Flexo Compresión

Para verificar nuestro elemento por flexo compresión se realizó su diagrama de integración y las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores.

Tabla 26

Cargas axiales, cortantes y momentos en la parte superior de la Placa 3

Nivel Piso	Elemento	Tipos de Carga	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
Piso 1	P-Eje 1	Peso propio	-22.519	-0.0158	0.0431	-0.1413	0.5022
Piso 1	P-Eje 1	Carga Muerta	-7.918	0.0273	0.0293	-0.0974	0.1079
Piso 1	P-Eje 1	Carga Viva	-2.833	-0.0295	0.018	-0.0592	0.3243
Piso 1	P-Eje 1	Carga Viva Techo	-0.063	0.0022	0.0003	-0.0013	-0.0046
Piso 1	P-Eje 1	SISMOXD Max	20.673	1.1768	0.4249	0.4852	0.6978
Piso 1	P-Eje 1	SISMOYD Max	1.554	28.214	0.0993	0.2753	25.7404

Fuente: elaboración propia.

A continuación, se muestran la carga axial, fuerza cortante y momento flector en la base de la placa.

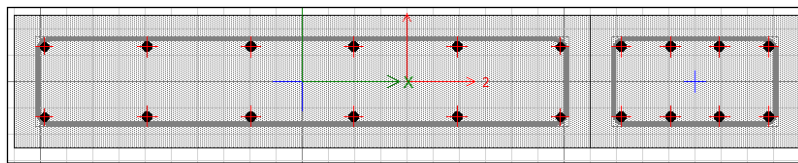
Tabla 27*Cargas axiales, cortantes y momentos en la base de la Placa 3*

Nivel Piso	Elemento	Tipos de Carga	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
Piso 1	P-Eje 1	Peso propio	-27.109	-0.0158	0.0431	0.0525	0.4312
Piso 1	P-Eje 1	Carga Muerta	-7.918	0.0273	0.0293	0.0343	0.231
Piso 1	P-Eje 1	Carga Viva	-2.832	-0.0295	0.018	0.0219	0.1916
Piso 1	P-Eje 1	Carga Viva Techo	-0.063	0.0022	0.0003	0.0001	0.0053
Piso 1	P-Eje 1	SISMOXD Max	20.683	1.1768	0.4249	1.4316	5.1372
Piso 1	P-Eje 1	SISMOYD Max	1.563	28.214	0.0993	0.1723	101.4574

Fuente: elaboración propia.

Diagrama de Interacción

La placa tiene las mismas dimensiones del modelado que es de 25 cm x 110 cm, la placa lo diseñamos en el Etabs donde se colocó 12 varillas longitudinales 4 de $\varnothing 5/8"$ Y 8 de $\varnothing 3/4"$ con un espaciamiento de 20 cm y para el estribaje se colocó varilla de $\varnothing 3/8"$.

*Figura 32. Modelo de placa 3 en Etabs.*

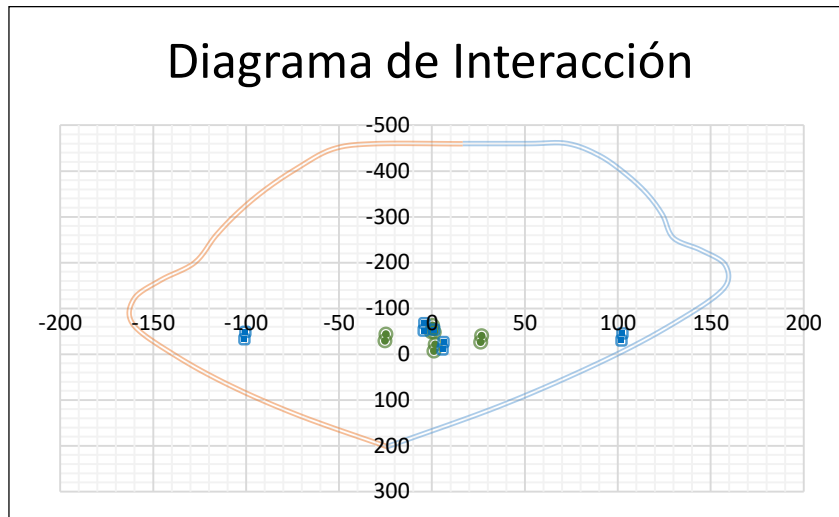


Figura 33. Diagrama de interacción de la placa 3

Entonces se puede observar en el diagrama de interacción que todos los puntos que son las combinaciones de carga están dentro del diagrama, lo que nos dice que nuestro elemento va a resistir a todas esas cargas a las que estará sometida.

Diseño por Corte

Para el diseño por corte tomamos el diagrama de interacción del momento nominal.

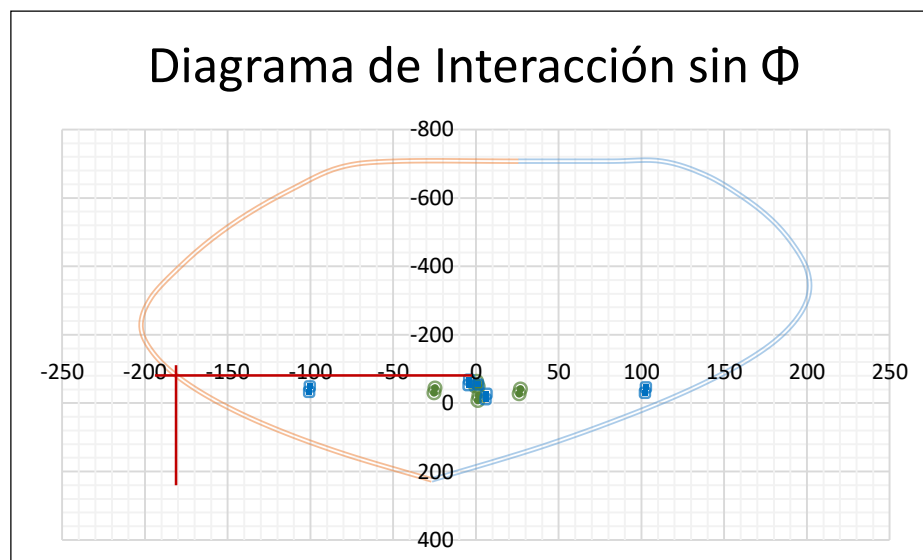


Figura 34. Diagrama de interacción de placa 3, sin factor de seguridad.

$$P_u = 48.97 \text{ tonf}$$

$$A_g = 0.375 \text{ m}^2$$

$$M_n = 178 \text{ tonf-m}$$

$$M_{ua} = 100.38 \text{ tonf-m}$$

$$V_{ua} = 28.23 \text{ tonf}$$

$$V_u = 50.06 \text{ tonf}$$

$$M_n/M_{ua} = 1.77 < 7 \text{ cumple}$$

$$V_n = 58.89 \text{ tonf}$$

$$P_u/(A_g \times f'_c) = 0.06 < 0.2 \text{ se desprecia el aporte del concreto a corte.}$$

$$V_n = V_s = 58.89 \text{ tonf}$$

$$S = 10.56 \text{ cm}$$

Distancia del estribaje:

$$M_u/4V_u = 0.89 \text{ m}$$

Luz de los dos primeros pisos = 7.5 m

Entonces el refuerzo transversal seguirá siendo la misma varilla del modelado que es de $\varnothing 3/8"$ y se deberá colocar con un espaciamiento de 10 cm en una distancia de 7.5 m.

Confinamiento

$$C = 21.5 \text{ cm}$$

$$C_{max} = 50 \text{ cm}$$

Entonces como C_{max} es mayor que el C , no se necesita un cálculo de confinamiento en las uniones de placa con columna según el RNE.

Diseño de zapatas

Como muestra se realizó el diseño de zapatas aisladas para las columnas céntricas y para las columnas excéntricas del diseño estructural que se tiene.

Zapata 1

Datos:

$$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{cm} = 37.37 \text{ ton}$$

$$M_{cm} = 0.449 \text{ ton-m}$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{cv} = 8.21 \text{ ton}$$

$$M_{cv} = 0.2181 \text{ ton-m}$$

Qadmisible (qa) = 1.14 kg/cm²

Columna = 40 cm x 40 cm con varillas longitudinales de 5/8".

Cálculo del peralte de la zapata

$$Ld1 = \frac{0.075 * 4200}{\sqrt{210}} * 1.59 = 34.562 \text{ cm}$$

$$Ld2 = (0.0044 * 4200) * 1.59 = 29.383 \text{ cm}$$

$$Ld = 35 + 5.08 + 7.5 = 47.58 = 50 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la altura de la zapata será de 50 cm.

Dimensiones de la zapata

$$L = 2.10 \text{ m}$$

$$B = 2.10 \text{ m}$$

$$Az = 4.41 \text{ m}^2$$

Verificación a presión

$$\text{Peso servicio} = 37.37 + 8.21 = 45.58 \text{ ton}$$

$$\text{Momento servicio} = 0.449 + 0.218 = 0.6671 \text{ ton-m}$$

$$C = \frac{2.10}{2} = 1.05 \text{ m}$$

$$I = \frac{2.1 * 2.1^3}{12} = 1.62 \text{ m}^4$$

$$q_{\max} = \frac{45.58}{4.41} + \frac{0.667 * 1.05}{1.62} = 1.077 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < q_a = 1.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{cumple}$$

Cargas de diseño

$$P_u = 1.7(8.21) + 1.4(37.37) = 62.28 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.7(0.2181) + 1.4(0.449) = 0.99 \text{ ton-m}$$

$$e = \frac{0.99}{62.28} = 0.0151 \text{ m} < \frac{2.1}{6} = 0.35$$

Presiones para el diseño

$$q_1 = 15.678 \text{ ton/m}^2$$

$$q_2 = 14.383 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{cortante}} = 15.462 \text{ ton/m}^2$$

$$V_u = \frac{(15.678 + 15.462) * 0.35}{2} * 2.10 = 11.44 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 210 * 50 = 68.55 \text{ ton} > V_u \quad \text{cumple}$$

Verificación por punzonamiento

$$b_o = 2*(0.4+0.5)+2*(0.4+0.5) = 3.6 \text{ m}$$

$$B_o = 40/40 = 1$$

$$A_p = (0.4+0.5) * (0.4+0.5) = 0.81 \text{ m}^2$$

$$q'' = 14.753 \text{ ton/m}^2 \quad q''' = 15.308$$

$$V_u = \frac{(15.678 + 15.462) * 2.10}{2} * 2.10 - \frac{(15.308 + 14.753) * 0.9}{2} * 0.9 = 54.11 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{1.0}\right) * 210 * 360 * 50 = 361.40 \text{ ton} > V_u \quad \text{cumple}$$

Diseño de refuerzo

$$M_u = 5.6 \text{ ton-m} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 50 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ mínimo} = 0.0024 * 100 * 50 = 12.08 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ diseño} = 0.000595 * 100 * 50 = 2.98 \text{ cm}^2 < A_s \text{ mínimo}$$

$$A_s \text{ final} = 12.08 \text{ cm}^2 \quad \text{usar varillas de } 5/8''$$

$$N^\circ \text{ varillas} = \frac{12.08 * 2.10}{1.98} = 13 \text{ varillas}$$

$$S = \frac{2.10 - 0.15 - 0.0156 - 0.10}{13 - 1} = 0.15 \text{ m}$$

La cantidad y distribución del acero serán igual para ambos lados por ser simétricas.

La distribución será = 13 Ø 5/8" @ 0.15 m

Zapata 2

Zapata excéntrica

As longitudinal = 11 \varnothing 5/8" @ 0.12 m

As transversal = 22 \varnothing 5/8" @ 0.13 m

H = 0.60 m

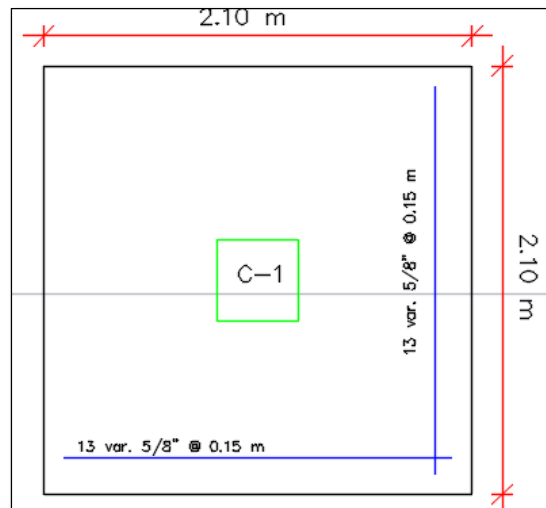


Figura 35. Vista en planta de zapata aislada para columnas céntricas.

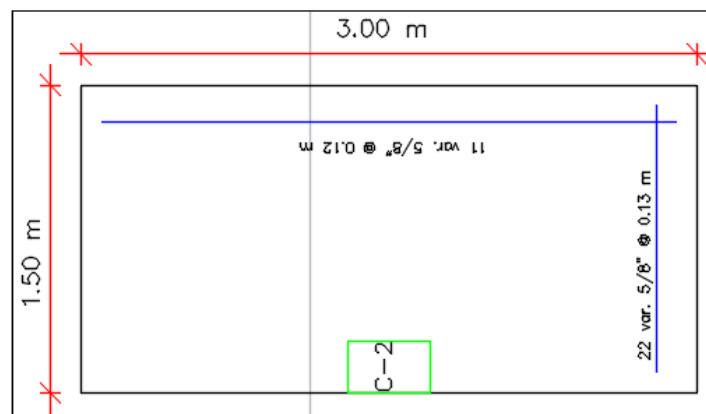


Figura 36. Vista en planta de zapata aislada para columnas excéntricas.

Diseño de Estructura de Acero

Tabla 28

Características del material para la estructura de acero

Acero Estructural A36 – Perfiles W	
Esfuerzo de fluencia del acero	$F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del Acero	$2,100,000.00 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	0.30
Módulo de Corte G	$G = 787,500.00 \text{ kg/cm}^2$
Acero Estructural A500 – Perfiles HSS	
Esfuerzo de fluencia del acero	$F_y = 3,234.00 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del Acero	$2,100,000.00 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	0.30
Módulo de Corte G	$G = 787,500.00 \text{ kg/cm}^2$
Acero de Placa Colaborante	
Esfuerzo de fluencia del acero	$F_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del Acero	$2,100,000.00 \text{ kg/cm}^2$
Pernos de Anclaje	
Esfuerzo ultimo de tensión (ASTM A325)	$F_u = 8,434.00 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo ultimo de tensión (ASTM A490)	$F_u = 10,542.00 \text{ kg/cm}^2$

Fuente: elaboración propia.

Estructuración

El plano de estructuración de la estructura de acero es parecido a la de la estructura de concreto armado, solo ahora se quitaron algunas columnas para aprovechar las propiedades que tiene el acero, pero se sigue manteniendo la simplicidad, simetría, resistencia y ductilidad, uniformidad y continuidad del elemento.

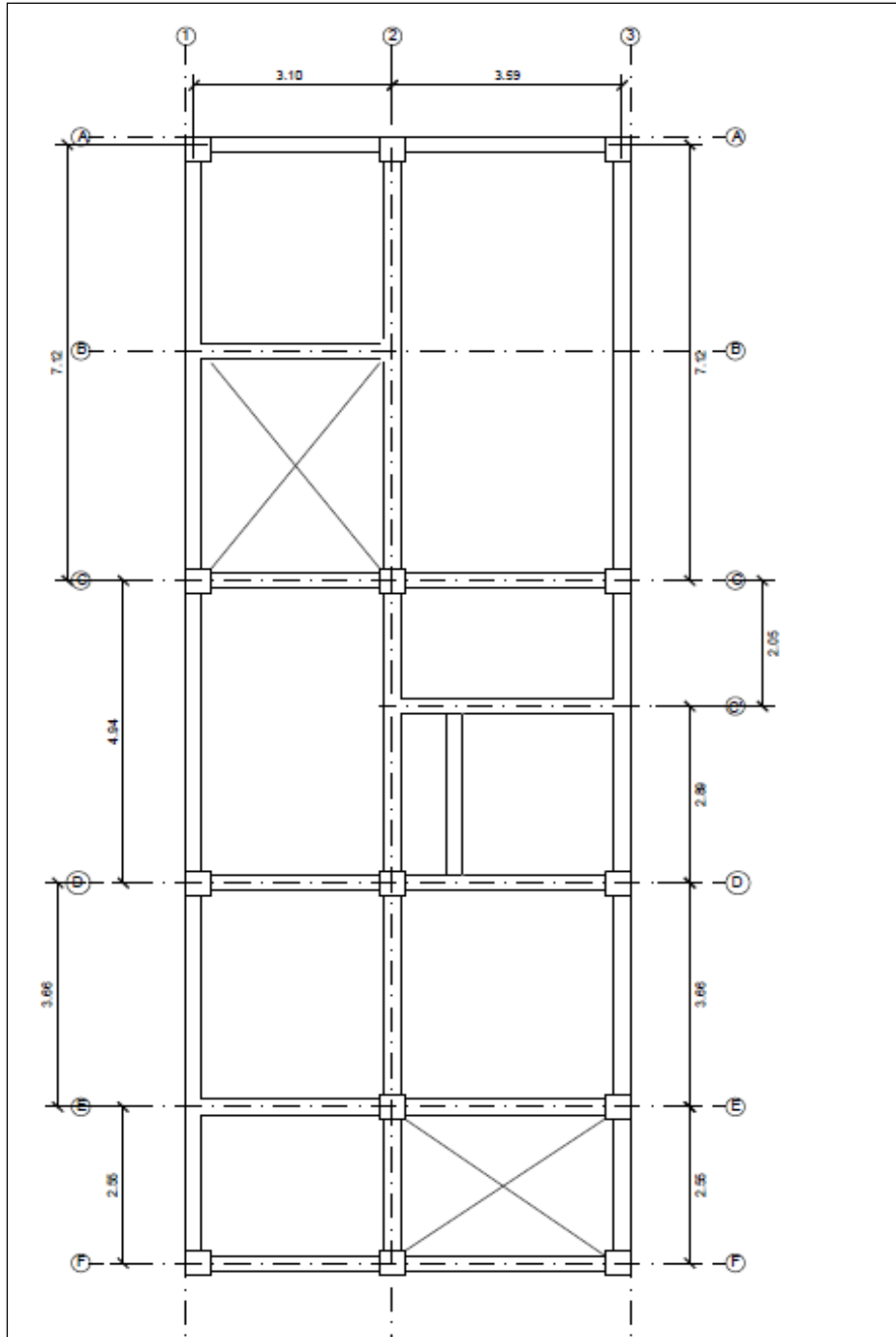


Figura 37. Plano de estructuración de la estructura de acero.

Predimensionamiento

Losa con placa Colaborante

Para el Predimensionamiento de nuestra losa compuesta con placa Colaborante se trabajó con el catálogo de la empresa Codrysac. El espesor de la losa será lo mismo para los 5 niveles.

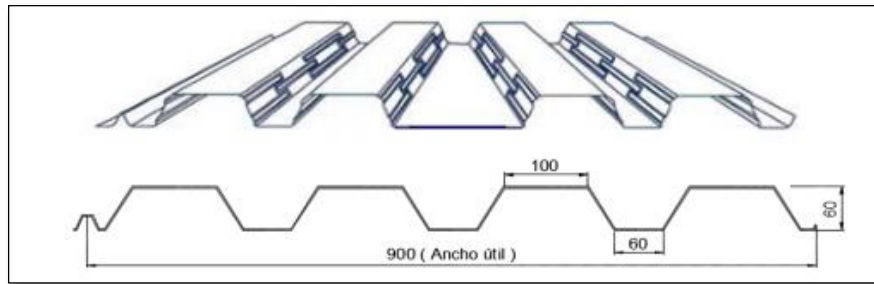


Figura 38. Modelo de placa Colaborante, por "Distribución y construcción Codrysac".

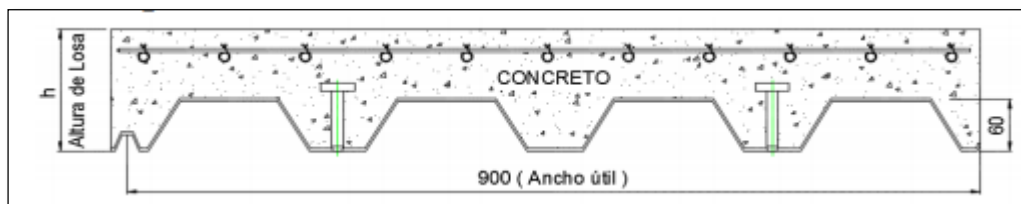


Figura 39. Perfil de losa Colaborante, por "Distribución y construcción Codrysac".

El peralte de la losa (h) es de 15 cm y el espesor de la placa Colaborante es de 60 mm y de calibre gage 22 las cuales sus propiedades son las siguientes:

- Peso de Placa Colaborante = 9.12 kg/m²
- Volumen de concreto que entra = 0.115 m³/m²
- Peso del concreto sobre placa Colaborante = 276 kg/m²

Viguetas Intermedias

Para el cálculo del peralte de las viguetas se utilizó la siguiente fórmula:

$$H = \frac{L}{40}$$

L = Longitud de la vigueta

A continuación, se muestra el Predimensionamiento de las viguetas a diseñar que van hacer las mismas hasta el quinto nivel.

Tabla 29

Resultados de Predimensionamiento de las viguetas de acero

Ubicación	Altura (cm)	Perfil a usar
Eje A-B y 1-2	8.44	W 4"x13
Eje B-C y 1-2	12.35	W 4"x13
Eje C-D y 1-2	15.53	W 4"x13
Eje C-C' y 2-3	9.15	W 4"x13
Eje A-B y 2-3	17.81	W 6"x 20

Fuente: elaboración propia.

La distancia máxima de separación entre viguetas es de 1.50 metros.

Vigas

Para el cálculo del peralte de las vigas de los pórticos se utilizó la siguiente formula:

$$H = \frac{L}{20}$$

L = Longitud de la Viga.

A continuación, se muestra todas las vigas a diseñar que van hacer las mismas hasta el quinto nivel.

Tabla 30

Resultados de Predimensionamiento de las vigas de acero

Ubicación	Altura (cm)	Perfil a Usar
Eje 1 – A,B	35.63	W 14" x 38
Eje 1 – B,C	24.7	W 10" x 22
Eje 1 – C,D	31.05	W 12" x 26
Eje 2 – C,C'	18.30	W 8" x 18

Eje 2 – C',D	12.75	W 6" x 9
Eje A,B,C,D – 1,2	15.53	W 6" x 20
Eje A,B,C,C',D – 2,3	17.98	W 8" X 10

Fuente: elaboración propia.

Columnas

Para el Predimensionamiento de la sección de la columna se tomó como referencia proyectos ya realizados para poder realizar el modelado de la estructura, cabe resaltar que esta sección no es la definitiva ya que primero se tendrá que realizar su análisis y luego diseñar por los distintos estados límites para corroborar si la sección empleada es o no la adecuada.

Perfil de columna a usar = W 14" x 53

Metrado de Cargas

Las cargas que van a intervenir para el diseño de la estructura de acero son las siguientes:

Tabla 31

Carga muerta aplicada a la estructura de acero

Descripción		Carga
Placa Colaborante	:	9.12 kg/m ²
Concreto sobre Placa Colaborante	:	276.00 kg/m ²
Piso Terminado	:	100.00 kg/m ²
Drywall	:	60.00 kg/m ²

Fuente: elaboración propia.

Tabla 32

Carga viva aplicada a la estructura de acero

Descripción	Carga
Sobrecarga por piso :	200 kg/m ²
Sobrecarga último piso :	100 kg/m ²

Fuente: elaboración propia.

Tabla 33

Carga de viento aplicada a la estructura de acero

Nivel	Barlovento	Sotavento
Piso 5°	27.67 kg/m ²	-20.75 kg/m ²
Piso 4°	25.25 kg/m ²	-18.94 kg/m ²
Piso 1°, 2° y 3°	22.50 kg/m ²	-16.88 kg/m ²

Fuente: elaboración propia.

Análisis Sísmico

Para el análisis sísmico el Reglamento Nacional de Edificaciones – E.030 nos menciona, que se puede utilizar uno de los procedimientos siguientes:

- El Análisis estático o de fuerzas equivalentes.
- El Análisis dinámico modal espectral.

En este diseño al igual que en el diseño de la estructura de concreto armado se hizo el análisis sísmico con los dos procedimientos, el Análisis estático y el Análisis dinámico modal espectral, y para ambos procedimientos utilizamos como herramienta el software Etabs.

- **Modelo Estructural**

Determinado los perfiles de acero que se van a utilizar y las cargas que participarán en ella, se procedió a modelar la estructura de acero en el Etabs la cual es la que se muestra a continuación:

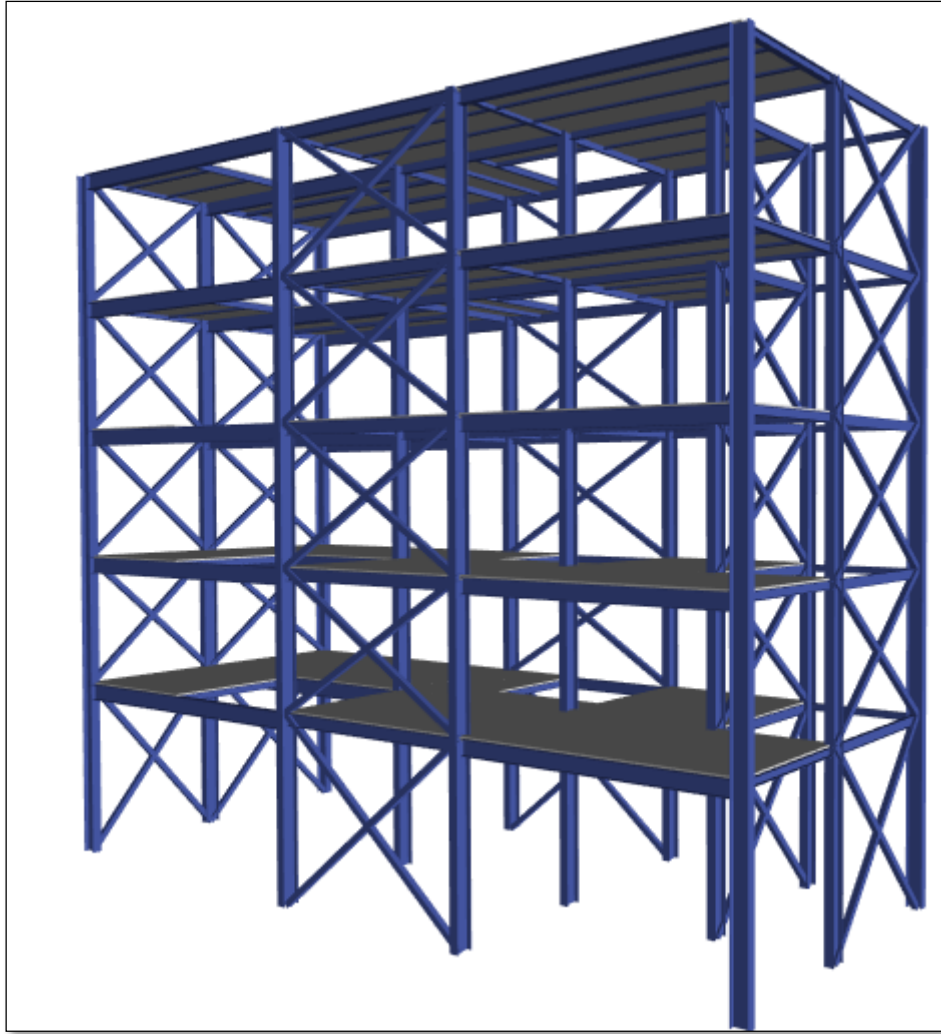


Figura 40. Modelo estructural de acero

- **Parámetros para en Análisis Sísmico**

Los parámetros de irregularidad se considera igual que la estructura de concreto armado.

Irregularidad en planta = No tiene

Irregularidad en altura = No tiene

Tabla 34*Parámetros sísmicos de la zona para la estructura de acero*

Descripción	Símbolo	Factor
Zonificación	Z	0.45
Categoría de edificación	U	1.00
Factor de amplificación sísmica	C	2.50
Perfil de suelo	S	1.10
Coeficiente de Reducción sísmica	R	8.00

Fuente: elaboración propia.

Análisis Estático

- **Peso Sísmico**

El peso total y por nivel de la estructura es la que se muestra a continuación:

Tabla 35*Resultados del peso de la estructura de acero*

N° Piso	h (m)	hi (m)	Masa (ton)	Peso (ton)
5.00	3.00	16.00	7.284	71.428
4.00	3.00	13.00	8.393	82.308
3.00	3.00	10.00	8.393	82.308
2.00	3.00	7.00	8.393	82.308
1.00	4.00	4.00	8.477	83.134
Peso total =				401.486

Fuente: elaboración propia.

- **Fuerza Cortante en la base**

La fuerza cortante total en la base de la estructura, según el RNE, que menciona lo siguiente:

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

Entonces reemplazando los datos nuestra fuerza cortante en la base de la estructura en la dirección "X" y "Y" es la siguiente:

$$V = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.1}{8} \times 401.486 = 62.10 \text{ tonf}$$

- **Distribución de Fuerza sísmica por piso**

la fuerza sísmica horizontal en cada piso se calculó según el RNE, que menciona lo siguiente:

$$F_i = \alpha_i \times V$$

Entonces las fuerzas sísmicas que se tiene en cada nivel tanto en el eje “x” como en el eje “y” son las siguientes:

Tabla 36

Resultados de fuerza sísmica por piso en la estructura de acero

N° Piso	Peso (ton)	Pi *hi ^k	α _i	F _i (ton)
5.00	71.428	1142.841	0.290	17.993
4.00	82.308	1070.006	0.271	16.846
3.00	82.308	823.081	0.209	12.959
2.00	82.308	576.157	0.146	9.071
1.00	83.134	332.538	0.084	5.236

Fuente: elaboración propia.

Análisis dinámico modal espectral

El análisis dinámico modal espectral se desarrolló en el Etabs siguiendo los parámetros que el RNE nos exige.

- **Análisis modal**

Con el análisis modal obtuvimos el periodo para cada tipo de modo, como nuestra estructura es de 5 niveles se tuvo 15 modos de vibración, las cuales son la que se muestra a continuación:

Tabla 37

Resultados de modos de vibración en la estructura de acero

Modo	Periodo (seg)
1	0.452
2	0.378
3	0.247
4	0.236
5	0.236
6	0.236
7	0.232
8	0.229
9	0.226
10	0.226
11	0.226
12	0.224
13	0.222
14	0.222
15	0.222

Fuente: elaboración propia.

- **Aceleración espectral**

El espectro de respuesta con los parámetros sísmicos que se mencionó al inicio tanto en la dirección “X” como en la dirección “Y” es la siguiente:

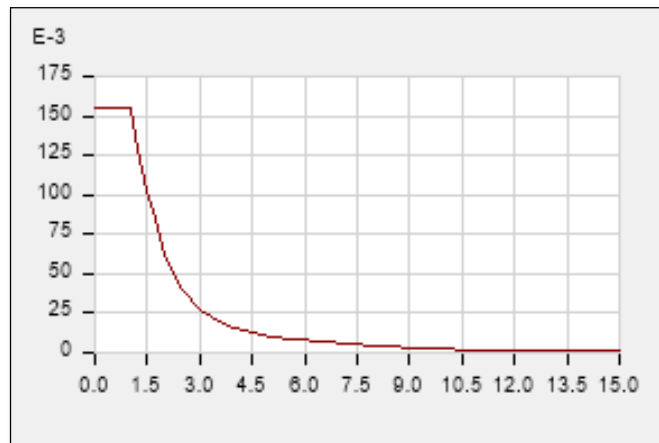


Figura 41. Espectro de respuesta de la estructura de acero.

- **Fuerza cortante en la base**

El Reglamento Nacional de Edificaciones-E.030 nos menciona que la fuerza cortante en la base en cada dirección (X, Y) no debe ser menor que el 80% de la fuerza cortante calculada en el Análisis estático, para estructuras regulares.

Tabla 38

Fuerza cortante estática y dinámica de la estructura de acero en el eje x

F.Cortante estatica	F. Cortante dinámica	%	Condición
62.10	50.22	81	cumple

Fuente: elaboración propia.

Tabla 39

Fuerza cortante estática y dinámica de la estructura de acero en el eje y

F.Cortante estatica	F. Cortante dinámica	%	Condición
62.10	49.68	80	cumple

Fuente. Elaboración propia.

Entonces se puede ver que la cortante obtenida en el análisis dinámico cumple con lo que nos menciona el Reglamento Nacional de Edificaciones - E.030.

- **Desplazamiento Lateral**

Los valores de los desplazamientos laterales por piso, fueron sustraídos del análisis por sismo en cada dirección que se realizó en el software Etabs, a continuación, se muestra los desplazamientos provocados por el sismo en la dirección "X" y "Y".

Tabla 40*Desplazamiento por piso de la estructura de acero en la dirección x*

N° Pisos	Altura (m)	Desplazamiento (mm)
Piso 5	16.00	13.07
Piso 4	13.00	9.96
Piso 3	10.00	6.87
Piso 2	7.00	4.01
Piso 1	4.00	1.68

Fuente: elaboración propia.

Tabla 41*Desplazamiento por piso de la estructura de acero en la dirección y*

N° Pisos	Altura (m)	Desplazamiento (mm)
Piso 5	16.00	11.56
Piso 4	13.00	9.01
Piso 3	10.00	6.36
Piso 2	7.00	3.84
Piso 1	4.00	1.70

Fuente: elaboración propia.

- **Derivas y/o Distorsión por piso**

Para el obtener las derivas de entrepiso de nuestra estructura de acero se hizo siguiendo los pasos que nos indica RNE – E.030, que nos menciona que para las estructuras regulares para obtener la deriva final se multiplica la deriva elástica calculada por $0.75R$ y ese valor no tiene que ser mayor que el límite de distorsión que nos da la norma para estructuras de acero que es la que se muestra en el siguiente cuadro.

Tabla 42*Límite para la distorsión del entrepiso en estructuras de acero*

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Estructuras de Acero	0,010

Fuente: elaboración propia.

Entonces el resultado de nuestras derivas de entrepiso de la estructura en el eje “X” y “Y” son las siguientes:

Tabla 43*Resultados de las derivas de entrepiso en el eje x en la estructura de acero*

N° Pisos	Altura (m)	Desplazamiento (mm)	Derivas Δ elastica	Distorsión Δ	Condición
Piso 5	16.00	13.07	0.001036	0.0062	cumple
Piso 4	13.00	9.96	0.001032	0.0062	cumple
Piso 3	10.00	6.87	0.000952	0.0057	cumple
Piso 2	7.00	4.01	0.000775	0.0047	cumple
Piso 1	4.00	1.68	0.000421	0.0020	cumple

Fuente: elaboración propia.

Tabla 44*Resultados de las derivas de entrepiso en el eje y en la estructura de acero*

N° Pisos	Altura (m)	Desplazamiento (mm)	Derivas Δ elastica	Distorsión Δ	Condición
Piso 5	16.00	11.56	0.000850	0.0051	cumple
Piso 4	13.00	9.01	0.000881	0.0053	cumple
Piso 3	10.00	6.36	0.000841	0.0050	cumple
Piso 2	7.00	3.84	0.000714	0.0043	cumple
Piso 1	4.00	1.70	0.000377	0.0023	cumple

Fuente: elaboración propia.

Entonces el resultado de estas derivas en ambas direcciones también la hemos reflejado en un diagrama la cual esta expresada de la siguiente manera:

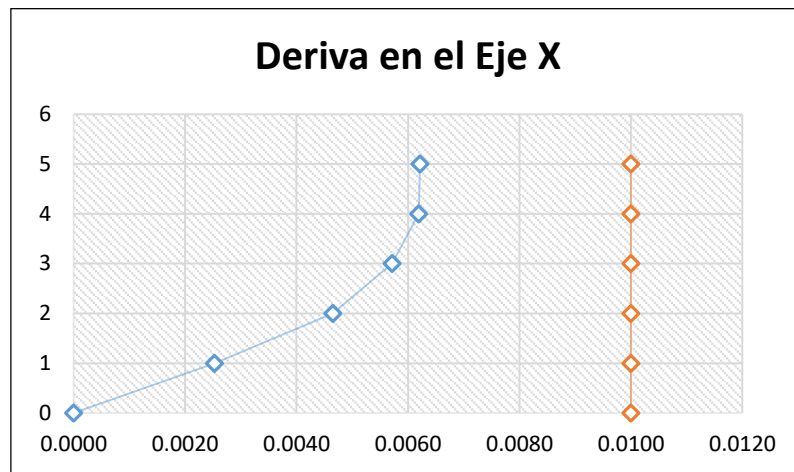


Figura 42. Gráfico de las derivas de entrepiso de la estructura de acero en X

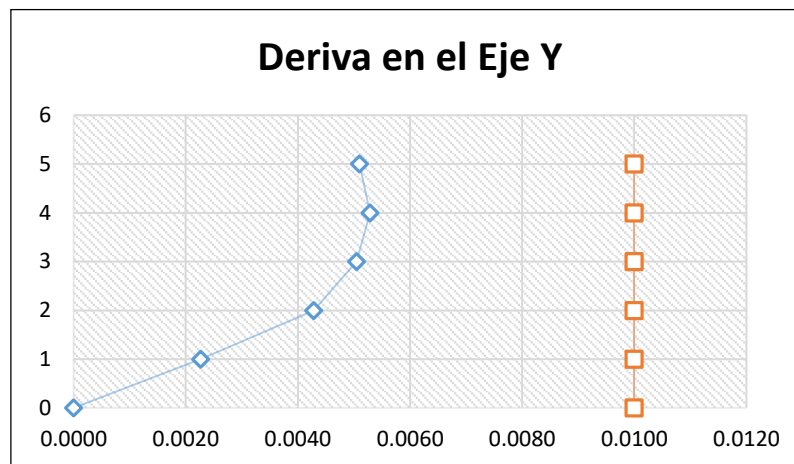


Figura 43. Gráfico de las derivas de entrepiso de la estructura de acero en Y

Entonces de los datos obtenidos y de los gráficos representativos se puede decir que los desplazamientos en los entrepisos de la estructura son menores a los que nos indica en el RNE-E.030 que es 0.01, lo que significa que nuestra estructura no se va a desplazar más de lo nos indica la norma.

Diseño de elemento de Acero

Diseño de Vigas

El diseño de vigas se realizó cumpliendo con la Norma del Reglamento Nacional de Edificaciones la - E.090 (Estructuras Metálicas), se diseñó por Flexión y Corte y también se realizó el cálculo de las Deflexiones.

se tomó como muestra la viga de perfil W14"x38 que se ubica en el eje 2 de A-B la cual su diseño está dada de la siguiente manera:

- **Diseño a Flexión**

La norma E.090 nos indica que la resistencia nominal en flexión es el menor valor obtenido del cálculo de los siguientes estados límites, por fluencia y por pandeo lateral torsional.

Diseño por Fluencia:

La resistencia a flexión determinada por el estado límite de fluencia es igual ΦM_n donde el Momento nominal es igual a la siguiente formula:

$$\Phi = 0.90$$

$$M_n = M_p$$

$$M_p = F_y \times Z$$

$$F_y = \text{Estado límite de fluencia (2530 kg/cm}^2\text{)}$$

$$Z = \text{Modulo plástico en el eje x de la sección (1046 cm}^3\text{)}$$

Entonces:

$$M_p = 2530 \times 1046 = 26.464 \text{ tonf} - \text{m}$$

$$M_n = 26.464 \text{ tonf} - \text{m}$$

$$\Phi M_n = 23.817 \text{ tonf} - \text{m}$$

Diseño por Pandeo lateral torsional

La resistencia a flexión por el estado límite de pandeo lateral torsional es igual a ΦM_n donde el momento nominal esta dado de la siguiente manera.

$$\Phi = 0.90$$

$$M_n = C_b (M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right))$$

Datos:

$$M_u = 9.9737 \text{ tonf-m}$$

$$F_L = 1358 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_a = 5.7487 \text{ tonf-m}$$

$$r_y = 3.99 \text{ cm}$$

$$M_b = 9.6920 \text{ tonf-m}$$

$$S_x = 930 \text{ cm}^3$$

$$M_c = 6.9261 \text{ tonf-m}$$

$$J = 37.3 \text{ cm}^4$$

$$L_b = 712.5 \text{ cm}$$

$$I_y = 1190 \text{ cm}^4$$

$$A = 74.56 \text{ cm}^2$$

$$C_w = 351000 \text{ cm}^6$$

Entonces:

$$X_1 = \frac{\pi}{930} \sqrt{\frac{2100000 \times 787500 \times 37.3 \times 74.56}{2}} = 161910.12 \text{ kg - cm}$$

$$X_2 = 4 \times \frac{351000}{1190} \times \left(\frac{930}{787500 \times 37.3} \right)^2 = 0.00000118 \text{ kg - cm}$$

$$L_r = \frac{3.99 \times 161910.12}{1358} \times \left(\sqrt{1} + \left(\sqrt{1} + 0.00000118 \times 1358^2 \right) \right) = 793.68 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 \times 3.99 \times \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 202.32 \text{ cm}$$

$$M_r = 1358 \times 930 = 1262940 \text{ kgf - cm}$$

$$C_b = \frac{12.5 \times 997368.79}{2.5 \times 997368.79 + 3 \times 574871.30 + 4 \times 969195.25 + 3 \times 692607.09}$$

$$C_b = 1.226$$

$$M_n = 1.226 \left(2646380 - (2646380 - 1262940) \left(\frac{712.5 - 202.32}{793.68 - 202.32} \right) \right)$$

$$M_n = 17.806 \text{ tonf - m}$$

$$\Phi M_n = 16.025 \text{ tonf - m}$$

Entonces según la norma E.090 se toma el menor momento nominal para la resistencia a flexión que vendría hacer la siguiente:

$$\Phi M_n = 16.025 \text{ tonf - m} \quad > \quad M_u = 9.9737 \text{ tonf - m}$$

Como se puede observar el Momento nominal de la sección es mayor que el Momento último que se tiene, por ende, la sección es la adecuada.

- **Diseño por Corte**

El diseño por corte se realizó según la norma E.090, el cual nos indica lo siguiente:

$$V_n = A_w \left(\frac{910000}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2} \right)$$

A_w = área del alma.

h = altura de la sección.

Entonces:

$$V_n = 28.64 \times \left(\frac{910000}{\left(\frac{33}{0.8}\right)^2} \right) = 15.32 \text{ tonf}$$

$$\Phi V_n = 13.79 \text{ tonf}$$

$$V_u = 2.51 \text{ tonf}$$

$$\Phi V_n < V_u$$

Como se puede observar la resistencia a la cortante de la sección es mayor a la cortante última que se tiene, lo que quiere decir que la sección es la adecuada.

- **Verificación de la deflexión**

la norma nos indica que la deflexión máxima permitida en la viga será de $L/360$.

Para calcular la deflexión de la viga aplicamos la siguiente fórmula:

$$\Delta l = \frac{5 \times w_l \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$$w_l = 0.95 \text{ tonf/m}^2 \quad I = 0.000167 \quad E = 21000000 \text{ tonf/m}^2$$

Entonces:

$$\Delta l = \frac{5 \times 0.95 \times 7.125^4}{384 \times 21000000 \times 0.000167} = 0.00909 \text{ m} = 0.91 \text{ cm}$$

$$\Delta l_{\text{permisible}} = \frac{7.125}{360} = 0.0197 \text{ m} = 1.97 \text{ cm}$$

$$\Delta l < \Delta l_{\text{permisible}}$$

Se puede observar que la deflexión del elemento no sobrepasa la deflexión máxima permitida lo que indica que la sección es la adecuada.

Diseño de Columnas

El diseño de columnas se realizó cumpliendo lo que indica la norma del Reglamento Nacional de Edificaciones la E.090, se diseñó sujetos a compresión axial y sujetos a flexo compresión.

Como muestra se tomó la columna más crítica que es la columna del centro que es la que soporta más carga, su perfil es W 14"x53.

Datos:

$$L = 400 \text{ cm} \quad E = 2100000 \text{ kg/cm}^2 \quad F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = 88.33 \text{ tonf} \quad K = 1 \quad R = 14.8 \text{ cm}$$

Relación de Esbeltez:

$$\frac{KL}{R} = \frac{1 * 400}{14.8} = 27.03 < 200 \quad \text{Cumple}$$

Parámetro de Esbeltez:

$$\lambda_c = \frac{KL}{R\pi} \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \frac{1 * 400}{14.8 * 3.14} \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 0.30$$

Relación Limite Ancho/Espesor

$$\frac{h}{t_w} = \frac{32.2}{1} = 32.2 < 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 42.93$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{20.5}{2 * 1.6} = 6.41 < 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 16.13$$

Como son menores quiere decir que la sección es compacta.

- **Diseño a Compresión**

el diseño a compresión se realizó por dos estados limites uno por pandeo por flexión y por pandeo flexo-torsional.

Diseño para pandeo por flexión

la resistencia de diseño para pandeo por flexión se calculó de la siguiente manera $\Phi_c P_n$.

$$\Phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_g \times F_{cr}$$

$$A_g = 97.8 \text{ cm}^2$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.30^2}) \times 2530 = 2437.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 97.8 \times 2437.23 = 238360.84 \text{ kg}$$

$$\Phi_c P_n = 0.85 \times 238360.84 = 202606.71 \text{ kg}$$

$$\Phi_c P_n = 202.61 \text{ tonf}$$

$$\Phi_c P_n = 202.61 > P_u = 88.33 \text{ tonf} \quad \text{Cumple}$$

Diseño para pandeo flexo-torsional

Aplicamos la fórmula del AISC, ya que las secciones W son doblemente simétricas.

$$\Phi_b = 0.9$$

$$P_n = \Phi_b \times A_g \times F_{cr}$$

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y} = \left(\frac{\pi^2 \times 2100000 \times 656000}{(1 \times 400)^2} \right) + 787500 \times 67.2$$

$$F_e = 5790.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{2530}{5790.38} = 0.44 < 2.25 \quad \text{Cumple}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y = (0.658^{0.44}) \times 2530 = 2107.16 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Phi_b P_n = 0.9 \times 97.8 \times 2107.16 = 185472.32 \text{ kg}$$

$$\Phi_b P_n = 185.47 \text{ tonf} < P_u = 88.33 \text{ tonf} \quad \text{Cumple}$$

- **Diseño a Flexo-Compresión**

Para verificar este estado limite, se realizó con el manual del AISC que es de la siguiente manera.

$$M_u = 0.9912 \text{ tonf-m}$$

Calculo del Momento nominal según la norma E.090

$$M_n = M_p$$

$$M_p = F_y \times Z$$

$$M_p = 2530 \times 1368 = 3461040 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 34.61 \text{ tonf-m}$$

$$\Phi M_n = 31.15 \text{ tonf-m}$$

Entonces:

$$\frac{P_u}{\Phi_c P_n} = \frac{88.33}{0.85 \times 185.47} = 0.56 > 0.2$$

Como es menor a 0.2 se aplica la siguiente formula:

$$\frac{P_u}{\Phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_u}{\Phi_b M_n} \right) = \frac{88.33}{0.85 \times 185.47} + \frac{8}{9} \left(\frac{0.9912}{31.15} \right) = 0.4 < 1.00 \quad \text{Cumple}$$

Diseño de Placa Base

El diseño de la placa base se realizó a carga axial y a momento.

- **Diseño de placa base con carga axial**

Área de la placa base

$$A_1 \text{ requerida} = \frac{P_u}{\Phi \times 0.85 \times F'_c \sqrt{A_2} / A_1}$$

$$A_1 \text{ requerida} = \frac{88332.5}{0.6 \times 0.85 \times 210 \times \sqrt{1}} = 824.77 \text{ cm}^2$$

Dimensiones de la placa base

$$N = \sqrt{A_1} \text{ requerida} = \sqrt{824.77} = 28.72 \text{ cm}$$

$$B = \frac{A_1 \text{ requerida}}{N} = \frac{824.77}{28.72} = 28.72 \text{ cm}$$

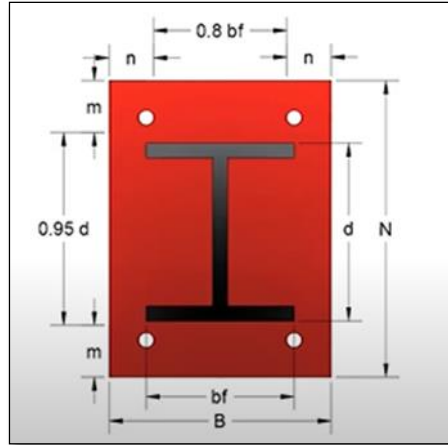


Figura 44. Modelo de placa base para columna de acero.

Se tiene que tomar en cuenta las dimensiones de la columna entonces nuestras dimensiones verdaderas serían:

$$N = 56 \text{ cm}$$

$$B = 30 \text{ cm}$$

Cálculo del espesor de la placa base

$$t_{pmin} = l * \sqrt{\frac{2 * Pu}{\Phi * Fy * B * N}}$$

$$l = \max(m, n, \lambda' n)$$

$$n = \frac{B - 0.8bf}{2} = \frac{30 - 0.8 * 20.5}{2} = 6.80 \text{ cm}$$

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{56 - 0.95 * 35.4}{2} = 11.19 \text{ cm}$$

$$\lambda' c = \frac{\sqrt{d} * bf}{4} = \frac{\sqrt{35.4} * 20.5}{4} = 6.73 \text{ cm}$$

$$t_{pmin} = 11.19 * \sqrt{\frac{2 * 88332.5}{0.9 * 2530 * 30 * 56}} = 2.40 \text{ cm}$$

- **Diseño de placa base con momento**

$$Mu = 0.9912 \text{ tonf-m}$$

Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{0.9912}{88.33} = 0.0112 \text{ m}$$

Cálculo de la presión máxima del

concreto $q_{max} = f_{pmax} * B$

$$f_{pmax} = \Phi * 0.85 * F'_c * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.6 * 0.85 * 210 * \sqrt{1} = 107.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{max} = 107.10 * 30 = 3213 \text{ kg/cm}$$

Cálculo de la excentricidad crítica

$$\varepsilon = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} = \frac{56}{2} - \frac{88332.5}{2 * 3213} = 14.25 \text{ cm}$$

la excentricidad es menor que la excentricidad crítica, lo que quiere decir que el momento de magnitud que se tiene es pequeña.

Cálculo de longitud de soporte Y

$$Y = N - 2e = 56 - 2 * 1.12 = 53.76 \text{ cm}$$

Verificación de la presión de soporte (q < qmax)

$$q = \frac{P_u}{Y} = \frac{88332.5}{53.76} = 1643.22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \quad \text{Cumple}$$

Cálculo de espesor de la placa base

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{56 - 0.95 * 35.4}{2} = 11.19 \text{ cm}$$

$$t_p = 1.5 * m \sqrt{\frac{f_{pmax}}{F_y}} = 1.5 * 11.19 \sqrt{\frac{107.10}{2530}} = 3.45 \text{ cm}$$

Entonces para el espesor de la placa se tomará el mayor número en este el espesor de la placa será de 1 ½”.

Cálculo de tensión de la barra de anclaje

$$T_u = q_{max} * Y - P_u = 3213 * 53.76 - 88332.5 = 84384.73 \text{ kg}$$

Cálculo de tamaño y profundidad de la barra de anclaje

La AISC propone un mínimo de 2 barras por lado o cara de columna estructural entonces se tomó esa cantidad de barras.

$$N^\circ \text{ Barras} = 2$$

$$\text{Fuerza de tensión por barra} = \frac{84384.73}{2} = 42192.37 \text{ kg}$$

Esa es la fuerza que tendrá cada barra cuando trabaje a tensión. Entonces se empleará pernos de 1 ½” de Grado 55 que tiene una resistencia a tensión de 42365.53 kg, es mayor a la fuerza de tensión por barra que se requiere.

Para el cálculo de longitud de empotramiento de la barra, la norma AISC establece como mínimo 12 pulgadas, con esa medida de diseño.

hef = 31 cm

separación en el lado más largo = 40 cm

separación en el lado más corto = 27 cm

Diseño de Pedestal

el diseño de pedestal es para la misma columna que se tomó como muestra en capítulos más arriba.

Carga axial que se tiene:

$$P_u = 88332.5 \text{ kg}$$

$$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del esfuerzo del concreto

$$\sigma_c = 0.35F'_c = 0.35 * 210 = 73.5 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del área del pedestal

$$A_p = \frac{P_u}{\sigma_c} = \frac{88332.5}{73.5} = 1201.80 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones del pedestal serán las mismas de la placa base que se diseñó, entonces las dimensiones del pedestal son las siguientes:

$$N = 56 \text{ cm}$$

$$B = 30 \text{ cm}$$

$$A_p = 1680 \text{ cm}^2 \quad \text{Es mayor al área que se requiere por ende cumple.}$$

La norma indica que para superficies de aplastamiento como es el caso de un pedestal se debe cumplir lo siguiente:

$$\Phi P_n \geq P_u \quad \Phi P_n = 0.85F'_c * A_p$$

$$\Phi P_n = 0.85 * 210 * 1680 = 299880.0 \text{ kg}$$

$$\Phi P_n = 299880 \text{ kg} > P_u = 88332.5 \text{ kg} \quad \text{Cumple}$$

Área de acero que se requiere

$$A_s = 0.0085 * 56 * 30 = 14.28 \text{ cm}^2$$

Entonces para cubrir esa área de acero que se requiere se usara 7 varillas de 5/8".

Diseño de zapatas

Como muestra se detalla el diseño de la zapata aislada para los pedestales céntricos y excéntricos del diseño estructural.

Zapata 1

Datos:

$$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad P_{cm} = 57 \text{ ton} \quad M_{cm} = 0.082 \text{ ton-m}$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad P_{cv} = 13.6 \text{ ton} \quad M_{cv} = 0.021 \text{ ton-m}$$

$$Q_{admisible} (q_a) = 1.14 \text{ kg/cm}^2$$

Pedestal = 56 cm x 30 cm con varillas longitudinales de 5/8".

Calculo del peralte de la zapata

$$L_{d1} = \frac{0.075 * 4200}{\sqrt{210}} * 1.59 = 34.562 \text{ cm}$$

$$L_{d2} = (0.0044 * 4200) * 1.59 = 29.383 \text{ cm}$$

$$L_d = 35 + 5.08 + 7.5 = 47.58 = 50 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la altura de la zapata será de 50 cm.

Dimensiones de la zapata

$$L = 2.7 \text{ m} \quad B = 2.5 \text{ m} \quad A_z = 6.75 \text{ m}^2$$

Verificación a presión

$$\text{Peso servicio} = 57 + 13.6 = 70.6 \text{ ton}$$

$$\text{Momento servicio} = 0.082 + 0.021 = 0.103 \text{ ton-m}$$

$$C = \frac{2.70}{2} = 1.35 \text{ m}$$

$$I = \frac{2.7 * 2.5^3}{12} = 4.10 \text{ m}^4$$

$$q_{\max} = \frac{70.6}{6.75} + \frac{0.103 * 1.35}{4.10} = 1.049 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < q_a = 1.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{cumple}$$

Cargas de diseño

$$P_u = 1.7(13.6) + 1.4(57) = 102.92 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.7(0.021) + 1.4(0.082) = 0.1505 \text{ ton-m}$$

$$e = \frac{0.1505}{102.92} = 0.0015 \text{ m} < \frac{2.7}{6} = 0.45$$

Presiones para el diseño

$$q_1 = 15.297 \text{ ton/m}^2 \quad q_2 = 15.198 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{cortante}} = 15.276 \text{ ton/m}^2$$

$$V_u = \frac{(15.297 + 15.276) * 0.57}{2} * 2.5 = 21.783 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 250 * 50 = 81.605 \text{ ton} > V_u \quad \text{cumple}$$

Verificación por punzonamiento

$$b_o = 2*(0.56+0.5) + 2*(0.3+0.5) = 3.72 \text{ m}$$

$$B_o = 56/30 = 1.87$$

$$A_p = (0.56+0.5) * (0.30+0.5) = 0.848 \text{ m}^2$$

$$q'' = 15.228 \text{ ton/m}^2 \quad q''' = 15.267$$

$$V_u = \frac{(15.297 + 15.198) * 2.7}{2} * 2.5 - \frac{(15.267 + 15.228) * 1.06}{2} * 0.8 = 89.99 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{1.87}\right) * 210 * 372 * 50 = 256.44 \text{ ton} > V_u \quad \text{cumple}$$

Diseño de refuerzo

$$M_u = 8.749 \text{ ton-m} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 50 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ mínimo} = 0.0024 * 100 * 50 = 12.08 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ diseño} = 0.000935 * 100 * 50 = 4.675 \text{ cm}^2 < A_s \text{ mínimo}$$

$$A_s \text{ final} = 12.08 \text{ cm}^2 \quad \text{usar varillas de } 5/8''$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{12.08 * 2.70}{1.98} = 16 \text{ varillas}$$

$$S = \frac{2.70 - 0.15 - 0.0156 - 0.10}{16 - 1} = 0.16 \text{ m}$$

Diseño de refuerzo transversal

$$M_u = 8.729 \text{ ton-m}$$

$$A_s \text{ mínimo} = 12.08 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ diseño} = 4.65 < \text{cuantía mínima}$$

$$A_s \text{ final} = 12.08 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{12.08 * 2.50}{1.98} = 15 \text{ varillas}$$

$$S = \frac{2.50 - 0.15 - 0.0156 - 0.10}{15 - 1} = 0.16 \text{ m}$$

Zapata 2

Zapata excéntrica

$$A_s \text{ longitudinal} = 9 \text{ } \varnothing \text{ 5/8" @ 0.15 m}$$

$$A_s \text{ transversal} = 17 \text{ } \varnothing \text{ 5/8" @ 0.16 m}$$

$$H = 0.50 \text{ m}$$

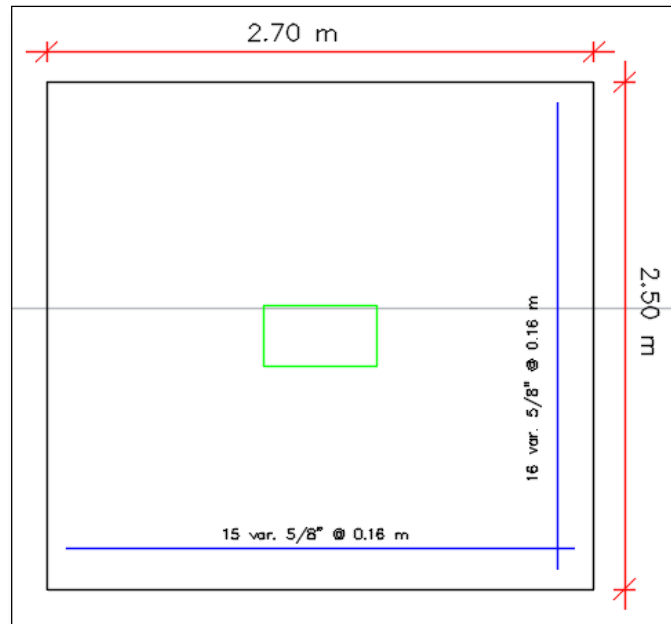


Figura 45. Vista en planta de zapata aislada para pedestal céntrico.

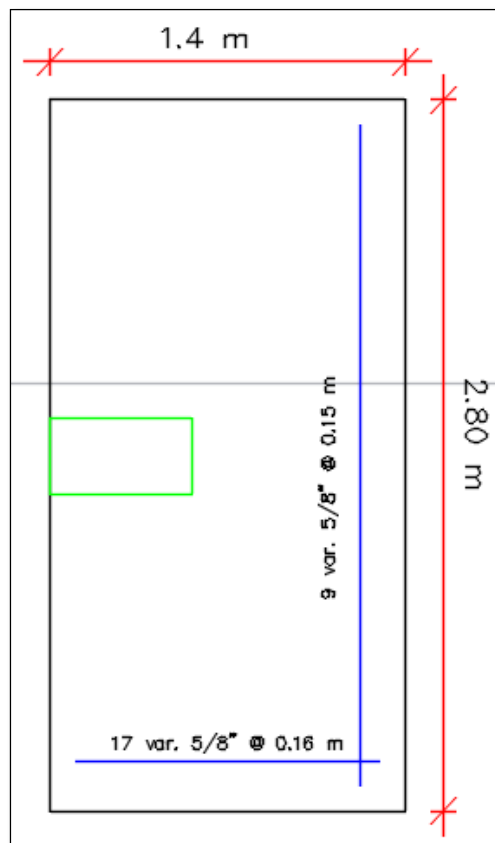


Figura 46. Vista en planta de zapata aislada para pedestal excéntrico.

Presupuesto

Después de diseñar las estructuras se procedió a analizar el presupuesto de cada una, en la cuales se partió desde los metrados y el análisis de costos unitarios, para el presupuesto de la estructura de concreto armado se trabajó con la revista Costos. A continuación, se muestra los cuadros de presupuesto de cada estructura.

Tabla 45

Presupuesto de la estructura de concreto armado

Ítem	Descripción	Precio (S/.)
01.00.	Movimiento de tierras	7,700.76
02.00.	Obras de Concreto Simple	9,588.79
03.00.	Obras de Concreto Armado	312,362.02
	Costo Directo	329,651.56

Fuente: elaboración propia.

Tabla 46

Presupuesto de la estructura de acero

Ítem	Descripción	Precio (S/.)
01.00.	Movimiento de tierras	7,825.69
02.00.	Obras de Concreto Simple	5,471.77
03.00.	Obras de Concreto Armado	20,804.91
04.00.	Estructuras Metálicas	278,587.89
	Costo Directo	312,690.27

Fuente: elaboración propia.

IV. Discusión

Discusión de resultados del objetivo general

Según el objetivo general, determinar cuáles son los resultados del análisis comparativo entre una estructura de concreto armado y una estructura de acero para decidir el diseño estructural más conveniente para una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador, los resultados obtenidos en la etapa de diseño y análisis estructural de cada estructura evidencia que la estructura de acero es más conveniente para viviendas multifamiliares en el Distrito de villa el salvador, datos que al ser comparados con lo encontrado por Zambrano (2017) en su tesis titulada “Análisis comparativo económico de una vivienda de estructura de acero y una estructura convencional”, quien concluyo que se optó por la vivienda de acero debido al análisis de sus costos y sus ventajas constructivas que favorecen en tiempo y dinero al momento de ejecutarse, también porque se puede obtener pórticos con mayores luces optimizando mejor los espacios. Con estos resultados se afirma que una estructura de acero es más conveniente que una estructura de concreto armado.

Discusión de resultados del objetivo específico número 01

Los puntos que tienen inferencia para dar respuesta a nuestro primer objetivo específico son las fuerzas cortantes que existen por piso y el peso de la estructura que son las siguientes:

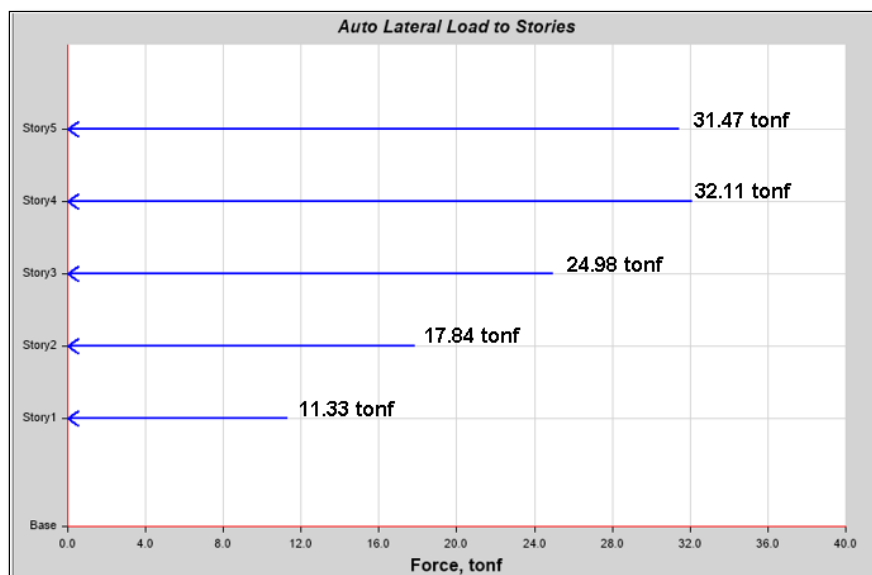


Figura 47. Gráfico de fuerzas laterales en la estructura de concreto armado.

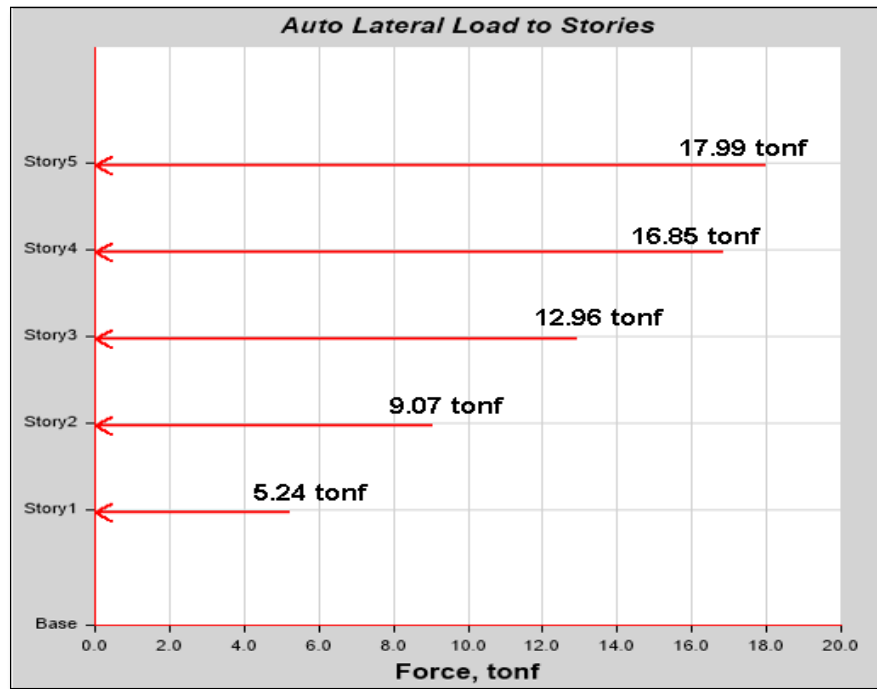


Figura 48. Gráfico de fuerzas laterales en la estructura de acero.

Los resultados obtenidos en las figuras 43 y 44, evidencian que la estructura de concreto armado tiene mayores fuerzas cortantes laterales con respecto a la estructura de acero.

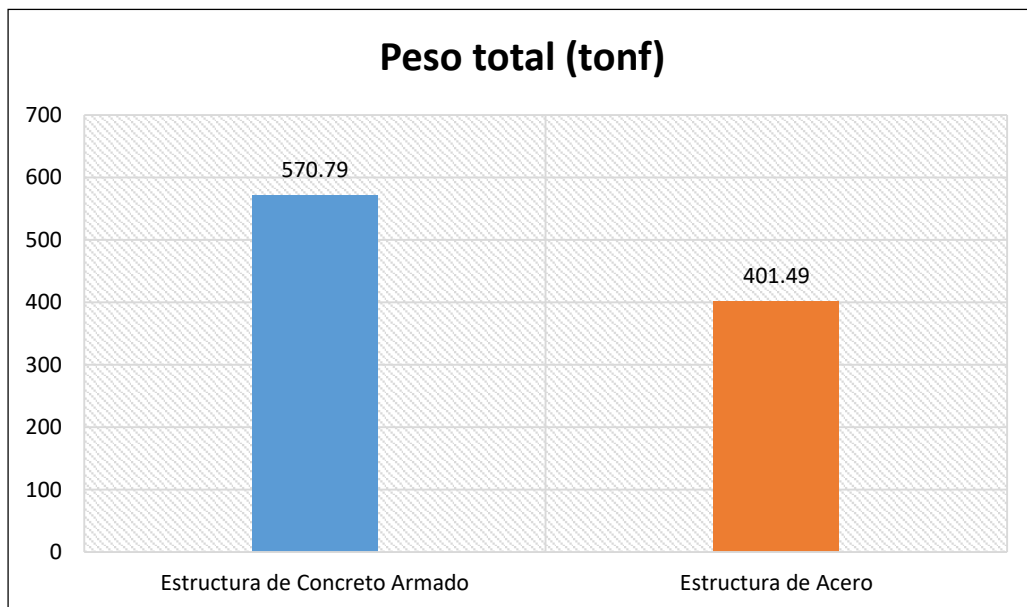


Figura 49. Gráfico de peso total de estructura de concreto armado y acero.

Los resultados obtenidos en la figura 45, evidencian que la estructura de concreto armado es más pesada que la estructura de acero con una diferencia de 169.3 toneladas.

Con estos resultados podemos dar respuesta a nuestro primer objetivo específico.

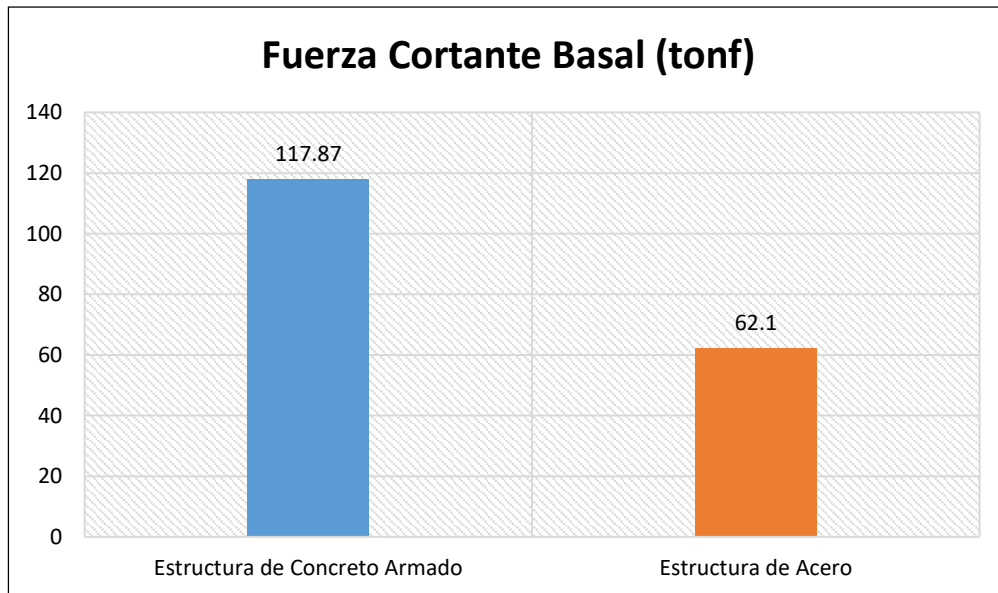


Figura 50. Gráfico de fuerzas cortantes en la base de ambas estructuras

Según el objetivo específico número 01, contrastar los resultados del análisis comparativo entre la fuerza cortante basal de una estructura de concreto armado y una estructura de acero para conocer las fuerzas laterales en cada nivel en una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador, los resultados obtenidos en la figura 46, se evidencia que la estructura de acero tiene una menor cortante basal en comparación con la de la estructura de concreto armado lo que refleja que la estructura de acero es más liviana y tiene menores cargas laterales (cargas del sismo) lo que le hace una estructura sismorresistente, datos que al ser comparados con lo encontrado por Jyothi (2018) en su artículo titulado: "Comparative analysis of RCC and Steel structure", quien concluyó que obtuvo buenos resultados de la comparación y que la estructura de acero tiene menos carga muerta y que los momentos y fuerzas cortantes en la base son menores a la de la estructura de concreto armado, con estos resultados se afirma que la estructura de acero tiene menores fuerzas sísmicas lo que le hace una estructura sismorresistente al lado de la estructura de concreto armado.

Discusión de resultados de resultados del objetivo específico numero 02

Según el objetivo específico número 02, contrastar los resultados del análisis comparativo de comportamiento estructural de la estructura de concreto armado y la estructura de acero para decidir que estructura tiene un mejor comportamiento cuando está expuesta a cargas en una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador, se tuvo como resultados:

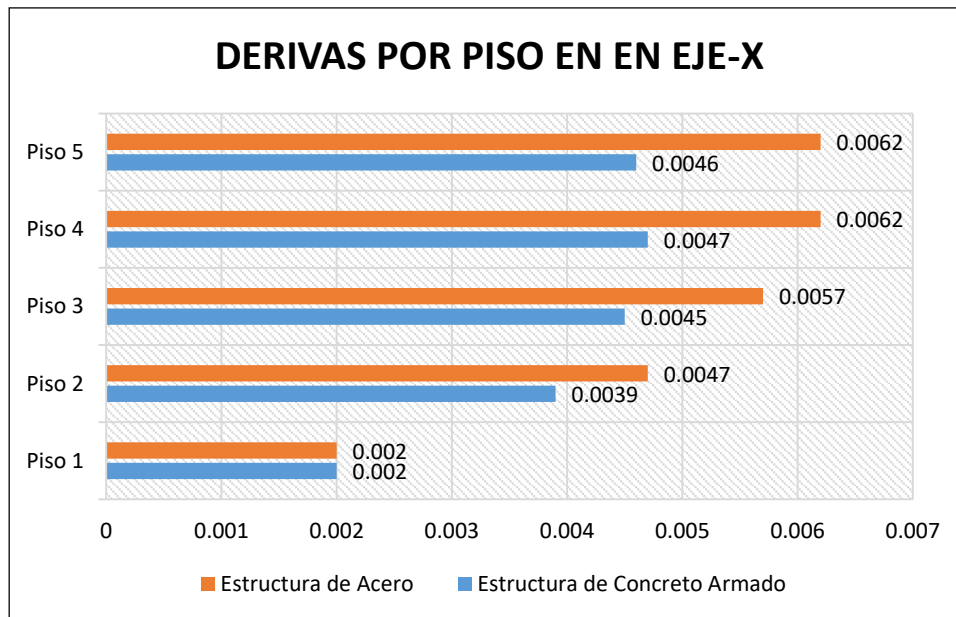


Figura 51. Gráfico de derivas en entresijos de ambas estructuras en la dirección X.

Los resultados obtenidos en la figura 47, muestran que ambas estructuras están por debajo de la deriva límite que indica la norma E.030, también se puede observar que la estructura de acero tiene mayor distorsión o deriva que la estructura de concreto armado en los cuatro últimos niveles respecto al eje x.

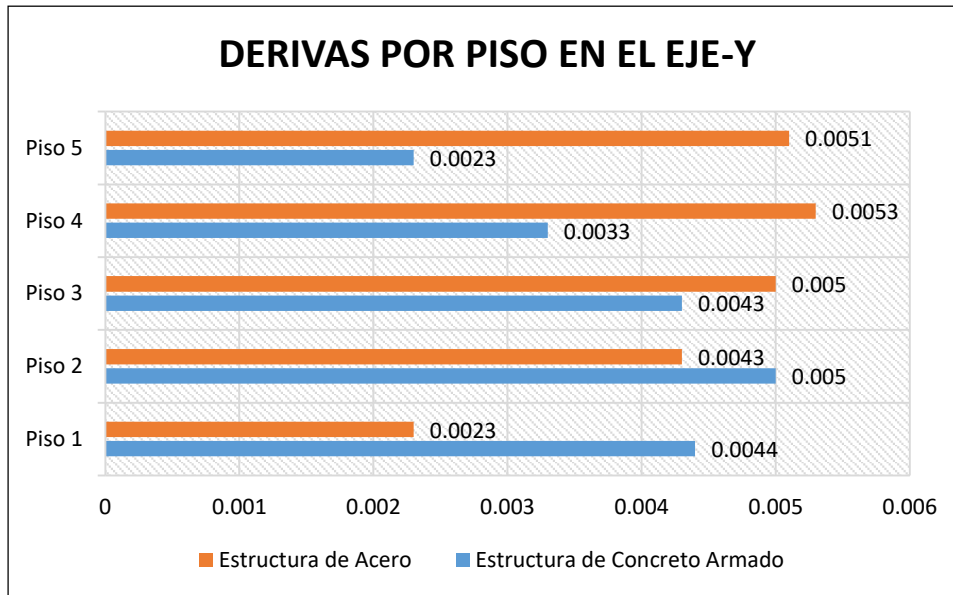


Figura 52. Gráfico de derivas en entresijos de ambas estructuras en la dirección Y.

Los resultados obtenidos en la figura 48, muestran que ambas estructuras están por debajo de la deriva límite que indica la norma E.030, también se puede observar que la estructura de concreto armado tiene mayor distorsión o deriva con respecto a la estructura de acero en los dos primeros niveles, pero la estructura de acero tiene mayor distorsión o deriva en los tres últimos niveles respecto a la estructura de concreto armado en el eje y.

Para la comparación se debe tener en cuenta las derivas o distorsiones límites, dado que las dos estructuras son distintas según la norma E.030.

A continuación, se muestra un gráfico donde se compara la deriva máxima de cada estructura respecto a la deriva límite que nos indica la norma E.030.

Deriva límite en concreto armado = 0.007

Deriva límite en Acero = 0.010

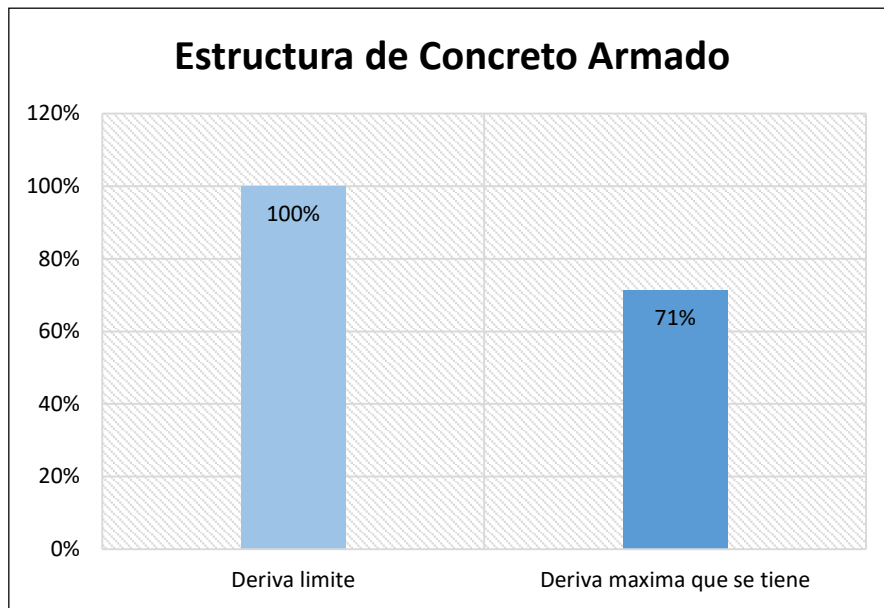


Figura 53. Gráfico de la deriva limite vs deriva máxima en la estructura de concreto armado.

La figura 49 muestra que la deriva máxima de la estructura de concreto armado tiene un 71% de la deriva limite que nos indica la norma E.030.

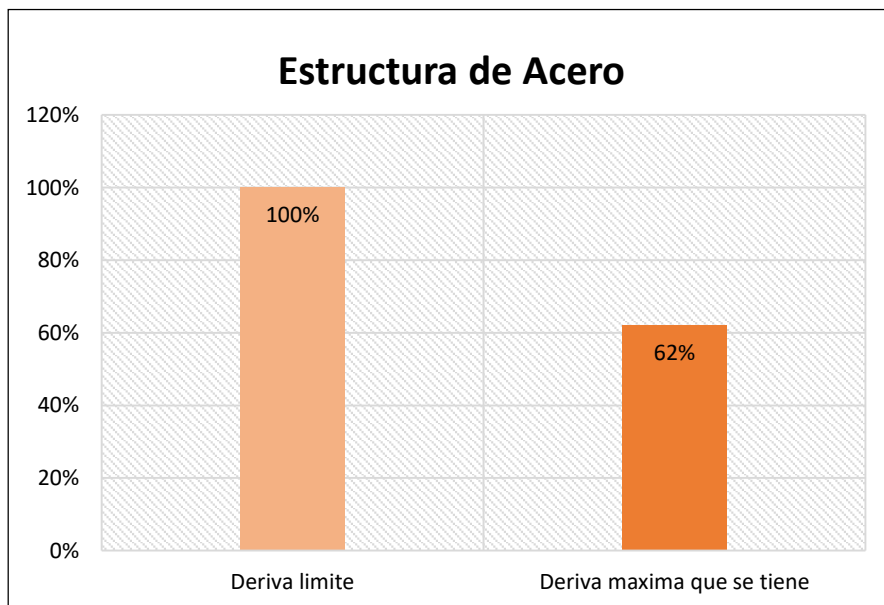


Figura 54. Gráfico de la deriva limite vs deriva máxima en la estructura de acero.

La figura 50 muestra que la deriva máxima de la estructura de acero tiene un 62% de la deriva limite que indica la norma E.030.

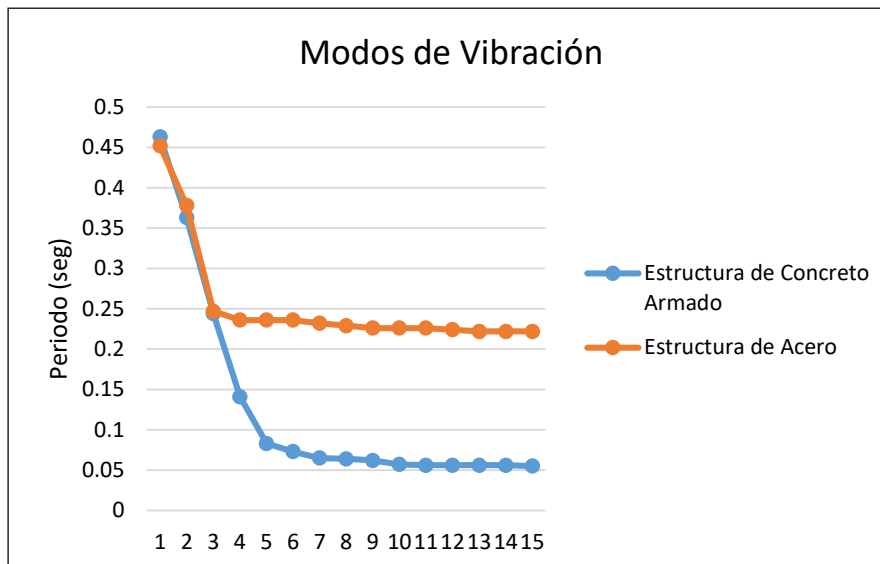


Figura 55. Gráfico de periodos respecto a los modos de vibración de ambas estructuras.

La figura 51, muestra los modos de vibración de las dos estructuras, reflejando que la estructura de concreto de acero tiene periodos más altos que la estructura de concreto armado.

Los resultados obtenidos de las figuras 49 y 50, se evidencia que la estructura de acero tiene menores distorsiones o derivas respecto a la estructura de concreto armado teniendo en cuenta que cada uno tiene un límite de distorsión o deriva de acuerdo a su sistema estructural, lo que indica que la estructura de acero es más resistente que la estructura de concreto armado, la figura 51, evidencia que la estructura de acero tiene mayores periodos que la estructura de concreto armado, lo que indica que la estructura de acero tendrá una mejor respuesta ante un sismo, datos que al ser comparados con lo encontrado por Shah y Saranya (2020) en su artículo titulado: “Comparative Study of Reinforced Cement Concrete (RCC) and Steel Struture”, quienes concluyeron que obtuvieron buenos resultados, que el periodo de resistencia contra la acción sísmica de la estructura de acero es ligeramente más alto que la estructura de concreto armado y que cuando la altura de la estructura aumenta el rendimiento de la construcción de acero también aumenta, con estos resultados se afirma que la estructura de acero tiene un mejor comportamiento estructural respecto a la estructura de concreto armado, Domínguez (2014) en su artículo: “Periodos de vibración de las edificaciones” indica

que el periodo fundamental de vibración de las edificaciones depende de sus características de altura, rigidez y masa.

Discusión de resultados de resultados del objetivo específico numero 03

Según el objetivo específico número 03, Contrastar los resultados del análisis comparativo entre el presupuesto de la estructura de concreto armado y la estructura de acero para decidir que estructura es más económica para una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador, se tuvo como resultados:

El presupuesto para cada tipo de estructura se realizó con revistas conocidas que se tiene en el mercado como la revista “Costos”, y también con trabajos de investigaciones ya elaborados

A continuación, se muestra el grafico donde se muestra el presupuesto de cada tipo de estructura que se diseñó.

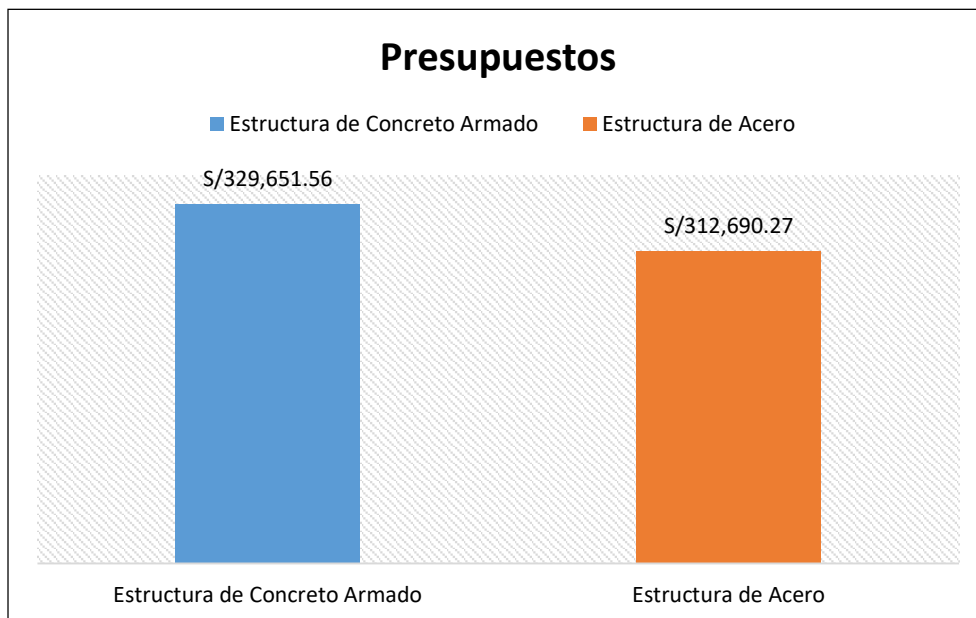


Figura 56. Gráfico de presupuestos de ambas estructuras.

Los resultados obtenidos en la figura 52, evidencia que la estructura de concreto armado cuesta más que la estructura de acero con una diferencia de S/ 16,961.29.

Los resultados obtenidos de la figura 41, evidencia que la estructura de acero tiene un menor costo con respecto a la estructura de concreto armado teniendo en cuenta que el presupuesto corresponde solo a la parte estructural y también que no se tomó en cuentas las escaleras. Datos que al ser comparados con lo encontrado Shah y Saranya (2020) en su artículo titulado: "Comparative Study of Reinforced Cement Concrete (RCC) and Steel Structure", quienes concluyeron que el costo es un factor importante para la comparación de edificios de acero y concreto armado. Hoy en día los clientes siempre buscan lo más económico dejando de lado las estructuras más costosas y que consumen mucho tiempo. El costo de las vigas y las columnas de la estructura de acero es menor que el de las vigas y columnas de la estructura de concreto armado porque no requieren ningún encofrado. Las fuerzas axiales y de reacción sobre la columna son menores en las columnas de acero, lo que finalmente reduce el costo de las columnas, los cimientos y todas las estructuras de acero, con estos resultados se afirma que la estructura de acero es más económica que la estructura de concreto armado.

IV. Conclusiones

- Del análisis comparativo entre ambas estructuras se determinó que la estructura de acero tiene mejor respuesta cuando está expuesta a cargas (como el sismo), por ende, la estructura de acero es más conveniente que la estructura de concreto armado para una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador, según los resultados obtenidos.
- La fuerza cortante basal de la estructura de concreto armado es de 117.87 toneladas y la fuerza cortante basal de la estructura de acero es de 62.10 toneladas, lo que significa que la estructura de concreto armado tendrá mayores fuerzas laterales en comparación a la estructura de acero que tiene menores fuerzas laterales, esos resultados se deben al peso de cada estructura, la estructura de acero es más liviana en un 30% menos que el peso de la estructura de concreto armado. Lo que significa que se necesitaran menos elementos estructurales para rigidizar la estructura.
- El comportamiento estructural de las estructuras respecto a los modos de vibración en ambas, se demuestra que la estructura de acero tiene periodos de vibración más altos que el de la estructura de concreto armado, y según las derivas de entrepisos, se demuestra que la estructura de acero tiene menores derivas o distorsiones en comparación a la estructura de concreto armado respecto al límite de deriva que cada sistema tiene, según la norma E.30 dado que son diferentes tipos de materiales, ya que el acero presenta gran ductilidad lo que hace que nuestra estructuras sea sismorresistente.
- Los resultados del análisis comparativo de presupuestos entre ambas estructuras reflejan que el costo de la estructura de acero es un 5% menor al costo de la estructura de concreto armado, teniendo en cuenta que la comparación del presupuesto solo es de la parte de diseño estructural.

IV. Recomendaciones

- Se recomienda a seguir analizando la estructura de acero, ya que se puede llegar a disminuir un poco las derivas o distorsiones de entrepisos, por la capacidad que tiene este material.
- Se recomienda que al momento de realizar un presupuesto para estructuras de aceros se debe tener mucho en cuenta los costos y perfiles que hay en el mercado, ya que al momento de ejecutarse puede variar los costos.
- Si se llegase a ejecutar estos proyectos se recomienda realizar un estudio de suelos previo para poder corroborar el análisis estructural de ambos diseños que se realizó.
- Se recomienda realizar un nuevo análisis estructural empleando perfiles tubulares en las columnas, cambio de perfiles w (que es con lo que se trabajó en este proyecto) para poder ver cómo es su comportamiento y cómo influye en los costos.
- Se recomienda realizar un nuevo análisis estructural empleando un sistema mixto, usando acero estructural y concreto armado, para conocer su comportamiento estructural y cómo influye en los costos.

Referencias

- Ramos, Y. J. y Ayala, L. A. (2016). *Comparación financiera entre concreto reforzado y acero estructural como alternativa de vivienda de interés social (VIS) para casas de dos pisos en Bogotá D.C.* (Tesis de pregrado, Universidad Católica de Colombia, Bogotá, Colombia). Recuperado de <https://repository.ucatolica.edu.co/>
- Cruz, C. M. (2018). *Análisis comparativo entre sistemas de concreto armado y estructuras de acero en el diseño de un edificio* (Tesis de pregrado, Universidad Peruana de los Andes, Huancayo, Perú). Recuperado de <http://repositorio.upla.edu.pe/handle/UPLA/82>
- Tume, P. A. (2019). *Análisis comparativo estructural y económico al diseñar un edificio multifamiliar de seis pisos de concreto armado y acero, ubicados en la ciudad de Piura* (Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Piura, Piura, Perú). Recuperado de <http://repositorio.unp.edu.pe/handle/UNP/1074>
- Correa, S. A. (2018). *Alternativa de construcción de vivienda económica, empleando perfiles estructurales de plancha delgada, en el AA.HH. Villa Estela, Ancón, Lima, 2018* (Tesis de pregrado, Universidad Cesar Vallejo, Lima, Perú). Recuperado de <http://repositorio.ucv.edu.pe/>
- Alvarez, J. L. y Briones, P. S. (2018). *Comparación del modelamiento, análisis y diseño estructural en concreto armado utilizando los softwares ETABS y ROBOTS ESTRUCTURAL ANALYSIS, para un edificio de cinco niveles* (Tesis de pregrado, Universidad Peruana Unión, Juliaca, Perú). Recuperado de <https://repositorio.upeu.edu.pe/handle/UPEU/72>
- Corzo, D. R. y Saldaña, Y. E. (2017). *Comparación de diseños estructurales de edificaciones metálicas con edificaciones de concreto armado para determinar el diseño más rentable en la construcción de viviendas multifamiliares* (Tesis de pregrado, Universidad de San Martín de Porres, Lima, Perú). Recuperado de <http://www.repositorioacademico.usmp.edu.pe/handle/usmp/4>

Vera, A. V. (2016). *Diseño de un edificio multifamiliar de cuatro pisos en estructura de acero y entre pisos de concreto* (Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú). Recuperado de <http://biblioteca.pucp.edu.pe/recursos-electronicos/repositorios-pucp/>

Zambrano, J. P. (2017). *Análisis Comparativo económico de una vivienda de estructura de acero y una de estructura convencional* (Tesis de maestría, Universidad Técnica de Machala, Machala, Ecuador). Recuperado de <http://repositorio.utmachala.edu.ec/>

Cadme, R. R. y Estrella, J. J. (2016). *Análisis técnico y económico comparativo entre hormigón armado y estructura de acero del nuevo edificio administrativo de la facultad de ciencia y tecnología de la universidad del Azuay* (Tesis de pregrado, Universidad del Azuay, Cuenca, Ecuador). Recuperado de <http://dspace.uazuay.edu.ec/>

Montachana, R. V. (2014). *Verificación de las derivas de piso, para edificaciones de tres, seis y nueve pisos, estructura metálica, para la ciudad de Ambato, mediante el diseño sismorresistente, utilizando el Código Ecuatoriano de la Construcción y la Normas Ecuatorianas de la construcción* (Tesis de pregrado, Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador). Recuperado de <https://repositorio.uta.edu.ec/>

Medina, M. A. (2015). *Cartilla guía de clase para diseño de estructuras metálicas*. Bogotá, Colombia: Editorial Uniagraria. Recuperado de: http://issuu.com/maosabo/docs/trabajo_de_grado_consolidado_para_i

Denegri, Y. L. (2014). *Diseño de concreto armado del edificio el Señorial en el distrito de Cayma-Arequipa* (Tesis de pregrado, Universidad Católica de Santa María, Arequipa, Perú). Recuperado de <http://biblioteca.ucsm.edu.pe/>

Villarreal, G: (2015). *Diseño sísmico de edificaciones*. Trujillo, Perú: Editorial Editora & Imprenta Gráfica Norte S.R.L.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Cargas* (E0.20).

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Diseño sísmoresistente* (E.030).

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Concreto armado* (E.060).

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Estructuras metálicas* (E.090).

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2014). *Condiciones generales de diseño* (A.010).

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2014). *Vivienda* (A.020).

Rivera, V. M. (2015). *Programación, planificación y control de obras de infraestructura civil, en la República de Guatemala* (Tesis de pregrado, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, Guatemala). Recuperado de <http://www.upsc.edu.pe/upscinvestigacion/alcira/>

Villalobos, K. R. (2016). *Elaboración de un modelo de presupuesto y propuesta de control para alcanzar la utilidad objetiva de la Constructora Arquivc S.A.C. Chiclayo, 2014* (Tesis de pregrado, Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo, Perú). Recuperado de <http://tesis.usat.edu.pe/>

Porras, D. A. y Díaz, J. E. (2015). *La planeación y ejecución de las obras de construcción dentro de las buenas prácticas de la administración y programación (Proyecto Torres de la 26 – Bogotá)* (Tesis de pregrado, Universidad Católica de Colombia, Bogotá, Colombia). Recuperado de <https://repository.ucatolica.edu.co/>

Mejía, K.; Reyes, C. y Sánchez, H. (2018). *Manual de términos en investigación científica, tecnológica y humanística*. Lima, Perú: Editorial Universidad Ricardo Palma

Lozada, J. (2014). Investigación Aplicada: Definición, Propiedad Intelectual e Industria. *Revista Cienciaamerica*, 3, 34-39.

Navarro, E.; Jiménez, E; Rappoport, S. y Thoiliez, D. (2017). *Fundamentos de la investigación y la innovación educativa*. Logroño, España: Editorial Universidad Internacional de la Rioja, S.A.

Hernández, R.; Baptista, M. P. y Fernández, C. (2014). *Metodología de la investigación* (6ª ed.). México D.F., México: Editorial. Mc Graw-Hill / Interamericana Editores, S.A. De C.V.

Villasis, M. A. y Miranda, M. G. (2016). El protocolo de investigación IV: las variables de estudio. *Revista Alergia México*, 63(3) ,303-310.

Raffino, M. E. (2019). Concepto. D. Publicado el 29 de noviembre de 2019.
Recuperado de
<https://concepto.de/rentabilidad/>

Arias, J; Miranda, M. G. y Villasis, M.A. (2016). El protocolo de investigación III: la población de estudio. *Revista Alergia México*, 63(2) ,201-206.

Otzen, T. y Manterola, C. (2017). Técnicas de muestreo sobre una población a estudio. *Revista Scielo*, 35(1) ,227-232.

Santos G. (2017). *Validez y confiabilidad del cuestionario de calidad de vida SF-36 en mujeres con Lupus, Puebla* (Tesis de pregrado, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, Puebla, México). Recuperado de
<https://repositorioinstitucional.buap.mx/>

Carcausto, W. H. y Morales, J. (2017). Publicaciones sobre ética en la investigación en revistas biomédicas peruanas indizadas. *Revista Scielo*, 78(2).
Recuperado de:
http://www.scielo.org.pe/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1025-55832017000200009

Del Castillo, D. y Rodríguez, T. N. (2017). La ética de la investigación científica y su inclusión en las ciencias de la salud. *Revista Acta Médica del Centro*, 12(2).
<http://www.revactamedicacentro.sld.cu/index.php/amc/article/view/880/1157>

Colegio de ingenieros del Perú (2020) Código de Ética del Colegio de Ingenieros del Perú. Recuperado de http://www.cip.org.pe/publicaciones/reglamentosCNCD2018/codigo_de_etica_del_cip.pdf

Shah, S. y Saranya, S. (2020a). Comparative Study of Reinforced Cement Concrete (RCC) and Steel Structure. *International Journal of Science and Research*, 9(1) ,1548-1551.

Jyothi, D. N. (2018). Comparative analysis of RCC and steel structure. *International Research Journal of Engineering and Technology*, 5(2) ,345-347.

Bhandari, A. (2020a). Comparative Study of Structural Analysis between Reinforced Cement Concrete Structure and Steel Framed Structure. *International Research Journal of Engineering and Technology*, 7(8) ,3633-3637.

Instituto Chileno del Acero. (2000). Manual de diseño para estructuras de acero, método de factores de carga y resistencia. Recuperado de <https://icha.cl/category/manuales/>

Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño sismorresistente de construcción de acero* (5ª ed.). Mendoza, Argentina. Recuperado de <https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/disen%C3%B3%20sismorresistente%20de%20construcciones%20de%20acero-5ta%20ed.pdf>

Domínguez, M. (2014). Períodos de vibración en las edificaciones. *Revista de Arquitectura e Ingeniería* 8(2), 1-13. Recuperado de <https://www.redalyc.org/>

Anexos

ANEXO 1

MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIÓN	INDICADOR	ESCALA	
VARIABLE INDEPENDIENTE	Según la NTP. E-030 menciona: "Una estructura de concreto armado es una estructura conformada por elementos de concreto reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero corrugado especificado en la norma que sirven para soportar cargas".	La estructura de concreto armado y acero estructural están diseñadas para tener un buen comportamiento estructural mantener su forma (la estructura no debe deformarse más de lo permitido, porque puede ocurrir un colapso de ella misma), ligero en peso(ya que una estructura pesada puede generar un asentamiento estructural) y soportar las cargas(esta es la más primordial porque las fuerzas y cargas siempre estarán presente en la naturaleza: como el viento, carga sísmica, la gravedad, entre otras más), para salvaguardar la vida de los ocupantes de la vivienda.	ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO	RIGIDEZ	RAZON	
ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO	Según la NTP. E-090 menciona: "Una estructura de acero estructural es una estructura que está conformada por elementos de acero. Se entiende como este tipo de elementos a vigas, columnas, montantes y otros que intervienen en el sistema estructural de los edificios de acero".			DEFORMACIÓN	RAZON	
				RESISTENCIA	RAZON	
				MASA	RAZON	
			ESTRUCTURA DE ACERO	RIGIDEZ	RAZON	
DEFORMACIÓN	RAZON					
RESISTENCIA	RAZON					
MASA	RAZON					
VARIABLE DEPENDIENTE	Colina Martínez, Jaime de la y Ramírez de Alba, Horacio (2000) mencionaron: "El diseño estructural de una vivienda multifamiliar es el proceso creativo donde se determina la forma y las características que debe tener la estructura de una vivienda, comprende las etapas de estructuración, análisis y dimensionamiento".	el diseño estructural de una vivienda multifamiliar consiste en el Análisis y Diseño de la estructura de una edificación y es la base para poder planificar el tiempo y determinar el presupuesto del proyecto.	FUERZA CORTANTE BASAL	PESO DE LA ESTRUCTURA	RAZON	
PARÁMETROS SISMICOS	RAZON					
DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR				COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	DESPLAZAMIENTO	RAZON
					MODOS DE VIBRACIÓN	RAZON
				PRESUPUESTO	COSTO DE MATERIAL	RAZON
					COSTO MANO DE OBRA	RAZON


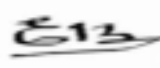

ANEXO 2


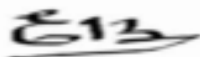

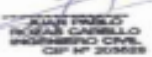
MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	MÉTODOS	TÉCNICAS	INSTRUMENTOS	
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General	Estructura de Concreto Armado y Estructura de Acero	Estructura de Concreto Armado	Rigidez	Tipo: Aplicada	Observación de campo.	Ficha técnica.	
¿Cuáles son los resultados del análisis comparativo entre una estructura de concreto armado y una estructura de acero para decidir el diseño estructural más conveniente para una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador?	Determinar cuáles son los resultados del análisis comparativo entre una estructura de concreto armado y una estructura de acero para decidir el diseño estructural más conveniente para una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador.	los resultados del análisis comparativo entre una estructura de concreto armado y una estructura de acero ayudan significativamente a decidir el diseño estructural más conveniente para una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador.			Deformación				
					Resistencia				
					Masa				
					Estructura de Acero	Rigidez			Enfoque: Cuantitativo
					Deformación				
			Resistencia						
			Masa	Diseño de Investigación:					
Problemas Específicos	Objetivos Específicos	Hipótesis Específicos	Diseño Estructural de Vivienda Multifamiliar	Fuerza cortante basal	Peso de la Estructura	No Experimental	Recopilación de Información del RNE.	Estudio de Suelos (ya elaborado).	
¿Cuáles son los resultados del análisis comparativo entre la fuerza cortante basal de una estructura de concreto armado y una estructura de acero para conocer las fuerzas laterales de cada nivel en una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador?	Contrastar los resultados del análisis comparativo entre la fuerza cortante basal de una estructura de concreto armado y una estructura de acero para conocer las fuerzas laterales en cada nivel en una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador.	Los resultados del análisis comparativo de la fuerza cortante basal de una estructura de concreto armado y una estructura de acero ayudan a conocer las fuerzas laterales en cada nivel en una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador.			Parámetros Sísmicos	Tipo: transversal			
				Comportamiento Estructural	Desplazamiento				De Alcance Descriptivo
					Modos de vibración	Población:			
¿Cuáles son los resultados del análisis comparativo de comportamiento estructural entre la estructura de concreto armado y la estructura de acero para determinar que estructura reacciona mejor cuando está expuesta a cargas en una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador?	Contrastar los resultados del análisis comparativo de comportamiento estructural de la estructura de concreto armado y la estructura de acero para decidir que estructura tiene un mejor comportamiento cuando está expuesta a cargas en una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador.	los resultados del análisis comparativo de comportamiento estructural de la estructura de concreto armado y la estructura de acero ayuda significativamente a decidir que estructura tiene un mejor comportamiento cuando está expuesta a cargas en una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador.		Costo de Material	Muestra:				
¿Cuáles son los resultados del análisis comparativo entre el presupuesto de la estructura de concreto armado y la estructura de acero para decidir que estructura es más económica para una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador?	Contrastar los resultados del análisis comparativo entre el presupuesto de la estructura de concreto armado y la estructura de acero para decidir que estructura es más económica para una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador.	los resultados del análisis comparativo entre el presupuesto de la estructura de concreto armado y la estructura de acero ayudan a decidir que estructura es más económica para una vivienda multifamiliar de cinco niveles en villa el salvador.		Presupuesto	Costo de Mano de Obra	Lote 16 de la Mz G. del grupo 7 sector 3 de VES.			

ANEXO 3

INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

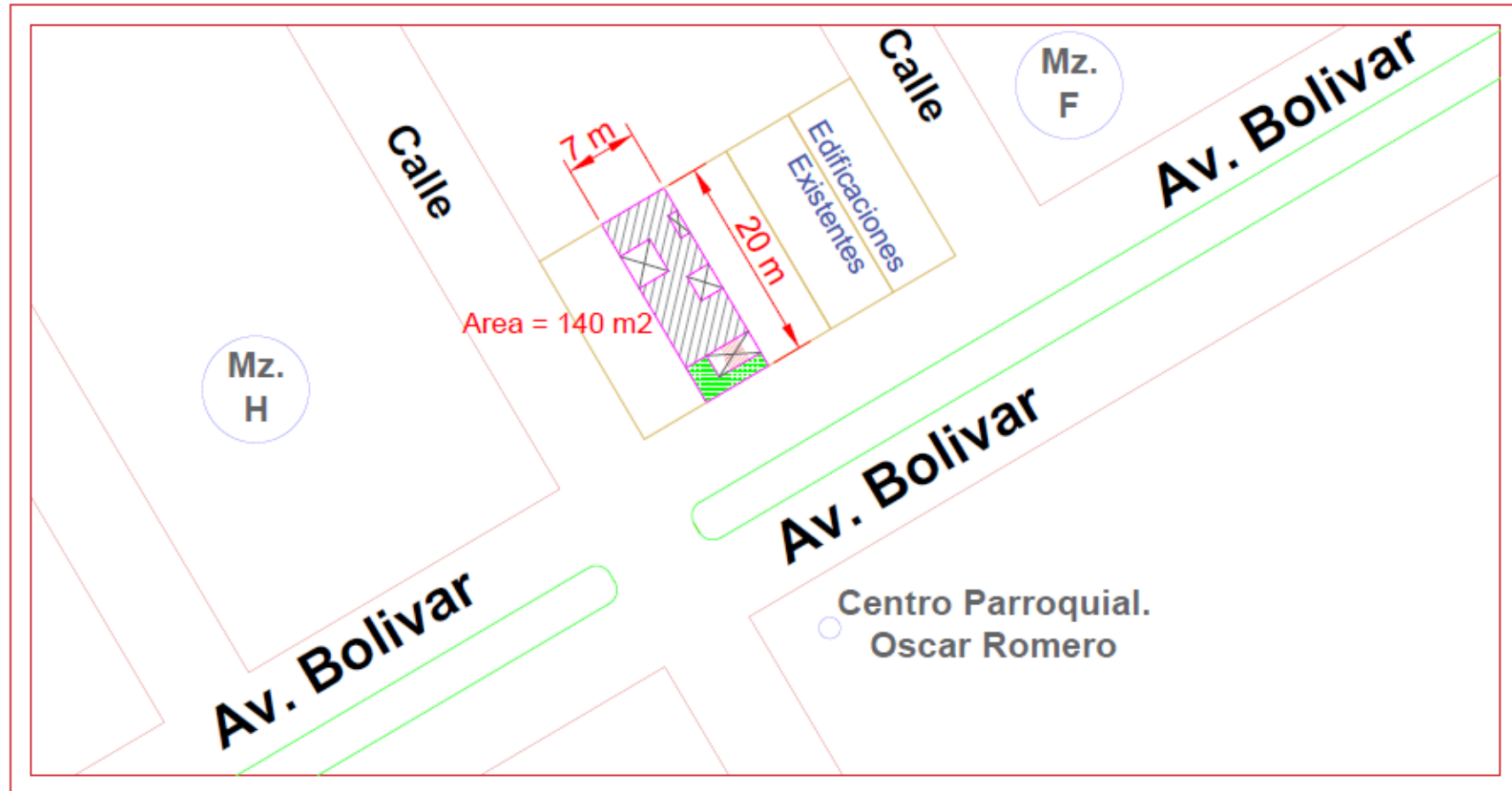
FICHA TÉCNICA - DATOS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO					
 UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO		FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA	ESCUELA ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL	Número : 01	
Alumno: Zulcarima Navas Felix Eduardo		Alumno: Mejia Tamás Yerson Jhoel			
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO PARA DISEÑO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR, VILLA EL SALVADOR, 2020					
DEPARTAMENTO : LIMA			SECTOR : 3		
PROVINCIA : LIMA			GRUPO : 7		
DISTRITO : VILLA EL SALVADOR			Mz : G		
			LOTE : 16		
DATOS					FUENTE
01.00.	Área del Terreno	=	140.00	m ²	CAMPO
02.00.	Capacidad portante del suelo	=	1.14	Kg/cm ²	E.M.S.
03.00.	Perfil del suelo	=	53	Suelo Blando	RECOLECTADO DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES - E.030
03.01.	Factor de suelo "S"	=	1.10		
04.00.	Numero de pisos	=	5.00		
05.00.	Zonificación	=	24		
05.01.	Factor de Zona "Z"	=	0.45		
06.00.	Sistema estructural:				
06.01.	En el Eje X-X	=	Muros Estructurales		
06.02.	En el Eje Y-Y	=	Dual		
07.00.	Categoría de la edificación	=	C	Vivienda Multifamiliar	
07.01.	Factor de uso "U"	=	1.00		
08.00.	Factor de amplificación sísmica "C"	=	2.50	Porque T < Tp	
09.00.	Periodo "Tp"	=	1.00		
10.00.	Periodo "Tl"	=	1.60		
11.00.	Altura de la edificación "Hn"	=	15.00		
12.00.	Coefficiente "Ct"	=	35.00		
13.00.	Periodo de vibración "T"				
13.01.	En el Eje X-X	=	0.36		
13.02.	En el Eje Y-Y	=	0.46		
14.00.	Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas "R"				
14.01.	En el Eje X-X	=	6.00		
14.02.	En el Eje Y-Y	=	7.00		
15.00.	Coefficiente básico de reducción "Ro"				
15.01.	En el Eje X-X	=	6.00		
15.02.	En el Eje Y-Y	=	7.00		
16.00.	Factor de irregularidad "Ia"	=	1.00		
17.00.	Factor de irregularidad "Ib"	=	1.00		
Nombre: Ericka Claudia Bonilla Vera			Nombre: Juan Pablo Rozas Cabello		
Profesión: Ingeniera Civil			Profesión: Ingeniero Civil		
CIP: 62692			CIP: 203528		
					

FICHA TECNICA - DATOS PARA EL ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA ESTRUCTURA DE ACERO					
 UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO		FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		ESCUELA ACADÉMICA DE INGENIERIA CIVIL	
Alumno: Julcarina Navas Felix Eduardo			Alumno: Mejia Tomás Yerson Joel		
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO PARA DISEÑO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR, VILLA EL SALVADOR, 2020					
DEPARTAMENTO : LIMA			SECTOR : 3		
PROVINCIA : LIMA			GRUPO : 7		
DISTRITO : VILLA EL SALVADOR			Mz : G		
			LOTE : 16		
DATOS					FUENTE
01.00.	Area del Terreno	=	140.00	m2	CAMPO
02.00.	Capacidad portante del suelo	=	1.14	Kg/cm2	E.M.S.
03.00.	Perfil del suelo	=	S3	Suelo Blando	RECOLECTADO DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES - E.030
03.01.	Factor de suelo "S"	=	1.10		
04.00.	Numero de pisos	=	5.00		
05.00.	Zonificación	=	Z4		
05.01.	Factor de Zona "Z"	=	0.45		
06.00.	Sistema estructural:	=	EBF		
07.00.	Categoría de la edificación	=	C	Vivienda Multifamiliar	
07.01.	Factor de uso "U"	=	1.00		
08.00.	Factor de amplificación sísmica "C"	=	2.50	Porque $T < T_p$	
09.00.	Periodo "Tp"	=	1.00		
10.00.	Periodo "TL"	=	1.60		
11.00.	Periodo de vibración "T"				
11.01.	En el Eje X-X	=	0.38		
11.02.	En el Eje Y-Y	=	0.45		
12.00.	Coficiente de reducción de las fuerzas sísmicas "R"	=	8.00		
12.01.	Coficiente basico de reducción "Ro"	=	8.00		
12.02.	Factor de irregularidad "Ia"	=	1.00		
12.03.	Factor de irregularidad "Ip"	=	1.00		
Nombre: Ericka Claudia Bonilla Vera			Nombre: Juan Pablo Rozas Cabello		
Profesión: Ingeniera Civil			Profesión: Ingeniero Civil		
CIP: 62692			CIP: 203528		
					
			 JUAN PABLO ROZAS CABELLO INGENIERO CIVIL CIP N° 203528		

ANEXO 4
PLANO DE LOCALIZACIÓN Y UBICACIÓN



PLANO DE UBICACIÓN



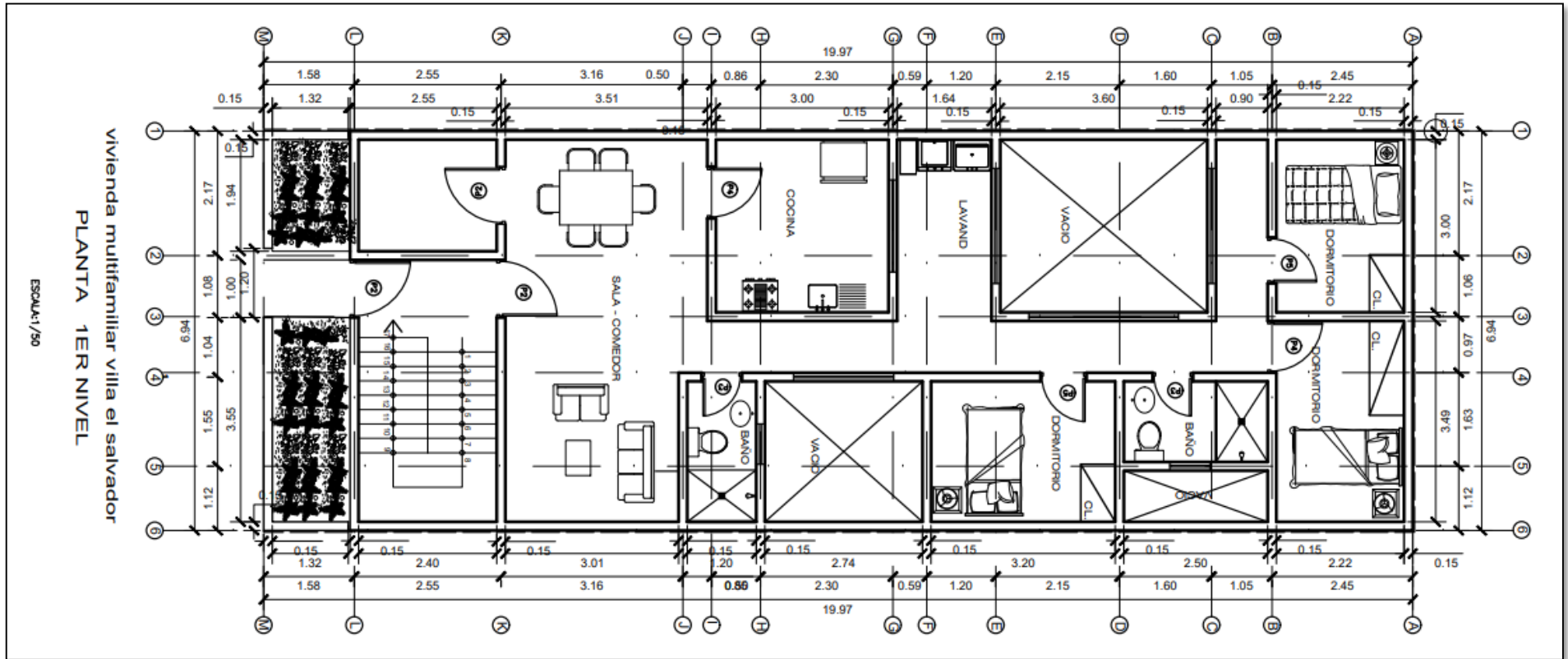
ANEXO 5

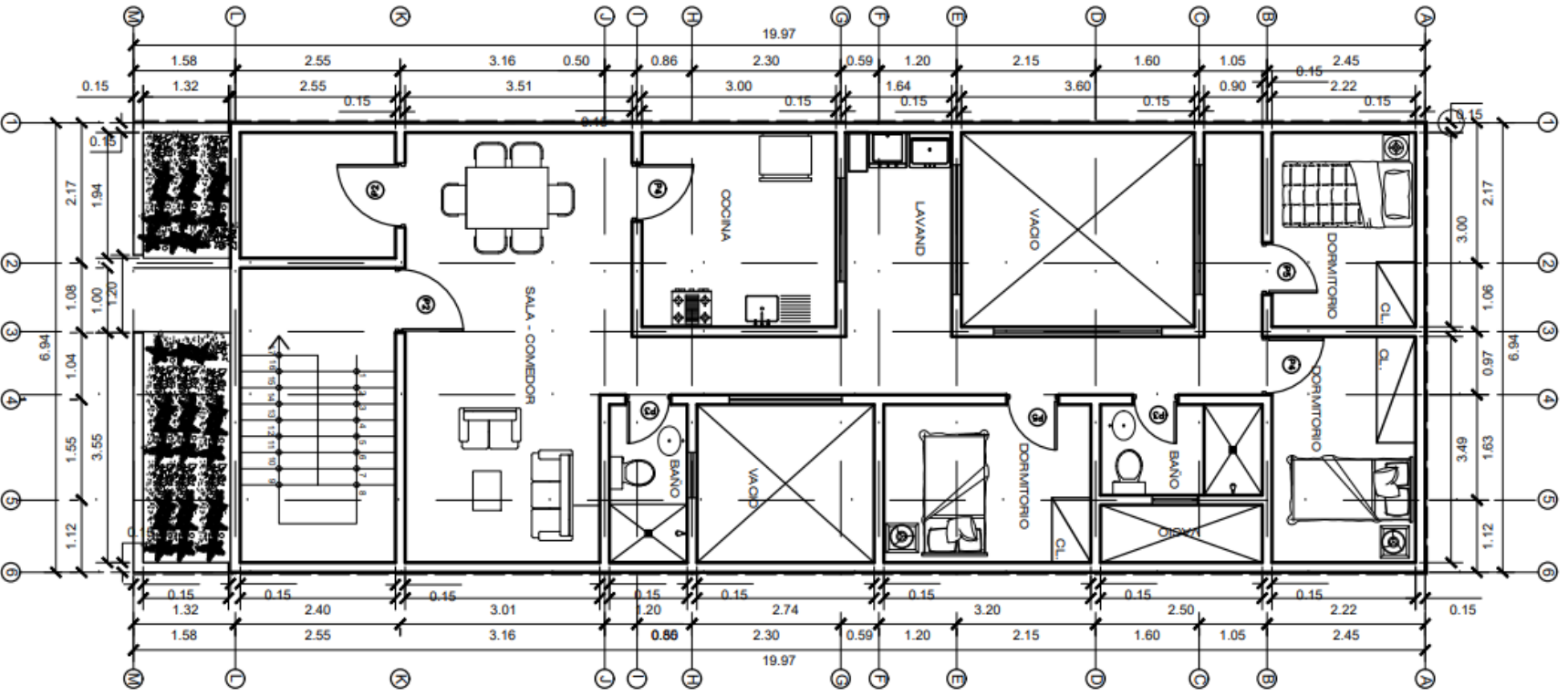
PARÁMETROS PARA EL DISEÑO ARQUITECTÓNICO

CUADRO NORMATIVO		
PARAMETROS	REGLAMENTO ESPECIAL DE HABILITACION URBANA Y EDIFICACIÓN - RNE	PROYECTO
ZONIFICACIÓN	Residencial de Densidad Media (RDM)	RDM
USOS PERMITIDOS	Vivienda Multifamiliar	Vivienda Multifamiliar
DENSIDAD NETA	2,800 hab/Ha	2,800 hab/Ha
ALTURA MAXIMA	21.50 m	15.00 m
AREA DE LOTE	140 m ²	140 m ²
% AREA LIBRE	30%	31.20%
AREA LIBRE	-----	43.68 m ²
RETIRO MINIMO	FRONTAL	1.50 m
	LATERAL	No aplica
	POSTERIOR	No aplica
ALINEAMIENTO FACHADA	-----	-----
ESTACIONAMIENTO	-----	0 Estacionamientos

ANEXO 6

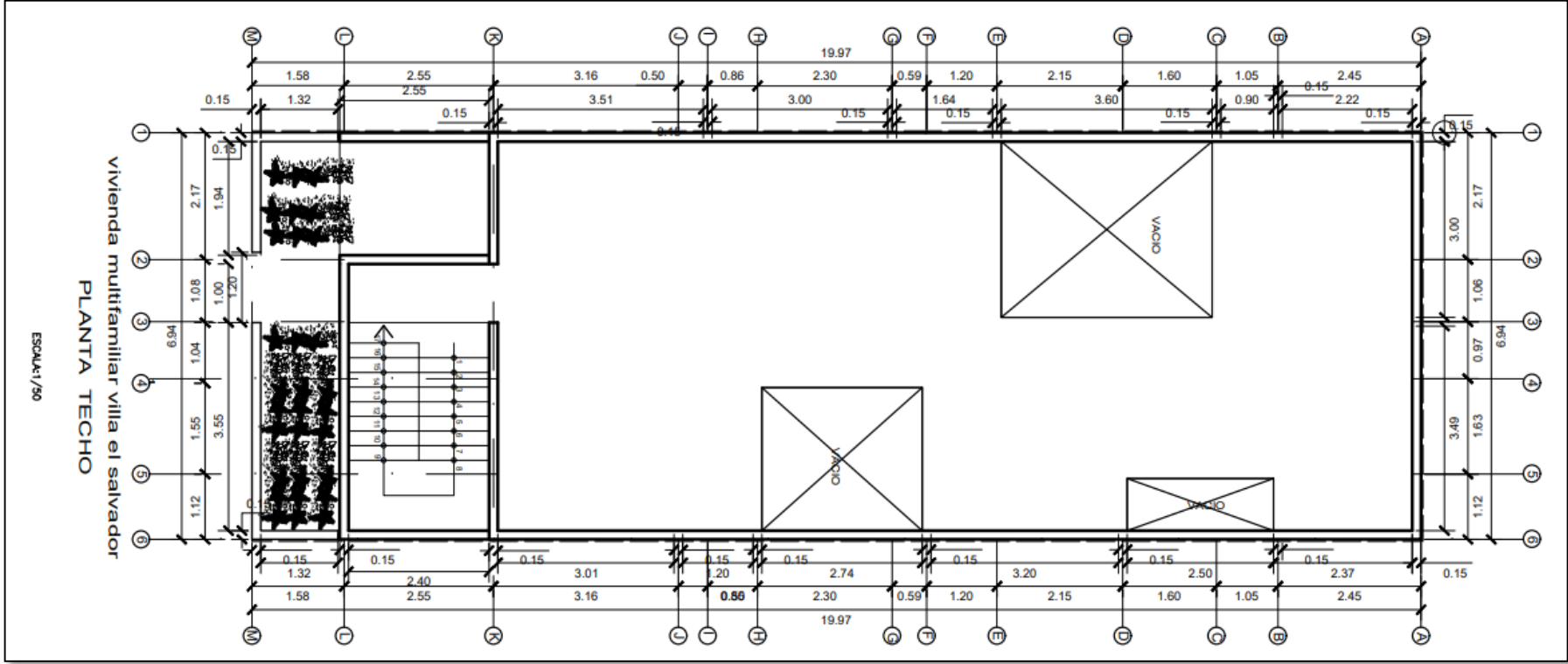
PLANO ARQUITECTÓNICO





Vivienda multifamiliar villa el salvador
 PLANTA 2DO, 3RO, 4TO Y 5TO NIVEL

ESCALA: 1/50



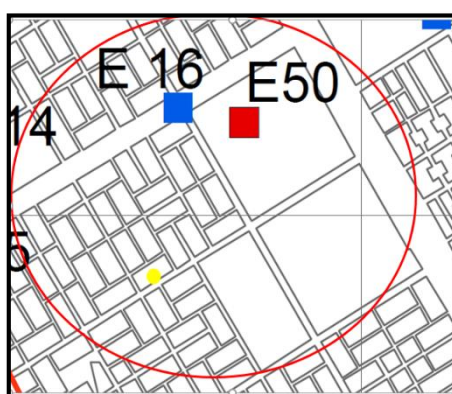
ANEXO 7

ESTUDIO DE SUELOS

El estudio de suelos para el presente informe fue tomado del ESTUDIO DE MICROSONIFICACIÓN SISMICA Y VULNERABILIDAD EN EL DISTRITO DE VILLA EL SALVADOR – CISMID 2011. Que en convenio con la cooperación entre el ministerio de vivienda, construcción y saneamiento y la Universidad Nacional de Ingeniería, desarrollaron el Apéndice B “Características geotécnicas del Distrito de Villa El Salvador”.

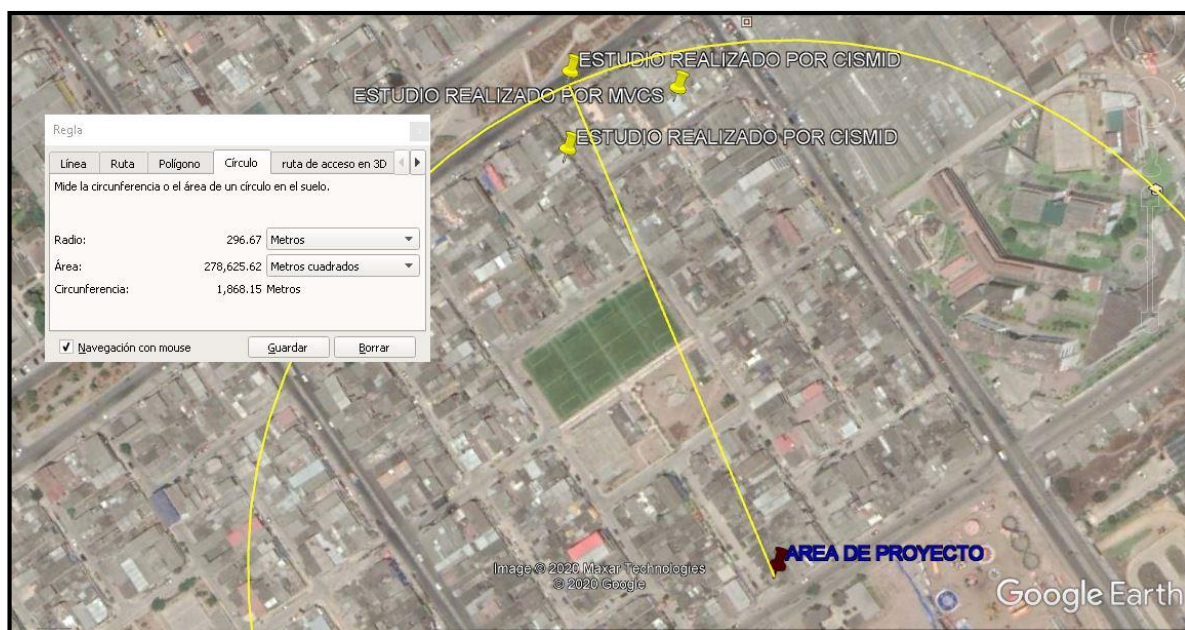
En donde se tomaron estudios de mecánica de suelos en el Distrito para el estudio de vulnerabilidad y riesgo sísmico, así como también se recopiló gran número de estudios de mecánica de suelos para proyectos de ingeniería que fueron ejecutados en el distrito. Esta información fue complementada con un programa de exploración geotécnica de verificación, que consistía en la excavación de calicatas y extracción de muestras de suelos para su respectivo análisis en el laboratorio geotécnico del CISMID, también se hicieron ensayos de Penetración Estándar (SPT) y ensayos de Cono Peck. También se adicionaron ensayos geofísicos por el método MASW.

Para el proyecto se tomó los estudios de mecánica de suelos ya elaborados en un radio de 300 m desde el terreno del proyecto.



Croquis de Estudios Geotécnicos

Fuente: Plano P-01, Ubicación de sondajes y calicatas, Apéndice B “Características Geotécnicas del Distrito de Villa El Salvador”



Distancia de los estudios de mecánica de suelos al área del terreno del Proyecto.
Fuente: Google Earth

ESTUDIO	NOMBRE DEL ESTUDIO	DIRECCIÓN	PROF. (m)	COORDENADAS		FECHA
				X	Y	
E 15	E.M.S.F.C. Proyecto: Edificación de 4 niveles.	Sector 3-Grupo 7, Mz P. Lot 1 Ref. Av. Cesar Vallejo	5.00	289500.94	8649110.11	Sep. 03
E 16	Estudio Geotécnico con fines de cimentación	Sector 3-Grupo I, Mz A. Lot 2 A.	3.50	289562.90	8649248.28	Nov. 02
E 50	E.M.S.F.C. Centro Comercial Villa el Salvador	Intersección de Av. Central y Cesar Vallejo, Sector 3 Grupo 1 Mz. A Lote 2 A.	12.50	289722.70	8649213.39	Dic. 08

En la zona Este, donde se encuentra el terreno del proyecto, superficialmente presentan depósito de relleno o suelo natural, el espesor del relleno encontrado varía entre 0.30m a 1.00m de profundidad. Debajo de los rellenos se encuentra el terreno natural conformado por un potente estrato de arena eólica mal gradada de eólicas mal gradada de compacidad suelta a medida densa hasta los 10.00m de profundidad y llegando a un estado denso a profundidades mayores.

Los resultados del análisis químico, registrados en los diferentes estudios recopilados demuestran en su mayoría que no existen problemas de agresión del suelo a los elementos de cimentación, dado que la presencia de sulfatos y sales solubles totales en el agua es menos que 1000 ppm y 15000 ppm respectivamente.

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO – PARAMETROS FISICOS MECANICOS

Ensayo	Muestra	Prof. (m)	SUCS	Corte Directo		Densidad Seca	Densidad Seca	Densidad Seca
				ϕ (°)	\bar{c} (Kg/cm ²)	Min. (g/cm ³)	Máx. (g/cm ³)	
2. INFORMACION RECOPIADA (CISMID, 2004)								
E-15			SP					1.60
E-16		0.00-3.00	SM	26	0			

Resultados de Ensayo de Laboratorio.

Fuente: Tabla B-4, Apéndice B “Características Geotécnicas del Distrito de Villa El Salvador”

RESUMEN DE ENSAYOS QUÍMICOS RECOPIADOS

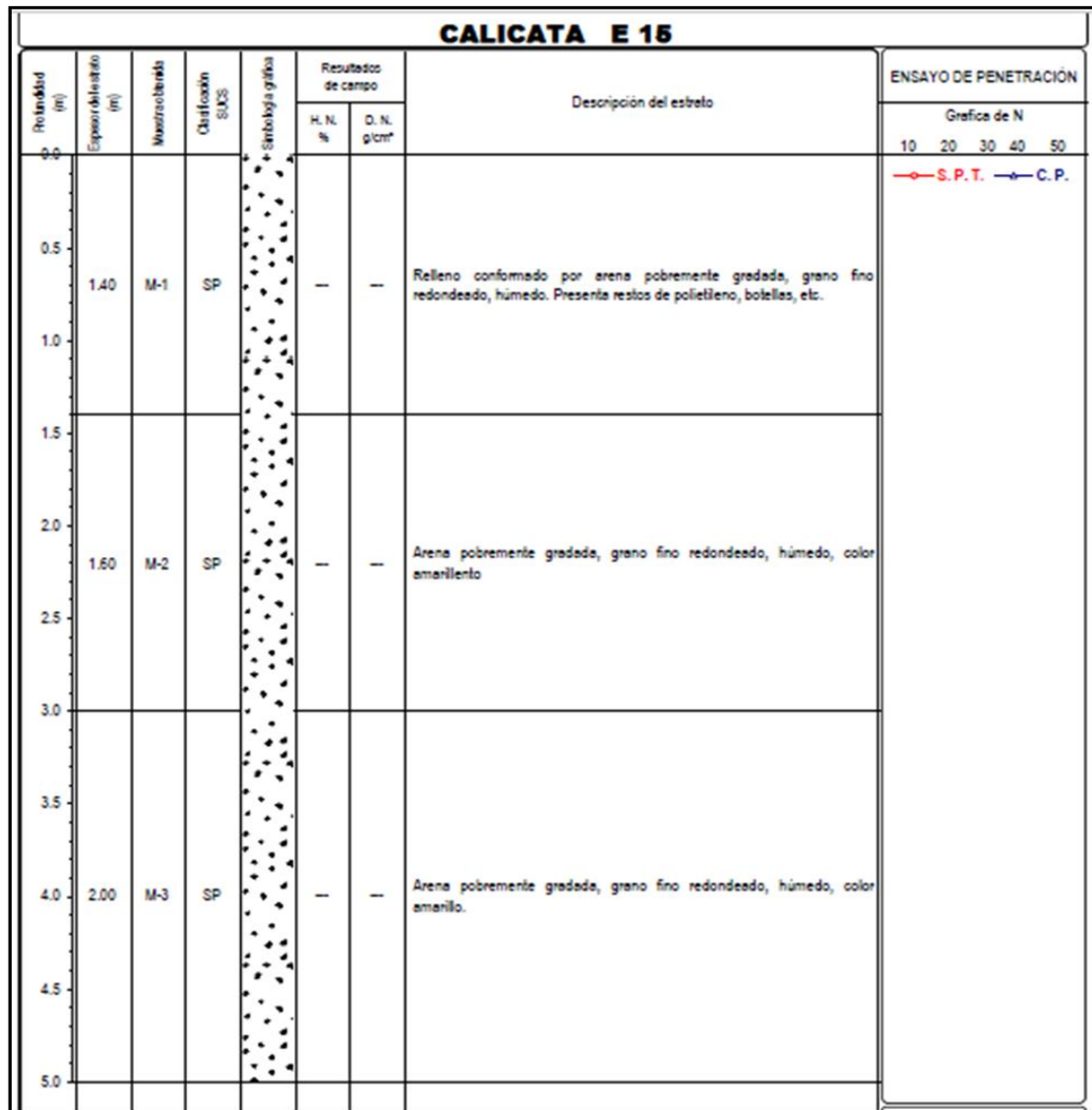
Estudios Recopilados	Sulfatos	Cloruros	SST
E50	304.3		1731.0

Fuente: Tabla B-5, Apéndice B “Características Geotécnicas del Distrito de Villa El Salvador”

ELEMENTOS QUÍMICOS NOSIVOS PARA LA CIMENTACIÓN

Presencia en el Suelo	p.p.m	Grado de Alteración	Observación
*Sulfatos	0 - 1000 1000 - 2000 2000 - 20000 > 20000	Leve Moderado Severo Muy Severo	Ocasiona un ataque químico al concreto de la cimentación.
*Cloruros	> 6000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras o elementos metálicos.
*Sales Solubles Totales	> 15000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia mecánica por problema de lixiviación.

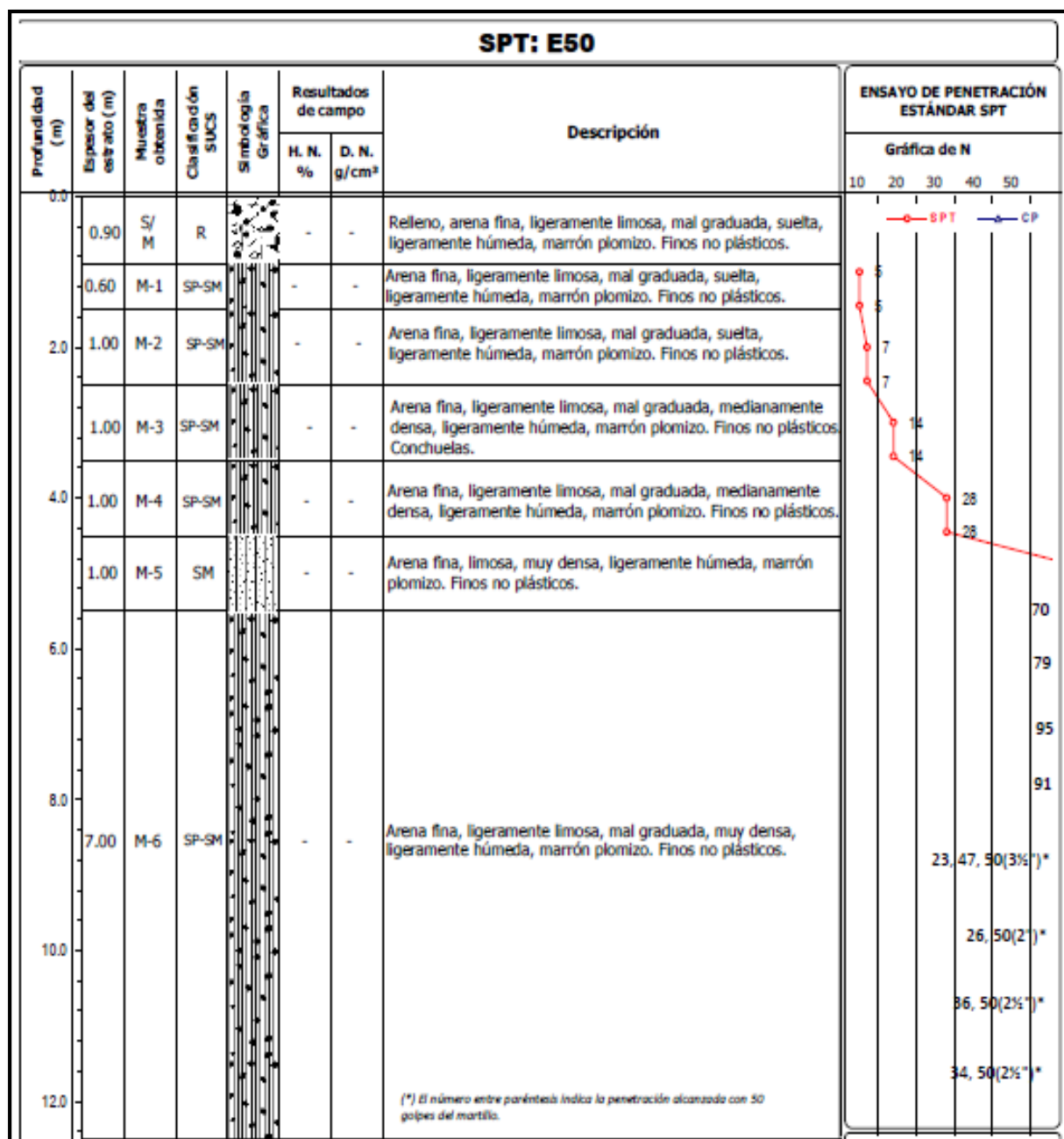
Fuente: Tabla B-6, Apéndice B “Características Geotécnicas del Distrito de Villa El Salvador”



Fuente: Apéndice B “Características Geotécnicas del Distrito de Villa El Salvador”

CALICATA E 16												
Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Mostrador usado	Clasificación SUCS	Simbología gráfica	Resultados de campo		Descripción del estrato	ENSAYO DE PENETRACIÓN				
					H. N. %	D. N. g/cm ³		Gráfico de N				
								10	20	30	40	50
0.0	0.30	M-1	R		—	—	Relleno poco contaminado conformado por restos de raices, polietileno, grava aislada sub redondeada, color beige oscuro, baja humedad, compacidad suelta.	—○— S. P. T. —□— C. P.				
0.5												
1.0												
1.5												
2.0	3.20	M-2	SM		—	—	Arena limosa, presenta conchueles hasta 1.1 m, presencia de concreciones de arena, color beige claro a oscuro, humedad baja, compacidad suelta a semi suelta. 33.5 % de finos.					
2.5												
3.0												
3.5												

Fuente: Apéndice B “Características Geotécnicas del Distrito de Villa El Salvador”



Fuente: Apéndice B “Características Geotécnicas del Distrito de Villa El Salvador”

CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE Y ASENTAMIENTO

Se tomó los cálculos correspondientes a la Zona 3, que es donde está ubicada el terreno del proyecto.

DATOS GENERALES		
Angulo de Fricción*	23	°
Cohesión	0	ton/m ²
Peso Especifico de Suelo por encima del N.C.	1.8	ton/m ³
Peso Especifico de Suelo por debajo del N.C.	1.8	ton/m ³
Relación Ancho Largo (B/L)	0.005	
Factor de Seguridad	3	

Fuente: Apéndice B “Características Geotécnicas del Distrito de Villa El Salvador”

Determinación de la capacidad portante:

Profundidad (m)	Ancho (B) (m)	Qult (Kg/cm ²)	Qadm (kg/cm ²)
1.40	0.60	2.52	0.84
2.00	0.60	3.42	1.14
2.20	0.60	3.72	1.24

Fuente: Apéndice B “Características Geotécnicas del Distrito de Villa El Salvador”

CÁLCULO DE ASENTAMIENTO – MÉTODO ELÁSTICO:

Cimentación	Valores de If (cm/m)		
cimiento corrido	Rígida	210	
(L/B >= 10)	Flexible	Centro	254
		Esquina	127
		Medio	225

Poison (u)	0.25
Módulo de Elasticidad (ton/m ²)	1700

Fuente: Apéndice B “Características Geotécnicas del Distrito de Villa El Salvador”

Material	Tipo de Cimentación	Df (m)	B	Q _{adm} (ton/m ²)	S (cm) Rígida	S (cm) Flexible Centro	S (cm) Flexible Esquina	S (cm) Flexible Medio
Arena	cimiento corrido (L/B >= 10)	1.40	0.60	8.41	0.58	0.71	0.35	0.63
		2.00	0.60	11.41	0.79	0.96	0.48	0.85
		2.20	0.60	12.41	0.86	1.04	0.52	0.92

Fuente: Apéndice B “Características Geotécnicas del Distrito de Villa El Salvador”

ANEXO 8

CUADRO COMPARATIVO DE MATERIALES

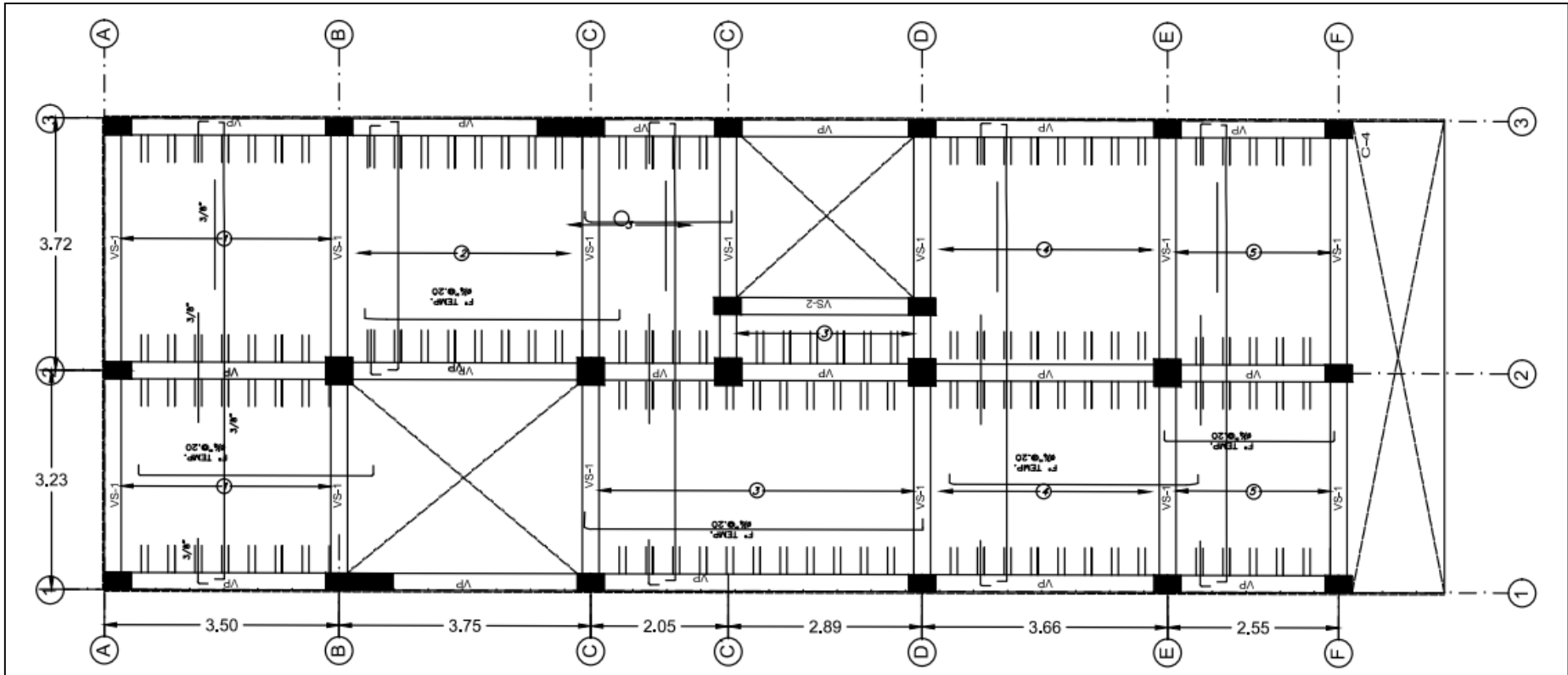
Concreto Armado		Acero Estructural	
Ventajas	Desventajas	Ventajas	Desventajas
Gran resistencia a la compresión	Poca resistencia a la tracción	Alta resistencia	Fatiga frágil
Resistente al efecto del agua	Requiere encofrado	Ductilidad	
Durable a lo largo del tiempo	Requiere permanente control de calidad	Elasticidad	
Se le puede acondicionar la forma que uno desee	No se puede cubrir grandes luces sin aumentar las dimensiones de la sección	Uniformidad	Susceptibilidad al pandeo
No requiere mano de obra calificada		Mediante conexiones facilita unir diversos miembros	
		Rapidez de montaje	
		Se puede reutilizar	Costo de mantenimiento
		Permite realizar la ampliación de estructuras existentes	

ANEXO 9

CUADRO COMPARATIVO -ASPECTO TÉCNICO

Concreto Armado	Acero Estructural
Las piezas son rígidas.	Las piezas con esbeltas.
Al aumentar la exigencia se aumenta el tamaño o la calidad de los materiales.	Al aumentar la exigencia se puede controlar la respuesta mediante variación en la proporción general.
Los asentamientos diferenciales son perjudiciales.	Es menos sensible a los asentamientos diferenciales.
La acción sísmica es de cuidado debido a su rigidez.	Tolera la acción sísmica debido a su flexibilidad.
La conducta del comportamiento es más desconocida y su respuesta es aleatoria.	Se conoce mejor la conducta y es más conocido su comportamiento
La conducta en tracción es deficiente. Se debe hacer refuerzos para mejorarla.	La capacidad bruta en todos los estados de tensión es equivalente. Debe controlarse la esbeltez para la compresión.
La reducción de capacidad por esbeltez es moderada.	La reducción de capacidad por esbeltez es apreciable.
El límite de resistencia puede estar entre 200 y 400 MPa.	El límite de resistencia puede estar entre 200 y 600 MPa.

ANEXO 10
PLANO DE LOSA ALIGERADA



ANEXO 11

PLANO DE DETALLE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO

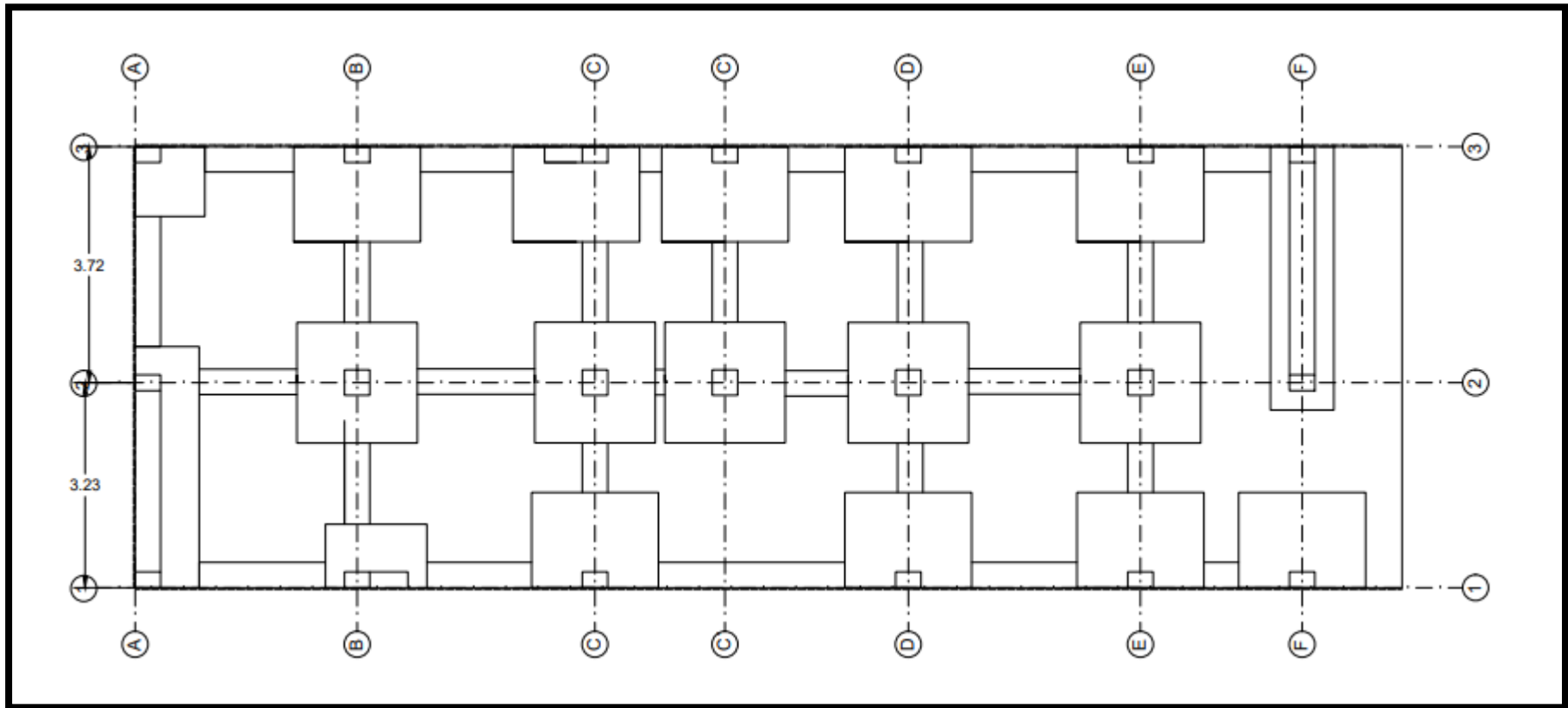
TRASLAPES Y EMPALMES PARA VIGAS Y ALIGERADOS				
NOTAS 1.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION 2.- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70 % .				
VALORES DE m				
Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
	h CUALQUIERA			
	h < 0.30	h > 0.30	h < 0.30	h > 0.30
3/8"	0.45	0.30	0.45	0.45
1/2"	0.50	0.40	0.50	0.50
5/8"	0.70	0.60	0.70	0.70
3/4"	0.90	0.75	0.90	0.90
EMPALME VERTICAL				
Ø	X			
3/8"	0.45			
1/2"	0.50			
5/8"	0.70			
3/4"	0.90			

CUADRO DE COLUMNAS					
TIPO	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	
DIMENSION					
		confinamiento ambos extremos	confinamiento ambos extremos	confinamiento ambos extremos	confinamiento ambos extremos
1°PISO 2°PISO AZOTEA	ACERO	10 • Ø 3/4"	8 • Ø 3/4"	4 • Ø 3/4" + 4 • Ø 5/8"	8 • Ø 3/4"
	ESTRIBOS	1Ø 1/4", 1Ø 0.05, 5Ø 0.10 Rto. 0.20	1Ø 3/8", 1Ø 0.05, 5Ø 0.10 Rto. 0.20	1Ø 3/8", 1Ø 0.05, 5Ø 0.10 Rto. 0.20	2Ø 3/8", 1Ø 0.05, 5Ø 0.10 Rto. 0.20

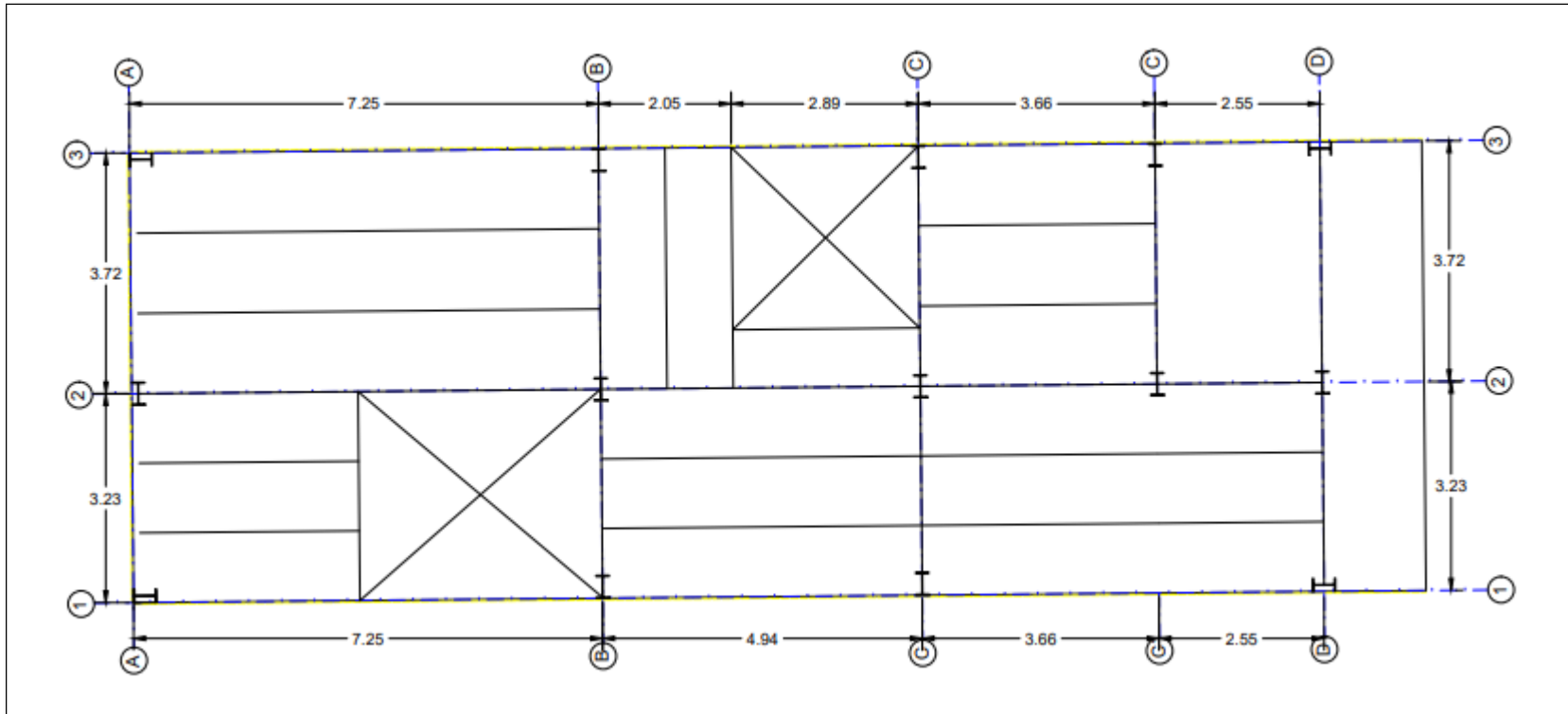
CUADRO DE VIGAS				
TIPO	V - S	V - P	V - S 2	
DIMENSION				
		confinamiento ambos extremos	confinamiento ambos extremos	confinamiento ambos extremos
1°PISO 2°PISO AZOTEA	ACERO	8 Ø 3/8"	4 • Ø 5/8" + 4 • Ø 1/2"	4 • Ø 5/8"
	ESTRIBOS	1Ø 8mm, 1Ø 0.05, 10Ø 0.10 Rto. 0.15	1Ø 3/8", 1Ø 0.05, 10Ø 0.10 Rto. 0.20	1Ø 3/8", 1Ø 0.05, 10Ø 0.10 Rto. 0.20

ANEXO 12

PLANO DE UBICACIÓN DE ZAPATAS DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO



ANEXO 13
PLANO DE ESTRUCTURA DE ACERO



ANEXO 14

PLANO DE UBICACIÓN DE ZAPATAS DE LA ESTRUCTURA DE ACERO

