



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TEMA:

**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE TRES PISOS Y  
PROPUESTA DE REHABILITACIÓN CON PÓRTICOS ARRIOSTRADOS  
DE ACERO**

AUTOR:

**GUIDO RICARDO BAYAS MOREIRA**

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

TUTOR:

**ING. JOSÉ ANDRÉS BARROS CABEZAS**

**2022**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

## **CERTIFICACIÓN**

Certificamos que el presente trabajo de titulación fue realizado en su totalidad por **Bayas Moreira Guido Ricardo**, como requerimiento para la obtención del título de **Ingeniero Civil**.

### **TUTOR (A)**

f. \_\_\_\_\_  
**Barros Cabezas José Andrés, M.Sc**

### **DIRECTOR DE LA CARRERA**

f. \_\_\_\_\_  
**Alcívar Bastidas Stefany Esther, M.Sc.**

**Guayaquil, a los 11 días del mes de marzo del año 2022**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARREA DE INGENIERÍA CIVIL

## DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Bayas Moreira Guido Ricardo**

### DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación, **Evaluación estructural de un edificio de tres pisos y propuesta de rehabilitación con pórticos arriostrados de acero** previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

**Guayaquil, a los 11 días del mes de marzo del año 2022**

### EL AUTOR

f. \_\_\_\_\_  
**Bayas Moreira, Guido Ricardo**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARREA DE INGENIERÍA CIVIL

## AUTORIZACIÓN

Yo, **Bayas Moreira Guido Ricardo**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, **Evaluación estructural de un edificio de tres pisos y propuesta de rehabilitación con pórticos arriostrados de acero**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

**Guayaquil, a los 11 días del mes de marzo del año 2022**

**EL AUTOR:**

f. \_\_\_\_\_  
**Bayas Moreira Guido Ricardo**

## Document Information

---

Analyzed document	Guido_Bayas.docx (D129371493)
Submitted	2022-03-03T23:42:00.0000000
Submitted by	
Submitter email	clara.glas@cu.ucsg.edu.ec
Similarity	1%
Analysis address	clara.glas.ucsg@analysis.orkund.com

## Sources included in the report

---

<b>SA</b>	<b>TESIS FINAL (PANCHANA-BORBOR) para URKUND.docx</b> Document TESIS FINAL (PANCHANA-BORBOR) para URKUND.docx (D77684652)	 1
<b>SA</b>	<b>submission.pdf</b> Document submission.pdf (D108899131)	 1
<b>SA</b>	<b>TESIS2021.docx</b> Document TESIS2021.docx (D109083206)	 1
<b>SA</b>	<b>submission.pdf</b> Document submission.pdf (D72996539)	 1
<b>SA</b>	<b>submission.docx</b> Document submission.docx (D109313346)	 1

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco sin duda a mi familia, especialmente a mis padres, por el inmenso apoyo que recibí durante el transcurso de mi carrera universitaria.

A mi tutor, quien fue un buen guía durante este proceso y a quien considero uno de los mejores docentes que actualmente tiene la facultad de ingeniería.

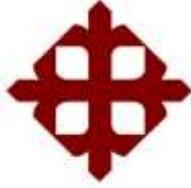
A mis amigos más cercanos, quienes estuvieron ahí para darme motivación y demostrarme lo mucho que siempre confiaron en mis habilidades y capacidades.

A mis compañeros de mi actual trabajo, por el apoyo que me brindaron para poder realizar esta tesis.

## **DEDICATORIA**

Dedicada principalmente a mis padres, quienes hicieron muchos esfuerzos y sacrificios para que yo pueda estar el día de hoy donde estoy. Este logro es tanto mío como de ellos.

A mis familiares, amigos y demás personas quienes depositaron su confianza y expectativas en mí, y tuvieron un aporte positivo a lo largo de mi carrera universitaria.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

f. \_\_\_\_\_

**JOSÉ BARROS CABEZAS**  
TUTOR

**TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN**

f. \_\_\_\_\_

**STEFANY ALCÍVAR BASTÍDAS**  
DIRECTOR DE CARRERA

f. \_\_\_\_\_

**GUILLERMO PONCE VÁSQUEZ**  
DOCENTE DE LA CARRERA

f. \_\_\_\_\_

**JAIME HERNANDEZ BARREDO**  
OPONENTE

## ÍNDICE

CAPÍTULO I .....	2
1. INTRODUCCIÓN.....	2
1.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA .....	3
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	4
CAPÍTULO II .....	8
2. MARCO TEÓRICO.....	8
2.1. METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL .....	8
2.2. PROPUESTA: SISTEMAS DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS DE ACERO .....	14
2.3. LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	18
2.3.1. LEVANTAMIENTO DE DAÑOS Y FALLAS CONSTRUCTIVAS .....	18
2.3.2. PRUEBAS A LOS MATERIALES.....	28
2.3.3. PLANOS ESTRUCTURALES .....	33
CAPÍTULO III .....	41
3. DISEÑO DEL SISTEMA DE REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL .....	41
3.1. MODELO ESTRUCTURAL .....	41
3.2. EVALUACIÓN DEMANDA VS CAPACIDAD SEGÚN ASCE 41 (2017) 50	
3.2.1. EVALUACIÓN A FLEXIÓN DE UNA VIGA DE HORMIGÓN ARMADO UTILIZANDO PROCESOS LINEALES .....	51
3.2.2. EVALUACIÓN A FLEXIÓN DE UNA COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO UTILIZANDO PROCESOS LINEALES. ....	56
3.3. DISEÑO DE REFUERZO ESTRUCTURAL CON PÓRTICOS DE ACERO ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE.....	58
3.3.1. DISEÑO DE ARRIOSTRAMIENTOS PARA SISTEMA SCBF .....	62
3.3.2. DISEÑO DE VIGA PARA SISTEMA SCBF.....	68
3.3.3. DISEÑO DE CONECTORES DE CORTANTE PARA VIGA .....	70
3.3.4. DISEÑO DE COLUMNAS PARA SISTEMA SCBF .....	75
3.3.5. DISEÑO DE PLACA DE CONEXIÓN GUSSET PARA SISTEMA SCBF	

3.3.6. DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA PÓRTICO DE REFUERZO SCBF

86

3.4. EVALUACIÓN CAPACIDAD VS DEMANDA CON REFUERZO ESTRUCTURAL INCORPORADO, SEGÚN ASCE 41 (2017).....	94
CAPTULO IV.....	98
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	98
4.1. CONCLUSIONES.....	98
4.2. RECOMENDACIONES.....	98
5. BIBLIOGRAFÍA.....	99
6. ANEXOS.....	101

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. <i>Ubicación de la edificación</i> .....	3
Ilustración 2. Ubicación de la edificación.....	3
Ilustración 3. Fachada frontal del edificio residencial de la familia Macías.....	4
Ilustración 4. Daño en columna de la edificación .....	5
Ilustración 5. Sistema estructural existente .....	6
Ilustración 6. Edificación con refuerzos incorporados a su sistema estructural original.....	7
Ilustración 7. Esquema para elaboración de un espectro de diseño sísmico según norma NEC.....	10
Ilustración 8. Pórtico de acero con arriostramientos.....	14
Ilustración 9. Respuesta a cargas laterales de pórtico con arriostramientos concéntricos. ....	15
Ilustración 10. Configuraciones para pórticos arriostrados concéntricamente. ....	16
Ilustración 11. Comportamiento de un Pórtico arriostrado excéntricamente sometido a cargas laterales.....	17
Ilustración 12. Configuraciones para pórticos arriostrados excéntricamente. ...	18
Ilustración 13. Esquema de falencias estructurales en planta baja. ....	19
Ilustración 14. Esquema de falencias estructurales en primera planta alta.....	20
Ilustración 15. Esquema de falencias estructurales en segunda planta alta. ...	21
Ilustración 16. Esquema que indica falencia en cubierta de la estructura. ....	22
Ilustración 17. Registro fotográfico de falla en C-2.....	23
Ilustración 18 Registro fotografico de doble columna en eje A-2.....	24
Ilustración 19. Registro fotográfico del deterioro de la columna E-2 .....	25
Ilustración 20. Registro fotográfico de problema de continuidad en columna A1 .....	25
Ilustración 21. Registro fotográfico de problema de continuidad en columna A1 .....	26
Ilustración 22. Registro fotográfico de columna fuera de su eje .....	26
Ilustración 23. Cubierta metálica de la edificación.....	27
Ilustración 24. Registro fotográfico de problemas de humedad que afectan a la edificación .....	28

Ilustración 25. Martillo Schmidt empleado para realizar el ensayo de esclerometría.....	29
Ilustración 26. Cuadrícula para ensayo de esclerómetro. ....	30
Ilustración 27. Ensayo esclerométrico realizado en columna E-2 .....	31
Ilustración 28. Tabla del fabricante del martillo esclerómetro para establecer correlación entre el valor de rebote y la resistencia a la compresión del hormigón. ....	32
Ilustración 29. Columna con recubrimiento retirado. ....	33
Ilustración 30. Sección de columna de 28x28 cm .....	34
Ilustración 31. Sección de columna de 25x25 cm .....	34
Ilustración 32. Sección de columna de 20x20 cm .....	34
Ilustración 33. Sección de viga de 24x25 cm .....	35
Ilustración 34. Sección de viga de 8x20 cm .....	35
Ilustración 35. Sección de losa aligerada. ....	36
Ilustración 36. Vista en planta de plano estructural para planta alta 1. ....	37
Ilustración 37. Vista en planta de plano estructural para planta alta 2 .....	38
Ilustración 38. Vista en planta de plano estructural para nivel de cubierta.....	39
Ilustración 39. Vista en elevación del plano estructural de la edificación. ....	40
Ilustración 40. Modelo estructural realizado en Autodesk Robot Structural 2021 .....	41
Ilustración 41. Modelo independiente de la escalera realizado en Autodesk Robot Structural 2021 .....	42
Ilustración 42. Mapa de microzonificación de la ciudad de Guayaquil .....	44
Ilustración 43. Espectro elástico de respuesta sísmica para un suelo tipo B en la ciudad de Guayaquil según el código (NEC, 2015).....	45
Ilustración 44. Tabla de plantas del modelo obtenida de Robot Structural Analysis Professional 2021.....	46
Ilustración 45. Tabla de resultados de reacciones de la estructura obtenida de Robot Structural Analysis 2021. ....	48
Ilustración 46. Tabla de participación de masas para el caso modal obtenida de Robot Structural Analysis Professional .....	49
Ilustración 47. Modelo con diagramas de momento flector de cada uno de sus elementos para la combinación en Y .....	49

Ilustración 48. Modelo con diagramas de momento flector de cada uno de sus elementos para la combinación en X .....	50
Ilustración 49. Condiciones para la elección de un factor m en vigas de hormigón armado .....	52
Ilustración 50. Demanda última de cortante en pórtico de eje D para combinación de sismo en Y.....	54
Ilustración 51. Elección de factor m para evaluación de las vigas.....	54
Ilustración 52. Elección de factor m para evaluación de las columnas no circulares.....	56
Ilustración 53. Diagrama de interacción de columna de 28x28 cm. ....	57
Ilustración 54. Configuración escogida para el refuerzo de pórticos arriostrados concéntricamente.....	58
Ilustración 55. Ubicación de los pórticos arriostrados de acero.....	59
Ilustración 56. Modelo estructural con arriostramientos realizado en Autodesk Robot Structural 2021. ....	60
Ilustración 57. Dimensionamiento de barras de acero tipo arriostramientos en Robot Structural Analysis 2021. ....	61
Ilustración 58. Partes del sistema de pórticos arriostrados concéntricamente .	61
Ilustración 59. Dimensiones del perfil HSS 4X3X0.18 (unidades en cm) .....	62
Ilustración 60. Diagramas de carga axial en los arriostramientos obtenidos del análisis en Robot Structural Analysis .....	65
Ilustración 61. Diagrama de cuerpo libre de pórtico arriostrado considerando fuerzas resistentes máximas de tensión y compresión .....	67
Ilustración 62. Diagrama de cuerpo libre de pórtico arriostrado considerando fuerzas resistentes máximas a tensión y fuerza post-pandeo a compresión ...	67
Ilustración 63. Dimensiones del perfil IPE 240 (unidades en cm). Obtenido del catálogo de secciones de Robot Structural Analysis 2021.....	68
Ilustración 64. Pernos conectores de corte para conexión viga losa.....	70
Ilustración 65. Barras conectoras de corte para conexión hormigón nuevo – hormigón endurecido.....	70
Ilustración 66. Geometría referencial del Perno de Corte .....	71
Ilustración 67. Dimensiones del perfil HEB 160 (unidades en cm). Obtenido del catálogo de secciones de Robot Structural Analysis 2021.....	75

Ilustración 68. Diagrama de cuerpo libre para obtener fuerza de diseño por capacidad para columna .....	76
Ilustración 69. Factores considerados para el diseño de diferentes sistemas estructurales conforme al código ASCE 7 (2016).....	77
Ilustración 70. Demanda última a carga axial en pórtico arriostrado obtenida de Robot Structural Analysis .....	78
Ilustración 71. Ábaco para encontrar el valor de k .....	79
Ilustración 72. Geometría para el diseño de una placa Gusset conforme al AISC 341 (2016).....	80
Ilustración 73. Demanda por capacidad de arriostramientos considerada para el diseño de placa gusset.....	81
Ilustración 74. Viste en corte de sección de arriostramiento soldado a placa gusset.....	82
Ilustración 75. Diagrama de cuerpo libre para el diseño por capacidad de la cimentación .....	86
Ilustración 76. Fuerzas actuantes para diseño por capacidad de cimentación	87
Ilustración 77. Dimensiones propuestas de cimentación.....	88
Ilustración 78. Consideraciones para cimentaciones con cargas excéntricas ..	90
Ilustración 79. Cálculo de "q" para una cimentación cargada excéntricamente	91
Ilustración 80. Distribución de esfuerzos en la zapata .....	91
Ilustración 81. Esquema de cimentación con punto marcado donde se dan las mayores demandas a flexión.....	92
Ilustración 82. Esfuerzos en el tramo de zapata considerado para el análisis como un pequeño volado .....	92
Ilustración 83. Distribución de acero de refuerzo de cimentación .....	94
Ilustración 84. Nuevo modelo con diagramas de momento flector de cada uno de sus elementos para la combinación en Y .....	95
Ilustración 85. Nuevo modelo con diagramas de momento flector de cada uno de sus elementos para la combinación en X.....	95

## RESUMEN

En Ecuador existen muchas edificaciones cuyos procedimientos previos a su construcción, como diseños o estudios, se han dado de forma irregular. El objetivo de este trabajo fue diseñar una propuesta de rehabilitación a una edificación mediante un refuerzo estructural complementario al sistema existente, para así obtener un mejor desempeño sísmico a partir de la evaluación del comportamiento sísmico de un edificio con dicha característica en la ciudad de Guayaquil. El procedimiento consiste en realizar un análisis modal espectral de la estructura y realizar una evaluación “capacidad vs demanda” en los elementos pertenecientes al sistema principal resistente a sismos, conforme a La metodología del código ASCE 41 (2017). En sus condiciones actuales, la edificación no pudo cumplir con los parámetros de aceptación requeridos de la evaluación estructural, por lo que se diseñó un refuerzo con pórticos arriostrados de acero conforme al código AISC 341 (2016). Como resultado de un nuevo análisis, considerando la inclusión de los refuerzos, la estructura logró cumplir con los criterios de aceptación de la evaluación sísmica.

**Palabras claves:** Estructura, análisis, evaluación, ASCE 41, comportamiento sísmico, diseño, refuerzo, pórticos arriostrados.

## **ABSTRACT**

In Ecuador there are a lot of edifications whose procedures prior to construction, such as designs or studies, have been carried out irregularly. The objective of this work is to carry out an evaluation of seismic behavior on a building of said characteristic in the city of Guayaquil. The procedure consists in make a modal analysis of the structure and to carry out an evaluation “capacity vs demand” on the elements belonging to the main seismic-resistant system, according to the methodology on the ASCE 41 (2017) code. On its current condition, the construction couldn't meet the required acceptance parameters of the structural evaluation, therefore, a reinforce with steel braced frames was designed in accordance with AISC 341 (2016) code. As a result of the new analysis, considering the inclusion of the reinforcements, the structure accomplishes to meet with the criteria of acceptance of the seismic evaluation.

**Key words:** Structure, analysis, evaluation, ASCE 41, seismic behavior, design, reinforcement, braced frames.

# CAPÍTULO I

## 1. INTRODUCCIÓN

El presente estudio fue realizado para diseñar una propuesta de rehabilitación a una edificación mediante un refuerzo estructural complementario al sistema existente, para así obtener un mejor desempeño sísmico.

Ecuador es un país ubicado en una zona de alta sismicidad, debido a esto es fundamental que su población emplee técnicas o prácticas constructivas acordes a un diseño sismo resistente adecuado. Sin embargo, actualmente no siempre se respetan los códigos de construcción vigentes o no se utilizan técnicas constructivas adecuadas y, como resultado, se tienen numerosos casos de edificaciones con daños y patologías estructurales como consecuencia de un comportamiento y desempeño sísmico irregular.

La residencia de la familia Macías, ubicada al norte de la ciudad de Guayaquil – Ecuador, fue construida sin ningún diseño estructural o estudio de suelos previo. El resultado de esto fue una edificación con vulnerabilidad estructural, la cual fue evidente para los propietarios del inmueble tiempo después de los acontecimientos del sismo de Pedernales del 16 de abril del 2016.

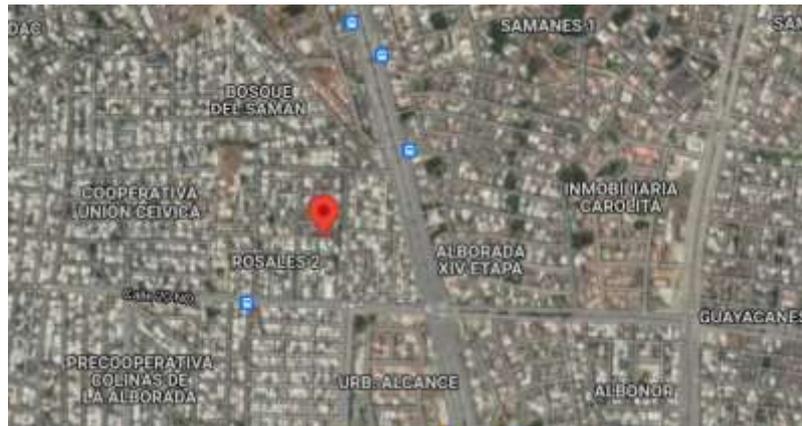
En el presente documento se exploran las particularidades de la edificación, a modo de caso de estudio, el planteamiento del problema, una evaluación de la estructura en su estado actual conforme al código ASCE 41 (2017) y finalmente, la propuesta de rehabilitación.

## 1.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La residencia de la familia Macías se encuentra ubicada en la provincia del Guayas, en la zona norte de la ciudad de Guayaquil, en el sector “Los Rosales 2”. La Ilustración 1 muestra una vista satelital de la ubicación.

### Ilustración 1

*Ubicación de la edificación*



*Fuente: (Google Maps, s.f.)*

La ruta de ingreso más conocida (ver Ilustración 2) es por la Av. Francisco de Orellana en sentido al sur, se gira hacia la derecha en la calle José Luis Tamayo para luego entrar por la calle 3er pasaje 8 NO y tomar la 4ta calle peatonal a la derecha.

### Ilustración 2

*Ubicación de la edificación*



*Fuente: (Google Maps, s.f.)*

## 1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La estructura a evaluar consta de 3 plantas, las cuales han funcionado como departamentos independientes. La Ilustración 3 muestra la fachada frontal de la edificación. Los propietarios ocupan la primera planta superior, mientras que las plantas restantes son departamentos de alquiler.

### Ilustración 3

*Fachada frontal del edificio residencial de la familia Macías*

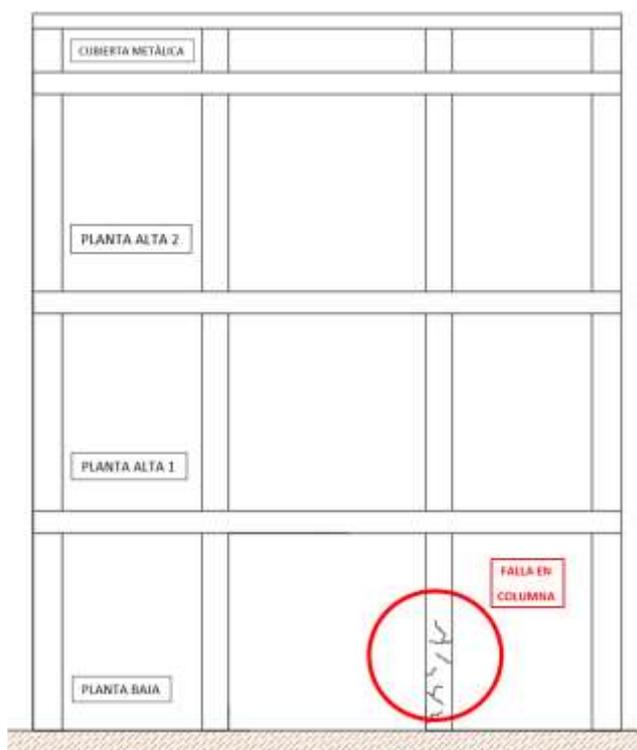


*Fuente: Autor*

Tras ser desocupada la planta baja en el año 2021, los propietarios notaron daños en una de las columnas centrales (ver Ilustración 4), lo que les alertó de la vulnerabilidad estructural de su propiedad. Se desconoce cuándo se dieron estos daños, pero se estima que se produjeron como consecuencia del sismo del 16 de abril del 2016 y éstos fueron empeorando con el pasar del tiempo.

## Ilustración 4

### *Daño en columna de la edificación*



*Fuente: Autor*

El edificio no dispone de planos estructurales o arquitectónicos, ni de registros o estudios previos a su construcción. En una primera visita se constató que la estructura ha presentado problemas que pudieran representar un riesgo para el bienestar de sus habitantes. Adicional a eso, la falta de un diseño estructural previo abre la posibilidad a que la estructura tenga incluso más problemas de los que se han podido apreciar a simple vista, por lo que es necesaria una evaluación y posterior rehabilitación estructural de ser el caso.

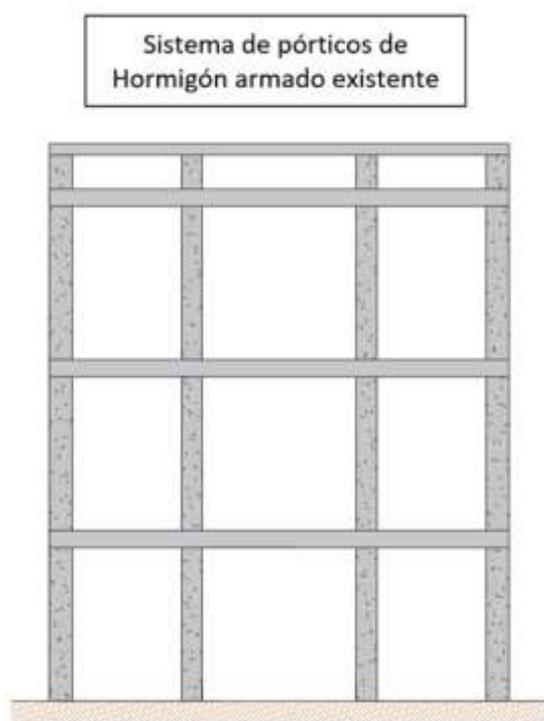
### **1.3. EVALUACIÓN PARA LA ESTRUCTURA**

Una vez que se hayan realizado varias visitas y se haya recopilado la información mínima necesaria de la edificación mediante un levantamiento (cuyos resultados se encuentran detallados en la sección 2.3. de este documento), se procederá a realizar una evaluación del comportamiento sísmico de la estructura en sus

condiciones actuales (Capítulo III). Actualmente, la edificación cuenta con un sistema de pórticos de hormigón armado como el conjunto principal resistente a sismos (ver Ilustración 5), el cual será sometido a una evaluación conforme al procedimiento indicado en el capítulo 7 del código ASCE 41 (2017). Más adelante, en la sección 2.1. se explica con más detalle el procedimiento de evaluación.

### **Ilustración 5**

*Sistema estructural existente*



*Fuente: Autor*

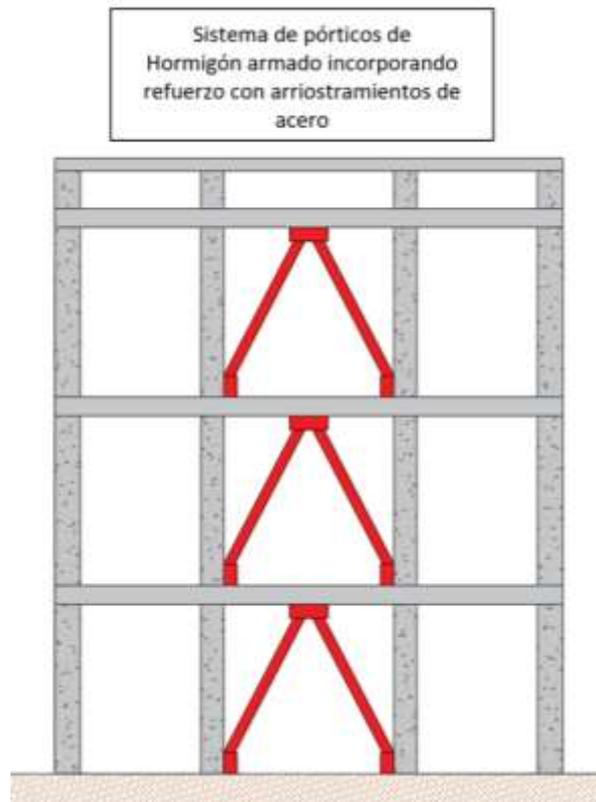
### **1.4. PROPUESTA DE REHABILITACIÓN**

Dados los daños y falencias de construcción observados en las visitas y detallados en la sección 2.3.1., se estima la necesidad de implementar un refuerzo en la estructura. Se plantea el uso de pórticos de acero arriostrados (ver Ilustración 6) que se puedan incorporar al sistema de pórticos de hormigón armado existente. La idea es que dichos pórticos arriostrados sean ubicados en la estructura de manera que puedan ayudar al sistema existente a disipar la mayor cantidad posible de energía en un próximo evento sísmico, mejorando así

el comportamiento y la estabilidad del edificio. Las formas y configuraciones en las que dichos pórticos pueden ser implementados se encuentran detalladas en la sección 2.2.

### **Ilustración 6**

*Edificación con refuerzos incorporados a su sistema estructural original*



*Fuente: Autor*

## **CAPÍTULO II**

### **2. MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL**

Es necesario un proceso de evaluación para conocer y verificar toda la información del estado actual de la estructura. El proceso se realiza conforme a la norma ACSE 41 (2017).

##### **2.1.1. REQUERIMIENTOS PARA LA RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN**

Toda la información relacionada a la estructura debe obtenerse de planos, especificaciones y demás documentos existentes sobre la construcción. A falta de datos suficientes se debe recopilar la información incompleta o inexistente, mediante una investigación in situ, que consiste en una evaluación visual de las condiciones de la edificación y un levantamiento estructural que incluya pruebas destructivas o no destructivas en los elementos de la estructura. Este procedimiento se realiza conforme a la sección 6.2 del Código ASCE 41 (2017).

En base a la recopilación de datos, se puede llegar a considerar que se tiene un nivel de conocimiento mínimo, normal, o comprensivo sobre la estructura; de acuerdo con el nivel seleccionado después de la recopilación de información, se debe elegir un factor correspondiente de conocimiento (“K” de acuerdo con la tabla 6-1 del ASCE 41 (2017)). En la Tabla 1 del presente documento se copia dicha tabla para facilidad del lector.

Tabla 1

*Factor de conocimiento*

Table 6-1. Data Collection Requirements

Data	Level of Knowledge					
	Minimum		Usual		Comprehensive	
Performance Level	Life Safety (S-3) or lower		Damage Control (S-2) or lower		Immediate Occupancy (S-1) or lower	
Analysis Procedures	LSP, LDP		All		All	
Testing	No tests <sup>a</sup>		Usual testing		Comprehensive testing	
Drawings	Design drawings	Field survey drawings prepared in absence of design drawings	Design drawings	Field survey drawings prepared in absence of design drawings	Design drawings	Field survey drawings prepared in absence of design drawings
Condition Assessment <sup>b</sup>	Visual	Comprehensive	Visual	Comprehensive	Visual	Comprehensive
Material Properties	From design drawings (or documents) <sup>c</sup>	From default values	From design drawings (or documents) and tests	From usual tests	From design drawings (or documents) and tests	From comprehensive tests
Knowledge Factor ( $\kappa$ ) <sup>d</sup>	0.9 <sup>e,f</sup>	0.75	1.00	1.00	1.00	1.00

*Fuente: (ASCE, 2017)*

**2.1.2. PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL UTILIZANDO UN PROCEDIMIENTO LINEAL SEGÚN ASCE 41 (2017)**

Para la evaluación estructural de la edificación se realizará un análisis dinámico lineal o también conocido como análisis modal espectral. El procedimiento se lleva a cabo utilizando en conjunto parámetros del sitio y un espectro de respuesta sísmica conforme a la Norma Ecuatoriana de la construcción (2015) (ver Ilustración 7). Vale notar que para la evaluación sísmica deberá utilizarse el espectro elástico de diseño junto con los criterios de evaluación y aceptación para el análisis estructural conforme al Código ASCE 41 (2017).

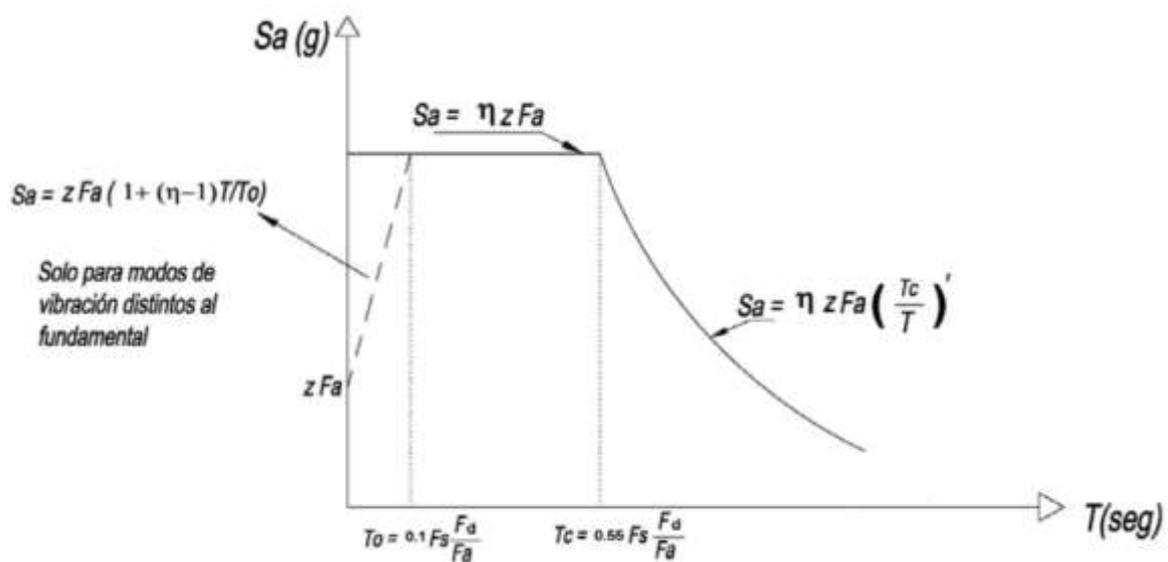
Mediante el análisis dinámico lineal se deben obtener las respuestas modales máximas de la estructura, para un número de modos que sean suficientes para capturar al menos el 90% de la masa participante en las 2 direcciones horizontales de la edificación. A su vez se requiere que las fuerzas sísmicas

obtenidas del análisis dinámico no sean menores a un 85% de las fuerzas sísmicas que se obtendrían de un análisis estático lineal.

Los resultados de fuerzas internas, reacciones en la base y desplazamientos para cada modo se deben combinar mediante el método de la suma de cuadrados de la raíz cuadrada (SRSS) o el método de combinación cuadrática completo (CQC). (ASCE, 2017)

### Ilustración 7

Esquema para elaboración de un espectro de diseño sísmico según norma NEC



Fuente: (NEC, 2015)

A continuación, se procede a resumir de forma general las consideraciones para la evaluación de acuerdo con la norma ASCE 41-17:

- Para un análisis con procedimientos estáticos y dinámicos lineales, y para procedimientos estáticos no lineales de cualquier tipo de estructura se debe considerar un amortiguamiento “ $\beta$ ” de 0.05. Se usará un valor de amortiguamiento diferente en casos específicos como estructuras con diafragmas de madera, estructuras con sistemas de aislación sísmica o en caso de existir un estudio que justifique el uso de un “ $\beta$ ” diferente del 5%. (ASCE, 2017)

- “Un elemento estructural que se requiere para soportar fuerzas sísmicas y controlar deformaciones para que así la estructura logre el nivel de desempeño seleccionado se clasificará como primario.

Un componente estructural que se adapta a las deformaciones sísmicas y no se requiere que resista fuerzas sísmicas para que la estructura logre el Nivel de desempeño seleccionado, podrá ser clasificado como secundario”. (ASCE, 2017)

En la evaluación que se realizará en el capítulo III, únicamente se revisarán elementos primarios del sistema estructural del caso de estudio, asumiendo que dichos elementos están conformados por vigas y columnas.

Para la evaluación, la norma ASCE 41 (2017) da algunos criterios de aceptación para análisis con procedimientos lineales los cuales se resumen a continuación:

- Se considera el uso de factores “m”, los cuales sirven para modificar la resistencia de los elementos del sistema estructural de los cuales se espera una cierta ductilidad. El valor que adquiere “m” depende de diversos factores como el tipo de sistema estructural, el proceso de análisis realizado, el material y tipo de elemento estructural, la configuración del acero de refuerzo del elemento (en caso del hormigón armado) y si son elementos catalogados como primarios o secundarios.

En vista de que el caso de estudio es una estructura de pórticos de hormigón armado, se deben obtener los factores “m” de las tablas obtenidas del capítulo 10 del código ASCE 41-17. Para el caso de vigas de una estructura de pórticos de hormigón armado evaluada bajo los procedimientos de un análisis de carácter lineal, se obtendrán dichos factores de la tabla 10-13 (ASCE, 2017) (ver **Tabla 2**). Para el caso de columnas de pórticos de hormigón armado, que no sean columnas circulares con refuerzo en espiral, de una estructura evaluada con un

análisis lineal, se obtendrán los factores de la tabla 10-10a (ASCE, 2017) (ver **Tabla 3**).

**Tabla 2**

*Condiciones para la definición del factor “m” para vigas de hormigón armado de una estructura analizada con procesos lineales.*

**Table 10-13. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Beams**

Conditions	m-Factors <sup>a</sup>						
	Performance Level						
	Component Type						
	IO	Primary		Secondary			
LS		CP	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>							
$\rho - \rho'$							
$P_{bal}$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$V^d$ $b_w d \sqrt{f'_{cE}}$					
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	3	6	7	6	10
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	2	3	4	3	5
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	2	3	4	3	5
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	2	2	3	2	4
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	2	3	4	3	5
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	1.25	2	3	2	4
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	2	3	3	3	4
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	1.25	2	2	2	3
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>							
	Stirrup spacing $\leq d/2$		1.25	1.5	1.75	3	4
	Stirrup spacing $> d/2$		1.25	1.5	1.75	2	3
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>							
	Stirrup spacing $\leq d/2$		1.25	1.5	1.75	3	4
	Stirrup spacing $> d/2$		1.25	1.5	1.75	2	3
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>							
			2	2	3	3	4

Note:  $f'_{cE}$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.

<sup>a</sup> Values between those listed in the table shall be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup> Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

<sup>c</sup> “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at  $\leq d/3$ , and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_s$ ) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

<sup>d</sup>  $V$  is the shear force calculated using limit-state analysis procedures in accordance with Section 10.4.2.4.1.

Fuente: (ASCE 41, 2017)

**Tabla 3**

*Condiciones para la definición del factor “m” para columnas no circulares de hormigón armado de una estructura analizada con procesos lineales.*

**Table 10-10a. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318**

$\left(\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}}\right)$	$\rho_t$	$V_{yE}/V_{CoIOE}$	<i>m</i> -Factors <sup>a</sup>				
			Performance Level				
			Component Type				
			Primary		Secondary		
			IO	LS	CP	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>b</sup>							
≤ 0.1	≥ 0.0175	≥ 0.2	1.7	3.4	4.2	6.8	8.9
		< 0.6					
≥ 0.7	≥ 0.0175	≥ 0.2	1.2	1.4	1.7	1.4	1.7
		< 0.6					
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 0.2	1.5	2.6	3.2	2.6	3.2
		< 0.6					
≥ 0.7	≤ 0.0005	≥ 0.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
		< 0.6					
≤ 0.1	≥ 0.0175	≥ 0.6	1.5	2.7	3.3	6.8	8.9
		< 1.0					
≥ 0.7	≥ 0.0175	≥ 0.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
		< 1.0					
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 0.6	1.3	1.9	2.3	1.9	2.3
		< 1.0					
≥ 0.7	≤ 0.0005	≥ 0.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
		< 1.0					
≤ 0.1	≥ 0.0175	≥ 1.0	1.3	1.8	2.2	6.8	8.9
		< 1.0					
≥ 0.7	≥ 0.0175	≥ 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
		< 1.0					
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 1.0	1.1	1.0	1.1	1.7	2.1
		< 1.0					
≥ 0.7	≤ 0.0005	≥ 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
		< 1.0					
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>b</sup>							
≤ 0.1	≥ 0.0075		1.0	1.7	2.0	5.3	6.8
≥ 0.7	≥ 0.0075		1.0	1.0	1.0	2.8	3.5
≤ 0.1	≤ 0.0005		1.0	1.0	1.0	1.4	1.6
≥ 0.7	≤ 0.0005		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

<sup>a</sup> Values between those listed in the table shall be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup> Columns are considered to be controlled by inadequate development or splicing where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Acceptance criteria for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing.

*Fuente: (ASCE 41, 2017)*

- Para que un elemento estructural cumpla con los criterios de aceptación de la sección 7.5. del código ASCE 41 (2017), es necesario que se cumpla la siguiente expresión:

$$m * K * Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (1)$$

Donde:

***m***: factor de modificación de resistencia de elementos estructurales que considera la ductilidad esperada del elemento.

***K***: Factor de conocimiento que permite tener en consideración la incertidumbre en la recopilación de información de la estructura a evaluar.

**$Q_{CE}$** : Resistencia nominal del elemento.

**$Q_{UD}$** : Demanda última procedente del análisis.

## 2.2. PROPUESTA: SISTEMAS DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS DE ACERO

Los pórticos arriostrados son sistemas estructurales en los que, además de vigas y columnas, el conjunto posee barras diagonales conocidas como arriostramientos (como se puede apreciar en la Ilustración 8), las cuales mejoran el comportamiento sísmico del pórtico aportándole más rigidez lateral, y por ende un mejor control de deformaciones y desplazamientos. Los arriostramientos normalmente son sometidos a esfuerzos de tensión y compresión al llegar las cargas laterales sísmicas o de viento, pero la forma en que se disipa la energía puede variar dependiendo del tipo de arriostramiento.

### Ilustración 8

*Pórtico de acero con arriostramientos*



*Fuente: (INESA TECH)*

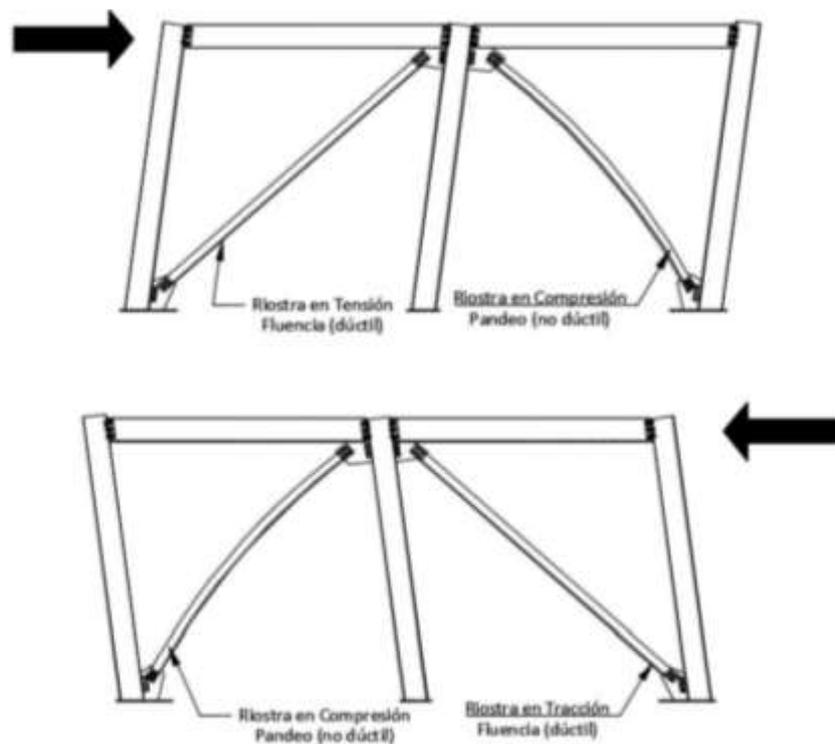
Existen varios tipos de pórticos arriostrados y configuraciones en las que estos pueden ser implementados:

- **PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE.**

En un sistema de pórticos arriostrados concéntricamente (SCBF por sus siglas en inglés) las diagonales, cuyos ejes se alinean concéntricamente en las articulaciones, tienen principalmente una respuesta a compresión y tracción (ver Ilustración 9), esto aporta una gran rigidez al pórtico, pero a su vez la ductilidad y disipación de energía son moderadas debido a que estarían condicionadas por el pandeo de los arriostramientos sometidos a compresión. (INESA TECH)

### Ilustración 9

*Respuesta a cargas laterales de pórtico con arriostramientos concéntricos.*



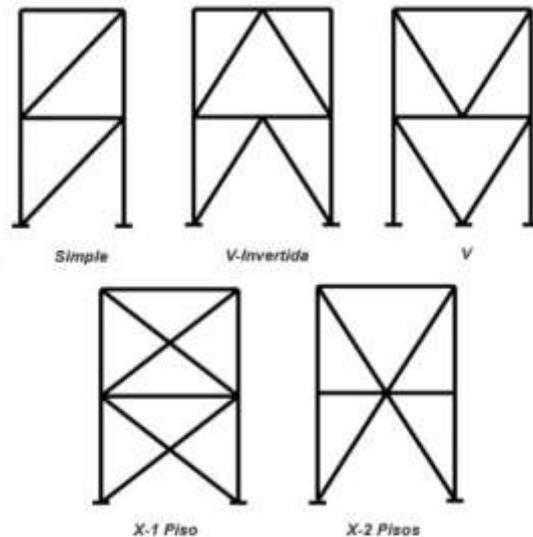
*Fuente: (SGR, 2016)*

Existen diferentes configuraciones para los arriostramientos de este tipo de sistema (ver Ilustración 10), estas en función del ángulo que forma la riostra respecto a la horizontal. Tratándose de la eficiencia de las diagonales en cuanto

al aporte de rigidez, se puede decir que un ángulo apropiado estaría rondando los 45 grados.

### Ilustración 10

*Configuraciones para pórticos arriostrados concéntricamente*



*Fuente: (INESA TECH)*

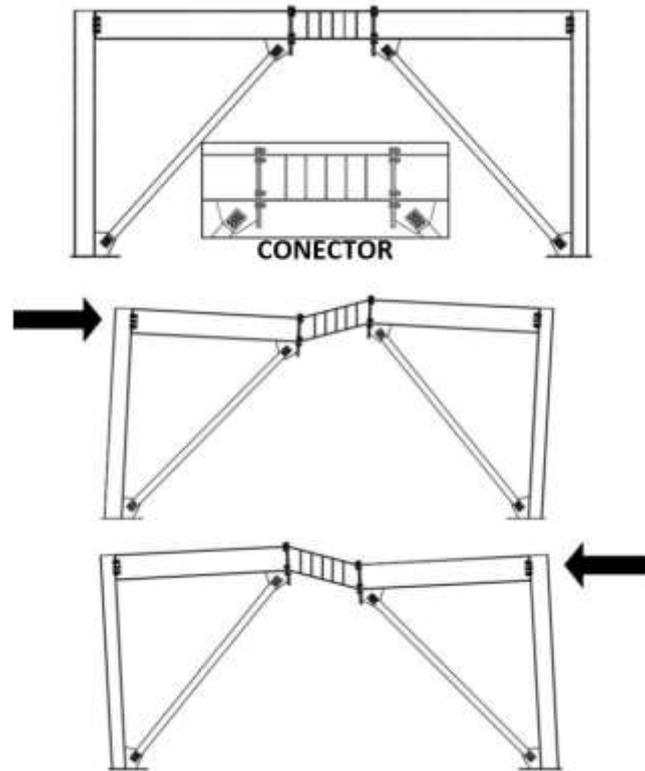
- **PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE.**

Los sistemas de pórticos arriostrados excéntricamente (EBF por sus siglas en inglés) son sistemas con configuraciones similares a las de los pórticos arriostrados concéntricamente, con la diferencia de que uno de los extremos de cada arriostramiento diagonal está conectado de manera que se aísla un tramo de viga al que se le conoce como “conector” o “vínculo”. Al llegar la carga lateral, las fuerzas generadas en las diagonales son transmitidas al conector por flexión y cortante. (NEC, 2015)

En la Ilustración 11 se puede apreciar un ejemplo de configuración de pórtico arriostrado excéntricamente, donde se ve una posición usual para el conector, además se observa también el comportamiento del pórtico al estar sometido a cargas laterales, donde la disipación de energía se da por la incursión al rango inelástico de dicho conector.

## Ilustración 11

*Comportamiento de un Pórtico arriostrado excéntricamente sometido a cargas laterales*



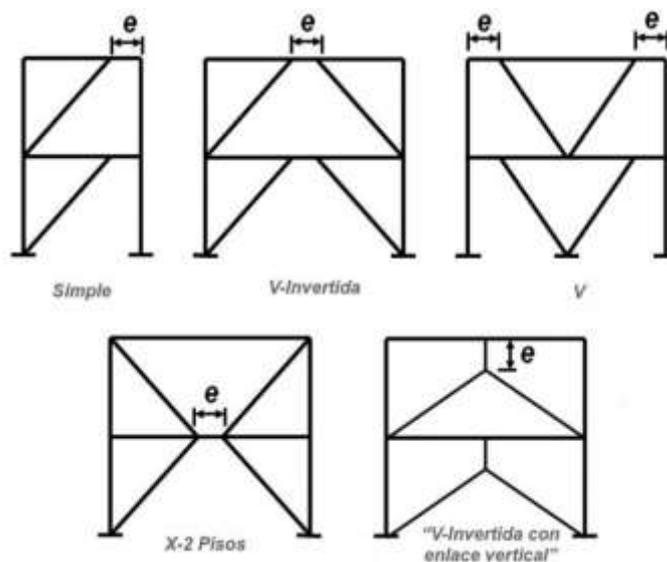
*Fuente: (SGR, 2016)*

Los sistemas EBF son una opción muy eficiente para el diseño sismo resistente de estructuras grandes debido a que combinan una gran rigidez para las diagonales con la disipación de energía proveniente de la incursión del conector en el rango inelástico. (INESA TECH)

Así como con los sistemas concéntricos, existen diferentes configuraciones para los sistemas con arriostramientos excéntricos (ver Ilustración 12).

## Ilustración 12

### *Configuraciones para pórticos arriostrados excéntricamente*



*Fuente: (INESA TECH)*

## 2.3. LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL

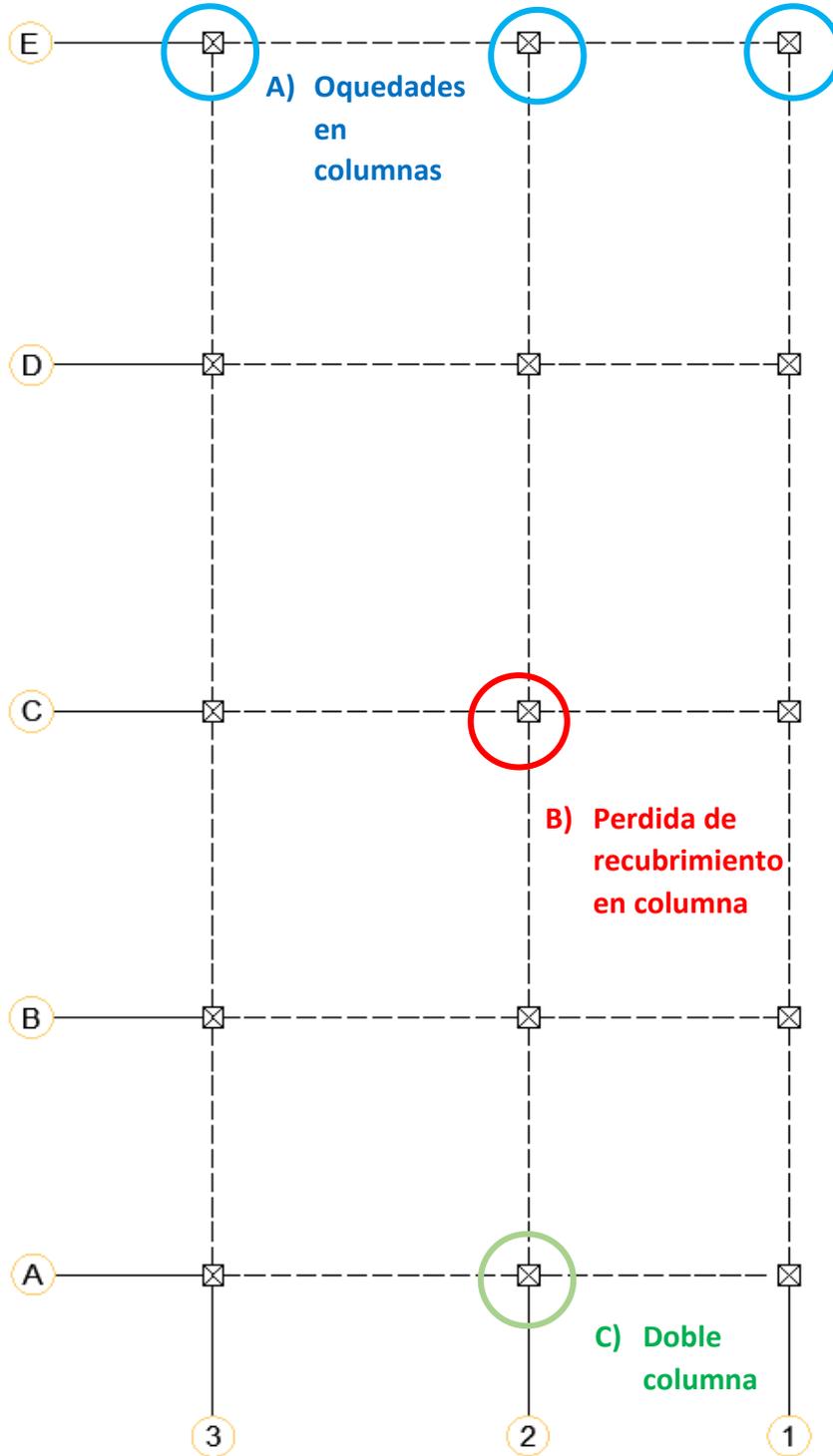
### 2.3.1. LEVANTAMIENTO DE DAÑOS Y FALLAS CONSTRUCTIVAS

Se realizaron varias visitas al sitio, en una primera instancia se realizó un análisis visual de la edificación, mediante el cual se encontraron diversas fallas de construcción y daños importantes en la estructura (principalmente en las columnas). A continuación, se presentan las fallas encontradas y la descripción de éstas, además de su ubicación y su respectivo registro fotográfico. Cabe mencionar que en la edificación puede haber más fallas de las registradas, esto debido a que al ser una edificación ya construida no se tuvo visualmente acceso a todos los elementos del sistema estructural, un ejemplo de eso sería el caso de las vigas, de las cuales no se pudo hacer un análisis visual, ya que estas se encuentran "escondidas en la losa". Además, se ha comprobado que los dueños del inmueble suelen estar pendientes de cualquier fisura o aparente daño menor para poder repararlo o cubrirlo rápidamente, para así cuidar la estética del lugar.

**Ilustración 13**

*Esquema de falencias estructurales en planta baja*

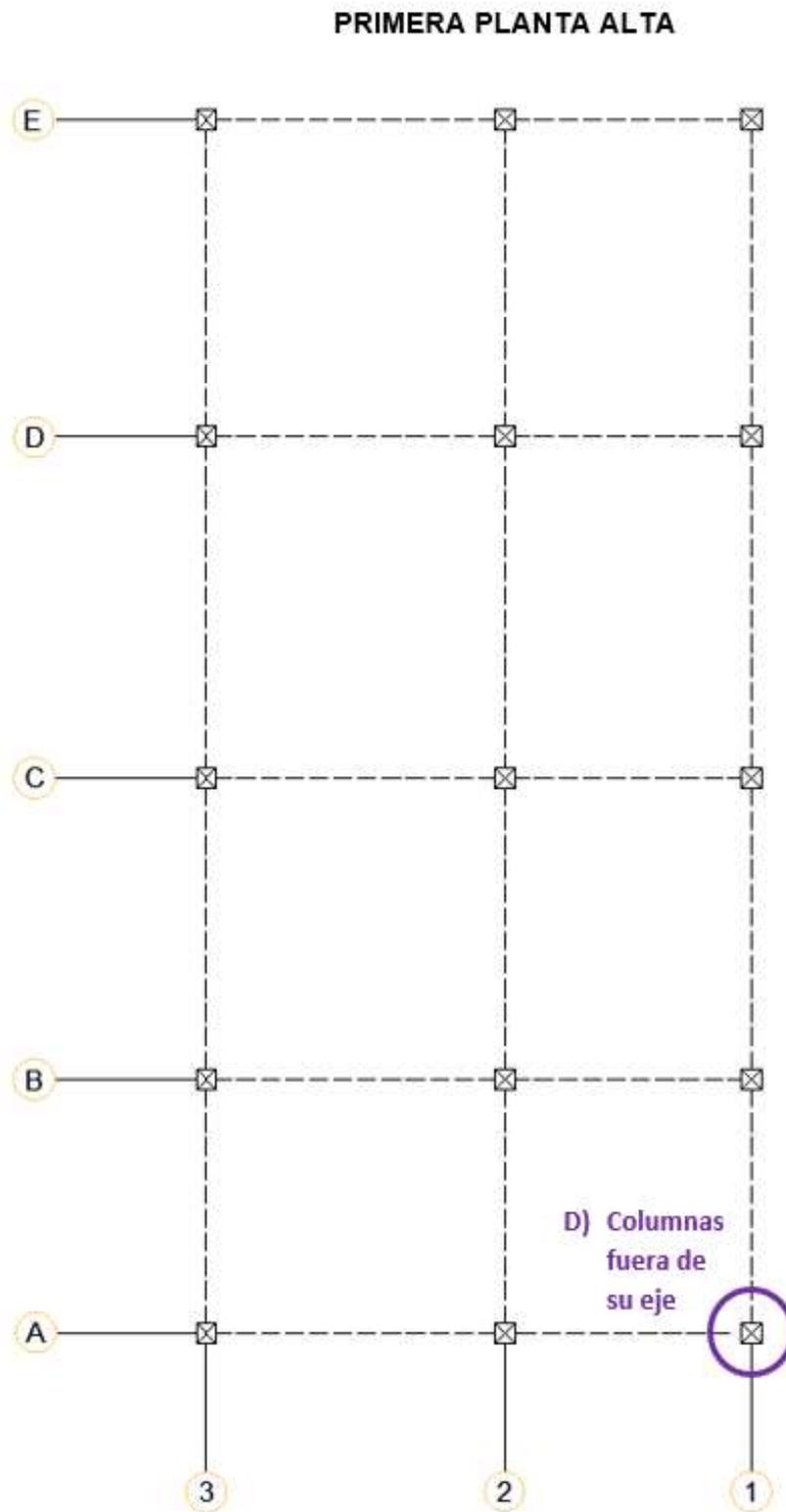
**PLANTA BAJA**



*Fuente: Autor*

## Ilustración 14

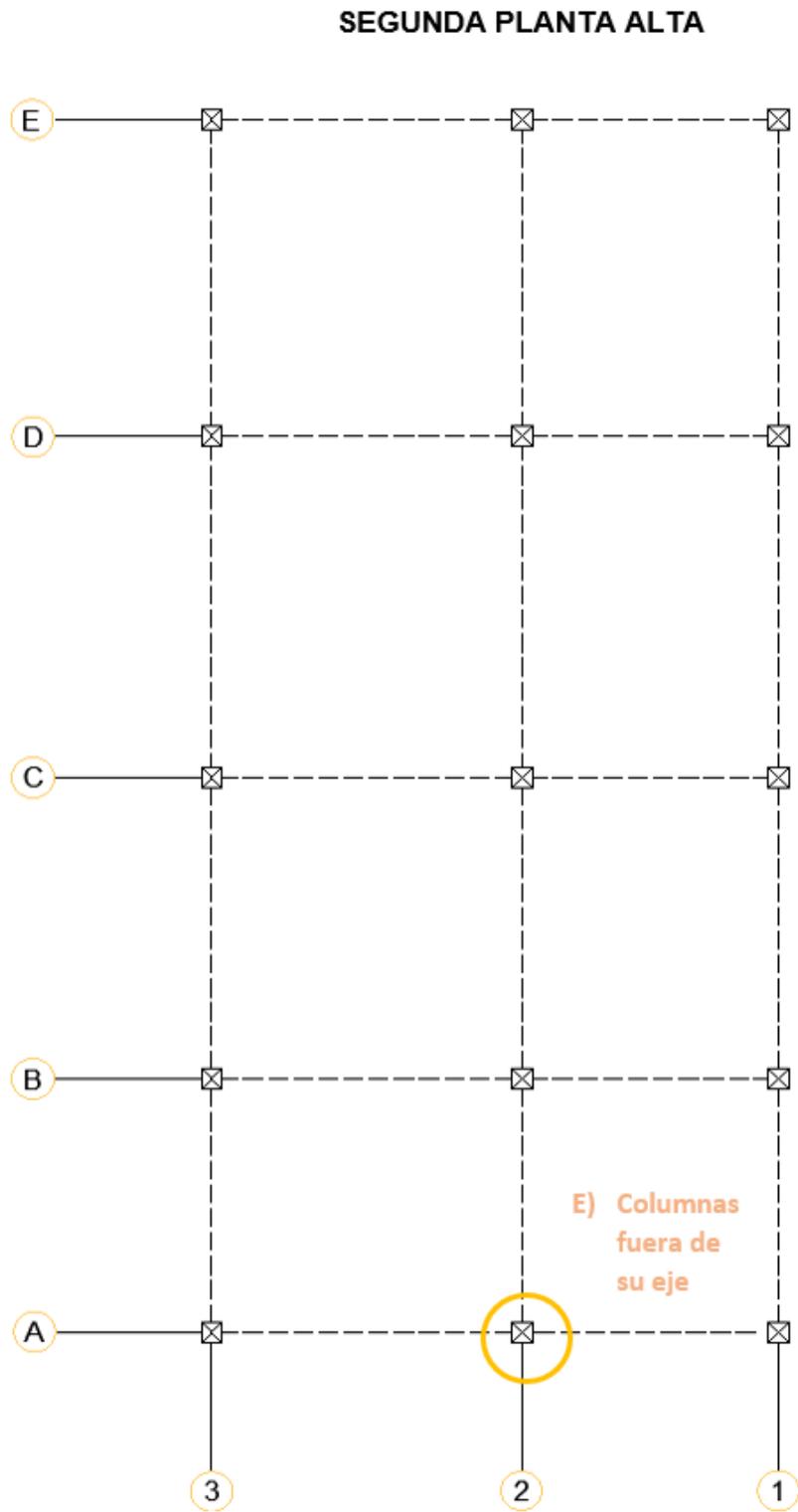
*Esquema de falencias estructurales en primera planta alta*



*Fuente: Autor*

## Ilustración 15

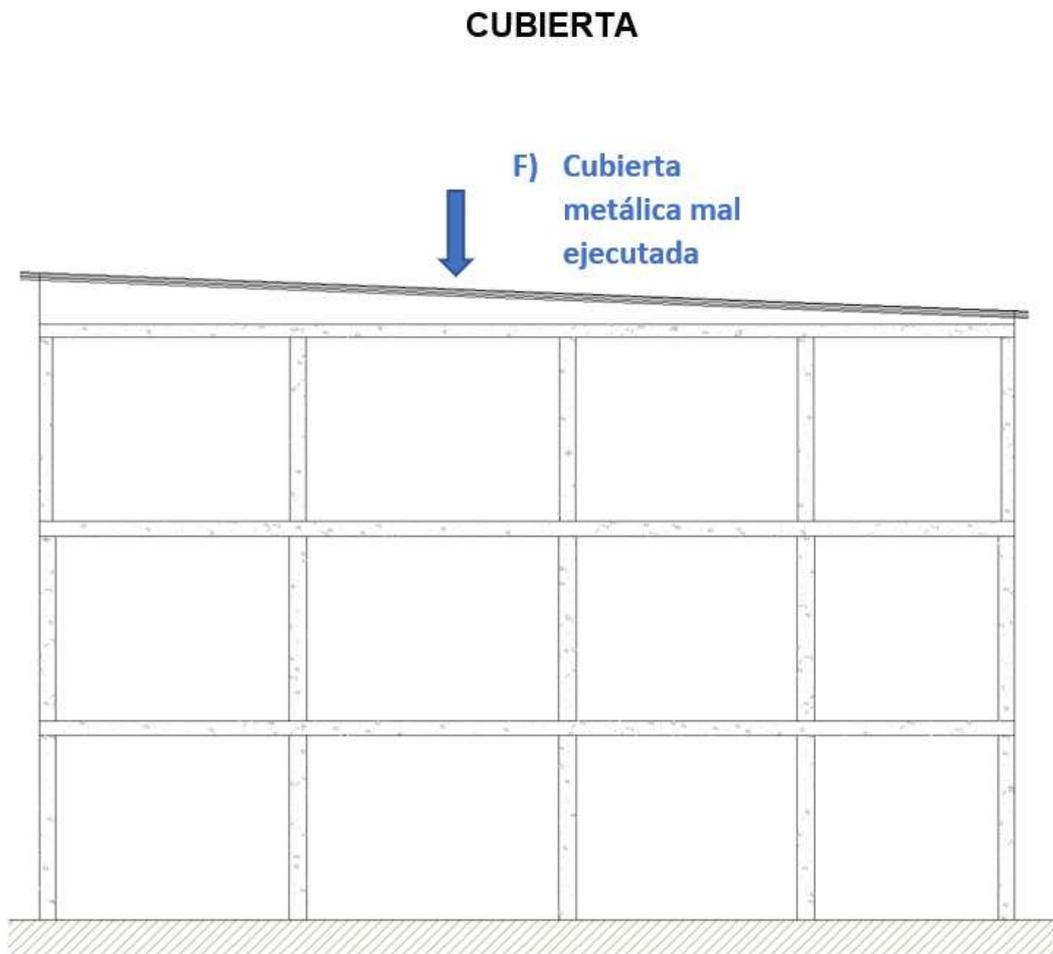
*Esquema de falencias estructurales en segunda planta alta*



*Fuente: Autor*

## Ilustración 16

*Esquema que indica falencia en cubierta de la estructura*



*Fuente: Autor*

### **A) Pérdida de recubrimiento en columna**

Este tipo de falla se da por una gran concentración de esfuerzos que sobrepasan las capacidades de las columnas, estos ocasionados por una elevada acción de las fuerzas internas actuantes en el elemento: fuerza de corte, carga axial o flexión.

En la fotografía de la Ilustración 17 se puede apreciar como la columna de planta baja ubicada en los ejes C-2 (ver Ilustración 13), sufrió el desprendimiento de gran parte de su recubrimiento.

## Ilustración 17

*Registro fotográfico de falla en C-2*



*Fuente: Autor*

### **B) Doble columna**

La columna de planta baja ubicada en los ejes A-2 presenta una geometría irregular, en la fotografía de la Ilustración 18 se puede apreciar en la base 2 columnas unidas que a medida que aumenta la altura se van combinando hasta hacer una sola columna.

## Ilustración 18

*Registro fotografico de doble columna en eje A-2*



*Fuente: Autor*

### **C) Oquedades en columnas**

Las 3 últimas columnas de la planta baja ubicadas en el eje E a simple vista tienen un aspecto defectuoso (ver Ilustración 19), no solo porque no han sido enlucidas sino también porque presentan muchas oquedades o también llamadas “ratoneras”. Adicional a esto las paredes de mampostería y losa de planta junto a estas columnas también lucen en mal estado, se puede apreciar cómo se han realizado perforaciones en la losa de una manera no adecuada.

## Ilustración 19

*Registro fotográfico del deterioro de la columna E-2*



*Fuente: Autor*

### **D) Columna fuera de su eje.**

En la fotografía de la Ilustración 20 se aprecia que la columna de la primera planta superior ubicada en los ejes A-1, presenta una falla de construcción muy evidente, el eje de la columna de la planta superior tiene una excentricidad considerable respecto al eje de la columna de la planta inferior. Esto hace que la columna no tenga una continuidad adecuada al cambiar de una planta a otra y a su vez puede estar generando una conexión viga – columna deficiente.

## Ilustración 20

*Registro fotográfico de problema de continuidad en columna A-1*



*Fuente: Autor*

Esta discontinuidad inadecuada se evidencia incluso desde el exterior de la edificación como se puede apreciar en la Ilustración 21.

### **Ilustración 21**

*Registro fotográfico de problema de continuidad en columna A-1*



*Fuente: Autor*

### **E) Columna fuera de su eje.**

Una falencia similar a la descrita anteriormente, columnas en las que claramente puede apreciarse una excentricidad no deseada entre los ejes de estos elementos (ver Ilustración 22). Esto evidencia la posibilidad de que muchas de las columnas, si no son todas, puedan tener un defecto constructivo similar.

### **Ilustración 22**

*Registro fotográfico de columna fuera de su eje*



*Fuente: Autor*

## F) Cubierta metálica mal ejecutada

En la última planta superior, el edificio cuenta con una cubierta metálica que fue difícil de inspeccionar por la presencia de un techo falso compuesto de gypsum. Como se puede apreciar en la siguiente fotografía (ver Ilustración 23), el principal problema es que los elementos metálicos (correas) no tienen una conexión adecuada con las vigas o las columnas del sistema estructural, ya que simplemente están siendo soportadas por mampostería. El siguiente problema es que la instalación que soporta los paneles de gypsum es defectuosa, estando algunos de los paneles colgando de alguna de las correas, las cuales además ya presentan pequeñas deformaciones debido a la flexión.

### Ilustración 23

Cubierta metálica de la edificación



*Fuente: Autor*

Por último, se asume que los paneles tienen goteras, debido a que el gypsum presenta deterioro por humedad en varias zonas a lo largo del techado (ver Ilustración 24).

## Ilustración 24

*Registro fotográfico de problemas de humedad que afectan a la edificación*



*Fuente: Autor*

### 2.3.2. PRUEBAS A LOS MATERIALES

Para tener una estimación de datos como la resistencia a la compresión del hormigón o el tipo y la distribución de las barras acero de refuerzo empleadas en los elementos de la construcción se realizaron tanto pruebas destructivas como no destructivas en los algunos elementos estructurales. A continuación, se detallan las pruebas realizadas:

- **Ensayo con esclerómetro para determinar la resistencia del hormigón.**

El ensayo con esclerómetro es una prueba catalogada como no destructiva, que permite obtener una estimación de la resistencia a compresión del hormigón mediante una correlación entre dicha resistencia y la dureza superficial del material. Existen varias maneras de determinar la dureza del material como la medición de un rebote, el martillo de Frank, o el martillo Schmidt, este último fue el utilizado para realizar el ensayo (ver Ilustración 25).

## Ilustración 25

*Martillo Schmidt empleado para realizar el ensayo de esclerometria*



*Fuente: Autor*

“El martillo Schmidt: Es el más utilizado por su sencillez y bajo costo, mide la dureza superficial del concreto en función del rechazo de un martillo ligero. Debe obtenerse el rechazo medio de varias determinaciones, limpiando y alisando previamente la superficie que se ensaya. Útil para determinar la evolución de la resistencia del endurecimiento del concreto, o para comparar su calidad entre distintas zonas de una misma obra.” (Rojas, 2010)

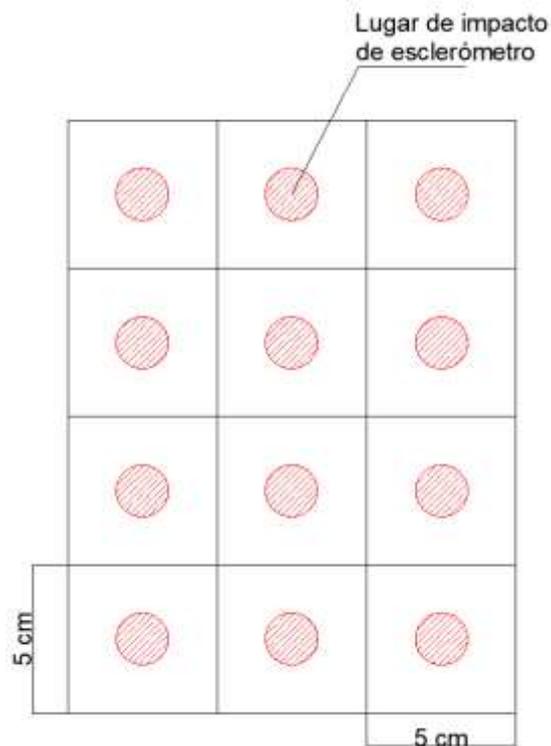
En base a un video tutorial (Holcim Ecuador , 2019) se realizó el ensayo que consistió en los siguientes pasos:

- 1) Definir una superficie de al menos 15 cm de diámetro en algún elemento de hormigón.
- 2) Limpiar la superficie y pulirla utilizando una piedra abrasiva.
- 3) Dibujar en la superficie una cuadrícula que ayude a definir una separación de al menos 5 cm entre golpes de martillo esclerómetro.
- 4) Dar los golpes con el esclerómetro y tomar nota de la lectura que arroje el martillo después de cada golpe.
- 5) Realizar un promedio de los valores obtenidos de cada lectura.

- 6) Utilizar las tablas adjuntas en el manual del martillo esclerómetro para mediante el valor promedio de los golpes, obtener la resistencia a la compresión del material.

### Ilustración 26

*Cuadrícula para ensayo de esclerómetro*



*Fuente: Autor*

El ensayo se realizó en la columna de la planta baja en los ejes E-2, debido a que ésta y las otras 2 columnas en el eje E eran los únicos elementos en la estructura que no contaban con enlucido permitiendo una estimación directa de la resistencia del hormigón. Se procedió a pulir bien un área de esta columna y a dibujar una cuadrícula como la mostrada en la ilustración anterior para así realizar los golpes con el equipo (ver Ilustración 26).

## Ilustración 27

*Ensayo esclerométrico realizado en columna E-2*



*Fuente: Autor*

Una vez efectuados los 12 golpes, como se muestra en la Ilustración 27, y obtenido las lecturas de cada uno (ver Tabla 4), se obtuvo un promedio de ellas. El promedio de esta lectura (valor de rebote) fue de 24, con este valor se procedió a ir a la tabla dada por el fabricante del martillo (ver Ilustración 28). En dicha tabla se encuentra definida la resistencia estimada en función de la posición en la que se empleó el esclerómetro y el valor del rebote promedio "R". Al ya contar con el valor de R y, en vista de que el ensayo se realizó en una columna y con el aparato en una posición horizontal a la hora de realizar los golpes, según la tabla la resistencia a la compresión sería de 240 kg/cm<sup>2</sup>.

**Tabla 4**

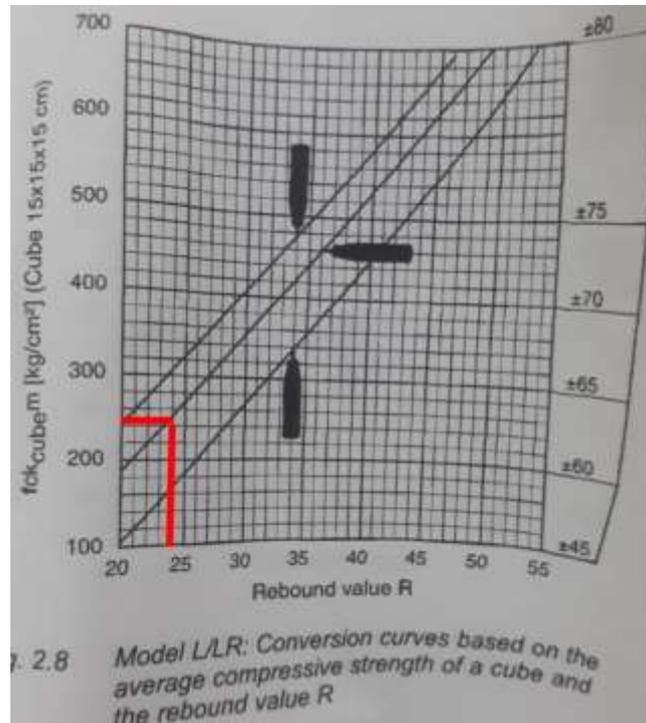
*Lectura de rebote obtenida de los 12 golpes del ensayo de esclerometría.*

LECTURAS DE GOLPES DE MARTILLO ESCLERÓMETRO											
#1	#2	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10	#11	#12
22	24.5	26	23	25	23.5	24	22.5	25	24	25.5	23

*Fuente: Autor*

## Ilustración 28.

Tabla del fabricante del martillo esclerómetro para establecer correlación entre el valor de rebote y la resistencia a la compresión del hormigón



Fuente: Autor

- **Procedimiento destructivo para determinar el tipo y la distribución del acero de refuerzo en los elementos.**

Para tener más información sobre las barras de acero de refuerzo utilizadas en los elementos estructurales se tuvo que quitar el recubrimiento de algunos de estos elementos. De esta manera se pudieron obtener datos como el diámetro de las barras longitudinales, diámetro de barras en losa, y el diámetro y separación de estribos en vigas y columnas. (Ver Ilustración 29)

Cabe recalcar que hubieron datos que no pudieron obtenerse debido a que no era posible o porque el procedimiento se volvía muy complejo, datos como el número de barras longitudinales en las vigas, detalles de dimensiones y distribución de acero en cimentación, capacidad portante del suelo, y la calidad del acero de las barras de refuerzo. Por ende, esta información faltante tuvo que ser asumida.

## Ilustración 29

*Columna con recubrimiento retirado*



*Fuente: Autor*

### **2.3.3. PLANOS ESTRUCTURALES**

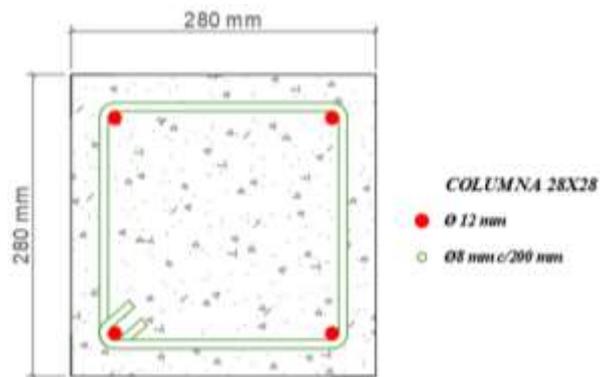
Una vez terminado el levantamiento, con la información recolectada, se procedió a elaborar los planos estructurales de la edificación. A continuación, se presentan los detalles:

- **Secciones de columnas:**

De manera general se han observado las dimensiones mostradas en las siguientes ilustraciones. (ver Ilustración 30, 31 y 32)

### Ilustración 30

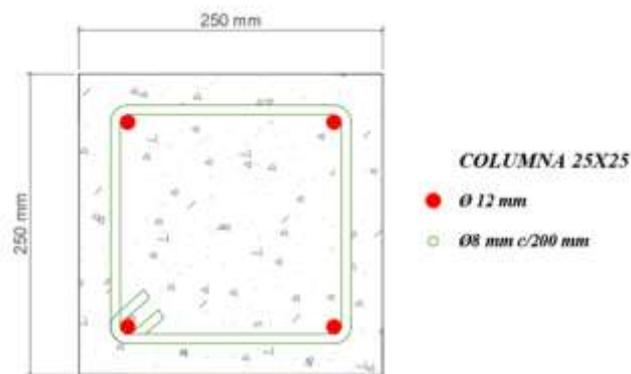
Sección de columna de 28x28 cm



Fuente: Autor

### Ilustración 31

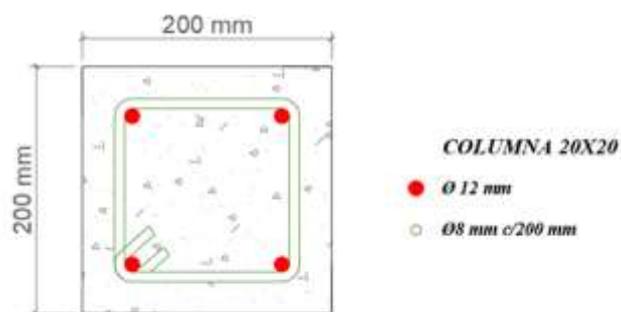
Sección de columna de 25x25 cm



Fuente: Autor

### Ilustración 32

Sección de columna de 20x20 cm



Fuente: Autor

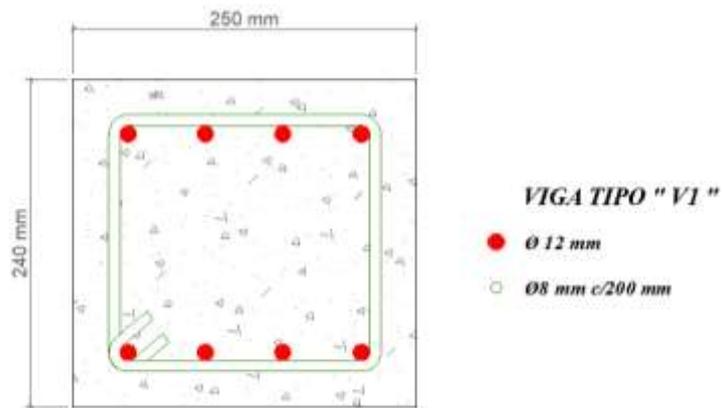
- **Secciones de vigas:**

De manera general se han observado las dimensiones mostradas en las siguientes ilustraciones. (ver

**Ilustración 33 y 34)**

**Ilustración 33**

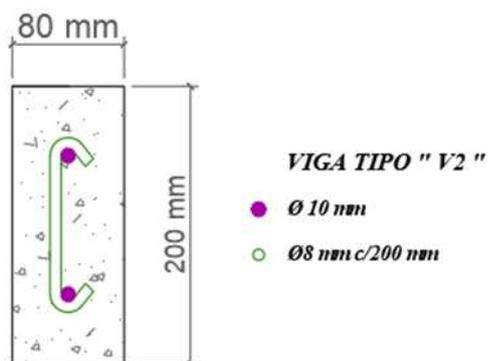
*Sección de viga de 24x25 cm*



*Fuente: Autor*

**Ilustración 34**

*Sección de viga de 8x20 cm*



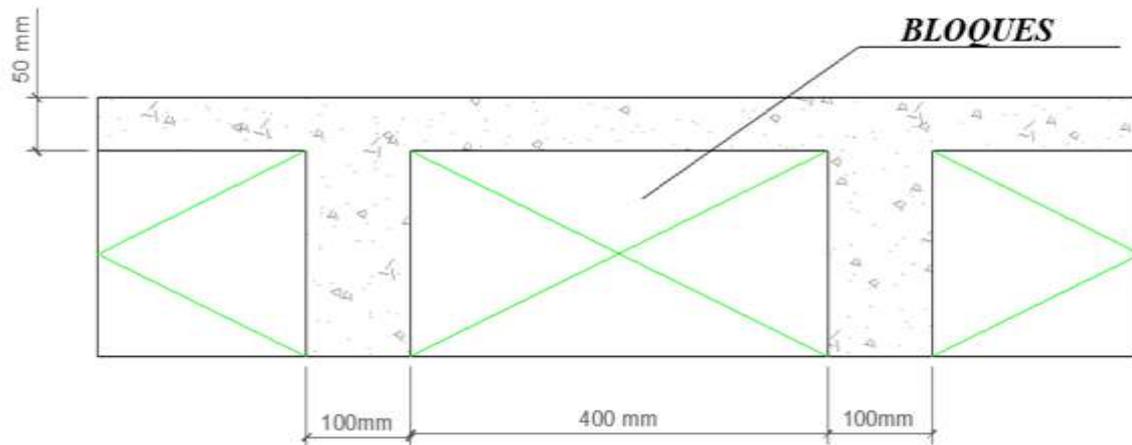
*Fuente: Autor*

- **Sección de losa:**

A simple vista se observó que la losa poseía nervios en una dirección (la dirección más larga de la estructura) y una altura total de 24 cm al igual que las vigas de planta. El espesor de la loseta, las dimensiones y separación de los nervios fueron asumidos como se puede apreciar en la siguiente ilustración. (ver Ilustración 35)

**Ilustración 35**

*Sección de losa aligerada*



*Fuente: Autor*

- **Vista en planta de la estructura:**

En las ilustraciones mostradas a continuación (ver Ilustración 36, 37 y 38) se puede apreciar la vista en planta con la distribución de los elementos estructurales para cada nivel de la edificación:

### Ilustración 36

Vista en planta de plano estructural para planta alta 1



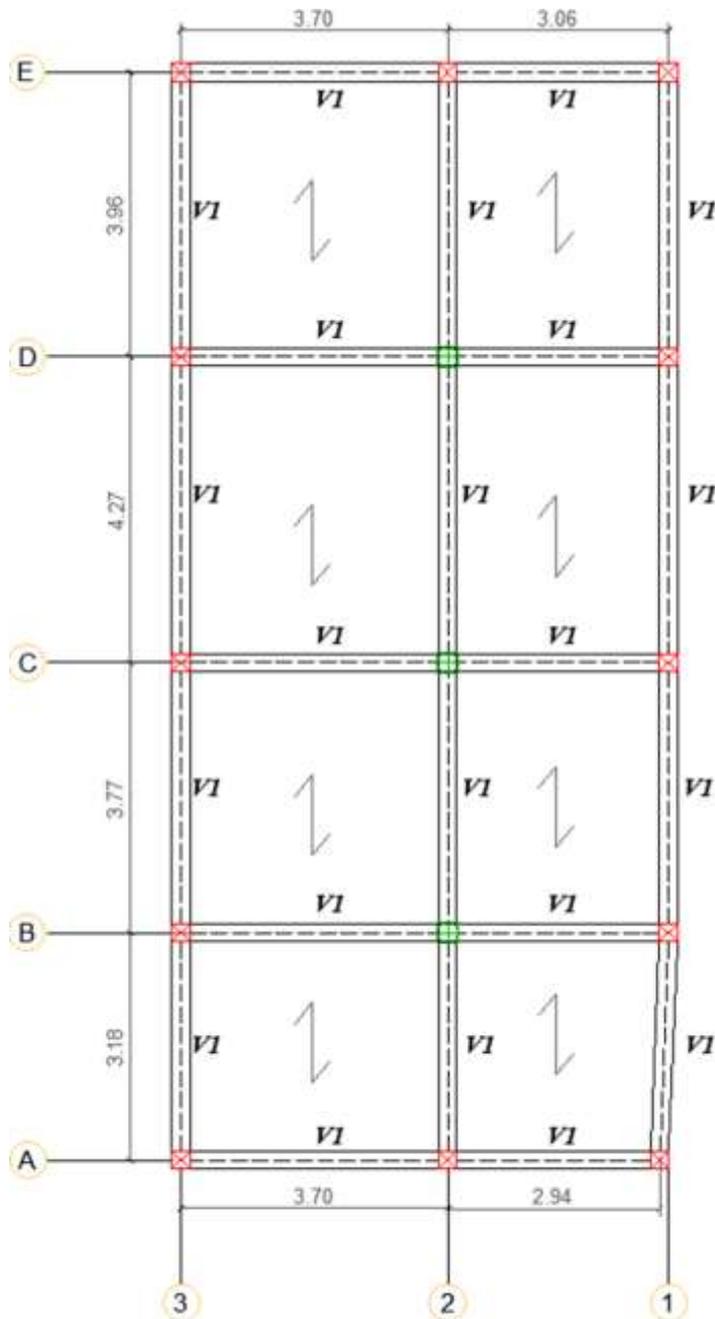
COLUMNA 28X28 cm



COLUMNA 25X25 cm



COLUMNA 20X20 cm

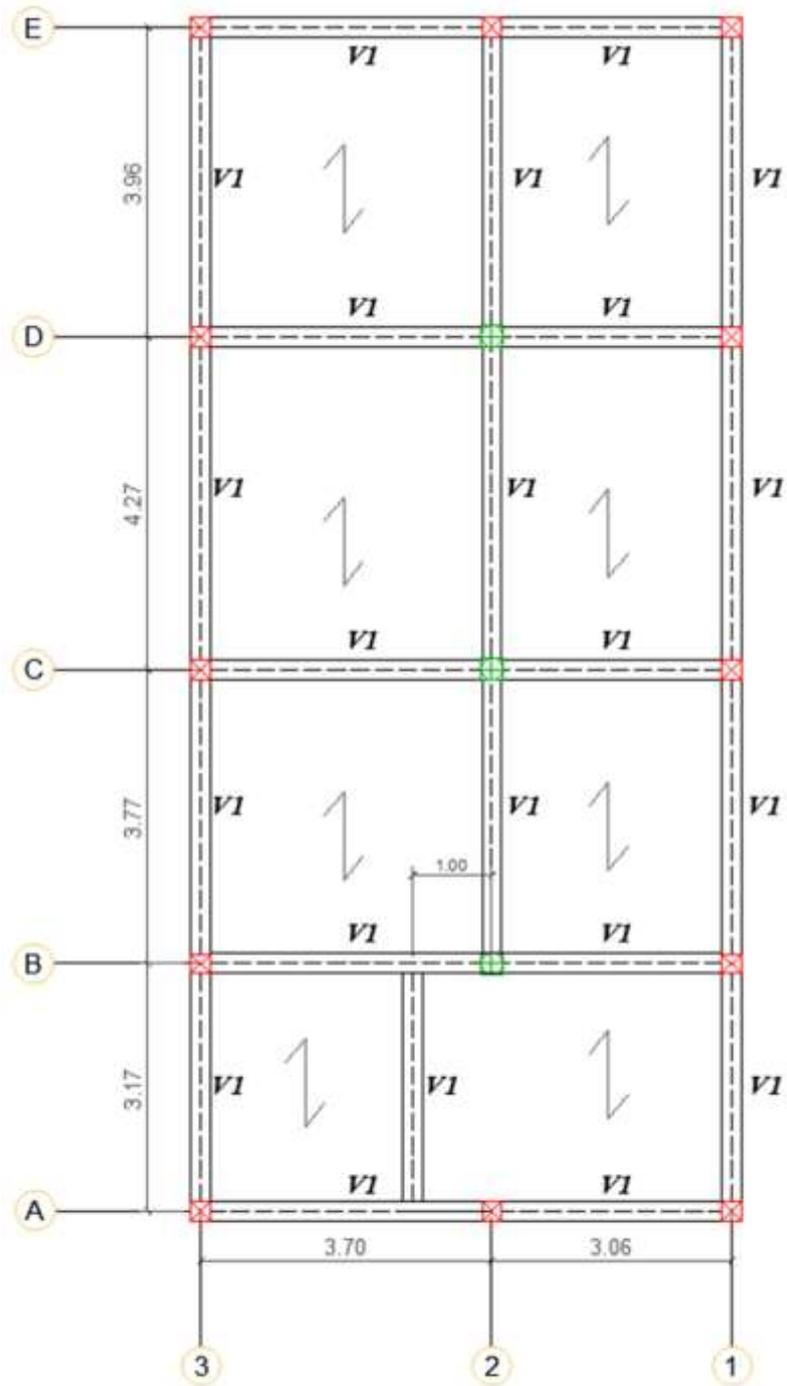


**PLANTA ALTA 1**  
**VISTA EN PLANTA**

Fuente: Autor

### Ilustración 37

Vista en planta de plano estructural para planta alta 2

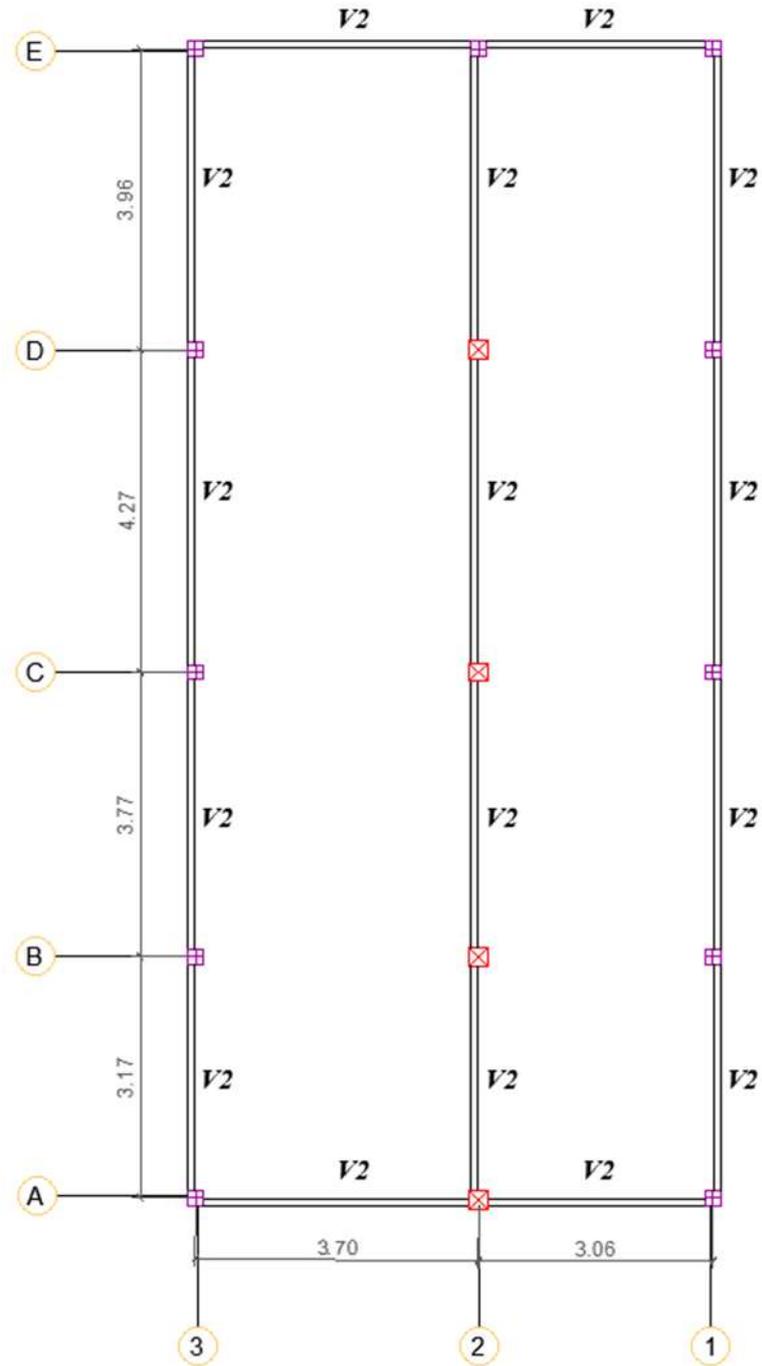


**PLANTA ALTA 2**  
**VISTA EN PLANTA**

Fuente: Autor

### Ilustración 38

Vista en planta de plano estructural para nivel de cubierta



**CUBIERTA**  
**VISTA EN PLANTA**

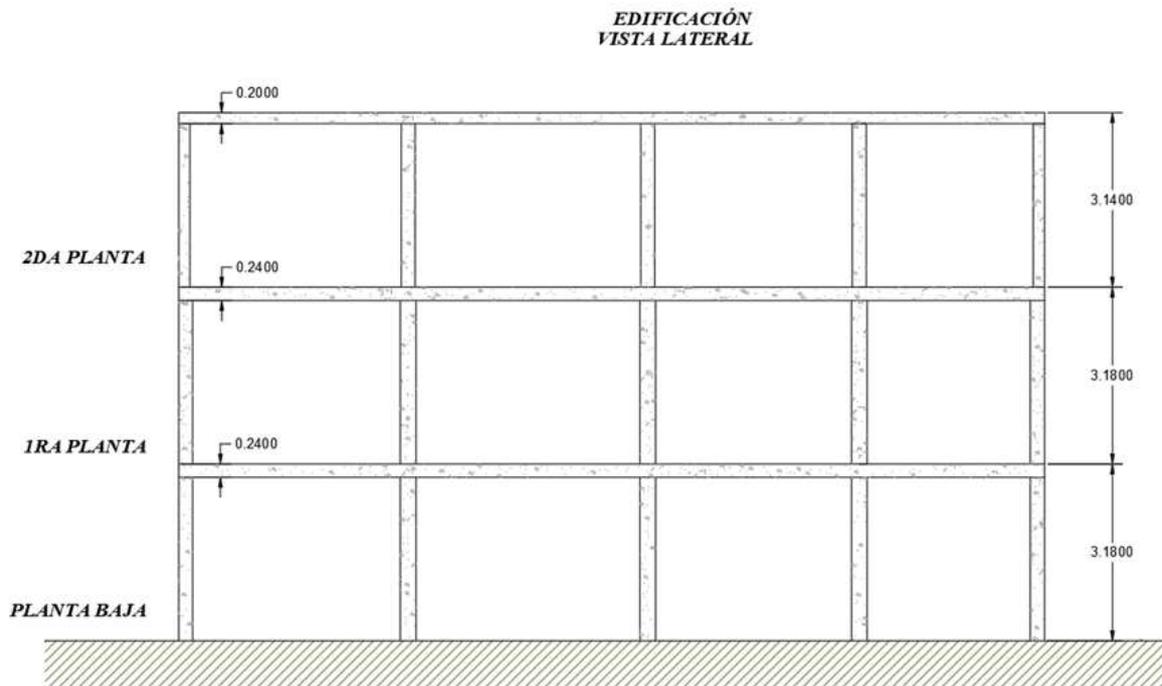
Fuente Autor

- **Vista en elevación de la estructura:**

A continuación, se muestra la vista en elevación del plano estructural, donde se pueden apreciar las alturas de cada piso. (Ver Ilustración 39)

### Ilustración 39

*Vista en elevación del plano estructural de la edificación*



*Fuente: Autor*

## CAPÍTULO III

### 3. DISEÑO DEL SISTEMA DE REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL

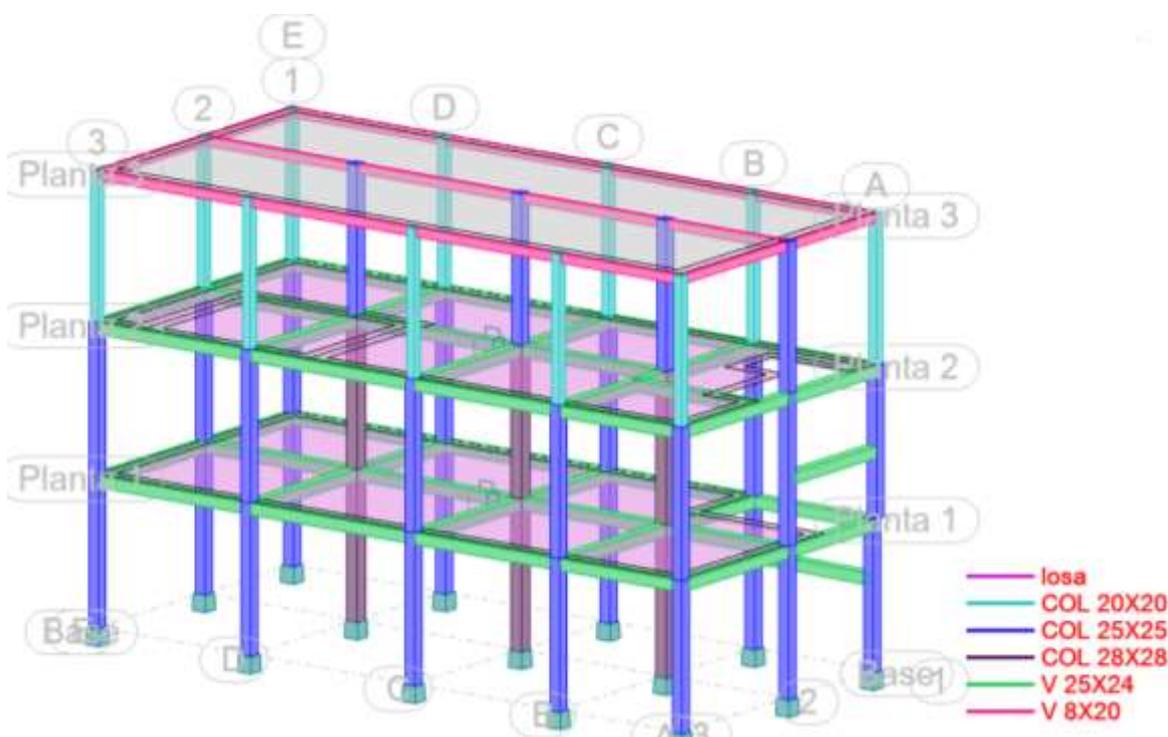
#### 3.1. MODELO ESTRUCTURAL

El primer paso para realizar la evaluación según el ASCE 41 (2017) es realizar un análisis estructural de las condiciones actuales de la estructura. Para el procedimiento se preparó un modelo utilizando el programa de software Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021, utilizado mediante una licencia estudiantil activa durante el desarrollo del presente trabajo.

El modelo fue elaborado acorde al plano estructural, siguiendo la información geométrica obtenida del levantamiento. Una vez armado el modelo se procedió a introducir las cargas gravitacionales y las cargas para simular el evento sísmico mediante el procedimiento de análisis dinámico lineal.

#### Ilustración 40

*Modelo estructural realizado en Autodesk Robot Structural 2021*



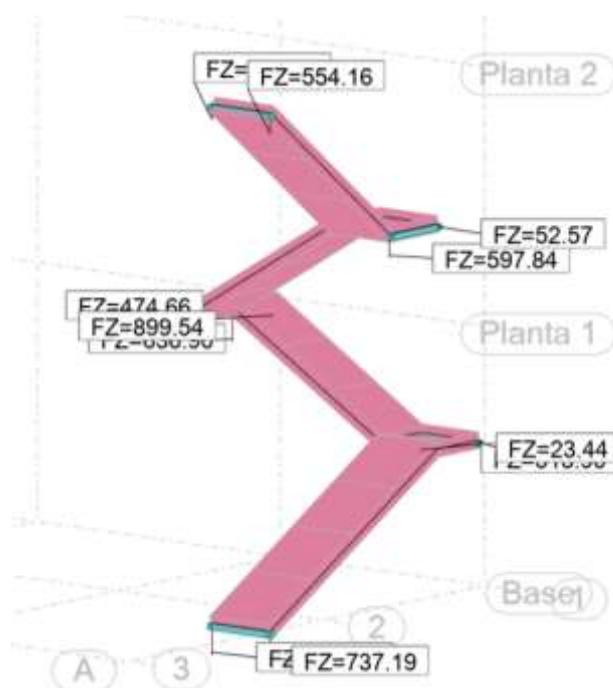
*Fuente: Autor*

En la Ilustración 40 se muestra una vista del modelo en 3D preparado para el análisis, donde se pueden apreciar de una forma muy ilustrativa los diferentes elementos que componen al modelo, cada elemento definido por un color y detallado en la leyenda ubicada en la parte inferior derecha de la ilustración. El modelo se compone de 3 tipos de elementos: columnas, vigas y paneles (2 paneles con definición de losa y un panel sin definición para simplemente distribuir la carga de la cubierta). Adicional a esto se realizó otro modelo independiente para la escalera (ver Ilustración 41), para obtener las fuerzas que ésta generaría en las vigas.

### Ilustración 41

*Modelo independiente de la escalera realizada en Autodesk Robot Structural*

2021



*Fuente: Autor*

Para el modelo de cálculo se consideraron 3 tipos de carga gravitacional: la carga por peso propio de la estructura, las sobrecargas muertas y las cargas vivas (ver Tabla 5). La carga por peso propio no fue necesaria introducirla al modelo debido a que es calculada automáticamente por el programa de análisis, este peso

propio incluiría el peso de las vigas, columnas y losas. La sobre carga muerta sí tuvo que ser introducida al modelo, fueron considerados los pesos por paredes de mampostería, recubrimiento cerámico, enlucido del cielo raso, los bloques aligerantes pertenecientes a las losas de planta, un paño de sobre losa ubicado en la última planta y la cubierta metálica. Así mismo las cargas vivas fueron consideradas en el modelo, se usaron los pesos para una vivienda común según el código ecuatoriano (NEC, 2015).

**Tabla 5**

*Cargas gravitacionales consideradas en el análisis estructural*

<b>GARGAS GRAVITACIONALES CONSIDERADAS EN EL MODELO</b>		
<b>CARGA MUERTA</b>		
PESO PROPIO ESTRUCTURAL	Calculado por el programa	
<b>SOBRE CARGA MUERTA</b>		
Descripción	Carga	Unidad
BLOQUES DE LOSA ALIGERADA	120	Kg/m <sup>2</sup>
RECUBRIMIENTO CERÁMICO	40	Kg/m <sup>2</sup>
ENLUCIDO DE CIELO RASO	40	Kg/m <sup>2</sup>
PAÑO DE SOBRE LOSA (PLANTA 2)	130	Kg/m <sup>2</sup>
PAREDES DE MANPOSTERÍA	180	Kg/m <sup>2</sup>
MANPOSTERÍA EN CUBIERTA	28	Kg/m <sup>2</sup>
CUBIERTA METÁLICA + GYPSUM	35	Kg/m <sup>2</sup>
<b>CARGA VIVA</b>		
Descripción	Carga	Unidad
CARGA VIVA PARA VIVIENDA	200	Kg/m <sup>2</sup>
CARGA VIVA PARA CUBIERTA	70	Kg/m <sup>2</sup>

*Fuente: Autor*

Antes de realizar cualquier tipo de análisis sísmico es muy importante definir el tipo de suelo en el que la estructura se encuentra, ya que, de los parámetros relacionados al tipo de material en el sitio, dependen las fuerzas sísmicas que actuarán sobre la estructura.

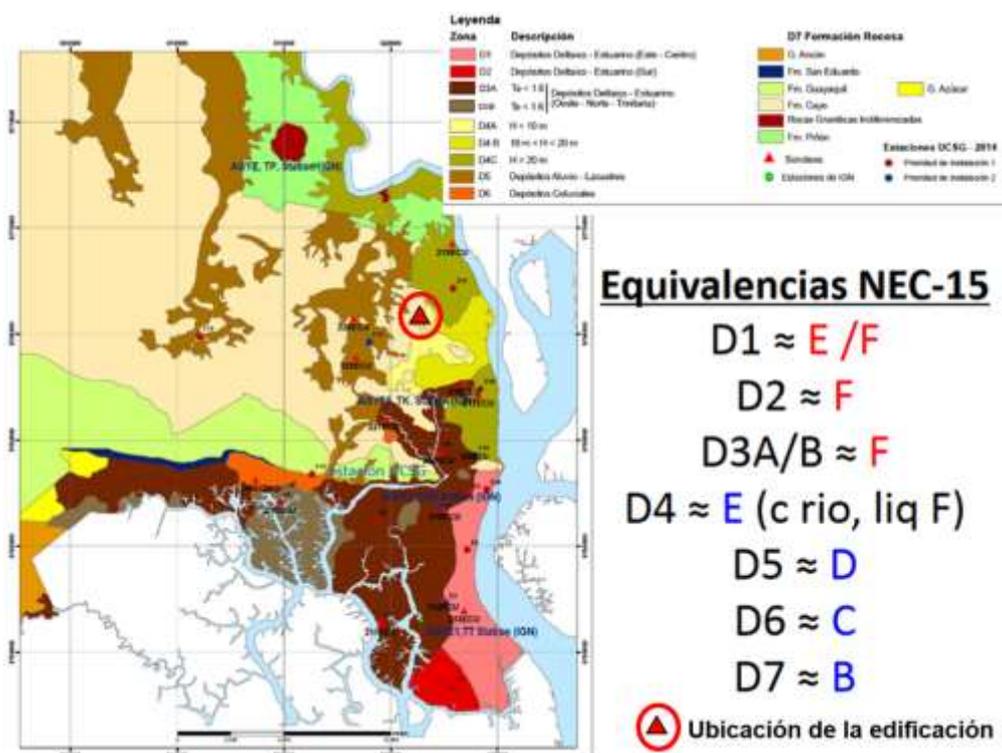
Al no contar con un estudio de suelos previo para este caso y dado que la opción de realizar uno no estaba disponible, se procedió a revisar cartas geológicas y

mapas de zonificación para estimar el tipo de suelo en la zona del caso de estudio.

Mediante el mapa de microzonificación de la ciudad de Guayaquil obtenido del documento “Condiciones de sitio en daños del Sismo 16A16 de M7.8” (Vera Grunauer , 2016) se pudo ubicar la edificación y llegar a la conclusión de que se encontraría sobre la formación montañosa “Cayo” la que se traduciría (según el mapa) a una zona D7, y por ende a un suelo tipo B. Esto se concluye gracias a que el mapa cuenta con una equivalencia entre zonas de la ciudad y la clasificación del suelo según la norma (NEC, 2015) a la cual pertenecerían (ver Ilustración 42).

### Ilustración 42

*Mapa de microzonificación de la ciudad de Guayaquil*



*Fuente: (Vera Grunauer , 2016)*

De acuerdo a lo mencionado en el párrafo anterior el espectro para suelo tipo B, para un factor de zona sísmica de 0.4g correspondiente a la ciudad de Guayaquil y con un factor de reducción de resistencia R= 1 (espectro elástico de diseño) sería el que se muestra en la Ilustración 43, espectro que fue construido

siguiendo los parámetros conforme al código (NEC, 2015) mostrados en la Ilustración 7 del capítulo II.



Ilustración 43. Espectro elástico de respuesta sísmica para un suelo tipo B en la ciudad de Guayaquil según el código (NEC, 2015)

Fuente: Autor

Para el análisis de la edificación se realizará un análisis Modal espectral, pero para realizar dicho análisis es necesario antes obtener las fuerzas sísmicas de un análisis estático lineal debido a que tanto el código NEC (2015) y el ASCE 41 (2017) tienen límites permisibles para las fuerzas obtenidas en el análisis modal al compararlas con las obtenidas del análisis estático.

En la siguiente tabla se pueden apreciar los factores de sitio considerados para la elaboración del espectro y también se muestran los valores que se consideran para la obtención del periodo de vibración de la estructura y la aceleración espectral correspondiente a ese periodo según la norma (NEC, 2015). Estos datos se obtienen para posteriormente poder calcular el cortante basal de la estructura.

**Tabla 6**

*Parámetros para elaborar espectro de diseño sísmico para Guayaquil en suelo tipo B*

Parámetros	Valores	Referencias NEC-15
Factor de Importancia ( <b>I</b> )	1	Tabla 6, Sec. 4.1
Factor de reducción de respuesta ( <b>R</b> )	1	Tabla 16, Sec. 6.3.4
Relación de amplificación espectral ( <b>n</b> )	1.8	Sec 3.3.1
Zona sísmica	V	Fig1, Sec. 3.1.1
Tipo de Suelo	B	Tabla 2, Sec 3.2.1
Factor de zona ( <b>z</b> )	0.4	Tabla 1, Sec. 3.3.1
Factor de sitio ( <b>Fa</b> )	1	Tabla 3, Sec.3.2.2.a
Factor de sitio ( <b>Fd</b> )	1	Tabla 4, Sec.3.2.2.a
Factor de comportamiento inelástico del suelo ( <b>Fs</b> )	0.75	Tabla 5, Sec.3.2.2.a
Periodo límite de vibración ( <b>To</b> )	0.075	Sec.3.3.0
Periodo límite de vibración ( <b>Tc</b> )	0.41	Sec.3.3.1
Factor en el espectro para diseño elástico ( <b>r</b> )	1	Sec.3.3.1
Factor de irregularidad en planta ( <b>φp</b> )	1	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación ( <b>φe</b> )	1	Tabla 14, Sec.5.2.3
Tipo de estructura	Hormigon sin rigidizadores	Sec. 6.3.3a
Coficiente ( <b>Ct</b> )	0.055	Sec. 6.3.3a
Coficiente para cálculo del periodo ( <b>α</b> )	0.9	Sec. 6.3.3a
Altura total del edificio ( <b>Hn</b> ) (metros)	9.5	Planos
Periodo natural de vibración ( <b>T</b> )	0.42	Sec. 6.3.3.a
Aceleración espectral ( <b>Sa</b> )	0.71	Sec.3.3.1

*Fuente: Autor*

Para el cálculo del cortante basal se requiere también el peso de la estructura, este fue obtenido de las tablas de resultados del modelo. En la siguiente ilustración se puede apreciar la tabla de plantas obtenida del programa de cálculo, la cual indicaría el peso sísmico de la estructura en cada una de las plantas (ver Ilustración 44).

#### **Ilustración 44**

*Tabla de plantas del modelo, obtenida de Robot Structural Analysis 2021*

Caso/Planta	Nombre	Masa (kg)	G (x,y,z) (m)	R (x,y,z) (m)
1/ 1	Planta 1	76223.670	7.66 3.39 2.85	7.28 3.25 2.51
1/ 2	Planta 2	78369.583	7.64 3.44 6.03	7.28 3.24 5.68
1/ 3	Planta 3	13801.082	7.39 3.32 8.39	6.76 3.21 8.39

*Fuente: Autor.*

Al obtener la suma del peso de cada planta se obtiene un peso total de 168394.34 kg. Teniendo la aceleración espectral, el periodo y el peso estructural,

se calcula el cortante basal estático mediante la ecuación a) obtenida de la sección 6.3.2. del Código NEC-SE-DS (2015) presentada a continuación:

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_e} * W \quad (2)$$

**Tabla 7**

Cálculo de cortante basal estático

Parámetros	Valores	Referencias NEC-15
Factor de Importancia ( <b>I</b> )	1	Tabla 6, Sec. 4.1
Aceleración espectral ( <b>Sa</b> )	0.71	Sec.3.3.1
Factor de reducción de respuesta ( <b>R</b> )	1	Tabla 16, Sec. 6.3.4
Factor de irregularidad en planta ( <b>φp</b> )	1	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación ( <b>φe</b> )	1	Tabla 14, Sec.5.2.3
Peso sísmico de la estructura ( <b>W</b> ) [kg]	168394.34	Sec. 6.1.7.
Cortante basal Estático ( <b>Vb</b> ) [kg]	<b>119886.42</b>	

*Fuente: Autor*

El cortante basal estático obtenido de la ecuación (2) resulta igual a 119886.42 kg, considerando un factor de reducción de resistencia R = 1 debido a que la metodología del código ASCE 41 (2017) no trabaja con espectros reducidos para el proceso de evaluación.

Se programó el análisis espectral para un total de 9 modos de vibración, para un amortiguamiento del 5%, y se consideró el espectro mostrado en la Ilustración 43.

El análisis resultó en 2 cortantes basales dinámicos, uno en la dirección X y otro en la dirección Y (ver Ilustración 45), ambos cortantes fueron mucho menores al 85% del cortante estático obtenido en la sección anterior, por ende, tuvo que ser usado un factor de corrección en cada dirección para llevar estos cortantes al mínimo establecido por los parámetros normativos.

## Ilustración 45

Tabla de resultados de reacciones de la estructura obtenida de Robot  
Structural Analysis 2021

Nudo/Caso/Modo	FX (kgf)	FY (kgf)	FZ (kgf)	MX (kgfm)	MY (kgfm)	MZ (kgfm)
Caso	5 - SISMO DINAMICO_X					
Modo CQC						
Suma final	67042.55	21197.85	62580.00	38544.85	119017.57	3283.96
Suma de reacciones <	66719.78	14701.99	0.00	86622.40	385457.23	245889.01
Suma de esfuerzos	66719.78	14701.99	0.0	86622.40	385457.23	245888.99
Verificación	133439.56	29403.98	0.00	173244.80	770914.46	491778.00
Precisión:	5.45265e-03	3.65704e-03				
Caso	6 - SISMO DINAMICO_Y					
Modo CQC						
Suma final	20800.79	62401.03	89043.68	114516.66	36000.48	5493.33
Suma de reacciones <	14698.66	58046.57	0.00	336682.77	85014.22	565936.24
Suma de esfuerzos	14698.61	58046.61	0.0	336682.81	85014.19	565935.42
Verificación	29397.28	116093.18	0.00	673365.58	170028.41	1131871.66
Precisión:	5.45265e-03	3.65704e-03				

Fuente: Autor

El factor de corrección que se debe aplicar al cortante dinámico, tanto en la dirección X como en la dirección Y, se obtiene del cociente entre el 85% del cortante estático dividido para el cortante dinámico del sentido que corresponda, obteniéndose la siguiente expresión:

$$F = \frac{0.85 * V (\text{estático})}{V (\text{dinámico})} \quad (3)$$

- **Cálculo de factor de corrección para cortante basal en X**

$$F_x = \frac{0.85 * (119886.42 \text{ kg})}{67042.55 \text{ kg}}$$

$$F_x = 1.52$$

- **Cálculo de factor de corrección para cortante basal en Y**

$$F_x = \frac{0.85 * (119886.42 \text{ kg})}{62401.03 \text{ kg}}$$

$$F_x = 1.63$$

Una vez aplicado el factor de corrección para ambas direcciones del sismo, se procedió a correr nuevamente el modelo y se obtuvieron los resultados modales,

verificando así (en la Ilustración 46) que la participación de masas llegue a más del 90% tanto para la dirección X como para Y. Además, se obtuvieron las demandas a flexión de los elementos de sistema principal resistente a sismos, como se puede apreciar en la Ilustración 47 y 48.

- **Participación de masas**

### Ilustración 46

*Tabla de participación de masas para el caso modal obtenida de Robot Structural Analysis 2021*

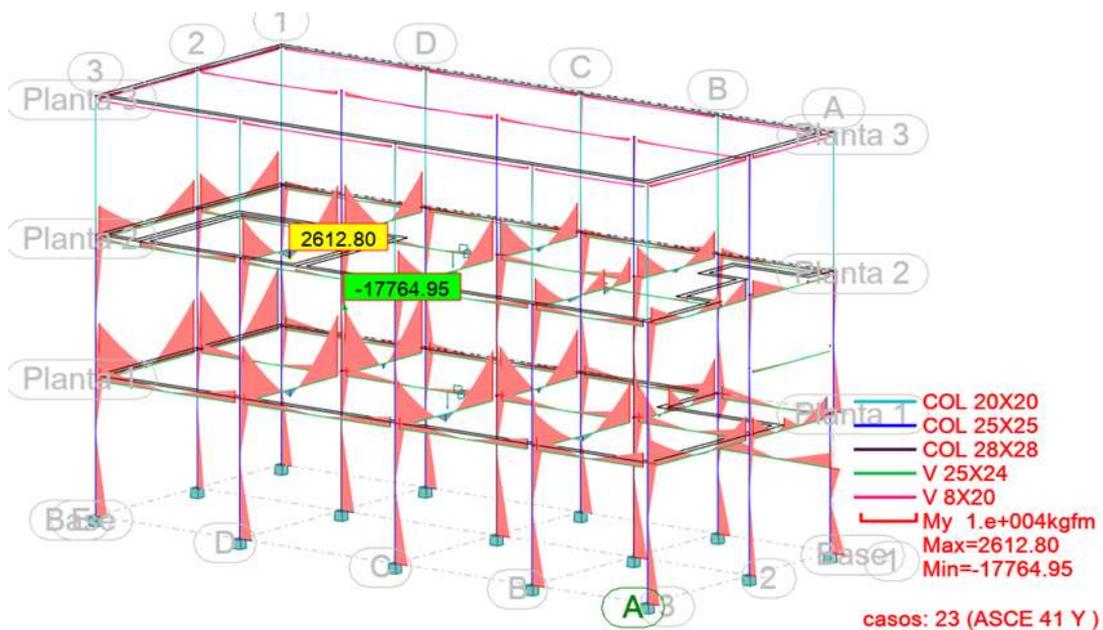
Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (sec)	.UX (%)	.UY (%)	.UZ (%)	.RZ (%)
4/ 1	2.057	0.486	5.714	66.683	0.0	70.362
4/ 2	2.202	0.454	86.338	75.209	0.0	71.323
4/ 3	2.590	0.386	89.614	88.770	0.0	88.355
4/ 4	4.925	0.203	89.962	91.552	0.0	91.359
4/ 5	5.079	0.197	89.971	91.571	0.0	91.388
4/ 6	5.308	0.188	90.261	92.401	0.0	92.502
4/ 7	5.488	0.182	90.823	92.401	0.0	92.595
4/ 8	5.642	0.177	95.375	93.417	0.0	92.599
4/ 9	5.799	0.172	95.376	93.479	0.0	92.639

*Fuente: Autor*

- **Diagramas de momento para combinación con sismo en Y**

### Ilustración 47

*Modelo con diagramas de momento flector de cada uno de sus elementos para la combinación en Y, obtenido de Robot Structural Analysis*

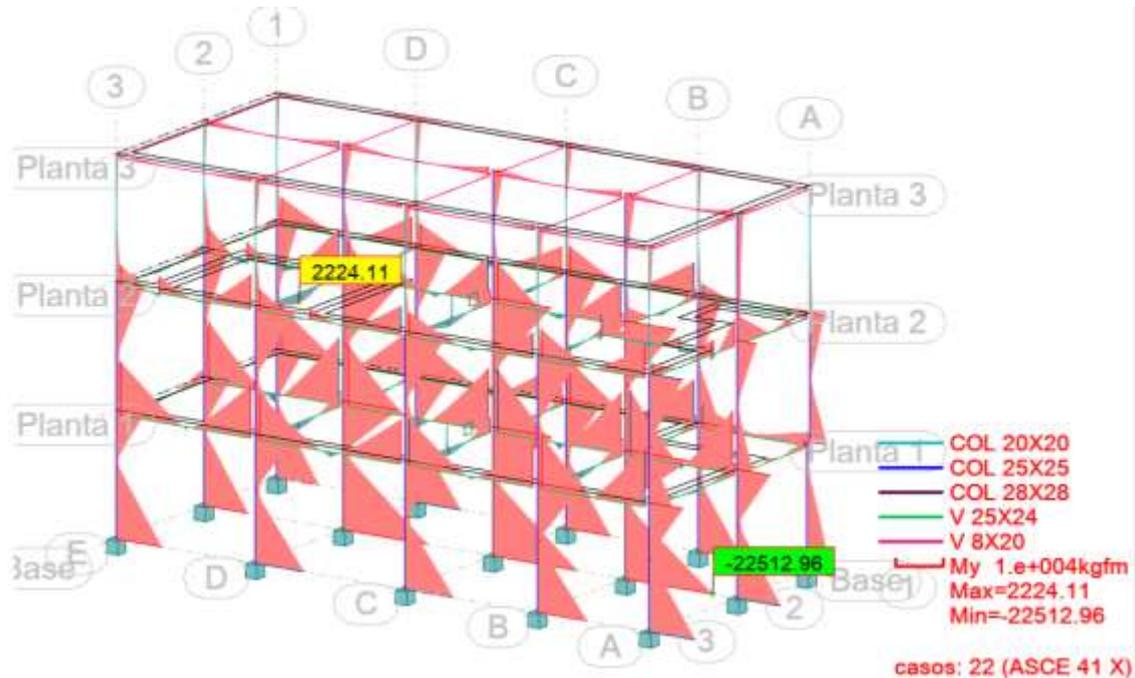


*Fuente: Autor*

- **Diagramas de momento para combinación con sismo en X**

**Ilustración 48**

*Modelo con diagramas de momento flector de cada uno de sus elementos para la combinación en X, obtenido de Robot Structural Analysis 2021*



*Fuente: Autor*

**3.2. EVALUACIÓN DEMANDA VS CAPACIDAD SEGÚN ASCE 41 (2017)**

Como se ha explicado en apartados anteriores, la evaluación consiste en obtener las demandas de fuerzas internas en los elementos de una estructura sometida a fuerzas sísmicas no reducidas y compararlas con la resistencia esperada de dichos elementos, resistencia mayorada mediante un factor “m” y modificada por un factor de conocimiento “k”.

- **Definición del factor K para el caso de estudio**

Basado en lo indicado en el Capítulo II, este factor depende del grado de conocimiento que se tenga de la estructura, y de la calidad y cantidad de información recolectada en las visitas técnicas. Debido a que hay datos que no fueron posibles de obtener y terminaron por asumirse se utilizará un factor de

conocimiento “k” de 0.75, el valor más bajo que se podría considerar indicado en la Tabla 1.

Adicional a eso, se cumple con las condiciones adicionales presentes en la sección 10.2.4 del ASCE 41-17 para el uso del valor de  $k=0.75$ , que algunos elementos de la estructura ya hayan fallado o estén deteriorados, que no se conozcan con certeza las condiciones y calidad del material, y que no existan pruebas o estudios que demuestren que se deba usar un factor mayor al de 0.75.

- **Definición del factor m para el caso de estudio**

El factor de modificación de la resistencia “m” a usar dependerá del tipo de análisis estructural y del tipo de elemento que se esté evaluando. Se procederá a realizar la evaluación a flexión de una viga y una columna (que tengan las mayores demandas a flexión), por ende, se utilizarán 2 factores “m” distintos, uno para evaluar a las vigas y otro para las columnas. Estos factores se obtendrán en función a las condiciones presentes en las Tablas 2 y 3 del Capítulo II.

### **3.2.1. EVALUACIÓN A FLEXIÓN DE UNA VIGA DE HORMIGÓN ARMADO UTILIZANDO PROCESOS LINEALES**

La viga para evaluar será la ubicada en los ejes D – 2-1 debido a que tiene una demanda a flexión de 17764.95 kg.m, la que vendría a ser la demanda más crítica para este tipo de elementos. (Ver Ilustración 47)

Lo siguiente es obtener los factores que modificaran a la resistencia nominal del elemento. Anteriormente, se definió un factor K de 0.75, ahora se debe definir el factor “m” en base a la tabla 10-13 del código ASCE 41 (2017) (ver Tabla 2), correspondiente a un elemento de tipo viga cuyo análisis se realizó mediante procesos lineales. Dicha tabla presenta valores para elementos de tipo primario o secundario, para diferentes estados y 3 condiciones que se deben evaluar para vigas controladas por flexión, que es el caso de las vigas de este estudio. El tipo de elemento se definirá como primario para un estado de colapso “CP” y a

continuación se evaluarán las 3 condiciones encerradas en recuadros en la siguiente imagen (Ilustración 49).

### Ilustración 49

*Condiciones para la elección de un factor m en vigas de hormigón armado*

Conditions	IO	Component Type			
		Primary		Secondary	
		LS	CP	LS	CP
<b>Condition i. Beams controlled by flexure<sup>b</sup></b>					
$\rho - \rho'$		Transverse reinforcement <sup>c</sup>		$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f_c E}}$	
$\rho_{bal}$		C	C	3	10
$\leq 0.0$		C	C	2	5
$\leq 0.0$		C	C	2	5
$\geq 0.5$		C	C	2	4
$\geq 0.5$		C	C	2	4
$\leq 0.0$		NC	C	2	5
$\leq 0.0$		NC	C	1.25	4
$\geq 0.5$		NC	C	2	4
$\geq 0.5$		NC	C	1.25	3
$\geq 0.5$		NC	C	2	3
$\geq 0.5$		NC	C	1.25	2
<b>Condition ii. Beams controlled by shear<sup>b</sup></b>					
Stirrup spacing $\leq d/2$	1.25	1.5	1.75	3	4
Stirrup spacing $> d/2$	1.25	1.5	1.75	2	3
<b>Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span<sup>b</sup></b>					
Stirrup spacing $\leq d/2$	1.25	1.5	1.75	3	4
Stirrup spacing $> d/2$	1.25	1.5	1.75	2	3
<b>Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint<sup>b</sup></b>					
	2	2	3	3	4

Note:  $f_c$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.

Fuente: (ASCE, 2017)

La primera condición, encerrada en el recuadro color verde, sería un cociente entre la resta de la cuantía de acero a flexión en la viga menos la cuantía de acero a compresión, y la cuantía de balance. En este caso la condición se tomará como “menor o igual a 0” debido a que en el plano estructural se asume que la cuantía de acero a flexión es la misma que la de acero a compresión.

La segunda condición, encerrada en el recuadro color amarillo, da a escoger si el refuerzo transversal de la viga es conforme “C” o no conforme “NC”. Para que este refuerzo se considere conforme, en regiones de zona plástica la viga debería tener un espaciamiento de estribos de  $1/3d$  cosa que no se estaría cumpliendo, ya que la viga tiene una altura de 24 cm, asumiendo que  $d=21$  cm el espaciamiento debería ser  $1/3$  de eso, es decir 7 cm. El espaciamiento de

estribos en vigas según el plano estructural es de 20 cm en toda la viga por lo que se considera para esta condición estribos no conformes “NC”.

La tercera y última condición, encerrada en el recuadro color rojo, es una expresión que indica lo siguiente:

$$3ra\ condición = \frac{V}{bw * d * \sqrt{f'_{cE}}} \quad (4)$$

Donde:

$V$  = Demanda de cortante en la viga proveniente del análisis (ver Ilustración 50)

$bw$  = Ancho de base de la viga

$d$  = Distancia desde la fibra superior de la viga hasta su última fila de barras de acero a flexión

$f'_{cE}$  = Resistencia a la compresión esperada del hormigón.

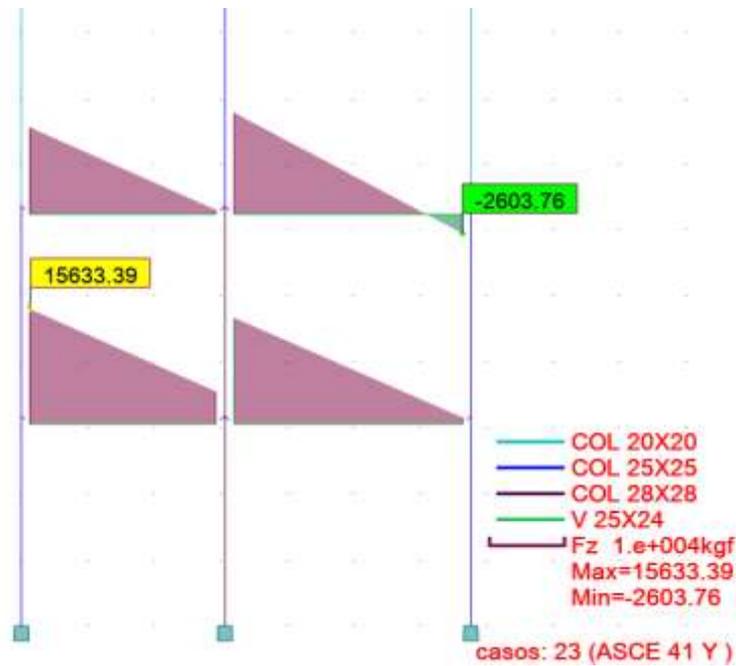
Entonces de la ecuación (4) se obtiene que:

$$3ra\ condición = \frac{(15633.39\ kg * 9.8)N}{(250\ mm) * (210mm) * \sqrt{24\ MPa}} = 0.59$$

Finalmente, el resultado de esta condición es “mayor a 0.5”. Ubicando el resultado del resto de las condiciones en la tabla, para un elemento primario y en condición de colapso “CP” el factor “m” que se debe usar sería de 3. (Ver la Ilustración 51)

### Ilustración 50

Demanda última de cortante en pórtico de eje D para combinación sísmica en Y, Obtenida de Robot Structural Analysis 2021



. Fuente: Autor

### Ilustración 51

Elección de factor m para evaluación de las vigas.

Conditions	IO	Component Type					
		Primary		Secondary			
		LS	CP	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>							
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$							
Transverse reinforcement <sup>c</sup>							
$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}}$							
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	3	6	7	6	10
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	2	3	4	3	5
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	2	3	4	3	5
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	2	2	3	2	4
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	2	3	4	3	5
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	1.25	2	3	2	4
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	2	3	3	3	4
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	1.25	2	2	2	3
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>							
Stirrup spacing $\leq d/2$	1.25	1.5	1.75	3	4		
Stirrup spacing $> d/2$	1.25	1.5	1.75	2	3		
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>							
Stirrup spacing $\leq d/2$	1.25	1.5	1.75	3	4		
Stirrup spacing $> d/2$	1.25	1.5	1.75	2	3		
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>							
	2	2	3	3	4		

Note:  $f'_{cE}$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.

Fuente: (ASCE, 2017)

El dato final para obtener para la revisión de este elemento será su resistencia nominal a flexión, para ello se utilizará la fórmula del código ACI 318 (2019), que consta en lo siguiente:

$$Mn = As * Fy * (d - \frac{a}{2}) \quad (5)$$

Donde:

**As** = Área de las barras de acero a flexión de la viga

**Fy** = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (se considera igual a 4200 kg/cm<sup>2</sup>)

**a** = Valor de la altura del bloque de Whitney, obtenido mediante la ecuación (6)

$$a = \frac{As * Fy}{0.85 * f'c * bw} \quad (6)$$

Entonces de la ecuación (5) se obtiene que:

$$Mn = 4(1.13cm^2) * 4200 \frac{kg}{cm^2} * (21 cm - \frac{4(1.13 cm^2) * 4200 \frac{kg}{cm^2}}{0.85 * 240 \frac{kg}{cm^2} * 25cm})$$

$$Mn = 363353.76 kg.cm = 3633.54 kg.m$$

A continuación, se realiza la evaluación utilizando la ecuación ( 1), comparando la demanda a flexión (ver Ilustración 47) con la resistencia nominal multiplicada por los factores “m” y “k” escogidos según la sección 7.5.2.2.1 del código ASCE 41 (2017):

$$(0.75 * 3 * 3633.54 kg.m) > 17764.95 kg.m$$

$$(8175.46 kg.m) < 17764.95 kg.m$$

Se concluye que la resistencia nominal a flexión del elemento, mayorada por un factor “m” de 3 y modificada por un factor “k” de 0.75 no supera a la demanda a flexión del elemento, por lo tanto, el elemento no cumple.

### 3.2.2. EVALUACIÓN A FLEXIÓN DE UNA COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO UTILIZANDO PROCESOS LINEALES.

La columna a evaluar será la ubicada en los ejes B-2 debido a que tiene una demanda a flexión de 22074.37 kg.m, que vendría a ser la demanda más crítica a flexión para este tipo de elementos. (Ver Ilustración 48)

Lo siguiente es obtener los factores que modificaran a la resistencia nominal del elemento. Al igual que con las vigas, el factor K será de 0.75, mientras que, el factor “m” se tomará de la tabla 10-10a del código ASCE 41 (2017). Para esta evaluación se utilizará directamente el mayor valor de “m” para un elemento primario en condición de colapso, este valor sería m=4.2. (Ver Ilustración 52)

#### Ilustración 52

##### *Elección de factor m para evaluación de las columnas no circulares*

Table 10-10a. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

$\left(\frac{N_{UD}}{A_g F_{cE}}\right)$	<i>m</i> -Factors <sup>a</sup>						
	Performance Level						
	Component Type						
	$P_t$	$V_{YE}/V_{CoIE}$	IO	Primary		Secondary	
LS				CP	LS	CP	
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>b</sup>							
≤ 0.1	≥ 0.0175	≥ 0.2 < 0.6	1.7	3.4	4.2	6.8	8.9
≥ 0.7	≥ 0.0175	≥ 0.2 < 0.6	1.2	1.4	1.7	1.4	1.7
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 0.2 < 0.6	1.5	2.6	3.2	2.6	3.2
≥ 0.7	≤ 0.0005	≥ 0.2 < 0.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤ 0.1	≥ 0.0175	≥ 0.6 < 1.0	1.5	2.7	3.3	6.8	8.9
≥ 0.7	≥ 0.0175	≥ 0.6 < 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 0.6 < 1.0	1.3	1.9	2.3	1.9	2.3
≥ 0.7	≤ 0.0005	≥ 0.6 < 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤ 0.1	≥ 0.0175	≥ 1.0	1.3	1.8	2.2	6.8	8.9
≥ 0.7	≥ 0.0175	≥ 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 1.0	1.1	1.0	1.1	1.7	2.1
≥ 0.7	≤ 0.0005	≥ 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>b</sup>							
≤ 0.1	≥ 0.0075		1.0	1.7	2.0	5.3	6.8
≥ 0.7	≥ 0.0075		1.0	1.0	1.0	2.8	3.5
≤ 0.1	≤ 0.0005		1.0	1.0	1.0	1.4	1.6
≥ 0.7	≤ 0.0005		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

<sup>a</sup> Values between those listed in the table shall be determined by linear interpolation.

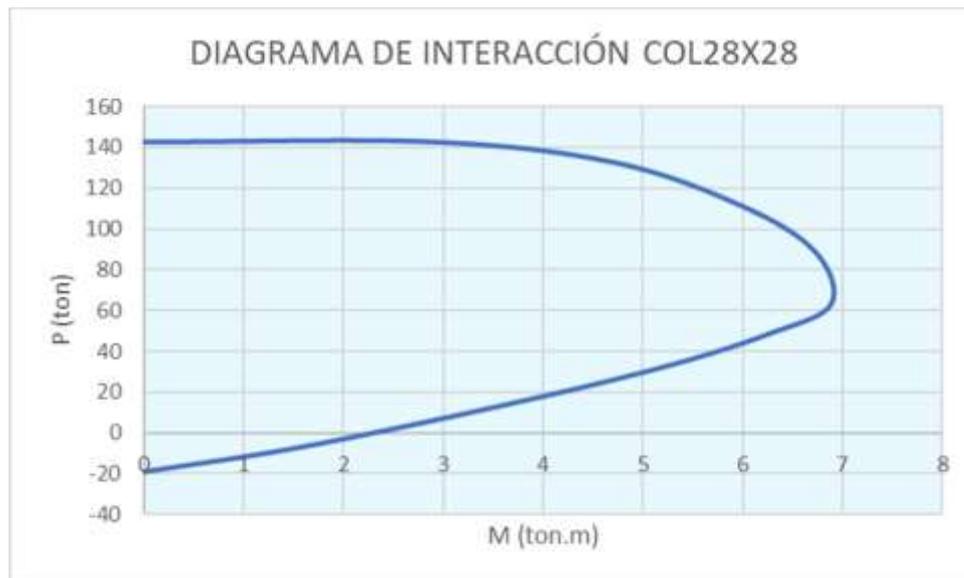
<sup>b</sup> Columns are considered to be controlled by inadequate development or splicing where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Acceptance criteria for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing.

Fuente: (ASCE, 2017)

A continuación, mediante el diagrama de interacción correspondiente a la columna en el eje B-2 se obtiene la resistencia nominal a flexión de la columna, la cual será el valor del momento flector cuando el valor de carga axial sea igual a 0 (véase Ilustración 53), obteniéndose así una resistencia nominal a flexión de 2300 kg.m.

### Ilustración 53

*Diagrama de interacción de columna de 28x28 cm*



*Fuente: Autor.*

Para finalizar esta sección, se realiza la evaluación utilizando la ecuación ( 1) comparando la demanda a flexión de la columna (ver Ilustración 48) vs la resistencia nominal multiplicada por los factores “m” y “k” definidos anteriormente:

$$(0.75 * 4.2 * 2300 \text{ kg.m}) > 22512.96 \text{ kg.m}$$

$$(7245 \text{ kg.m}) < 22512.96 \text{ kg.m}$$

La resistencia nominal a flexión de la columna, mayorada por un factor “m” de 4.2 y modificada por un factor “k” de 0.75 no supera a la demanda a flexión del elemento, por lo tanto, el elemento no cumple.

El resultado de la evaluación, tanto para las columnas como para las vigas, muestra que los elementos del sistema estructural primario de la edificación no

estarían cumpliendo con los criterios de aceptación del ASCE 41 (2017), por lo que se ve la necesidad de rehabilitar a la estructura mediante el diseño de un refuerzo.

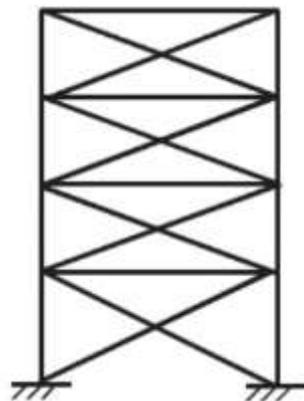
### **3.3. DISEÑO DE REFUERZO ESTRUCTURAL CON PÓRTICOS DE ACERO ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE.**

Para el diseño de los pórticos arriostrados se procedió primero a definir su configuración y ubicación.

En cuanto a su configuración, en vista del poco espacio que se tiene en la dirección corta de la estructura se decidió utilizar pórticos arriostrados concéntricamente con una configuración en “cruz de 1 solo piso” como la mostrada en la Ilustración 54.

#### **Ilustración 54**

*Configuración escogida para el refuerzo de pórticos arriostrados concéntricamente*



*Fuente: (Bruneau, Sabelli, & Chia-Ming, 2011)*

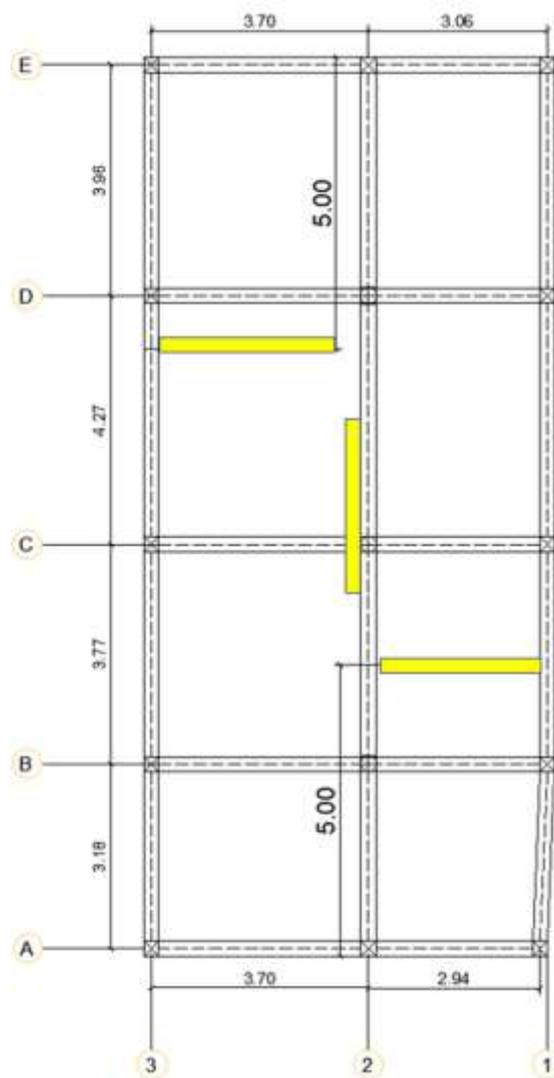
En cuanto a la ubicación, se colocaron los pórticos arriostrados en sitios estratégicos cuidando que su posición afecte en la menor medida posible a la arquitectura de la edificación y que, en caso de haber más de un pórtico por dirección, estos estén ubicados de una forma simétrica. Partiendo de estos parámetros, se decidió implementar un solo pórtico arriostrado central en el

sentido largo de la estructura y dos pórticos arriostrados en el eje corto de la estructura como se puede apreciar en la siguiente ilustración. (Ver Ilustración 55)

Cabe mencionar que estos pórticos solo tendrán continuidad hasta el primer nivel, no es posible ubicar pórticos en el nivel 2 debido a que, la presencia de la cubierta metálica actual provoca la falta de un diafragma rígido al cual poder acoplarse para una correcta transmisión de cargas.

### Ilustración 55

*Ubicación de los pórticos arriostrados de acero*



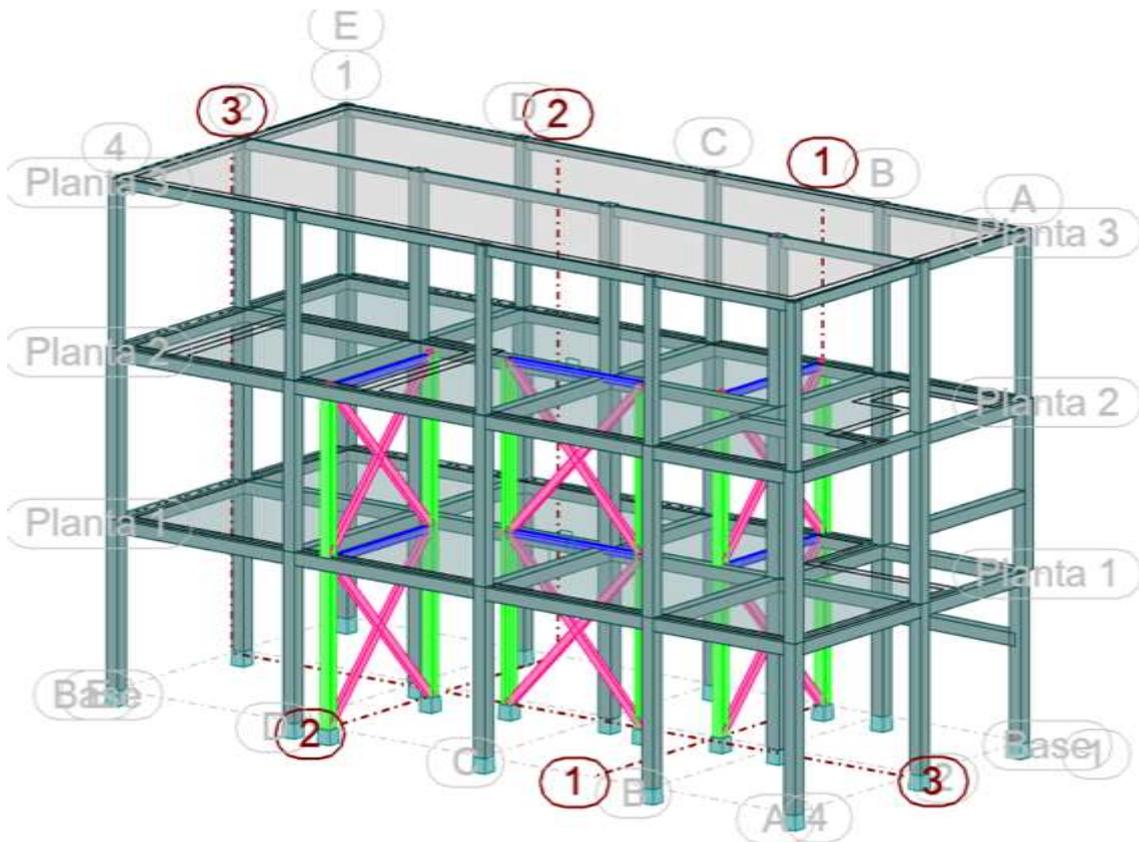
*Fuente: Autor*

Una vez definido el sentido y la configuración para los pórticos arriostrados se procedió a crear un nuevo modelo para introducir estos refuerzos (véase Ilustración 56), el nuevo modelo tendría las mismas características del usado

para la evaluación estructural en la sección anterior, con la diferencia de que este modelo si estaría usando un espectro sísmico reducido ( $R=5$ ), esto debido a que ahora se emplearan los procedimientos de diseño convencionales según el código AISC 341 (2016).

### Ilustración 56

*Modelo estructural con arriostramientos realizado en Robot Structural 2021*

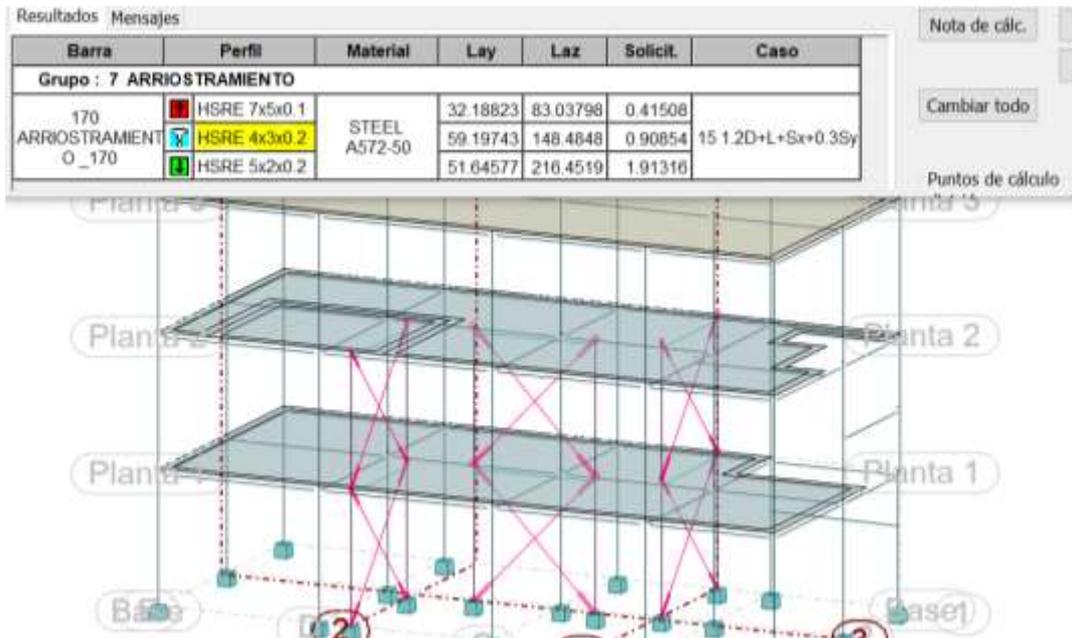


*Fuente: Autor*

Inicialmente, los pórticos arriostrados fueron introducidos al modelo con secciones escogidas al azar para que el programa toma en cuenta su presencia y, mediante su función de dimensionamiento de barras de acero, calcule el tamaño que deberían tener las vigas, las columnas y los arriostramientos (ver Ilustración 57). Este cálculo será utilizado como un pre-dimensionamiento inicial para posteriormente evaluar dichas secciones y establecer su diseño final.

## Ilustración 57

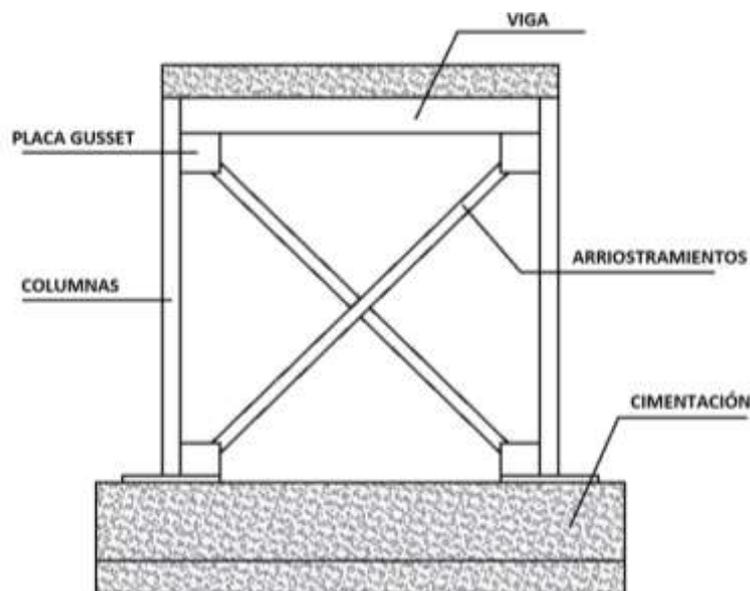
*Dimensionamiento de barras de acero en Robot Structural Analysis 2021*



*Fuente: Autor*

El diseño del sistema de pórticos arriostrados abarca 5 tipos de elementos: arriostramientos, columnas, vigas, placas de conexión y cimentación (ver Ilustración 58). Se diseñará un pórtico tipo, el cual será implementado en todas las ubicaciones designadas.

**Ilustración 58.** *Partes del sistema de pórticos arriostrados concéntricamente*



*Fuente: Autor*

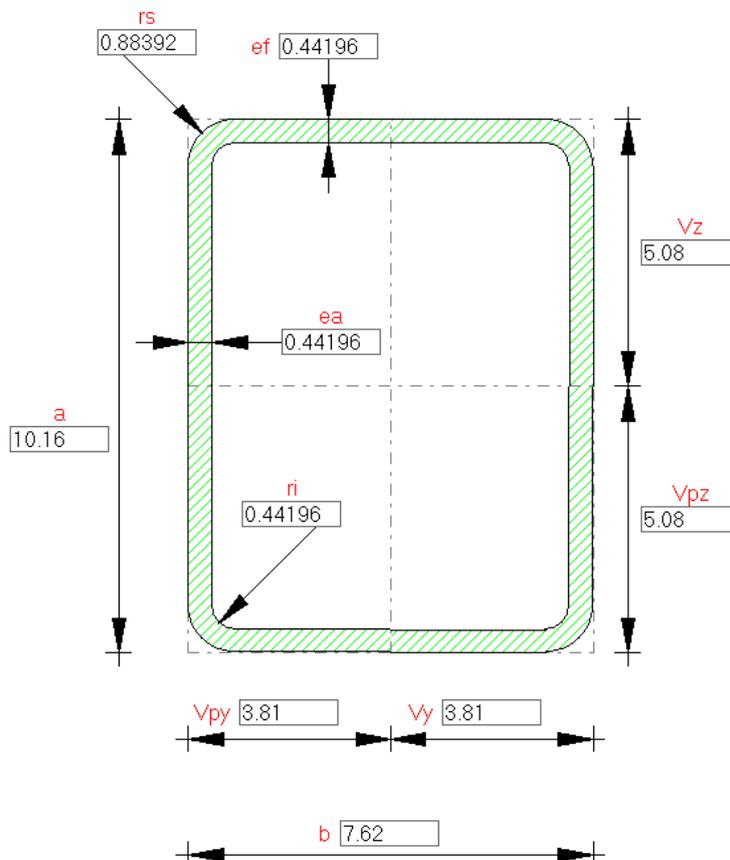
### 3.3.1. DISEÑO DE ARRIOSTRAMIENTOS PARA SISTEMA SCBF

Del pre-dimensionamiento realizado por el software se obtuvo un perfil HSS4x3x0.18 como sección óptima para ser usado como arriostramiento. El siguiente paso es realizar un chequeo de la sección, en calidad ASTM A572 Gr 50, para las condiciones de un diseño por capacidad según el AISC 341 (2016) para así obtener la resistencia a carga axial y verificar que esta satisfaga a las demandas en tensión y compresión de los elementos.

Debido a que el pandeo del arriostramiento implica la pérdida de resistencia y rigidez, los sistemas de pórticos arriostrados de acero están sujetos a redistribuciones de fuerza dramáticas. Por esta razón se consideran tanto las fuerzas máximas de pandeo de los arriostramientos como su resistencia post-pandeo reducida. (Bruneau, Sabelli, & Chia-Ming, 2011)

#### Ilustración 59

*Dimensiones del perfil HSS 4X3X0.18 (unidades en cm). Obtenido del catálogo de secciones de Robot Structural Analysis 2021*



Fuente: Autor

- **Resistencia a tensión:**

La resistencia a tensión del elemento se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$T = R_y * F_y * A_g \quad (7)$$

Donde:

**R<sub>y</sub>** = Factor de sobre resistencia del acero (**R<sub>y</sub>**= 1.1 para acero A572 Gr. 50 según

Tabla 8)

**F<sub>y</sub>**= Esfuerzo de fluencia del acero

**A<sub>g</sub>**= Área gruesa de la sección transversal del elemento

**Tabla 8**

*Valores de R<sub>y</sub> y R<sub>t</sub> para elementos de acero estructural y barras de acero de refuerzo*

<b>TABLE A3.1</b>		
<b>R<sub>y</sub> and R<sub>t</sub> Values for Steel and Steel Reinforcement Materials</b>		
<b>Application</b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>R<sub>t</sub></b>
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485)	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M Gr. B	1.4	1.3
• ASTM A500/A500M Gr. C	1.3	1.2
• ASTM A501/A501M	1.4	1.3
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
• ASTM A1085/A1085M	1.25	1.15
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380)	1.1	1.2
• ASTM A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1

*Fuente: (AISC, 2016)*

Entonces de la ecuación (7) se obtiene que:

$$T = 1.1 * 3515.35 \frac{kg}{cm^2} * 14.45 cm^2 = 55876.48 kg$$

- **Resistencia a compresión máxima:**

La resistencia a compresión máxima del elemento se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$C_{max} = 1.14 * F_{cr} * A_g \quad (8)$$

Donde:

**$F_{cr}$**  = Esfuerzo crítico de pandeo del elemento

El esfuerzo crítico de pandeo se obtiene utilizando la ecuación ( 10) que involucra a la sobre resistencia por el tipo de acero, al esfuerzo de fluencia del material y el esfuerzo de Euler que se obtiene de la ecuación (9):

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\frac{k * l_a}{r_a}} \quad (9)$$

Donde:

**$E$** = Módulo de elasticidad del acero

**$L$** = Longitud del elemento

**$r$** = Radio de giro de la sección del elemento

**$k$** = Factor de longitud efectiva del elemento

Entonces:

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \frac{kg}{cm^2}}{\left(\frac{1 * 340 cm}{3 cm}\right)^2} = 1613.63 \frac{kg}{cm^2}$$

Una vez obtenido el esfuerzo de Euler, se procede a calcular el esfuerzo crítico de pandeo. En vista de que el esfuerzo de Euler obtenido es mayor al 44% de  $F_y$ , se procede a utilizar la siguiente ecuación:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{R_y * F_y}{F_e}}\right) * R_y * F_y \quad (10)$$

$$= \left( \frac{1.1 * 3515.35 \frac{kg}{cm^2}}{0.658 * 1613.62 \frac{kg}{cm^2}} \right) * 1.1 * 3515.35 \frac{kg}{cm^2} = 1418.26 \frac{kg}{cm^2}$$

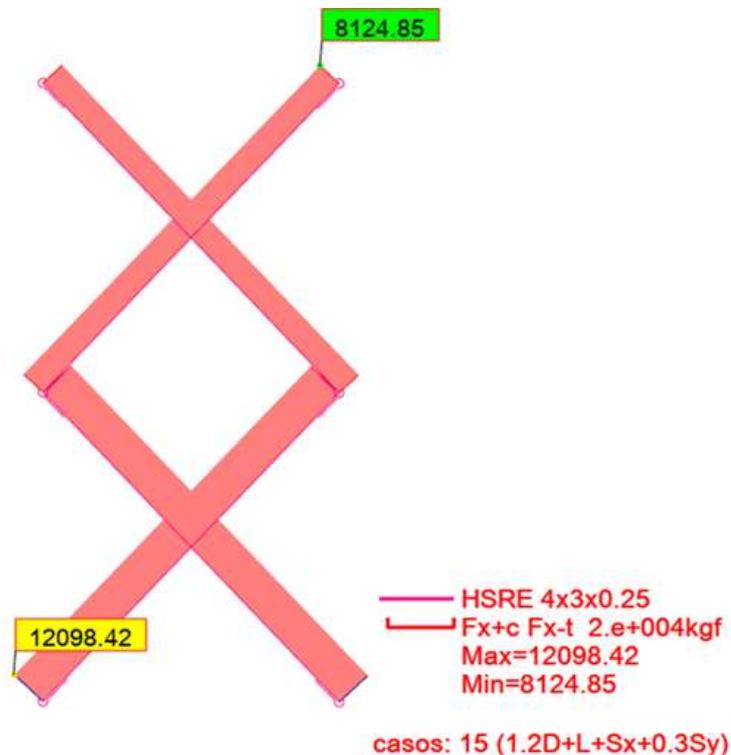
Obtenido del esfuerzo crítico de pandeo se puede obtener la resistencia máxima a la compresión del arriostamiento mediante la ecuación (8):

$$C_{max} = 1.14 * 1418.26 \frac{kg}{cm^2} * 14.45 cm^2 = 23362.99 kg$$

Finalmente, para definir la resistencia a carga axial del elemento se tomará el menor valor entre las resistencias máximas a tracción y a compresión, siendo la resistencia a compresión la menor, entonces la capacidad a carga axial de los arriostamientos será de 23362.99 kg, capacidad que estaría siendo mayor a la demanda última por carga axial de 12098.42 kg (ver Ilustración 60), por lo que el diseño del elemento es satisfactorio.

### Ilustración 60

*Diagramas de carga axial en los arriostamientos obtenidos del análisis en Robot Structural Analysis*



Fuente: Autor

- **Resistencia a compresión después del pandeo:**

Siempre existirá el riesgo a que los arriostramientos puedan pandearse, esto debido a que, durante un evento sísmico, estarán sometidos a grandes esfuerzos por carga axial. La resistencia a la compresión después de haber ocurrido dicho pandeo se define como:

$$C_{min} = 0.3 * F_{cr} * A_g \quad (11)$$

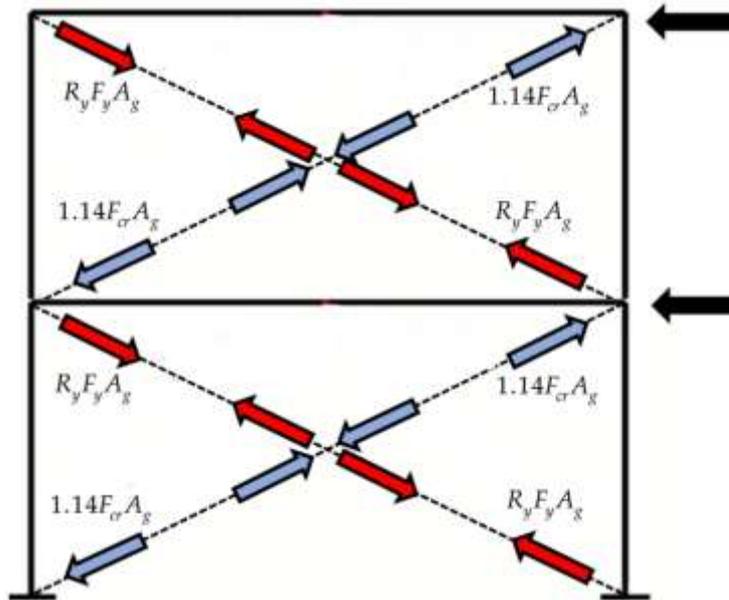
$$= 0.3 * 1418.26 \frac{kg}{cm^2} * 14.45 cm^2 = 6148.15 kg$$

Para definir las secciones de vigas y columnas del sistema se procederá a realizar un diseño en el cual, las demandas por carga axial de dichos elementos, se basen en la capacidad (resistencia) de los arriostramientos; para ello se deben realizar 2 tipos de análisis, uno considerando que los arriostramientos desarrollan su resistencia máxima tanto a tracción como compresión (ver Ilustración 61), y otro análisis considerando que los arriostramientos en tracción llegan a su resistencia esperada, pero los que estén a compresión desarrollan su resistencia post pandeo (ver Ilustración 62). Se procederá a obtener las componentes de las fuerzas resistentes de los arriostramientos dependiendo del elemento que se esté diseñando y el tipo de análisis que controle dichas fuerzas. Al primer tipo de análisis mencionado se le denominará “Caso A” y al último como “Caso B”, como se puede apreciar en las siguientes ilustraciones:

### Ilustración 61

Diagrama de cuerpo libre de pórtico arriostrado considerando fuerzas resistentes máximas de tensión y compresión

#### Caso A

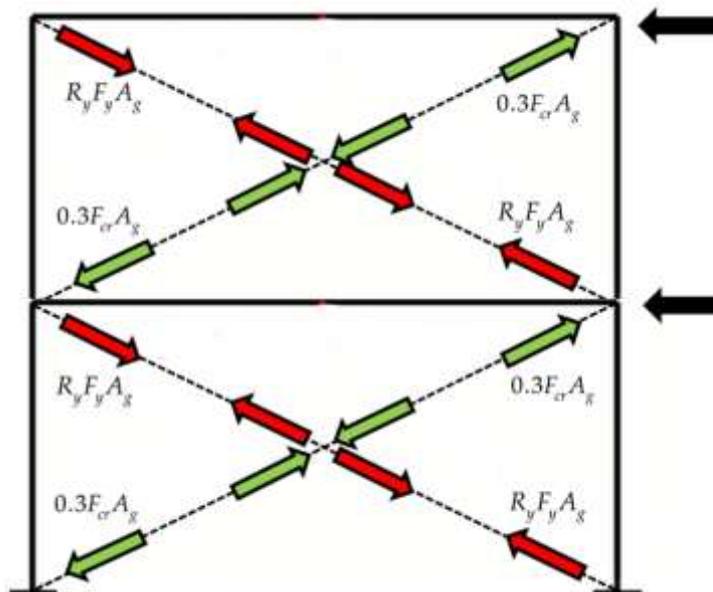


Fuente: Autor

### Ilustración 62

Diagrama de cuerpo libre de pórtico arriostrado considerando fuerzas resistentes máximas a tensión y fuerza post-pandeo a compresión

#### Caso B



Fuente: Autor

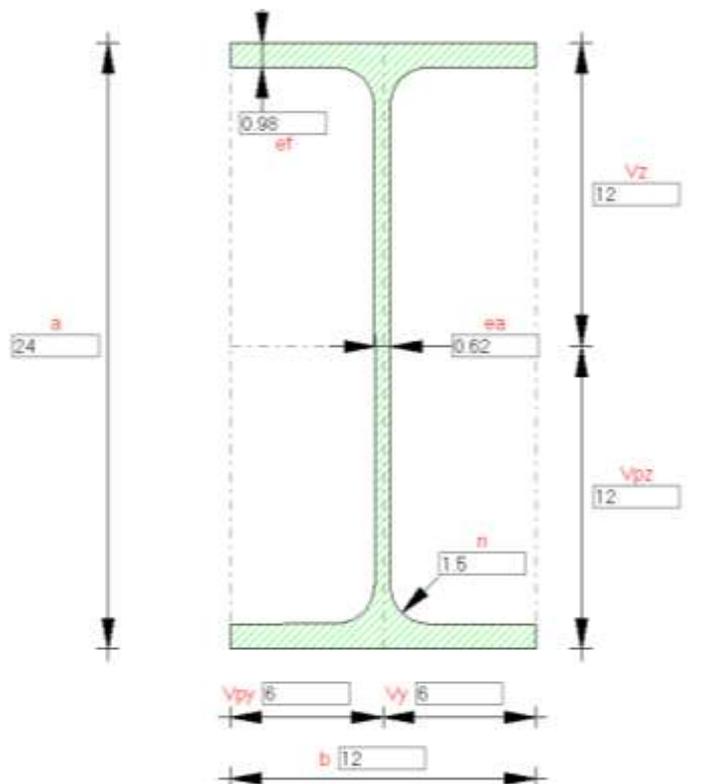
### 3.3.2. DISEÑO DE VIGA PARA SISTEMA SCBF

Una viga para un sistema de pórticos SCBF se diseña para transferir la carga equivalente a la componente de las fuerzas producidas por las diagonales (arriostramientos), y para soportar cargas gravitacionales. En este caso de estudio, debido a que los pórticos de refuerzo se están implementando después de construida la estructura, de las vigas se asume que: además de su peso propio, no soportaran otras cargas gravitacionales, por lo que serán despreciadas y para el diseño se revisara únicamente que la sección sea apta para transferir la fuerza axial producida por los arriostramientos.

Del pre-dimensionamiento realizado por el software se obtuvo un perfil IPE 270 como sección óptima para la viga, pero se decidió evaluar una sección menor debido a que el programa considero que la viga estaría soportando cargas gravitacionales, cosa que realmente no estaría sucediendo. A continuación, se procede a revisar una sección IPE 240 en cálida ASTM A36 (ver Ilustración 63).

#### Ilustración 63.

*Dimensiones del perfil IPE 240 (unidades en cm). Obtenido del catálogo de secciones de Robot Structural Analysis 2021*



*Fuente: Autor*

Debido a la configuración de los arriostramientos, no existirían fuerzas que generen flexión en la viga, debido a esto, solo se revisará la viga para carga axial. Como se trata de un diseño por capacidad, la demanda no se obtiene del análisis, sino de un equilibrio de fuerzas estático entre las componentes de la fuerza resistente máxima a tensión y la resistencia a compresión post pandeo de los arriostramientos (caso 2), como resultado de ese equilibrio se obtiene la siguiente expresión:

$$Pu = [(Ry * Fy * Ag) + (0.3 * Fcr * Ag)] * \cos \theta \quad (12)$$

$$Pu = (55876.48 \text{ kg} + 6148.15 \text{ kg}) * \cos 45^\circ = 43858.04 \text{ kg}$$

Una vez obtenida la demanda, se calcula la resistencia de la viga a carga axial para verificar que el diseño cumpla. Para el cálculo se debe utilizar la siguiente expresión:

$$\phi Pn = \phi * Fcr * Ag \quad (13)$$

Donde:

$$\phi = 0.9$$

Para obtener el esfuerzo crítico de pandeo de la viga primero se debe calcular el esfuerzo de Euler mediante la ecuación (9) donde la longitud de la viga será de 2.80 m y el radio de giro de la sección IPE 240 es de 1.2 cm, obteniendo que:

$$Fe = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{\left(\frac{0.5 * 280 \text{ cm}}{1.2 \text{ cm}}\right)^2} = 1522.74 \text{ kg/cm}^2$$

Como  $Fe$  es mayor a  $0.44Fy$  se utiliza la ecuación (10), pero sin el uso del factor  $Ry$ , resultando que:

$$Fcr = \left(0.658^{\frac{2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1522.74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}\right) * 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1262.29 \text{ kg/cm}^2$$

Una vez obtenido el esfuerzo crítico de pandeo se obtiene la resistencia a carga axial del elemento mediante la ecuación (13):

$$\phi P_n = \phi * F_{cr} * A_g = 0.9 * 1262.29 \frac{kg}{cm^2} * 39.12 cm^2 = 44442.71 kg$$

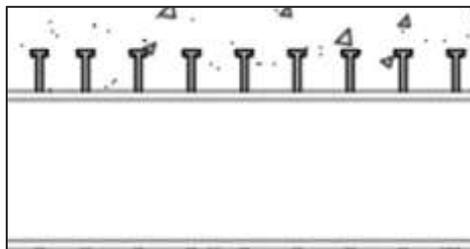
se puede apreciar que la capacidad de la viga por carga axial es mayor la demanda por lo que el diseño es satisfactorio.

### 3.3.3. DISEÑO DE CONECTORES DE CORTANTE PARA VIGA

Debido a que los pórticos arriostrados diseñados para este caso son elementos externos que se estarían incorporando a la estructura existente, se debe garantizar una correcta transmisión de fuerzas para que el pórtico pueda cumplir con su tarea principal, ser el nuevo sistema primario resistente a sismos. Para garantizar dicha transmisión se implementarán conectores de corte de 2 tipos: uno para la conexión viga – losa (ver Ilustración 64) y otro para la conexión entre la losa antigua y el área de losa nueva (ver Ilustración 65 ).

#### Ilustración 64

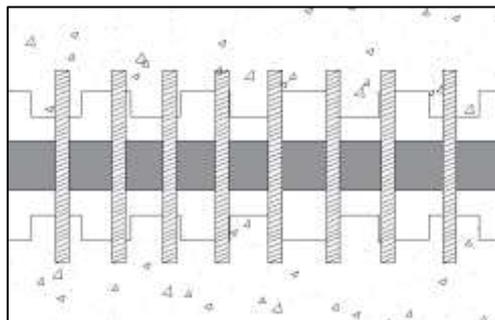
*Pernos conectores de corte para conexión viga losa*



*Fuente: Autor*

#### Ilustración 65

*Barras conectoras de corte para conexión hormigón nuevo – hormigón endurecido*



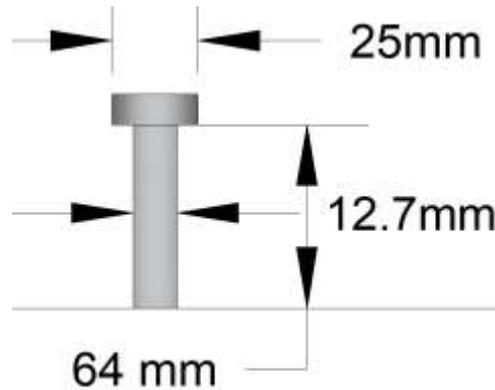
*Fuente: Autor*

- **Conectores de corte Viga – Losa**

El diseño de estos conectores se realiza en base a la sección I8 del código AISC 360 (2016) Para el diseño se considera un Perno con la siguiente geometría referencial:

**Ilustración 66**

*Geometría referencial del Perno de Corte*



*Fuente: Autor*

En la Ilustración 66 se aprecia la geometría referencial del perno de diseño, además se considerará un esfuerzo a la tensión mínimo de 60 *ksi* (4218 *kg/cm<sup>2</sup>*).

Para obtener la resistencia a cortante de un solo perno el código AISC 360 (2016) utiliza la siguiente expresión:

$$Q_n = 0.5 * A_{sa} * \sqrt{f'_c * E_c} \leq R_g * R_p * A_{sa} * F_u \quad (14)$$

Donde:

**A<sub>sa</sub>**: Área de la sección transversal del perno sometida a cortante

**E<sub>c</sub>**: Módulo de elasticidad del hormigón

**R<sub>g</sub>**: Coeficiente para considerar efecto de grupo

**R<sub>p</sub>**: Factor de efecto posicional debido al conector de corte

**F<sub>u</sub>**: Resistencia a tracción mínima de un elemento de acero

Debido a que los conectores estarán directamente embebidos en la losa sin la presencia de una placa colaborante, el código AISC 360 (2016) en su sección I8, asigna valores de  $R_g$  y  $R_p$  de 1 y 0.75 respectivamente. Entonces siguiendo la ecuación (14) se obtiene que:

$$0.5 * 1.26 \text{ cm}^2 * \sqrt{240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 233928.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \leq 1 * 0.75 * 1.26 \text{ cm}^2 * 4218 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$4720.49 \text{ kg} \geq 3986.01 \text{ kg}$$

Entonces:

$$Q_n = 3986.01 \text{ kg}$$

Considerando que la demanda de cortante para los conectores de la viga es la fuerza obtenida de la ecuación (12), se procedería a obtener el cociente entre la demanda de cortante y la resistencia de un solo perno para obtener el número de pernos a lo largo de toda la viga:

$$\#pernos = \frac{43858.04 \text{ kg}}{3986 \text{ kg}} = 11 \approx 12 \text{ pernos}$$

El número de pernos necesarios para transferir toda la demanda de cortante entre la viga y la losa sería 12, distribuyéndolos a lo largo de toda la viga de 2.8m, el resultado más óptimo sería ubicar un par de pernos cada 0.55 m.

- **Conectores de corte Losa antigua – Losa Nueva**

Para poder realizar una conexión adecuada entre la viga del pórtico arriostrado y el diafragma se deberán retirar partes de la losa en esa área. Una vez ubicada la viga con sus pernos de corte deberá volver a ser hormigonado el volumen de losa que fue retirado. Para que el material de losa antiguo y el nuevo material sigan funcionando como un solo elemento se deberán ubicar conectores de cortantes laterales y estos deberán cumplir con la resistencia que se requiere en ese punto conforme a la sección 22.9 del código ACI 318 (2019)

Se implementarán barras de acero de refuerzo soldadas a la viga con la suficiente longitud como para que, una vez endurecido el hormigón nuevo, estas barras se encuentran ancladas tanto al material nuevo como al hormigón antiguo de la losa, haciendo que la losa siga funcionando como un solo elemento a pesar de haber sido cortado. Esto se puede apreciar en esquema con vista en planta de dicho refuerzo en la Ilustración 65

Para obtener el área de acero de refuerzo requerida para resistir el cortante perpendicular al refuerzo se tiene la siguiente expresión:

$$A_{vy} = \frac{V_u}{\phi * F_y * \mu} \quad (15)$$

Donde:

**$V_u$** = Demanda de cortante en la grieta

**$F_y$** = Esfuerzo de fluencia del acero

**$\mu$** = coeficiente de fricción

**$\phi$** =0.9

El valor del coeficiente de fricción se obtiene de la tabla 22.9.4.2 del código ACI 318 (2019), se copia dicha tabla para facilidad del lector (ver Tabla 9) en donde se puede apreciar que el valor estaría en función de las condiciones de la superficie de contacto. Una vez que se corte la losa las superficies de contacto de la losa antigua se adecuarán de una forma dentada para aportar rugosidad, por eso se considerará un caso en el que el nuevo hormigón fue colado contra hormigón ya endurecido que ha sido adecuado dejado en estado rugoso intencionalmente, que sería el caso para  $u = 1.0\lambda$ , donde  $\lambda = 1$  para un hormigón de peso normal.

**Tabla 9.**

*Coefficiente de fricción*

**Tabla 22.9.4.2 — Coeficientes de fricción**

Estado de la superficie de contacto	Coefficiente de fricción $\mu$	
Concreto construido monolíticamente	$1.4\lambda$	(a)
Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, e intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 6 mm	$1.0\lambda$	(b)
Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, y que no se hizo intencionalmente rugoso	$0.6\lambda$	(c)
Concreto construido contra acero estructural que está tal como fue laminado, sin pintar, y con el cortante transferido a través de la superficie de contacto por medio de pernos con cabeza o por medio de barras o alambres corrugados soldados.	$0.7\lambda$	(d)

[1]  $\lambda = 1.0$  para concreto de peso normal. Para concreto liviano,  $\lambda$  se debe calcular como se indica en 19.2.4, pero no debe exceder 0.85.

*Fuente: (ACI, 2019)*

Entonces siguiendo la ecuación (15) se obtiene que:

$$A_{vy} = \frac{43858.04 \text{ kg}}{0.9 * \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * 1} = 11.60 \text{ cm}^2$$

El resultado sería que se necesitaría de  $11.60 \text{ cm}^2$  de acero de refuerzo para resistir la demanda de cortante, al tener 2 planos de corte (uno a cada lado de la vida) entonces para 1 solo plano de corte se necesitarían  $5.80 \text{ cm}^2$  sí a este valor se le divide para el área de una sola barra de 12 mm ( $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$ ), se obtiene el número de barras de ese diámetro que se necesitarían a lo largo de toda la viga en 1 solo plano de corte:

$$\#Barras = \frac{5.8 \text{ cm}^2}{1.13 \text{ cm}^2} = 5.13 \approx 6 \text{ barras } \varnothing 12 \text{ mm}$$

Para resistir la demanda se requieren 6 barras de 12 mm en cada plano de corte, por ende, deberían usarse barras con la longitud suficiente como

para abarcar ambos planos de corte y con una separación de 0.55 m al igual que la definida para los pernos de corte.

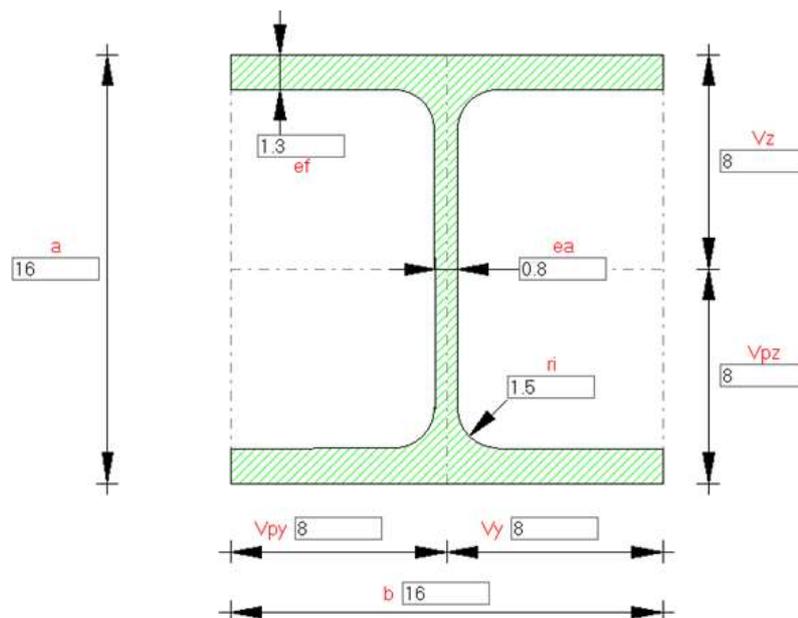
### 3.3.4. DISEÑO DE COLUMNAS PARA SISTEMA SCBF

La metodología de diseño para las vigas se aplica también a las columnas, las cuales se diseñan a partir de la capacidad de los arriostramientos del sistema. Para este caso las cargas gravitacionales serán despreciadas y solo se tomarán en cuenta las componentes de las fuerzas resistentes de los arriostramientos que lleguen a la columna considerando el caso A (ver Ilustración 61), en el cual se obtendrían las componentes de fuerzas axiales con mayores magnitudes para las columnas.

Del pre-dimensionamiento realizado por el software se obtuvo un perfil HEB 120 como sección óptima para las columnas, no obstante, en vista de que usar este perfil como columna podría resultar en un elemento muy esbelto, se procede a evaluar un perfil HEB 160 (ver Ilustración 67).

#### Ilustración 67

*Dimensiones del perfil HEB 160 (unidades en cm) obtenido del catálogo de secciones de Robot Structural Analysis 2021*

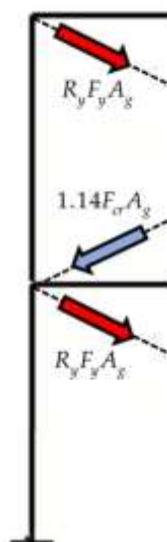


Fuente: Autor

Se procede a diseñar una de las columnas para la planta baja considerando la sumatoria de las componentes verticales de las fuerzas resistentes máximas tanto a tracción como compresión, las que se muestran a continuación (ver **Ilustración 68**).

**Ilustración 68**

*Diagrama de cuerpo libre para obtener fuerza de diseño por capacidad para columna*



*Fuente: Autor*

- **Demanda por carga axial:**

La demanda por carga axial para el diseño por capacidad se obtiene del equilibrio de fuerzas estático entre las componentes de las fuerzas resistentes máximas a tensión y compresión de los arriostramientos (caso 1), como resultado de ese equilibrio se obtiene la siguiente expresión:

$$Pu = (2(Ry * Fy * Ag) + 1.14 * Fcr * Ag) * \sin \theta \tag{16}$$

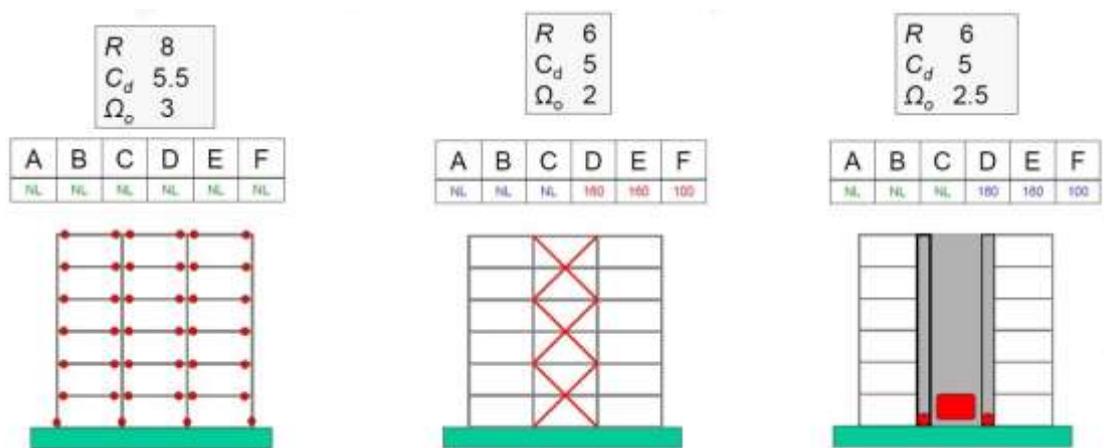
$$= (2(55876.48 \text{ kg}) + 23362.99 \text{ kg}) * \sin 45^\circ = 95541.40 \text{ kg}$$

En vista de que la demanda por capacidad para la columna es muy alta, esto podría significar obtener un diseño de columna con una sección

sobredimensionada para lo que realmente se podría requerir; por esta razón se procederá a obtener otra demanda última a carga axial proveniente del análisis estructural y se mayorará dicho valor por un factor de sobre resistencia " $\Omega$ " acorde a la metodología de diseño del código ASCE 7-16, el cual indica factores de sobre resistencia dependiendo del sistema estructural con el que se esté trabajando. En la Ilustración 69 se pueden apreciar los diversos factores que el código norte americano considera para algunos sistemas estructurales.

### Ilustración 69

*Factores considerados para el diseño de diferentes sistemas estructurales conforme al código ASCE 7 (2016)*



*Fuente: (INESA TECH )*

Siguiendo lo mostrado en la ilustración anterior, el factor de sobre resistencia que se debería usar para mayorar a la demanda de la columna sería  $\Omega = 2$ . La demanda última del análisis sería igual a 7388.09 kg (ver Ilustración 70) por lo tanto, la fuerza para el diseño sería igual a:

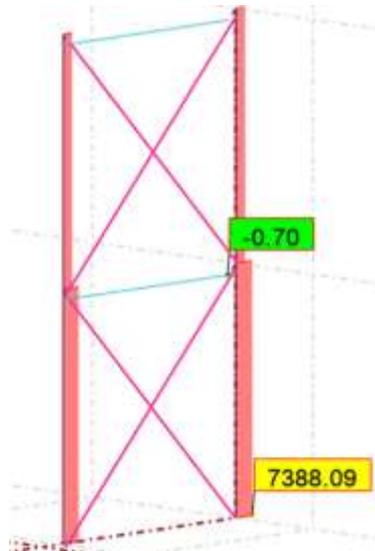
$$Pd = \Omega * Pu \quad (17)$$

$$Pd = 2 * 7388.09 \text{ kg} = 14776.18 \text{ kg}$$

La carga axial última del análisis modificada por el factor de sobre resistencia obtenida, será la considerada para el diseño en vista de que resultó menor a la fuerza axial de diseño por capacidad.

## Ilustración 70

*Demanda última a carga axial en pórtico arriostrado obtenida de Robot Structural Analysis*



*Fuente: Autor*

- **Cálculo de resistencia a carga axial**

El primer paso es obtener un valor de k para la columna mediante los factores de relación de rigideces “G” en ambos extremos de la columna. Para las conexiones rígidas de columna a cimentación se considera un G=1, mientras para la conexión viga- columna se define la siguiente expresión:

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\alpha \sum \frac{I_v}{L_v}} \quad (18)$$

**Donde:**

***I<sub>c</sub>***: Momento de inercia de la columna

***I<sub>v</sub>***: Momento de inercia de la viga

***L<sub>c</sub>***: Longitud de la columna

***L<sub>v</sub>***: Longitud de la viga

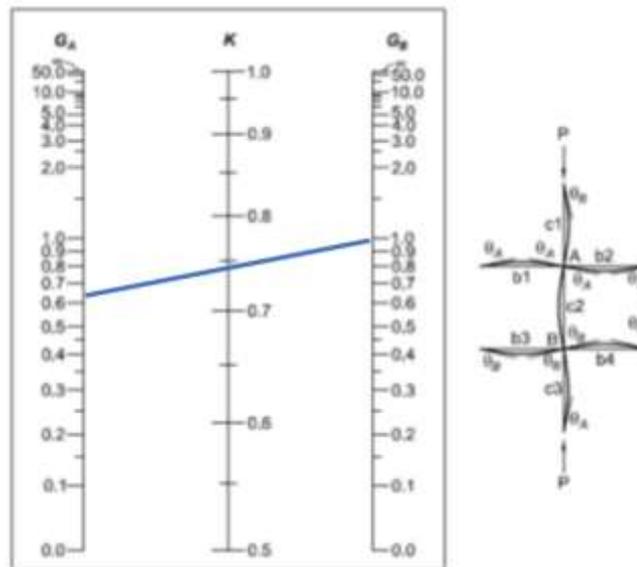
**$\alpha$** : Factor que depende de la condición del apoyo de columna alejado de la viga ( $\alpha=2$  para este caso)

Entonces:

$$G = \frac{(2 * \frac{2490 \text{ cm}^4}{294 \text{ cm}})}{2 * (\frac{3890 \text{ cm}^4}{280 \text{ cm}})} = 0.60$$

### Ilustración 71

Ábaco para encontrar el valor de  $k$



Fuente: (AISC, 2016)

Lo siguiente es obtener el esfuerzo de Euler de la ecuación (9) y posterior a eso el esfuerzo crítico de pandeo, con el cual se podrá obtener la resistencia a carga axial a compresión del elemento.

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{(\frac{0.74 * 294 \text{ cm}}{1.5 \text{ cm}})^2} = 985.25 \text{ kg/cm}^2$$

Como el valor de  $F_e$  es menor a  $0.44F_y$ , para la obtención del esfuerzo crítico se utiliza la siguiente expresión:

$$F_{cr} = 0.877 * F_e \quad (19)$$

Entonces:

$$F_{cr} = 0.877 * 985.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 864.06 \text{ kg/cm}^2$$

El resultado de la resistencia de diseño a carga axial a compresión de la columna obtenida de la ecuación (13) sería el siguiente:

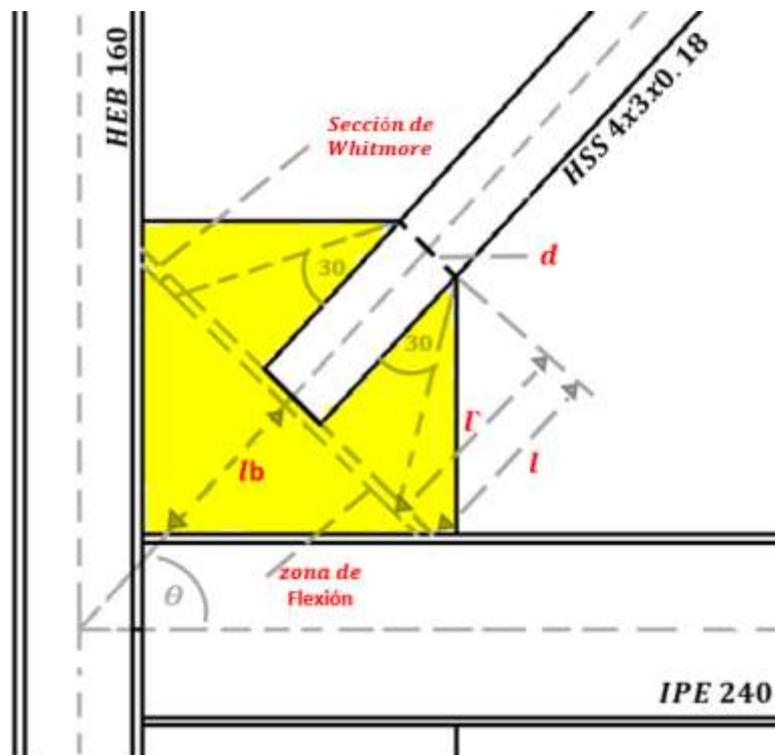
$$\phi P_n = 0.9 * 864.06 \frac{kg}{cm^2} * 54.30 cm^2 = 42226.61 kg$$

### 3.3.5. DISEÑO DE PLACA DE CONEXIÓN GUSSET PARA SISTEMA SCBF

Para lograr que todos los elementos diseñados en los apartados anteriores se puedan acoplar y formar un solo sistema, es necesario incorporar placas de unión conocidas como “Placas Gusset”. Dichas placas en este caso garantizarían una unión articulada en los extremos de los arriostramientos, esto debido a que la placa debe ser capaz de permitir el pandeo de los arriostramientos en caso de producirse. En la siguiente ilustración se pueden apreciar los diferentes datos geométricos que se necesitan obtener para definir el diseño final de la placa conforme al código AISC 341 (2016) (ver Ilustración 72).

#### Ilustración 72

*Geometría para el diseño de una placa Gusset conforme al AISC 341 (2016)*



Fuente: Autor

Donde:

$d$ = borde de la placa gusset

$l$ = longitud de empalme del arriostramiento con la placa

$l'$ =Longitud de empalme del arriostramiento más 2 veces el espesor de la placa

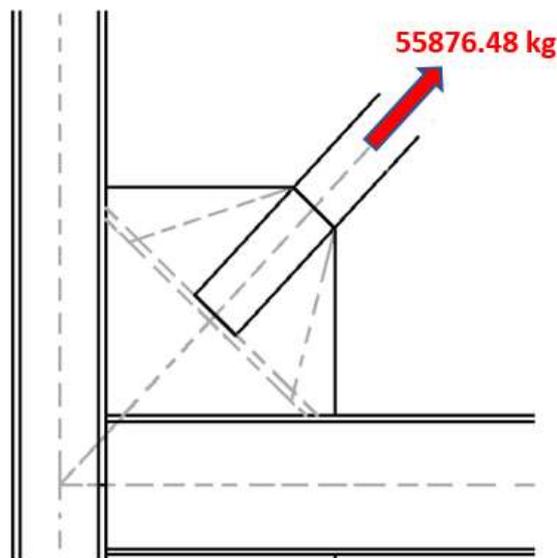
$lb$ = Longitud de pandeo

- **Longitud de empalme de arriostramiento**

El primer paso será obtener la longitud de empalme apropiada para los arriostramientos, ésta se obtendrá de la fórmula de resistencia a fluencia por corte de la zona del perfil conectada a la placa. La demanda considerada para dicho cálculo será la capacidad máxima a tensión de los arriostramientos obtenida anteriormente en la sección 3.3.1. (Ver **Ilustración 73**).

### Ilustración 73

*Demanda por capacidad de arriostramientos considerada para el diseño de placa gusset.*



*Fuente: Autor*

La expresión para usarse es la siguiente:

$$\phi R_n = \phi * 0.6 * F_y * t * l \geq P_u \quad (20)$$

Donde:

$$\phi = 1$$

$t =$  *Espesor del arriostramiento*

Entonces de la ecuación ( 20) se obtiene que:

$$\phi Rn = 1 * 0.6 * 2531 \frac{kg}{cm^2} * 0.44 cm * l * 4 \text{ (lados soldados)} \geq 55876.48 kg$$

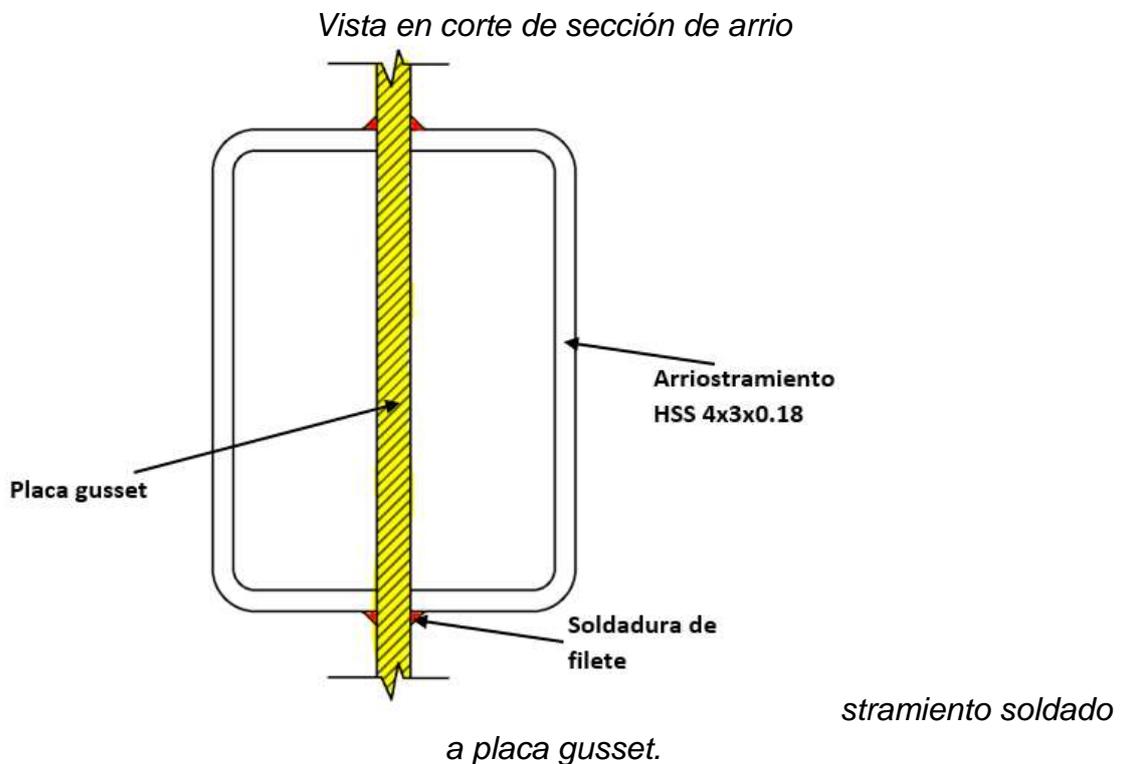
$$l \geq \frac{55876.48 kg}{0.6 * 2531 \frac{kg}{m^2} * 0.44cm * 4}$$

$$l \geq 20.91 cm \approx 25 cm$$

- **Espesor de soldaduras arriostramiento - gusset**

A continuación, se define un espesor para las 4 soldaduras de filete que conectarían al arriostramiento con la placa (ver **Ilustración 74**).

**Ilustración 74**



*Fuente: Autor*

Dicho espesor de soldadura se obtiene de la tabla J2.4 de la especificación AISC 360 (2016), la cual cuenta con tamaños de soldadura mínimos en función del espesor del metal que se estaría soldando (ver Tabla 10).

**Tabla 10**

*Espesores mínimos de soldadura de filete*

TABLA J2.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete <sup>[a]</sup> , mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8
<sup>[a]</sup> Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple. Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.	

*Fuente: (AISC, 2016)*

Considerando a la placa gusset como el elemento más delgado de toda la conexión y estableciendo un rango de espesor de placa de entre 6 y 13 mm se obtiene un espesor de soldadura de filete mínimo de 5mm, este espesor aplicable también a las uniones placa – viga y placa – columna.

- **Chequeo de resistencia por bloque cortante en placa gusset**

Para este chequeo se iteró hasta saber cuál sería el espesor que debería tener la placa gusset, finalmente se asumió un espesor de 7 mm, con el que se procedió a obtener la resistencia a corte de la placa mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}
 Rn &= 0.6 * Fu * Anv + Ubs * Fu * Ant & (21) \\
 &\leq 0.6 * Fy * Agv + Ubs * Fu * Ant
 \end{aligned}$$

Donde:

**Anv:** Área neta sometida a cortante

**Agv:** Área gruesa sometida a cortante

**Ant:** Área neta sometida a tensión

**Ubs:** 1; sección J4.3 del AISC (2016)

Como la conexión es soldada, el área neta de corte será igual al área gruesa a corte, por lo que a simple vista se puede descartar la expresión que utiliza el  $F_u$  ya que esta será mayor, entonces se obtiene lo siguiente:

$$R_n = 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

$$R_n = 0.6 * 2531 \frac{kg}{cm^2} * 2(25cm * 0.7 cm) + 1 * 3515 \frac{kg}{cm^2} * (10.16cm * 0.7cm)$$

$$R_n = 78152.17 kg$$

$$\phi R_n = 0.75 * 78152.17 kg = 58614.13 kg$$

Para una placa con un espesor de 7 mm en calidad ASTM A36, se obtuvo una resistencia a corte de 58614.13 kg, superior a la demanda a tensión del elemento de 55876.48 kg por lo que la medida del espesor es satisfactoria. Ya con dicha medida se pueden obtener los demás datos geométricos para definir el diseño final de la placa.

La separación entre la línea de Whitmore y la línea de flexión (indicadas en la **Ilustración 72**) vendría a ser 2 veces el espesor de la placa, mientras que la longitud de pandeo  $l_b$  estaría dada por la siguiente expresión:

$$l_b = a * \tan\theta + 2t \quad (22)$$

Donde  $a$  se obtendría mediante la siguiente ecuación:

$$a = \frac{d}{2} + l' * \tan(30^\circ) \quad (23)$$

Entonces:

$$a = \frac{10.16 cm}{2} + 26.4 cm * \tan(30^\circ) = 20.32cm$$

$$l_b = 20.32cm * \tan(45^\circ) + 2(0.7cm) = 21.72 \approx 22cm$$

Esta longitud obtenida sirve para realizar un chequeo de pandeo en la placa verificando que el espesor asumido para el diseño su diseño sea mayor a su espesor crítico. El espesor crítico para la placa gusset se obtiene de la siguiente expresión:

$$t\beta = \sqrt{\frac{Fy * c^3}{Es * lb}} \quad (24)$$

Donde  $c$  se obtendría de la siguiente expresión:

$$c = lb * \cos\theta * -\frac{d}{2} * \sin\theta \quad (25)$$

Entonces:

$$c = 22 \text{ cm} * \cos(45^\circ) - \frac{10.16 \text{ cm}}{2} * \sin(45^\circ) = 11.95 \text{ cm}$$

Obtenido el valor de  $c$  se obtiene ahora el espesor crítico de la placa de la ecuación (24):

$$t\beta = \sqrt{\frac{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 11.95^3}{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 22 \text{ cm}}} = 0.3 \text{ cm} \approx 3 \text{ mm}$$

Del cálculo anterior se observa que el espesor crítico de la placa gusset sería igual a 3 mm, valor menor al espesor de diseño de 7 mm, por lo que se puede inferir que la placa fallaría por fluencia (en la línea de Whitmore) antes que por pandeo.

- **Chequeo de resistencia a fluencia por tensión en placa gusset**

La resistencia a fluencia de la placa gusset estaría dada por la siguiente ecuación:

$$\phi Rn = 0.9 * Fy * lw * t \quad (26)$$

Donde:

**Lw**: longitud de la línea de Whitmore obtenida de la siguiente expresión:

$$l_w = d + 2(l) \tan 30^\circ \quad (27)$$

$$l_w = 10.16 \text{ cm} + 2(25 \text{ cm}) \tan 30^\circ = 39 \text{ cm}$$

Entonces la resistencia a la fluencia por tensión e la placa obtenida mediante la ecuación (26) resultaría en lo siguiente:

$$\phi R_n = 0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 39 \text{ cm} * 0.7 \text{ cm} = 62162.1 \text{ kg}$$

La resistencia a la fluencia obtenida en la ecuación anterior sería mayor a la demanda mostrada en la Ilustración 73 por lo que el elemento sería satisfactorio para este último chequeo.

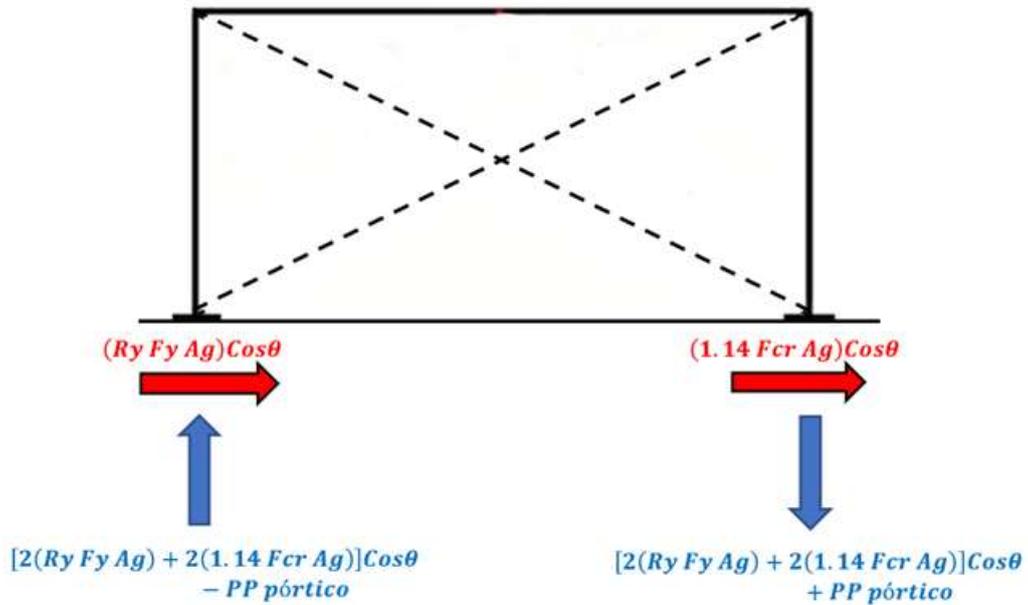
### **3.3.6. DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA PÓRTICO DE REFUERZO SCBF**

Para la cimentación del sistema de refuerzo se propone una zapata corrida, que tome ambas columnas del pórtico arriostrado. En el diseño de la zapata se considerará un diseño basado en la capacidad de los arriostramientos. Además, para el dimensionamiento se tomarán en cuenta los conceptos de comportamiento de cimentaciones cargadas excéntricamente de la sección 11.5 del libro “FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTÉCNICA” (Braja M. Das, 2001); y para definir el acero de refuerzo se utilizarán las ecuaciones del código ACI 318 (2019)

Las fuerzas de diseño para la cimentación serán las componentes, que lleguen a la base, de las fuerzas resistentes de los arriostramientos para el caso 1 (ver **Ilustración 61**), por lo que se obtendría un diagrama de cuerpo libre para el diseño de la cimentación mostrado en la siguiente ilustración.

#### **Ilustración 75.**

*. Diagrama de cuerpo libre para el diseño por capacidad de la cimentación*

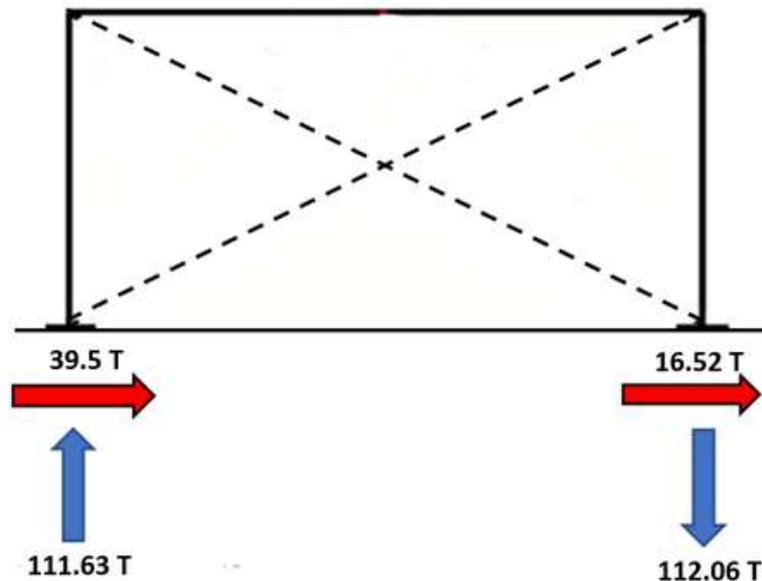


Fuente: Autor

Por consiguiente, el diagrama de cuerpo libre para el diseño de cimentación y considerando los resultados anteriores, las fuerzas para el diseño son las siguientes:

**Ilustración 76**

Fuerzas actuantes para diseño por capacidad de cimentación (unidades en T)



Fuente: Autor

Una vez obtenidas las fuerzas de diseño, se procedió a dimensionar la zapata. Se realizó un pre-dimensionamiento por cargas de servicio a partir de una

capacidad admisible de 50 Ton/m<sup>2</sup> para una roca competente. Debido al diseño por capacidad que poseen los arriostramientos, la demanda lateral gobierna el diseño de la cimentación. Por lo tanto, fue necesario realizar un proceso iterativo en el que se propusieron dimensiones que den una buena estabilidad a la misma. En la Tabla 11 y la Ilustración 77 se muestra el resultado del proceso iterativo realizado para el dimensionamiento de la cimentación.

**Tabla 11**

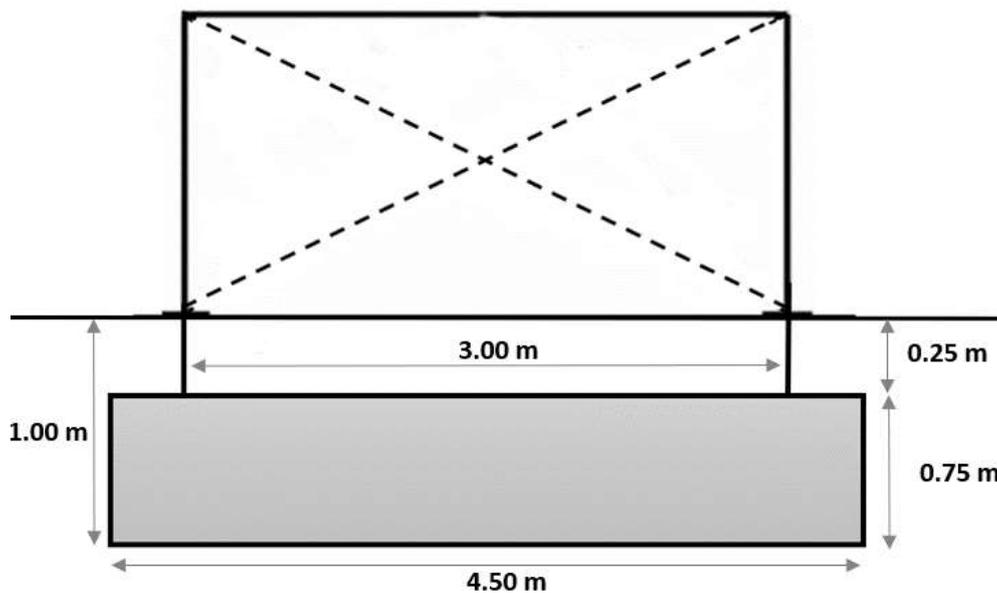
*Datos generales sobre la cimentación*

Datos cimentación		
Base	1.50	m
Longitud total	4.50	m
Espaciamiento entre columnas	3.00	m
Desplante	1.00	m
Altura de cimiento	0.75	m
γ Relleno	1.90	T/m <sup>3</sup>
γ Hormigon	2.40	T/m <sup>3</sup>
q adm	50.00	T/m <sup>2</sup>

*Fuente: Autor*

**Ilustración 77**

*Dimensiones de cimentación*



*Fuente: Autor*

Con las fuerzas de diseño que descargan en las columnas y la geometría de la zapata definida, se procede a obtener la carga  $P$  y el momento de volteo actuante  $M_v$ , para obtener la excentricidad de las cargas y verificar que el momento resistente  $M_r$  cumpla con satisfacer la demanda.

La carga  $P$  para este caso se obtendría de una sumatoria de fuerzas en el sentido vertical, obtenido lo siguiente:

$$P = \sum fy$$

$$P = 111.63 T - 112.06 T = -0.43 T \approx 430 \text{ kg}$$

Lo siguiente es obtener el momento de volteo actuante en la cimentación. Para obtener  $M_v$  se realiza una sumatoria entre el momento producido por la fuerza  $P$  con respecto al extremo inferior derecho de la cimentación de la Ilustración 77, y el momento producido por los cortantes en la base de las columnas, obteniendo así lo siguiente:

$$M_v = (0.43 T * (1.5m + 0.75m)) + (39.5 T * 0.25m) + (16.52T * 0.25m)$$

$$M_v = 14.97 T.m$$

Una vez obtenida la demanda por volteo, se calcula el momento resistente, el cual será la suma entre el momento por el peso propio del cimiento y el momento por el volumen de material de relleno, todo esto dividido para un factor de seguridad de 2 según el código NEC (2015).

$$M_r = \left[ \left( 1.5m * 4.5m * 0.75m * 2.4 \frac{T}{m^3} \right) * (1.5m + 0.75m) + \left( 1.5m * 4.5m * 0.25 * 1.9 \frac{T}{m^3} \right) * (1.5m + 0.75) \right] \div 2$$

$$M_r = 17.28 T.m$$

Después de verificar que el momento resistente sea superior al momento de volteo se procede a analizar la excentricidad “e” y la transmisión de esfuerzos de la zapata. La excentricidad sería igual a:

$$e = \frac{Mv}{Q} \quad (28)$$

Donde:

$Mv$ = Momento de volteo actuante

$Q$ = La carga total transferida por la cimentación (Carga  $P$ , peso propio de cimiento, peso del relleno)

Entonces:

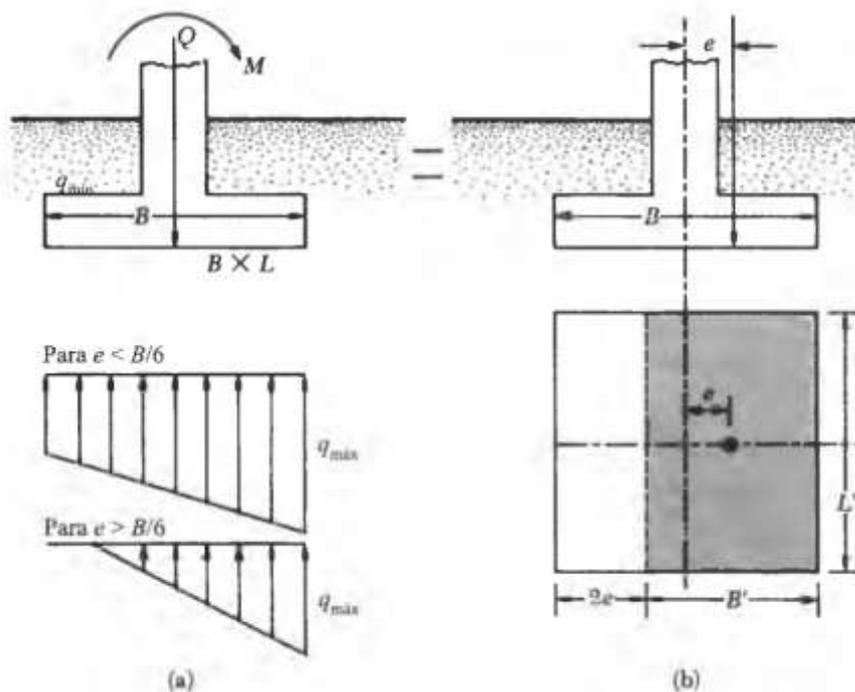
$$e = \frac{14.97 T \cdot m}{\left(1.5m * 4.5m * 0.75m * 2.4 \frac{T}{m^3}\right) + \left(1.5m * 4.5m * 0.25m * 1.9 \frac{T}{m^3}\right) + 0.43 T}$$

$$e = 0.95 m$$

La excentricidad ayuda a saber cómo podría ser la distribución de esfuerzos en la cimentación, esto dependerá de si es mayor o menor a  $1/6$  de la base de la zapata como lo indica la siguiente Ilustración 78.

### Ilustración 78

*Consideraciones para cimentaciones con cargas excéntricas*



Fuente: (Braja M. Das, 2001)

Si la base que se está considerando de la zapata es de 4.5 metros, 1/6 de eso es igual a 0.75 m, como la excentricidad obtenida es mayor a dicho valor entonces la distribución de esfuerzos sería para un caso  $e > B/6$  (ver Ilustración 78) el cual indica que se tendrán esfuerzos a compresión en un extremo, y a tensión en el otro extremo.

Como el suelo naturalmente no puede tomar tensiones, para este caso en específico se procede a realizar el cálculo del esfuerzo actuante máximo “q” en la zapata según la ecuación propuesta por Braja M. Das (2001) mostrada en la Ilustración 79.

### Ilustración 79

*Cálculo de "q" para una cimentación cargada excéntricamente*

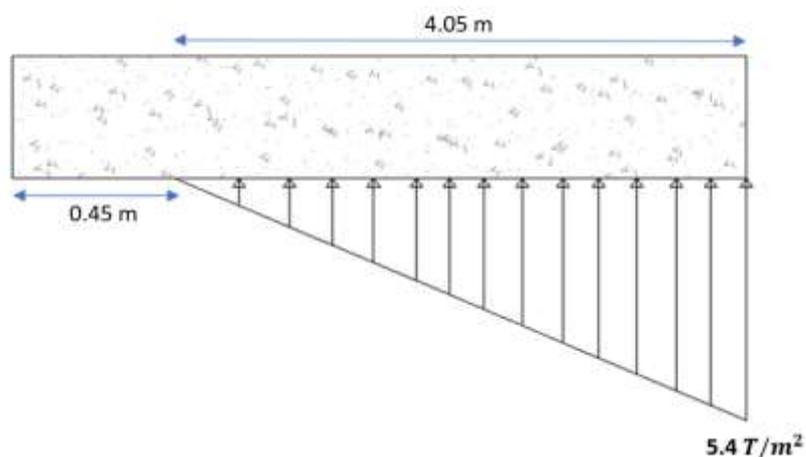
$$q_{\text{máx}} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)}$$

*Fuente: (Braja M. Das, 2001)*

Utilizando la ecuación de la ilustración anterior y los datos obtenidos previamente se procedió a hacer el cálculo del esfuerzo máximo actuante en la zapata, obteniendo un  $q_{\text{max}} = 5.4 \text{ T/m}^2$ . (Ver **Ilustración 80**)

### Ilustración 80

*Distribución de esfuerzos en la zapata*

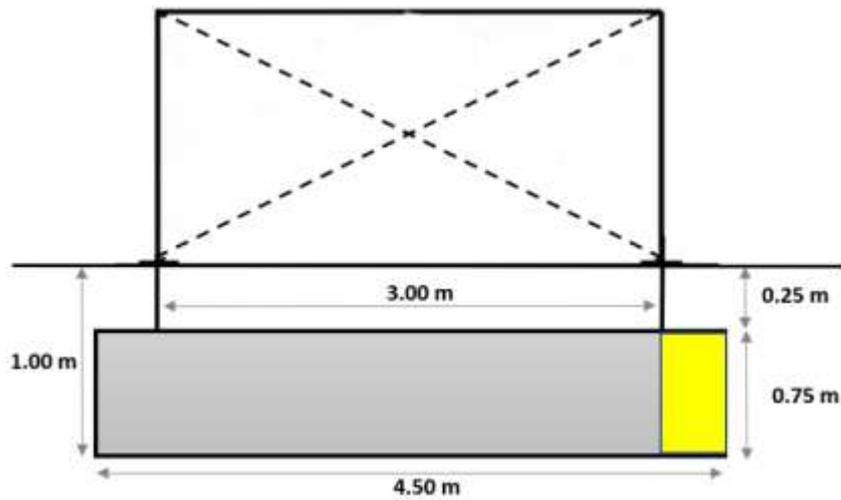


*Fuente: Autor*

Una vez obtenidos los esfuerzos, se deben obtener las demandas de cortante y flexión para proceder con el diseño del acero de refuerzo. Se obtendrán las demandas máximas en el extremo donde se concentran los esfuerzos de compresión, se considerará al extremo de la zapata como si fuera un pequeño volado como se muestra en la Ilustración 81 y la Ilustración 82.

**Ilustración 81.**

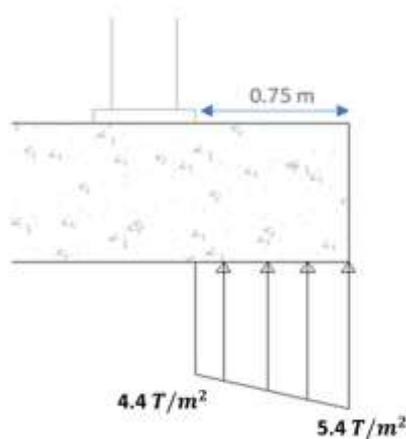
*Esquema de cimentación con punto marcado donde se dan las mayores demandas a flexión*



*Fuente: Autor*

**Ilustración 82**

*Esfuerzos en el tramo de zapata considerado para el análisis como un pequeño volado*



*Fuente: Autor*

Del análisis del volado se obtuvo que la demanda a flexión sería de 2.15 Ton.m por metro de ancho mientras que la demanda a cortante de la cimentación de 3.68 Ton por metro de ancho.

Para el acero de refuerzo de la zapata, tanto a flexión como para contracción por temperatura, se procederá a usar una cuantía mínima para un elemento de tipo losa igual a  $0.0018bh$ , propuesta en la sección 7.6.1.1 del código ACI 318 (2019) A continuación, mediante la ecuación (29) se obtiene la resistencia a flexión del elemento basada en dicha cuantía para así verificar que provea a la zapata de una resistencia suficiente.

$$\phi Mn = \phi bd^2 f'_c w (1 - 0.59w) \quad (29)$$

Donde:

$$\phi = 0.9$$

**b**= ancho de la sección del elemento (se consideran 100 cm)

**w**= factor que toma en consideración la cuantía de acero de refuerzo del elemento que estaría dado por la expresión:

$$w = \frac{fy}{f'_c} * \rho \quad (30)$$

Entonces:

$$w = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{280 \text{ kg/cm}^2} * 0.0018 = 0.027$$

$$\phi Mn = 0.9 * 100\text{cm} * 68\text{cm} * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.027 * (1 - (0.59 - 0.027))$$

$$\phi Mn = 3096051.12 \text{ kg.cm} \approx 30960.51 \text{ kg.m}$$

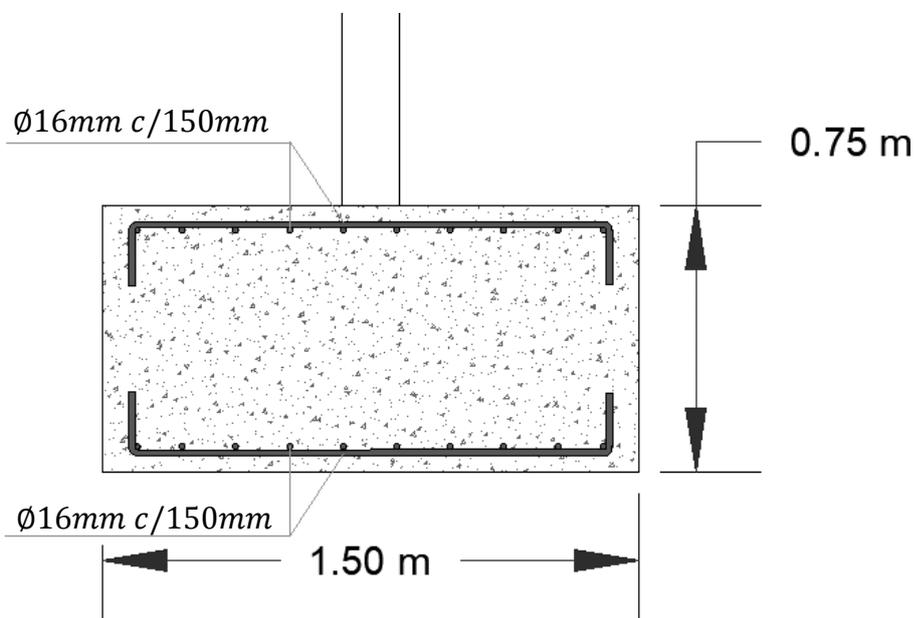
Como se puede apreciar del cálculo, la resistencia a flexión provista por la cuantía mínima de acero de refuerzo es muy superior a la demanda por lo que queda claro que, debido a sus dimensiones, la zapata no presentaría complicaciones para cumplir por resistencia. A continuación, se propone un diámetro de barras de refuerzo y distribución para la cuantía escogida tanto para acero a flexión como por contracción por temperatura.

$$A_s = 0.0018 * 100\text{cm} * 75\text{cm} = 13.5\text{ cm}^2 \approx \text{Ø}16\text{mm c}/15\text{cm}$$

En vista de que los efectos del sismo estarían provocando fuerzas de levantamiento en la zapata, la sección 18.13.2.5 del código ACI 318 (2019) establece que se debería colocar acero de refuerzo a flexión en la parte superior de la zapata, con una cuantía no menor a la mínima. El diseño final de la cimentación es mostrado a continuación (ver Ilustración 83).

### Ilustración 83

*Distribución de acero de refuerzo de cimentación*



*Fuente: Autor*

### 3.4. EVALUACIÓN CAPACIDAD VS DEMANDA CON REFUERZO ESTRUCTURAL INCORPORADO, SEGÚN ASCE 41 (2017)

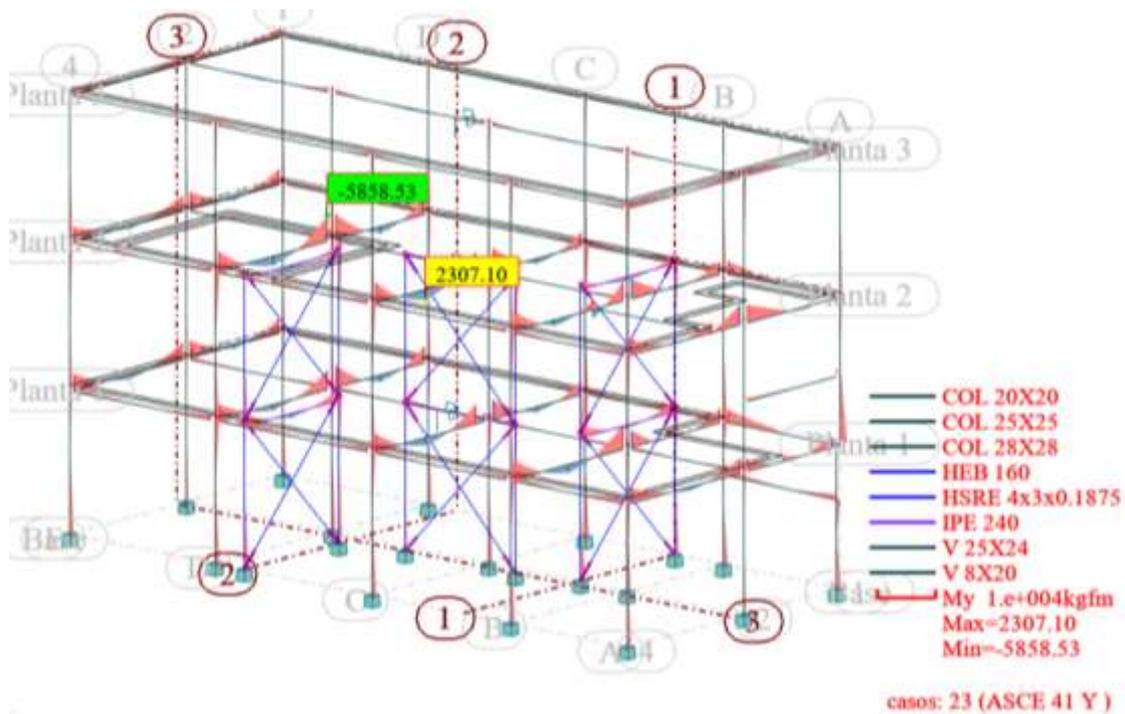
Una vez que los refuerzos están diseñados, se aplican los cambios al modelo estructural y se realiza una nueva evaluación conforme al código ASCE 41 (2017), para comprobar si el diseño de los refuerzos para la rehabilitación es funcional.

Del nuevo modelo que, incorpora los refuerzos, se obtuvieron las nuevas demandas máximas a flexión para las vigas (Ilustración 84) y para las columnas

(Ilustración 85), se puede apreciar que han disminuido mucho en cuanto a las demandas originales (Ilustración 47 y 48).

### Ilustración 84.

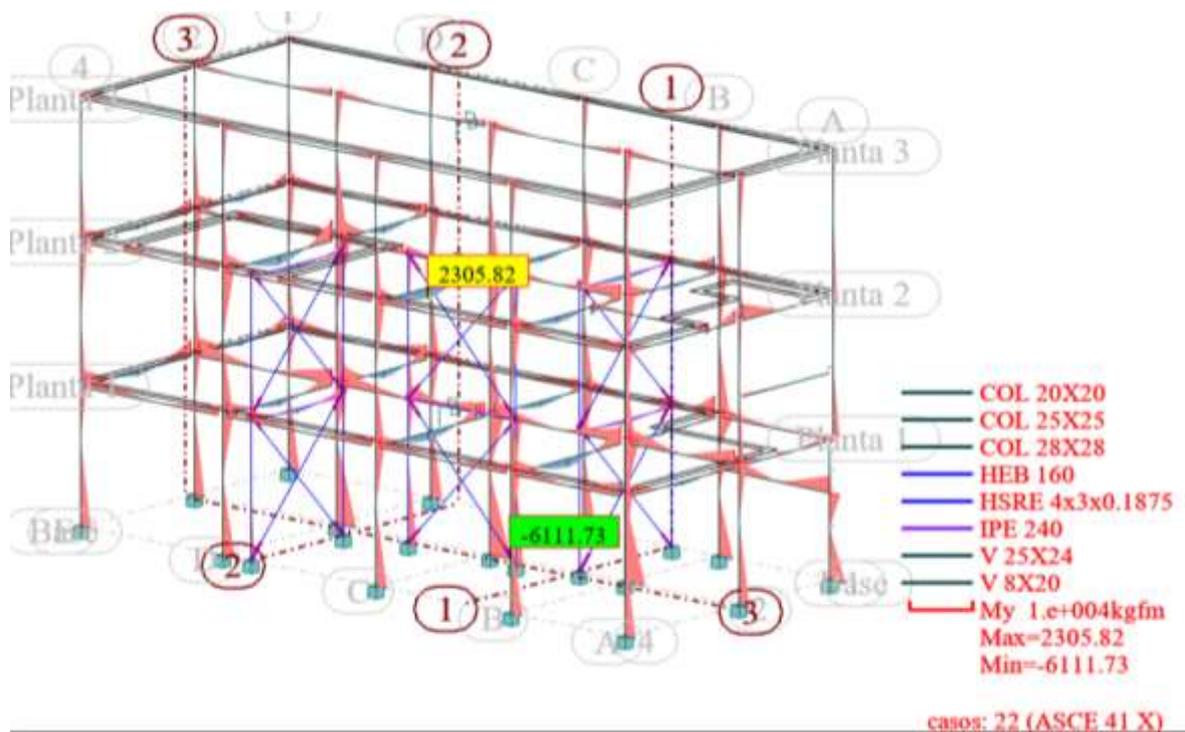
*Nuevo modelo con diagramas de momento flector de cada uno de sus elementos para la combinación en Y. Obtenido de Robot Structural Analysis Professional 2021.*



*Fuente: Autor*

### Ilustración 85

*Nuevo modelo con diagramas de momento flector de cada uno de sus elementos para la combinación en X. Obtenido de Robot Structural Analysis Professional 2021.*



Fuente: Autor

En las ilustraciones anteriores se pueden apreciar los montos últimos en los elementos de la estructura que se obtendrían al correr el análisis sísmico implementando la rehabilitación, en donde se tiene una demanda última de 5858.53 kg.m para las vigas (ver Ilustración 84) y de 6111.73 kg.m para las columnas (ver Ilustración 85).

En la siguiente tabla se hace una comparación entre la resistencia mayorada por los factores “m” y “k” obtenidas de la primera evaluación con la demanda a flexión de los elementos para la condición actual de la estructura y la demanda a flexión de los elementos para la estructura rehabilitada.

**Tabla 12**

*Resultados para evaluación según ASCE 41 (2017)*

	RESISTENCIA A FLEXIÓN $m * k * QE$ (ASCE 41)	DEMANDA A FLEXIÓN ESTRUCTURA ACTUAL	DEMANDA A FLEXIÓN ESTRUCTURA CON REFUERZOS
VIGA	8175.46 Kg.m	17764.95 kg.m	5858.53 kg.m
COLUMNA	7245.00 kg.m	22512.96 kg.m	6111.73 kg.m

*Fuente: Autor*

En la Tabla 12 se puede apreciar que la estructura cumple para la condición de refuerzo con arriostramientos de acero. Cabe recalcar que la resistencia que se está considerando para hacer la comparación pudiera ser mayor, ya que en la condición con refuerzos las vigas y columnas del conjunto ya no serían el sistema principal resistente a sismos, pasarían a ser elementos secundarios, lo que significa que deberían usarse ahora factores “m” mayores incluso, esto deja más en evidencia el hecho de que con la rehabilitación diseñada en este trabajo, la estructura cumple de manera más que satisfactoria los criterios de aceptación de la evaluación estructural.

## **CAPTULO IV**

### **4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **4.1. CONCLUSIONES**

Se ha realizado un diseño de rehabilitación estructural basado en pórticos de acero arriostrados concéntricamente para la edificación del caso de estudio, la cual presenta muchas deficiencias constructivas y no cumplió con los criterios de aceptación de una evaluación realizada bajo parámetros normativos. Se logró un diseño satisfactorio, cuya implementación implicaría una gran mejoría en el desempeño estructural de la edificación durante un próximo evento sísmico.

#### **4.2. RECOMENDACIONES**

Para implementar el presente diseño de rehabilitación estructural se recomienda lo siguiente:

- Realizar un estudio de suelos para asegurar la capacidad portante del suelo dadas las condiciones asumidas en este estudio.
- Realizar un chequeo de la resistencia del hormigón de las losas, sobre todo en las zonas destinadas a ser unión entre losa y sistema de arriostramientos, debido a que estas serían zonas críticas para el comportamiento del sistema de rehabilitación planteado.

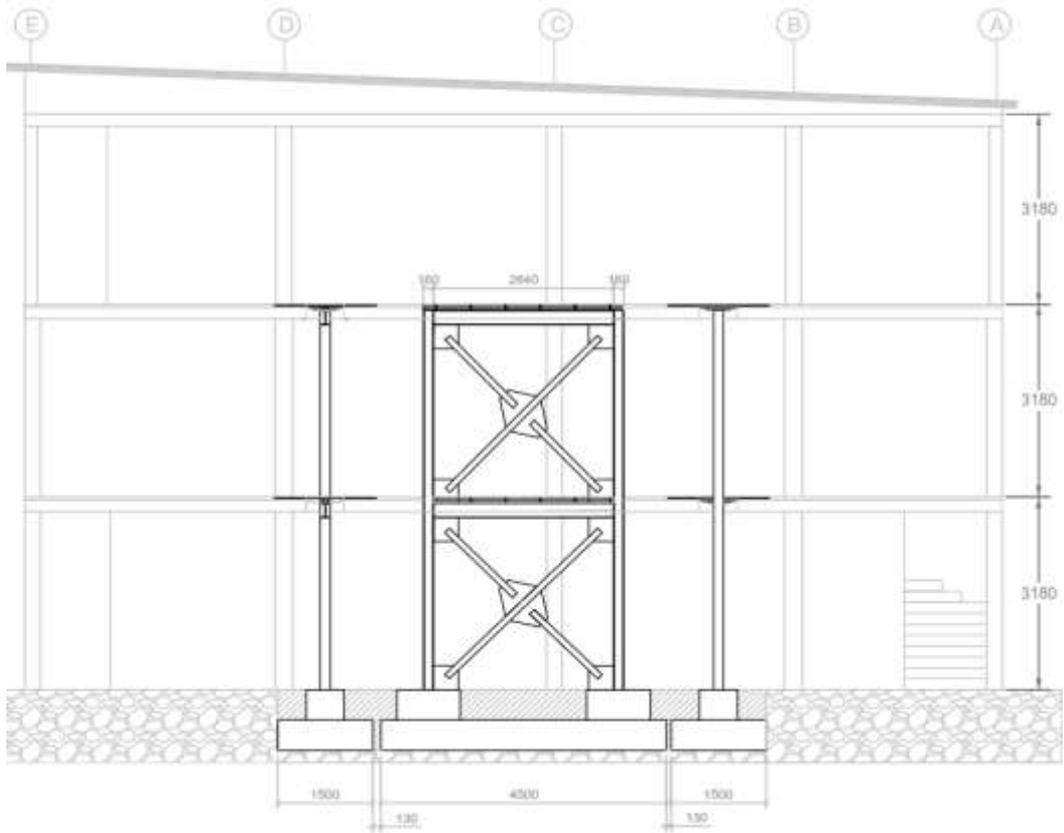
## 5. BIBLIOGRAFÍA

- ACI. (2019). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19). (A. E. Chapter, Trad.) Recuperado el 2022
- AISC. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. EEUU. Recuperado el 2022
- AISC. (2016). Specification for Structural Steel Building. EEUU . Recuperado el 2022
- ASCE. (2016). ASCE 7-16/ Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. EEUU . Recuperado el 2022
- ASCE. (2017). ASCE 41-17/ Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia, EEUU. Recuperado el 2021
- Braja M. Das. (2001). FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTÉCNICA. Recuperado el 2022
- Bruneau, M., Sabelli, R., & Chia-Ming, U. (2011). Ductile Design of STEEL STRUCTURES. Recuperado el 2022
- Google Maps. (s.f.). Recuperado el Noviembre 27, 2021, de <https://www.google.com/maps/place/2%C2%B007'09.0%22S+79%C2%B054'28.1%22W/@-2.119199,-79.9081449,18.71z/data=!4m5!3m4!1s0x0:0x7b8e43e989b57bef!8m2!3d-2.1191747!4d-79.9077911?hl=es>
- Holcim Ecuador (Dirección). (2019). Tutorial: Ensayo de número de rebote esclerométrico [Película]. Ecuador . Recuperado el 2021, de <https://www.youtube.com/watch?v=792yjFBO0IY>
- INESA TECH . (s.f.). ACCIONES SÍSMICAS CON ASCE 7 . Inesa Tech civil engineering school & cosulting. Recuperado el 2022
- INESA TECH. (s.f.). DESARROLLO DE PROYECTOS ESTRUCTURALES DE EDIFICIOS DE ACERO Presentación de casos reales. Inesa Tech civil engineering school & cosulting.

- NEC. (2015). CARGAS (NO SÍSMICAS). Ecuador. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-CG-Cargas-S%C3%ADsmicas.pdf>
- NEC. (2015). ESTRUCTURAS DE ACERO . Ecuador . Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf>
- NEC. (2015). GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES . Recuperado el 2022, de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-CM.pdf>
- NEC. (2015). PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE. Ecuador . Recuperado el 2021, de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Rojas, R. (2010). "Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros a edades tempranas mediante el empleo del esclerómetro". Tesis , Universidad Veracruzana , México. Obtenido de <https://pdfcookie.com/documents/tesis-esclerometro-7rv3pz9x8g2d>
- SGR. (2016). Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015. Quito, Ecuador. Recuperado el Noviembre 2021
- Vera Grunauer , X. (2016). Condiciones de sitio en daños del sismo 16A16 de M7.8. Guayaquil . Obtenido de [http://www.cconstruccion.net/eventos\\_files/doc/XavierVera.pdf](http://www.cconstruccion.net/eventos_files/doc/XavierVera.pdf)

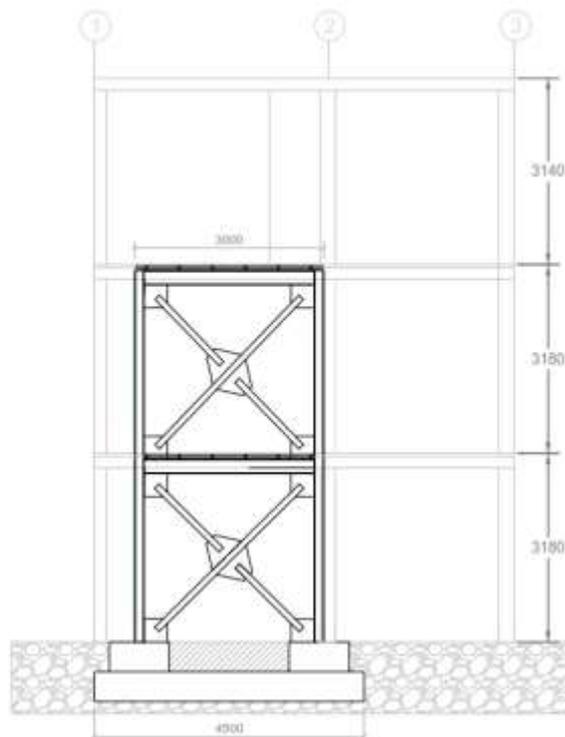


**CORTE A - A'**  
ESCALA 1:100



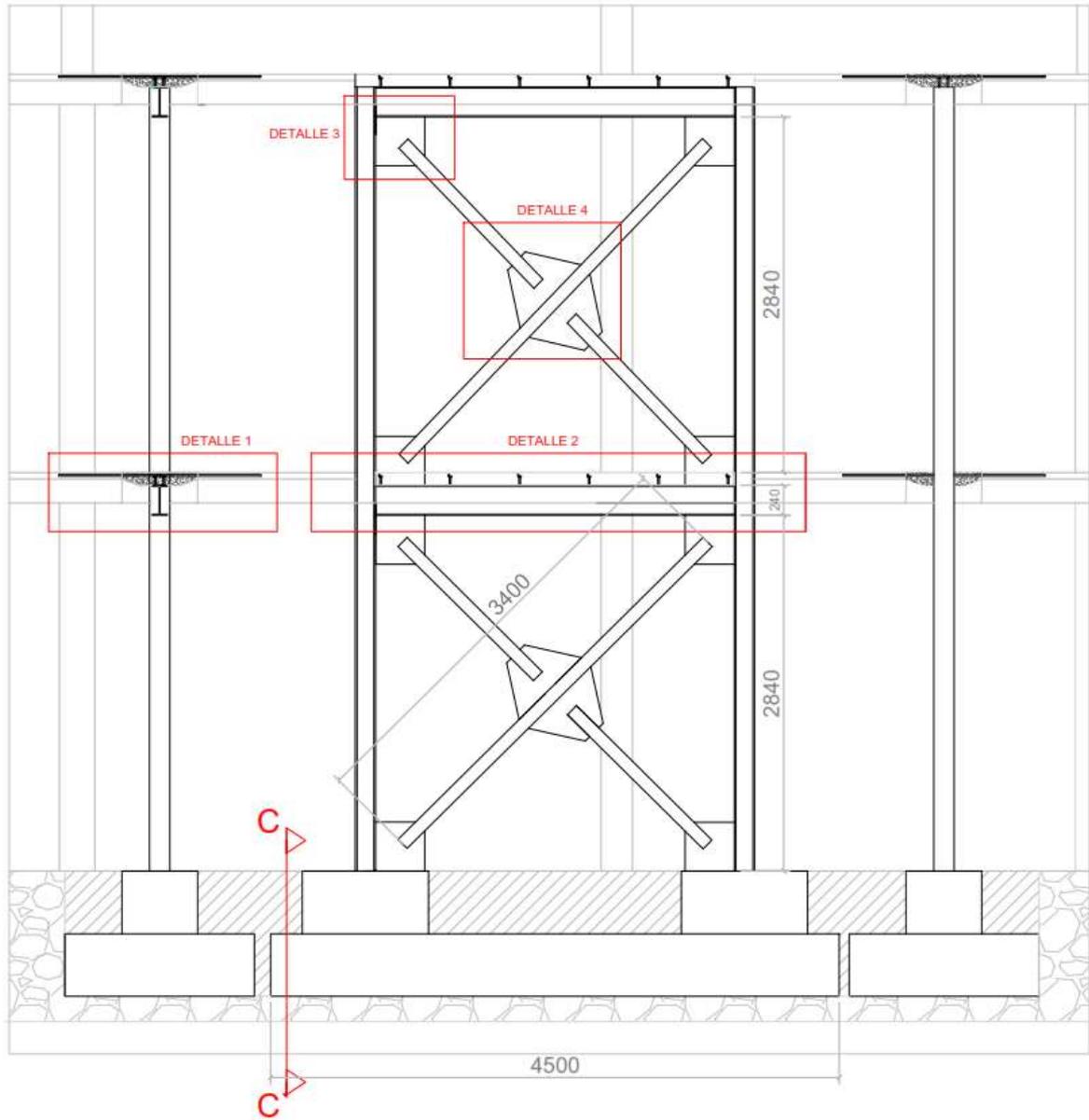
ANEXO 2: VISTA EN CORTE IMPLANTACIÓN DE REFUERZO

**CORTE B - B'**  
ESCALA 1:100



ANEXO 3: VISTA EN CORTE IMPLANTACIÓN DE REFUERZO

**CORTE A - A'**  
ESCALA 1:50



ANEXO 4: VISTA EN ELEVACIÓN DE SISTEMA DE PÓRTICOS ARRISTRADOS

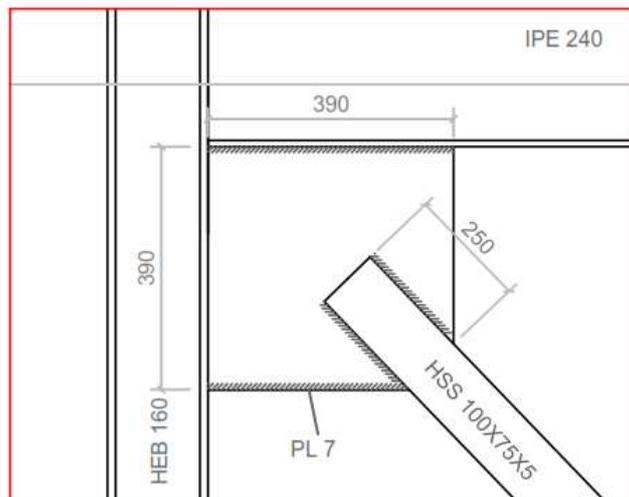
**DETALLE 1**  
**ESCALA 1:15**



**SECCIÓN DE CONEXIÓN DE LOSA EXISTENTE CON SISTEMA DE REFUERZO**

*ANEXO 5: VISTA EN SECCIÓN CONEXIÓN DE LOSA EXISTENTE CON SISTEMA DE REFUERZO*

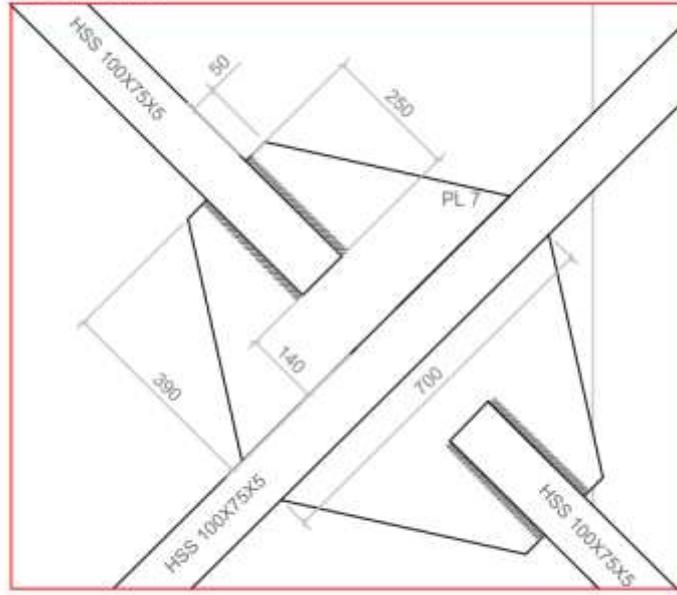
**DETALLE 3**  
**ESCALA 1:15**



**DIMENSIONES DE PLACA  
GUSSET ESQUINERA**

*ANEXO 6: GEOMETRÍA DE PLACA GUSSET*

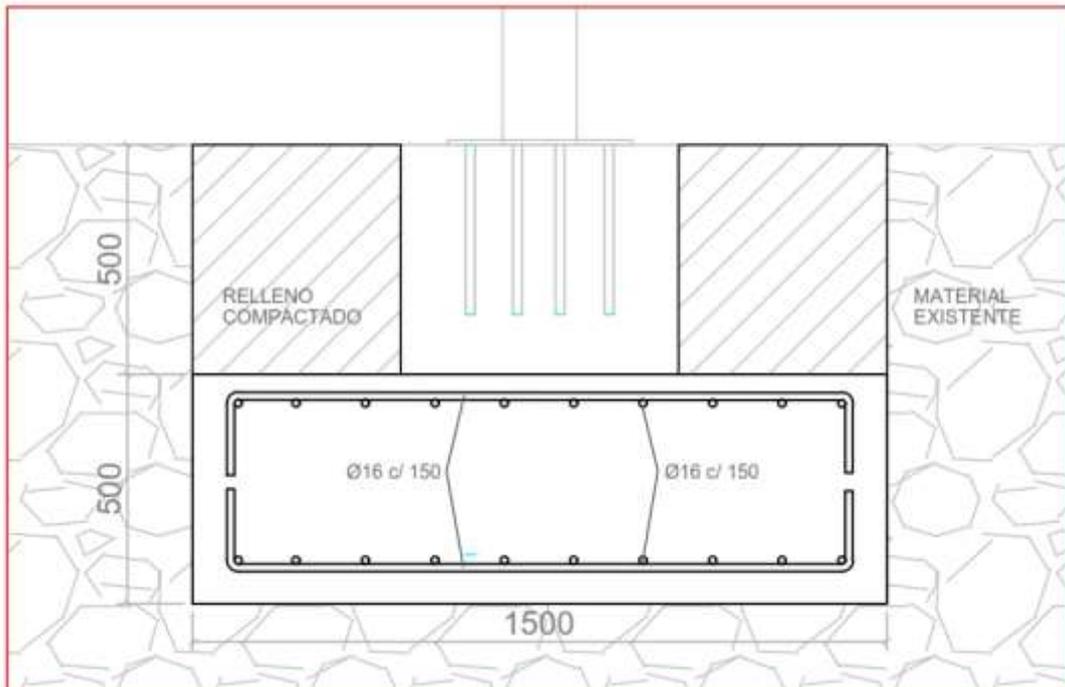
**DETALLE 4**  
ESCALA 1:15



**DIMENSIONES DE PLACA  
GUSSET CENTRAL**

*ANEXO 7. GEOMETRÍA DE PLACA GUSSET CENTRAL*

**CORTE C - C'**  
ESCALA 1:20



**SECCIÓN DE ZAPATA**

*ANEXO 8: VISTA EN SECCIÓN DE ZAPATA*



**Presidencia  
de la República  
del Ecuador**



**Plan Nacional  
de Ciencia, Tecnología,  
Innovación y Saberes**



**SENESCYT**

Secretaría Nacional de Educación Superior,  
Ciencia, Tecnología e Innovación

## **DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN**

Yo, **Bayas Moreira Guido Ricardo** con C.C: # **1206707596** autor/a del trabajo de titulación: **Evaluación estructural de un edificio de tres pisos y propuesta de rehabilitación con pórticos arriostrados de acero** previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, **11 de marzo de 2022**

f. \_\_\_\_\_

**Bayas Moreira Guido Ricardo**

**C.C: 1206707596**

***REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA***

**FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN**



Presidencia  
de la República  
del Ecuador



Plan Nacional  
de Ciencia, Tecnología,  
Innovación y Saberes



SENESCYT

Secretaría Nacional de Educación Superior,  
Ciencia, Tecnología e Innovación

<b>TEMA Y SUBTEMA:</b>	Evaluación estructural de un edificio de tres pisos y propuesta de rehabilitación con pórticos arriostrados de acero		
<b>AUTOR(ES)</b>	Guido Ricardo Bayas Moreira		
<b>REVISOR(ES)/TUTOR(ES)</b>	Jaime Francisco Hernández Barredo/ José Andrés Barros Cabezas		
<b>INSTITUCIÓN:</b>	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
<b>FACULTAD:</b>	Ingeniería		
<b>CARRERA:</b>	Ingeniería civil		
<b>TÍTULO OBTENIDO:</b>	Ingeniero civil		
<b>FECHA DE PUBLICACIÓN:</b>	11 de marzo de 2022	<b>No. DE PÁGINAS:</b>	<b>128</b>
<b>ÁREAS TEMÁTICAS:</b>	Ingeniería sísmica, Estructuras		
<b>PALABRAS CLAVES/ KEYWORDS:</b>	Estructura, Análisis, Evaluación, ASCE 41, Comportamiento Sísmico, Diseño, Refuerzo, Pórticos Arriostrados.		
<b>RESUMEN/ABSTRACT</b>	<p>En Ecuador existen muchas edificaciones cuyos procedimientos previos a su construcción, como diseños o estudios, se han dado de forma irregular. El objetivo de este trabajo fue diseñar una propuesta de rehabilitación a una edificación mediante un refuerzo estructural complementario al sistema existente, para así obtener un mejor desempeño sísmico a partir de la evaluación del comportamiento sísmico de un edificio con dicha característica en la ciudad de Guayaquil. El procedimiento consiste en realizar un análisis modal espectral de la estructura y realizar una evaluación “capacidad vs demanda” en los elementos pertenecientes al sistema principal resistente a sismos, conforme a La metodología del código ASCE 41 (2017). En sus condiciones actuales, la edificación no pudo cumplir con los parámetros de aceptación requeridos de la evaluación estructural, por lo que se diseñó un refuerzo con pórticos arriostrados de acero conforme al código AISC 341 (2016). Como resultado de un nuevo análisis, considerando la inclusión de los refuerzos, la estructura logró cumplir con los criterios de aceptación de la evaluación sísmica.</p>		
<b>ADJUNTO PDF:</b>	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO	
<b>CONTACTO AUTOR/ES:</b>	<b>CON</b>	<b>Teléfono:</b> +593 991287315	<b>E-mail:</b> guiric_97@hotmail.es
<b>CONTACTO INSTITUCIÓN (COORDINADOR DEL PROCESO UTE)::</b>	<b>CON LA DEL</b>	<b>Nombre:</b> Clara Glas Cevallos	
		<b>Teléfono:</b> +593-4 -2206956	
		<b>E-mail:</b> clara.glas@cu.ucsg.edu.ec	
<b>SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA</b>			
<b>Nº. DE REGISTRO (en base a datos):</b>			
<b>Nº. DE CLASIFICACIÓN:</b>			
<b>DIRECCIÓN URL (tesis en la web):</b>			