



UNIVERSIDAD  
PRIVADA  
DEL NORTE

# FACULTAD DE INGENIERÍA

---

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

“EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE DOS SISTEMAS DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS DE ACERO PARA DEFINIR LA FACTIBILIDAD TÉCNICO-ECONÓMICA DE RECONSTRUCCIÓN POST-DESASTRE DE LA I.E. 6081 MANUEL SCORZA TORRES, LIMA 2019”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autor:

Saldaña Palomino, Victor Artidoro

Asesor:

Dr. Omart Demetrio Tello Malpartida

Lima – Perú

2020

## DEDICATORIA

Con mucho amor, a mis queridos padres Victor y Daisi, a mi novia Aly y a todos mis familiares y amigos que celebran conmigo mis éxitos personales y profesionales.

Y con muchísimo orgullo a mi San Pablo, Cajamarca, tierra hermosa de los Cachablancas.

## AGRADECIMIENTO

A Dios por disponer para mí este camino encantador de la ingeniería y por fortalecerme en  
cada paso que conllevó llegar hasta aquí.

A mis padres por ser el pilar fundamental durante la construcción de mi vida personal y  
profesional, por siempre demostrarme que el amor de padres siempre va más allá de los  
límites, por su apoyo económico y moral.

A mi Alyta por ser la compañía perfecta en este trance de mucho empeño y dedicación, por  
su tiempo y su paciencia.

Y enormemente agradecido con mi asesor, el Ing. Tello por su apoyo en todo el proceso de  
este trabajo y sobre todo por su profesionalismo y preocupación por el futuro profesional de  
sus alumnos.

## Tabla de contenidos

<b>DEDICATORIA.....</b>	<b>2</b>
<b>AGRADECIMIENTO .....</b>	<b>3</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS.....</b>	<b>6</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS.....</b>	<b>8</b>
<b>ÍNDICE DE ECUACIONES .....</b>	<b>10</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>11</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>12</b>
<b>CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>13</b>
1.1. Realidad problemática.....	13
1.2. Antecedentes .....	16
1.3. Marco teórico .....	24
1.4. Formulación del problema .....	32
1.5. Importancia y Justificación del Estudio .....	33
1.6. Limitación del Estudio .....	36
1.7. Delimitación de la investigación .....	37
1.8. Objetivos .....	38
1.9. Hipótesis.....	39
1.9.1. Hipótesis general.....	39
1.9.2. Hipótesis específicas .....	39
<b>CAPÍTULO II. METODOLOGÍA.....</b>	<b>41</b>
2.1. Variables.....	41
2.2. Operacionalización de las variables .....	42

2.3.	Tipo de investigación .....	43
2.4.	Diseño.....	44
2.5.	Población.....	45
2.6.	Muestra.....	45
2.7.	Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos.....	45
2.8.	Procedimiento de análisis de datos.....	47
<b>CAPÍTULO III. DESARROLLO .....</b>		<b>64</b>
3.1.	Descripción del caso de estudio .....	64
3.2.	Sistema propuesto .....	67
<b>CAPÍTULO 4. RESULTADOS.....</b>		<b>118</b>
4.1.	Factibilidad técnica .....	118
4.2.	Factibilidad económica .....	125
4.3.	Resumen de resultados .....	126
<b>CAPÍTULO V. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES.....</b>		<b>128</b>
5.1.	Discusión.....	128
5.2.	Conclusiones .....	129
5.3.	Recomendaciones.....	130
<b>REFERENCIAS.....</b>		<b>131</b>
<b>ANEXOS.....</b>		<b>133</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Límites de distorsión del entrepiso .....	32
Tabla 2: Matriz de Operacionalización de Variables .....	42
Tabla 3: <i>Relación máxima L/h de losa</i> .....	48
Tabla 4: <i>Valores de peralte d mínimo recomendado para <math>F_y=2\ 530\ Kg/cm^2</math></i> .....	49
Tabla 5: <i>Relación de módulo plástico de columna y viga</i> .....	49
Tabla 6: <i>Valores de factor de Longitud Efectiva (K)</i> .....	52
Tabla 7: Valores para el Factor de Zona "Z" .....	56
Tabla 8: Valores para el Factor de Suelo "S" .....	56
Tabla 9: Periodos TP y TL en función del Perfil de Suelo .....	57
Tabla 10: Categoría de las Edificaciones y factor "U" .....	58
Tabla 11: Coeficiente de Reducción Sísmica $R_0$ .....	59
Tabla 12: Factores de Irregularidad en Altura .....	59
Tabla 13: Factores de Irregularidad en Planta .....	60
Tabla 14: Límites de Distorsión de entrepiso .....	63
Tabla 15: Resumen de predimensionamiento .....	72
Tabla 16: Peso por piso .....	76
Tabla 17: Estimación de la Cortante Estática para Pórticos Arriostrados en Cruz .....	77
Tabla 18: Distribución de Fuerza Sísmica en X .....	77
Tabla 19: Distribución de Fuerza Sísmica en Y .....	78
Tabla 20: Derivas Máximas en X .....	78
Tabla 21: Derivas Máximas en Y .....	79
Tabla 22: Parámetros para el cálculo de la Pseudo Aceleración .....	80
Tabla 23: Valores de $S_a$ .....	80
Tabla 24: Distribución de Cortante de Diseño en X .....	82
Tabla 25: Distribución de Cortante de Diseño en Y .....	82
Tabla 26: Secciones definitivas para Arriostramiento en Cruz .....	83
Tabla 27: Peso por piso de la estructura definitiva .....	85
Tabla 28: Cortante Estática para la estructura definitiva .....	85
Tabla 29: Distribución de la Fuerza Sísmica en X para la estructura definitiva .....	86
Tabla 30: Distribución de la Fuerza Sísmica en Y para la estructura definitiva .....	86
Tabla 31: Derivas Máximas en X para la estructura definitiva .....	86
Tabla 32: Derivas Máximas en Y para la estructura definitiva .....	87
Tabla 33: Parámetros para el cálculo de la Pseudo Aceleración de la estructura definitiva .....	89
Tabla 34: Valores de $S_a$ .....	89
Tabla 35: Distribución de Cortante Dinámico en X para la estructura definitiva .....	91
Tabla 36: Distribución de Cortante Dinámico en Y para la estructura definitiva .....	91
Tabla 37: Valores de Fuerzas Axiales eje 4-4 .....	92
Tabla 38: Valores de Fuerzas Cortantes eje 4-4 .....	92
Tabla 39. Valores de Momento Flector eje-4-4 .....	93
Tabla 40: Cuadro comparativo de precios según cotizaciones .....	94
Tabla 41: Presupuesto de la estructura definitiva con Arriostramiento en Cruz .....	95
Tabla 42: Peso por piso .....	97
Tabla 43: Estimación de la Cortante Estática para Pórticos Arriostrados en V invertida .....	98
Tabla 44: Distribución de Fuerza Sísmica en X .....	98

Tabla 45: Distribución de Fuerza Sísmica en Y .....	99
Tabla 46: Derivas Máximas en X .....	99
Tabla 47: Derivas Máximas en Y .....	100
Tabla 48: Parámetros para el cálculo de la Pseudo Aceleración.....	101
Tabla 49. Valores de Sa .....	101
Tabla 50: Distribución de Cortante Dinámico en X .....	103
Tabla 51: Distribución de Cortante Dinámico en Y .....	103
Tabla 52: Secciones definitivas para Arriostramiento en Cruz.....	104
Tabla 53: Peso por piso de la estructura definitiva .....	106
Tabla 54: Cortante Estática para la estructura definitiva .....	106
Tabla 55: Distribución de la Fuerza Sísmica en X para la estructura definitiva.....	107
Tabla 56: Distribución de la Fuerza Sísmica en Y para la estructura definitiva.....	107
Tabla 57: Derivas Máximas en X para la estructura definitiva.....	107
Tabla 58: Derivas Máximas en Y para la estructura definitiva.....	108
Tabla 59: Parámetros para el cálculo de la Pseudo Aceleración de la estructura definitiva .....	110
Tabla 60: Valores de Sa .....	110
Tabla 61: Distribución de Cortante Dinámico en X para la estructura definitiva.....	112
Tabla 62: Distribución de Cortante Dinámico en Y para la estructura definitiva.....	112
Tabla 63: Valores de Fuerzas Axiales eje 4-4.....	113
Tabla 64: Valores de Fuerzas Cortantes eje 4-4 .....	114
Tabla 65: Valores de Momento Flector eje-4-4 .....	115
Tabla 66: Cuadro comparativo de precios según cotizaciones .....	116
Tabla 67: Presupuesto de la estructura definitiva con Arriostramiento Chevron .....	117
Tabla 68: Variación de Cortante de diseño en X .....	118
Tabla 69: Variación de Cortante de diseño en Y .....	118
Tabla 70. Variación de Derivas en X.....	119
Tabla 71: Variación de Derivas en Y .....	121
Tabla 72: Variación de Fuerzas Axiales en las Riostras B1 .....	122
Tabla 73. Variación de Fuerzas Cortantes en la Columna B .....	123
Tabla 74: Variación de Momentos Flectores en la Columna B .....	124
Tabla 75: Variación de costo del componen acero .....	125
Tabla 76: Resumen de resultados para la Factibilidad Técnica .....	126
Tabla 77: Resumen de resultados para la Factibilidad Económica.....	127
Tabla 78: Metrado preliminar .....	135
Tabla 79: Verificación de sobrecarga admisible para t=12cm.....	135
Tabla 80: Cálculo de h para tramos intermedios de losa continua.....	136

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Pabellón A inhabilitado de la I.E. 6081 Manuel Scorza, Villa María del Triunfo, Lima.....	14
Figura 2. Diagrama P- $\delta$ de una riostra con carga axial cíclica.....	26
Figura 3. Rótula plástica en el centro del arriostramiento .....	26
Figura 4. Diagrama P- $\Delta$ de un arriostramiento con carga axial ciclica .....	27
Figura 5. Estructura con arriostramiento concéntrico .....	28
Figura 6. Arriostramiento en Cruz .....	29
Figura 7. Sistema de arriostramiento tipo Chevron .....	30
Figura 8. Sistema de arriostramiento excéntrico.....	31
Figura 9. Mapa de ubicación del proyecto de investigación.....	37
Figura 10. Procedimiento de análisis .....	46
Figura 11. <i>Colocación de arriostramientos en X</i> .....	51
Figura 12. Procedimiento de análisis estático .....	54
Figura 13. Mapa de zonificación sísmica.....	55
Figura 14. Mapa de Microzonificación CISMID .....	57
Figura 15. Ubicación del proyecto .....	64
Figura 16. Vista exterior del pabellón A de la I.E. 6081 Manuel Scorza Torres.....	65
Figura 17. Planta primer nivel MODULO 780-COSTA 3A 3A.....	66
Figura 18. Planta segundo nivel MODULO 780-COSTA 3A 3A .....	67
Figura 19. Estructuración — Planta: Distribución de vigas y columnas .....	68
Figura 20. Arriostramiento en Cruz - Elevación eje 2-2.....	69
Figura 21. Arriostramiento en Cruz - Elevación eje 3-3.....	69
Figura 22. Arriostramiento en Cruz - Elevación eje 4-4.....	69
Figura 23. Arriostramiento en Cruz - Elevación ejes A-A, C-C, E-E, G-G .....	70
Figura 24. Arriostramiento en Cruz - Elevación ejes B-B, D-D, F-F.....	70
Figura 25. Arriostramiento Chevron - Elevación eje 2-2.....	70
Figura 26. Arriostramiento Chevron - Elevación eje 3-3.....	71
Figura 27. Arriostramiento Chevron - Elevación eje 4-4.....	71
Figura 28. Arriostramiento Chevron - Elevación ejes A-A, C-C, E-E, G-G .....	71
Figura 29. Arriostramiento Chevron - Elevación ejes B-B, D-D, F-F.....	72
Figura 30. Mapa de parámetros de sitio CISMID .....	73
Figura 31. Vista 3D Modelamiento Etabs de Estructura con Arriostramiento en Cruz....	75
Figura 32. Combinación de carga para la estimación de P .....	76
Figura 33. Derivas en X .....	78
Figura 34. Derivas Y .....	79
Figura 35. Función de Pseudo Aceleración – Espectro de Diseño .....	81
Figura 36. Verificación del diseño según norma E-090.....	82
Figura 37. Verificación del diseño estructural con Arriostramiento en Cruz .....	84
Figura 38. Derivas en dirección X para la estructura definitiva .....	87
Figura 39. Derivas en dirección Y para la estructura definitiva .....	88
Figura 40. Función de Pseudo Aceleración - Espectro de Diseño .....	90
Figura 41. Elementos estructurales eje 4-4 .....	91
Figura 42. Fuerza Axial en los elementos eje 4-4 .....	91
Figura 43. Fuerzas Cortantes en los elementos eje 4-4.....	92



Figura 44. Momentos Flectores en los elementos eje 4-4.....	93
Figura 45. Vista 3D Modelamiento Etabs de Estructura con Arriostramiento en V invertida .....	96
Figura 46. Combinación de carga para la estimación de P .....	97
Figura 47. Derivas en dirección X .....	99
Figura 48. Derivas en dirección Y .....	100
Figura 49. Función de Pseudo Aceleración - Espectro de Diseño .....	102
Figura 50. Verificación del diseño estructura con Arriostramiento en V invertida .....	105
Figura 51. Derivas en dirección X para la estructura definitiva .....	108
Figura 52. Derivas en dirección Y para la estructura definitiva .....	109
Figura 53. Función de Pseudo Aceleración - Espectro de Diseño .....	111
Figura 54. Elementos estructurales eje 4-4 .....	112
Figura 55. Fuerza Axial en los elementos eje 4-4.....	113
Figura 56. Fuerzas Cortantes en los elementos eje 4-4.....	114
Figura 57. Momentos Flectores en los elementos eje 4-4.....	114

## ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Relación máxima l/h en losas.....	48
Ecuación 2. Relación máxima l/h en losas.....	48
Ecuación 3. Relación máxima l/h en losas.....	48
Ecuación 4. Relación máxima l/h en viguetas .....	48
Ecuación 5. Relación máxima l/h en viguetas .....	49
Ecuación 6. Peralte d mínimo recomendado para $F_y=2\ 530\ \text{Kg/cm}^2$ en vigas .....	49
Ecuación 7. Peralte d mínimo recomendado para $F_y=2\ 530\ \text{Kg/cm}^2$ en vigas .....	49
Ecuación 8. Peralte d mínimo recomendado para $F_y=2\ 530\ \text{Kg/cm}^2$ en vigas .....	49
Ecuación 9. Peralte d mínimo recomendado para $F_y=2\ 530\ \text{Kg/cm}^2$ en vigas .....	49
Ecuación 10. Peralte d mínimo recomendado para $F_y=2\ 530\ \text{Kg/cm}^2$ en vigas .....	49
Ecuación 11. Radio de giro mínimo en arriostramientos.....	50
Ecuación 12. Factor de amplificación sísmica (C) .....	57
Ecuación 13. Factor de amplificación sísmica (C) .....	57
Ecuación 14. Factor de amplificación sísmica (C) .....	57
Ecuación 15. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R).....	59
Ecuación 16. Fuerza cortante estática .....	60
Ecuación 17. Fuerza sísmica horizontal .....	61
Ecuación 18. Fuerza sísmica horizontal .....	61
Ecuación 19. Periodo fundamental de vibración T .....	61
Ecuación 20. Periodo fundamental de vibración T .....	61
Ecuación 21. Periodo fundamental de vibración T .....	62
Ecuación 22. Periodo fundamental de vibración T .....	62
Ecuación 23. Espectro de Pseudoaceleración .....	62

## RESUMEN

El trabajo de investigación tuvo como objetivo realizar la evaluación estructural de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero para definir la factibilidad técnico-económica de reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres. El diseño de la investigación es no experimental, de corte transversal, correlacional. Se trata de una investigación cuantitativa según su enfoque y aplicada según su propósito. Se evaluaron un sistema de arriostramiento en Cruz de San Andrés y un sistema de arriostramiento tipo Chevron siguiendo un procedimiento de análisis estructural estático y dinámico a través del software Etabs 2016 v2.0 para definir la factibilidad técnica, y la estimación de costos a través de cotizaciones de empresas del rubro acero y concreto en Lima para definir la factibilidad económica. Se obtuvo como resultado que técnicamente el Arriostramiento Chevron excede en 1.79% de cortante basal de diseño, hasta el 58.33% de las derivas de entrepiso, 41% de fuerzas axiales, 85% de fuerzas cortantes y 123% de momentos flectores respecto del arriostramiento Chevron; no obstante, ambos sistemas cumplen con las normas E-030 y E-090, y económicamente el Arriostamiento en Cruz es 3% más costoso, optándose finalmente por este último manteniendo un criterio conservador ya que el costo no tiene un porcentaje superior significativo.

**Palabras clave:** Factibilidad técnica y económica, sistemas de arriostramiento Cruz de San Andres y Chevron, derivas de entrepiso, cortante dinámica, fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores.

## ABSTRACT

The objective of this research was do an structural evaluation about two Steel braced frame systems to define the technical and economic feasibility for the post disaster rebuild of 6081 Manuel Scorza Torres School. The research design is non-experimental, cross-sectional,, correlational. It is a quantitative study according the focus and applied according the purpose. It was to evaluate a cross braced frame and a chevron braced frame system following an static and Dynamic structural análisis process in Etabs 2016 v2.0 software to define the technical feasibility, and it was to calculate the cost by means of quotations in Steel and concrete compánies in Lima to define the economic feasibility. The result was that technically the Chevron Braced Frame exceed at 1.79% of design basal shear, until 58.33% of drifts, 41% of axial forces, 85% of shear forces and 123% of vending moments compared to Chevron Braced Frame; however, both systems comply with the E-030 and E-090 codes, and economically the Cross Braced Frame System is 3% more expensive. Finally it opted for the last system maintaining a conservative judgment because the cost had not a significant upper percentage.

**Keywords:** Technical and economic feasibility, Cross and Chevron Braced Systems, drifts, dynamic shear, axial forces, shear forces and bending moments.

## CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Realidad problemática

El Perú está ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, zona sísmicamente muy vulnerable donde se libera gran parte de energía de la tierra produciendo terremotos y erupciones volcánicas, lo que ha convertido en un país propenso a los desastres sísmicos afectando la infraestructura y por consiguiente pérdida de vidas humanas. Mediante el fenómeno de subducción las placas tectónicas se encuentran en movimiento y producto del roce entre éstas, se generan grandes eventos telúricos, estimándose que el 90% de terremotos y erupciones volcánicas del mundo ocurren en esta zona. (Limaco, 2019). En una publicación del diario El Correo se mostró el estado actual de la IE 6081 Manuel Scorza Torres en Villa María del Triunfo donde se encuentra inhabilitado el pabellón A desde el año 2007 producto del terremoto con epicentro en Pisco que también dejó secuelas en Lima. Por otro lado (Madrid, 2017) también dio a conocer que el desastre ocasionado producto de este terremoto en Pisco ha dejado 319 colegios destruidos de los cuales hasta el año 2017 quedan 109 sin reconstruir por lo que el 7% de alumnos reciben clases en módulos prefabricados.



Figura 1. Pabellón A inhabilitado de la I.E. 6081 Manuel Scorza, Villa  
María del Triunfo, Lima  
Fuente: Elaboración propia

El proceso de reconstrucción de instituciones educativas, categorizadas como estructuras importantes en el RNE ya que sirven como refugio ante estos desastres, es muy lento puesto que después de más de una década de ocurrido el terremoto en Ica recién se habilitó el 50% de la infraestructura educativa destruida, lo que refleja la falta de implementación de nuevos proyectos con factibilidad técnica y económica que lleven a la viabilidad de ejecución de obras en instituciones afectadas en esta región y a nivel nacional. Esto implica que de ocurrir otro desastre con igual o mayor magnitud en cualquier región del país paralizaría la educación de calidad, obligando a los estudiantes a recibir clases en soluciones prefabricadas por largos periodos de tiempo mientras se gestiona la reconstrucción de las nuevas instituciones.

El Programa Nacional de Infraestructura Educativa (PRONIED) promueve concursos para implementar nuevos sistemas estructurales sismo resistentes para la infraestructura educativa, que sean adaptables a la diversidad climática, de suelo, de costumbres y realidad en general de todas las regiones del Perú, cuyo resultado hasta ahora han sido sistemas de concreto armado y a lo mucho sistemas mixtos de concreto armado y acero estructural que

resultan proyectos económicamente caros y lentos referente al plazo de ejecución del mismo.

Se ha generalizado la implementación del sistema estructural de concreto armado en edificaciones en nuestro país, demostrando la falta de investigación y aplicación de sistemas existentes en el mercado de la ingeniería como el sistema estructural de acero que está siendo utilizado generalmente en la ejecución de naves industriales. Esto significa que no existen proyectos de infraestructura educativa pública cuyo material de construcción sea el acero estructural como lo hay implementados en el sector privado como los colegios Innova School y universidades como la Universidad Ricardo Palma, la Universidad Continental cuya infraestructura educativa cumple los requerimientos técnicos de funcionalidad estructural.

El RNE es el instrumento que permite establecer proyectos con factibilidad técnica, garantizando a los proyectistas el éxito del funcionamiento estructural que estos deseen planificar. Así establece parámetros de control de desplazamientos y derivas por medio del análisis estático y dinámico de las estructuras además permite diseñar y dimensionar las estructuras según los esfuerzos internos a los que se someten. Lo que significa que se cuenta con un instrumento de control para establecer la factibilidad técnica de proyectos de reconstrucción y se cuenta también con los sistemas estructurales que han sido analizados en otros tipos de edificaciones de diferente uso como viviendas multifamiliares y han demostrado una factibilidad económica aceptable.

De esta manera es necesario evaluar un nuevo sistema sismo resistente para la infraestructura educativa cuyo material de sus elementos estructurales sea el acero estructural, para lo cual se debe determinar una configuración adecuada de arriostramiento

que le dé al modelo de proyecto la factibilidad técnica, de manera tal que se pueda controlar los desplazamientos y derivas de entre piso que le brinden seguridad a las estructuras ante eventualidades sísmicas, y factibilidad económica, que garantice la disminución del costo del material principal y a su vez la reducción del tiempo de ejecución de las obras de reconstrucción.

## 1.2. Antecedentes

**Ttito (2019)**, en su tesis plantea como objetivo comparar el arriostamiento de pórticos resistentes a momentos OMF y el sistema Knee Braced Moment Frame KBMF, basándose en aspectos técnicos y económicos analizó la rigidez lateral de las edificaciones y su costo de implementación. En el análisis técnicos utilizó el programa Sap 2000 determinando que el sistema KBMF es el 12% más rígido que le sistema OMF; sin embargo es 42% más costoso por lo que recomienda que debe utilizarse el sistema OMF como sistema de arriostamiento en estructuras tipo galpón. Por medio de esta investigación se definen las dimensiones técnica y económica que permiten comparar dos sistemas de arriostamiento para recomendar su uso en determinado tipo de estructura.

**Cabanillas (2018)** en su tesis plantea como objetivo principal comparar el comportamiento estructural del sistema aporticado de la edificación de Industrias alimentarias de la Universidad Nacional de Cajamarca con un sistema en el que se le agregan arriostres tipo Cruz, V, V invertida y K. Para ello analiza el porcentaje de participación de masas modales, los periodos de vibración, la distorsion de entrepiso, cortante basal estático y dinámico y las fallas en los elementos estructurales, el proceso de análisis se realizó por medio de la caracterización de la estructura existente en el software Etabs concluyendo que el sistema aporticado sin arriostamiento presenta excesivas cargas



de flexo-compresión y las distorsiones de entrepiso no cumple con los límites de distorsión establecidos en la norma E-030 2016. Además, concluye que el sistema con arriostramiento en V tiene un mejor comportamiento estructural en comparación a los arriostramientos en cruz y K. A partir de esta investigación podemos plantear que la implementación de sistemas de arriostramiento en cruz y V puede contribuir a reducir las distorsiones de entrepiso de edificaciones de mediana altura, con estos aspectos técnicos analizados se pueden definir los indicadores para la factibilidad técnica de una estructura.

**Ortiz y Valenzuela (2018)** en su investigación plantean como objetivo principal analizar el desempeño de un sistema de arriostramiento concéntrico y otro excéntrico en una estructura metálica existente de cuatro pisos y mediante el uso del software ETABS 2016 definir características específicas y resultantes del análisis con este mismo para realizar una comparación de ambos sistemas de arriostramiento teniendo en cuenta parámetros establecidos para pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada (DMO) y especial (DES) de disipación de energía. Realizaron el modelado del edificio metálico existente de cuatro pisos con evaluando su condición estructural previa tratándose de una estructura abandonada por la Dirección de Impuestos y Aduanas Nacionales (DIAN) en Bogotá, Colombia. Así, se caracterizó la edificación en su condición no intervenida, se analizaron los datos y se procedió a implementar ambos sistemas de arriostramiento, el desarrollo se realizó mediante el programa de análisis estático y dinámico ETABS 2016. Obteniendo como resultados las distorsiones de entrepiso de la estructura producidas por las combinaciones de carga especificadas en el reglamento colombiano de construcción sismoresistente. Los resultados provienen del análisis realizado en ETABS 2016 considerando el desplazamiento de las cuatro esquinas en planta de la estructura, resultando

que el modelo tridimensional con arriostramientos excéntricos tiene mejor comportamiento puesto a que los momentos que afectan el sistema son menores; sin embargo en cuanto a derivas, resulta que el modelo de arriostramiento concéntrico tiene un mejor control de desplazamientos. Concluyen que el sistema de arriostramiento concéntrico tiene un mejor control de derivas de entrepiso lo que significa la posibilidad de una reducción significativa de los daños que pueda ocasionar un evento sísmico. Además, hacen notar que es muy importante tener un buen criterio para la adecuada estructuración de un proyecto ante el análisis sísmico. Este trabajo contribuye en cómo realizar el modelo de análisis según los tipos de arriostramiento concéntrico y excéntrico para una estructura metálica, además de hacer notar que existe la posibilidad de ejecutar estos proyectos teniendo un control adecuado de las distorsiones de entrepiso y de esta manera garantizar el menor daño posible de la edificación ante eventualidades sísmicas. Además, se observa el proceso de modelamiento en el programa ETABS 2016 permitiendo tener una visión de lo que se plantea analizar en nuestra investigación sobre el proceso de selección de perfiles y del sistema de arriostramiento en una estructura metálica.

**Corzo & Saldaña (2017)** en su tesis presenta como objetivo general realizar la comparación de los sistemas estructurales de acero y concreto armado para comprobar si edificar una vivienda multifamiliar con estructuras metálicas tiene factibilidad respecto a una construcción de la misma vivienda en concreto armado. Así, plantea dimensionar las estructuras en ambos sistemas para conocer los costos de realización de la vivienda multifamiliar. El análisis comparativo que realizan los autores toma como muestra a una edificación cuyo uso estructural es de viviendas multifamiliares de 8 pisos con altura de entrepiso de 3m. El análisis contempla la utilización de los mismos datos tales como, suelo,

uso, cantidad de pisos, altura de entrepiso y zonificación sísmica, estas características son utilizadas para la evaluación estructural y diseño de la edificación con ambos sistemas estructurales (concreto armado y acero estructural). De esta manera se realizó el análisis por gravedad con el que se garantiza la seguridad de los habitantes que dan uso a la edificación, con el dimensionamiento final se procedió a realizar el presupuesto y se estimó el tiempo de ejecución mediante la programación de obra en ambos sistemas. Inicialmente se determinó la ubicación de la edificación a analizar, esta debería tener la mayor accesibilidad posible a información, siendo Lurigancho — Chosica el lugar determinado. La segunda etapa establece el modelado para el análisis de la edificación, se siguió mediante el software ETABS 2016 el cual permitió conocer los desplazamientos laterales, las distorsiones de entrepiso, los esfuerzos en los elementos, su dimensionamiento y deflexiones. En la tercera etapa, recopilando los resultados obtenidos la etapa anterior, los investigadores proceden a diseñar los elementos estructurales en concreto armado y los perfiles para las estructuras metálicas, a partir de estos en la cuarta etapa mediante el uso del S10 y el Ms Project 2013 establecen el costo y el cronograma de obra. Los resultados en cuanto a costos de los sistemas empleados en el diseño son S/.2,285,723.13 para concreto armado y S/.1,694,644.56 para el sistema de acero, siendo el plazo estimado de ejecución 113 días para el sistema de concreto y 63 días para el sistema de acero. Estableciéndose que el 44.25% de ahorro en tiempo se presenta a favor de la construcción con estructuras metálicas. Finalmente, los autores concluyen que el acero estructural para la construcción de viviendas multifamiliares tiene factibilidad económica y en cuanto al análisis de desplazamientos y distorsiones, se demuestra que tiene un mejor comportamiento. Los resultados de la investigación de los autores han sido satisfactorio alcanzando a cubrir con sus objetivos

planteados, concluyendo que el sistema estructural de acero produce un ahorro del 25.86% del costo por metro cuadrado con respecto al sistema de concreto armado. Este antecedente aporta a la investigación desarrollando un proceso de análisis para las estructuras metálicas en cuanto al modelamiento de la edificación en el software ETABS 2016, además ayuda a afirmar que la implementación de elementos estructurales de acero en la construcción de edificaciones es factible sobre todo económicamente con respecto a las edificaciones de concreto armado.

**Carrillo (2016)** en su trabajo de tesis compara una estructura metálica teniendo en cuenta el arriostramiento de la misma además de estudiar el comportamiento de los sistemas metálicos para los que se obtienen sus ventajas y desventajas. siguiendo un proceso sistemático mediante el software ETABS 2015, evaluando la estructura metálica mediante un Análisis Estático Lineal (LSP) y considerando la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 referenciándose en el capítulo de peligro sísmico y en el de estructuras metálicas, se rescata también que se siguió los lineamientos establecidos por el American Institute of Steel Construction (AISC). El autor plantea el análisis estructural con tres tipos de sistemas de pórticos especiales que son uno resistente a momento, otro arriostrado concéntricamente y uno con pórticos de gravedad los cuales se encuentran unidos mediante diafragmas rígidos. Para el sistema con pórticos resistentes a momentos, el autor plantea la rigidización de la base y los nudos de los pórticos en ambos sentidos de la estructura (x e y) y considera la utilización de pórticos por gravedad (empotrados en su base y articulados en su unión viga-columna) para resistir las cargas verticales muertas y vivas en su núcleo Para el sistema con arriostramiento concéntrico, establece los pórticos arriostrados en las perimetrales de la edificación en ambos sentidos (x e y) los cuales plantea que resistirán la fuerza sísmica en

cualquier dirección, el sistema se plantea empotrado en su base y articulado en su unión viga-columna resistiendo únicamente a fuerzas cortantes y sus elementos diagonales (arriostres) se modelan como articulados en los extremos de los marcos capaces de resistir únicamente la carga axial. En conformidad con los resultados, las edificaciones analizadas cumplen con lo establecido en la Norma Ecuatoriana de Construcción, con lo que resulta que los arriostramientos son elementos rigidizadores que disminuyen las distorsiones de piso así como los periodos de vibración, y gracias a los arriostramientos se ha podido disminuir las secciones y por ende el peso de la edificación es menor. El aporte que le brinda los resultados de Carrillo a nuestra investigación es que la implementación de estructuras metálicas con arriostramiento es importante y beneficiosa en cuanto al control de desplazamientos de entrepiso de las estructuras por lo que reduce los daños estructurales ante la participación sísmica. Además nos demuestra que el arriostramiento concéntrico logra disminuir las secciones de los elementos de la edificación, lo que significa una disminución considerable del peso de la estructura y con este la disminución del costo de proyectos similares.

**Andrade y Jaramillo (2015)** en su investigación compara los sistemas de arriostramiento concéntrico, no arriostrado, Pórticos con Muros de Corte de hormigón Armado y con Muros de Corte con Placas de acero; dichos sistemas fueron implementados en estructuras tipo con uso en viviendas multifamiliares considerando en su metodología las variables comúnmente utilizadas como Altura, distancia entre columnas, analizados mediante el programa Etabs 2013 y económico mediante la realización del presupuesto, al determinar el peso de los sistemas sismoresistentes concluyen que los pórticos con muros de corte de hormigón son los más pesados respecto a los de acero, esto abre la posibilidad de

implementar estructuras de metálicas que son efectivamente menos pesadas por lo que el aporte a esta investigación es para describir la realidad problemática de las estructuras que actualmente utilizan concreto armado ya que al tener mayor masa, los esfuerzos en las edificaciones son sísmicamente desfavorables.

**Tong (2014)** en su tesis plantea como objetivo principal demostrar que el uso de estructuras de acero es factible al ser implementadas en edificios multifamiliares además pretende demostrar que el costo de una edificación multifamiliar de acero no difiere en gran escala a uno diseñado en concreto armado, buscando determinar también la eficiencia y rapidez en el proceso constructivo de un edificio diseñado en acero planteando disminuir los costos de construcción. Tong hace mención que las estructuras metálicas reducen los tiempos de ejecución y que mediante este sistema estructural puede trabajarse de mejor manera los acabados de construcción cubriendo grandes luces. Es así que desarrolló su investigación teniendo como muestra de análisis el diseño de una edificación multifamiliar con sistema de concreto armado y el mismo diseño con sistema estructural de acero, este edificio consta de 4 pisos típicos, con un área de 99.72m<sup>2</sup> por piso. El trabajo se divide en tres partes, la primera dedicada al diseño de la edificación multifamiliar con concreto armado donde se desarrolla el proceso de estructuración y diseño de elementos estructurales del mismo (aligerado, vigas, columnas, placas, cimentación). En la segunda parte la dedica al diseño del mismo edificio multifamiliar bajo es sistema estructural de acero estructurando con perfiles de acero disponibles en el mercado y el diseño de os mismos (vigas, columnas, arriostres, losa colaborante, placas, pedestales y zapatas). Finalmente en la tercera parte desarrolla la comparación y el análisis de costos entre ambos sistemas estructurales. El análisis estático y dinámico se realizó con el software ETABS. Posterior a verificar los

desplazamientos laterales se hizo el presupuesto del edificio multifamiliar resultando para el sistema de acero un costo total de S/147,305.02 lo que equivale en los 399m<sup>2</sup> de área techada total a S/369.19 por m<sup>2</sup> y en concreto armado un costo total de S/254,331.79 lo que equivale un costo de S/637.42 por m<sup>2</sup>. Por otro lado, en cuanto a la programación de ejecución del casco de la estructura, la ejecución de la edificación en acero es de 74 días y en concreto armado es de 135 días, esto significa que el tiempo para ejecutar una edificación de acero es aproximadamente el 50% reducido comparado a una de concreto armado. Finalmente concluye que en cuanto a los desplazamientos y distorsiones, el acero tiene un comportamiento mucho mejor que el concreto armado porque su distorsión máxima comparada con la límite es menor. Además, el tamaño de los elementos estructurales en las edificaciones de acero es menor comparado con las de concreto por lo que posterior al diseño, metrado, presupuesto y cronograma del edificio concluye que el acero en viviendas multifamiliares es factible. La investigación de Tong, aporta de manera tal que nos demuestra que la implementación de estructuras de acero en edificaciones tiene factibilidad tanto económica como técnica ya que ha logrado demostrar por medio del análisis de los dos sistemas que se puede tener un control de la parte más importante del diseño que son los desplazamientos, además nos demuestra que el tiempo de ejecución es mucho menor comparado al tiempo de ejecución de edificaciones de concreto armado. Es así que abre una línea de investigación en las estructuras metálicas para la inserción de éstas en otros usos estructurales como en nuestro caso, colegios.

**Molina (2009)** en su investigación busca implementar un manual de diseño en edificaciones metálicas bajo las especificaciones del AISC y la norma de Venezuela para diseño en estructuras de acero CONVENIN, además de establecer los pasos que contemple

el diseño plantea programas macros de diseño. Molina toma como muestra el diseño de un edificio para uso de colegio con lo que complementa a la presente investigación en cuanto al criterio del procedimiento a seguir para la evaluación estructural desde el predimensionamiento hasta el análisis de esfuerzos en las estructuras.

### 1.3. Marco teórico

#### 1.3.1. Sistemas de arriostramiento

Las estructuras articuladas totalmente isostáticas son incapaces de resistir esfuerzos horizontales. A pesar de que en la realidad estas uniones pudiesen soportar pequeños momentos, no son capaces de asegurar la estabilidad del edificio (Urbán, sf).

“Los pórticos arriostrados comenzaron a utilizarse en el siglo XIX para puentes y construcciones industriales y a comienzos del siglo XX su aplicación se extendió a edificios” (Crisafulli, 2018, p. 117).

(Vinnakota, 2006) establece que:

Un sistema cortante en un edificio de acero de varios pisos, por lo general, consiste de dos líneas adyacentes de columnas, las trabes horizontales que los conectan y cierto número de miembros inclinados que las conectan, llamados contravientos. Un sistema de cortante que consta de cualquier forma de arriostramiento se denomina marco contraventados.

Los sistemas estructurales de arriostramiento en estructuras de acero tienen la función de controlar los desplazamientos horizontales producidos por cargas laterales debidas a fuerzas externas como viento, sismo o temperatura (Instituto Técnico de la Estructura en Acero, sf).

Esto quiere decir que el arriostramiento es necesario para resistir efectos que desestabilicen la edificación debiendo ser lo suficientemente fuertes y rígidos para contrarrestar los



esfuerzos laterales equivalentes formando una carga autoequilibrante que es independiente de los esfuerzos propios de la edificación.

El arriostramiento de los pórticos se ha popularizado generalmente en zonas de alta sismicidad ya que este sistema permite reducir costes de materiales en comparación a los pórticos rígidos, controlando además las derivas de los pórticos ante las fuerzas inerciales sísmicas (Carrasco, 2011).

En un sistema estructural con arriostramiento las vigas son proyectadas como simplemente apoyadas en las columnas donde su unión es fijada por una articulación que la limita a absorber momentos, de no ser así la unión, entonces se estaría tratando de pórticos resistentes a momento o pórticos rígidos que como refiere su nominación, consiste en limitar las uniones de las estructuras del pórtico para absorber momentos generados por sollicitaciones.

Ejecutar proyectos sencillos implica la disminución de costos por lo que se pueden diseñar estructuras arriostradas con varias plantas de baja o mediana altura ya que una estructura con arriostramiento cuenta con los elementos estructurales necesarios capaces de transmitir las cargas laterales directamente a la cimentación dotando a la estructura de estabilidad (ArcelorMittal, 2008).

### **1.3.2. Comportamiento estructural**

Los elementos de arriostramiento son implementados en una estructura para disipar la energía proveniente de las cargas laterales en la edificación, este proceso se desarrolla mediante deformaciones inelásticas. (Crisafulli, 2018) establece que:

Las riostras tienen comportamiento lineal y elástico al aplicarse inicialmente una fuerza axial de compresión, cuyo acortamiento  $\delta$  se observa en Figura 2. La carga crece

hasta llegar a  $P_{cr}$ . originándose el pandeo global. La esbeltez del arriostramiento determina el rango en el que se origina el pandeo, al ser más esbelta este se origina en el rango elástico, así la descarga del arriostramiento se desarrollará sin deformaciones plásticas. La reducción del arriostramiento en el pandeo no solo es axial sino también hay deflexión lateral (la variación en función de  $P$  se ve en la Figura 4) surgiendo esfuerzos de flexión internos. El momento flector asciende al aumentar los desplazamientos axiales y laterales produciéndose en medio del arriostramiento una rótula plástica (ver Figura 3). Pudiendo establecerse rótulas plásticas en las esquinas del arriostramiento si estos no están articulados.

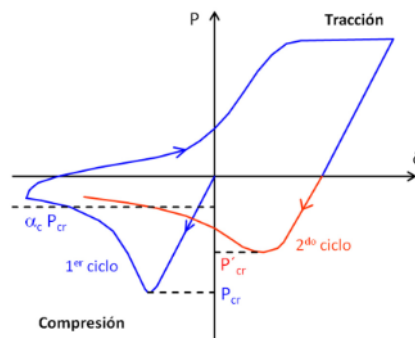


Figura 2. Diagrama  $P-\delta$  de una riostra con carga axial cíclica.  
Fuente: Adaptación de Crisafulli (2018) “*Diseño sismoresistente de construcciones de acero*” (p.118). Asociación Latinoamericana del Acero

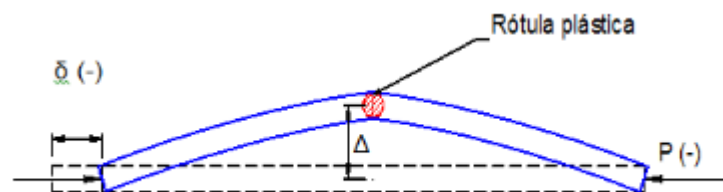


Figura 3. Rótula plástica en el centro del arriostramiento  
Fuente: Adaptación de Crisafulli (2018) “*Diseño sismoresistente de construcciones de acero*” (p.118). Asociación Latinoamericana del Acero

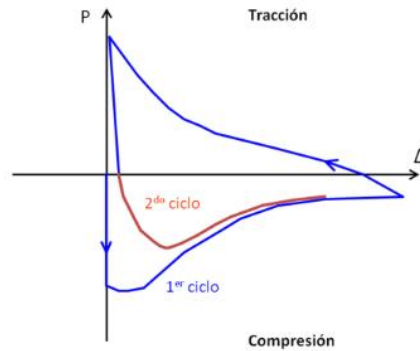


Figura 4. Diagrama P- $\Delta$  de un arriostramiento con carga axial cíclica  
Fuente: Adaptación de Crisafulli (2018) “*Diseño sísmoresistente de construcciones de acero*” (p.118). Asociación Latinoamericana del Acero

En resumen, las riostras solicitadas por acciones sísmicas enfrentan esfuerzos cíclicos de compresión y tracción, los cuales inducen deflexiones inelásticas en el acero. Adicionalmente, los esfuerzos de compresión inducen normalmente pandeo global y local, efecto este que sumado a las deformaciones axiales de tracción puede originar la fisura del elemento por la fatiga de bajo ciclaje.

### 1.3.3. Tipos de arriostramiento

#### 1.3.3.1. Sistema de arriostramiento concéntrico

Los sistemas con arriostramiento concéntrico CBF tienen elevada rigidez lateral por lo que son una solución estructural favorable en cuanto a resistencia y rigidez lateral en estructuras bajas y altas. La configuración de sus miembros de arriostramiento se caracteriza porque sus ejes centrales se cortan en un punto articulando sus nudos, induciéndose esfuerzos axiales en los elementos del pórtico arriostrado. (Crisafulli, 2018)

(Vinnakota, 2006) manifiesta que “Los marcos de cortante con contraventeo concéntrico (MCCC) son armaduras verticales en voladizo (ver Figura 5) con miembros cargados axialmente al someterse a cargas laterales; consisten de miembros verticales

(columnas), miembros horizontales (vigas) y miembros inclinados (diagonales)”(p.78). Esto quiere decir que un sistema pórticos arriostrados debe considerar a sus elementos horizontales como diafragmas rígidos en todos sus niveles y a las columnas y diagonales de arriostramiento como medios de transferencia de cargas axiales, producidas por solicitaciones laterales como viento o sismo, hacia los niveles subyacentes de la estructura hasta llegar a la cimentación.

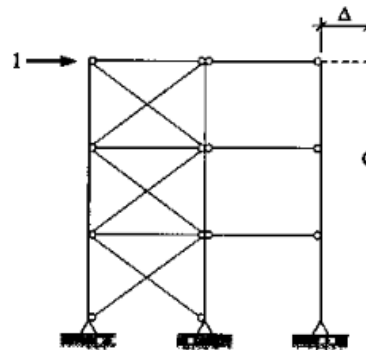


Figura 5. Estructura con arriostramiento concéntrico  
Fuente: Adaptación de (Vinnakota, 2006). Estructuras de acero:  
comportamiento y LRFD. (p.78).

Para alcanzar una respuesta dúctil y estable debe tenerse en cuenta una óptima y precisa configuración de las riostras, diseñando todos los elementos que conforman los pórticos como riostras, vigas y columnas además de sus detalles de conexión y empalme para evitar problemas de pandeo global. Tremblay (como se citó en Crisafulli, 2018) refiere que “la experiencia recogida en terremotos pasados indica que los pórticos arriostrados concéntricamente pueden presentar un desempeño insatisfactorio, si los componentes estructurales y sus conexiones no son diseñados adecuadamente”(p.117).

### **Cruz de San Andrés**

Este tipo de arriostramiento es el más utilizado ya que tienen una configuración sencilla y por lo tanto se facilita su ejecución, no obstante su uso se limita ante la necesidad

arquitectónica de implementar puertas o ventanas ya que los elementos de este sistema requieren de continuidad en su diagonal (Urbán, sf). Recomendándose su uso en los núcleos de las estructuras o alrededor de estos, espacios no visibles y no arquitectónicos (Vinnakota, 2006).

“En un sistema de arriostramiento en cruz de San Andrés, las barras del arriostramiento sólo han de resistir tracción. En consecuencia, pueden utilizarse barras macizas o flejes, muy ligeros” (Instituto Técnico de la Estructura en Acero).

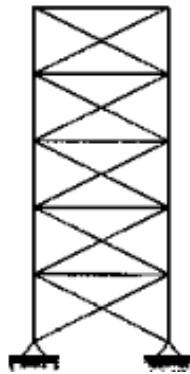


Figura 6. Arriostramiento en Cruz  
Fuente: Adaptación de (Vinnakota, 2006). Estructuras de acero:  
comportamiento y LRFD. (p.81).

### **Sistema de arriostramiento tipo Chevron**

El sistema de contraventeo Chevron de patrón V o en V invertida, en el cual el miembro horizontal (viga o trabe) se apoya, a la mitad del claro, sobre los miembros inclinados, es más eficaz. El sistema chevron permite más libertad sobre el uso de espacios de pasillo, ya que es posible adecuar puertas y ventanas por debajo de su ápice. El tipo de contraventeo en V o V invertida proporciona soporte vertical intermedio a los miembros horizontales, lo que da lugar a una reducción de sus momentos flexionantes, tanto para CM y CV (Vinnakota, 2006).

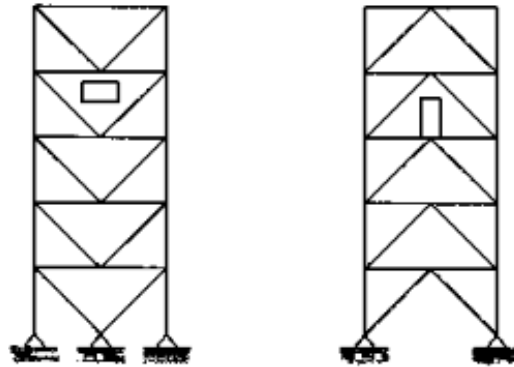


Figura 7. Sistema de arriostramiento tipo Chevron  
Fuente: Adaptación de (Vinnakota, 2006). Estructuras de acero:  
comportamiento y LRFD. (p.81).

No obstante, Remennikov y Walpole (citado en Crisafulli, 2018) hacen referencia que la respuesta de esta configuración en el rango inelástico no sólo depende del aguante a tracción y compresión del arriostramiento y de su resistencia post-pandeo cuando el sistema se comprime, también influye la resistencia a flexión de la viga o trabe.

### 2.2.3.2. Sistema de arriostramiento excéntrico

“En el caso del arriostramiento excéntrico, el sistema se basa, en parte, en la flexión de las vigas horizontales. Esta disposición particular proporciona una respuesta general más flexible, que es más eficaz en situaciones de cargas sísmicas” (Instituto Técnico de la Estructura en Acero).

(Vinnakota, 2006) establece que “Los marcos de cortante con contraventeo excéntrico (MCCE) tienen al menos un extremo de la diagonal conectado a una viga en un lugar diferente al de la intersección de viga y columna (ver Figura 8)”(p.78).

“En este sistema estructural, las fuerzas axiales son transferidas mediante esfuerzos de corte y flexión en segmentos de reducida longitud, llamados enlaces o *links*, donde se disipa energía por fluencia del acero” (Crisafulli, 2018)

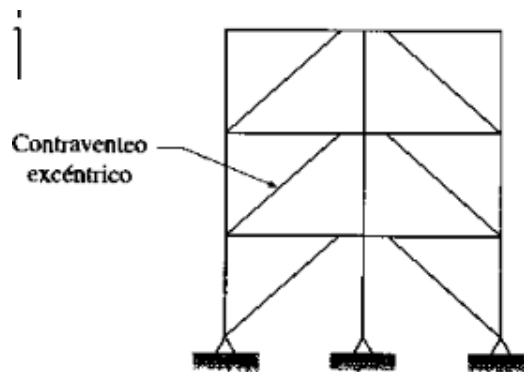


Figura 8. Sistema de arriostramiento excéntrico  
Fuente: Adaptación de (Vinnakota, 2006). Estructuras de acero:  
comportamiento y LRFD.

### 1.3.4. Factibilidad técnico-económica de los proyectos de construcción

#### 1.3.4.1. Desplazamientos y derivas de entrepisos

Existen tres aspectos que vinculan el desplazamiento lateral de las edificaciones producidas por cargas de viento o sismo y estos son: la estabilidad y el daño, el control del daño en los elementos no estructurales y la comodidad de quienes le dan uso a la edificación. Para la sollicitación sísmica el objetivo principal es asegurar el servicio estructural (Crisafulli, 2018).

Los movimientos laterales de entrepiso refieren a los desplazamientos horizontales de los entrepisos, techos u cualquier otro punto de la edificación. Los movimientos relativos de entrepiso corresponden a la diferencia de los desplazamientos horizontales de determinado nivel y el nivel inferior. Y por último las distorsiones de entrepiso son la relación de los desplazamientos relativos de piso entre la altura de entrepiso del nivel en análisis. (Crisafulli, 2018)

El Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2017) establece que “Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas

reducidas”(p.30). Estableciendo valores límites de acuerdo al sistema estructural de construcción indicados en la **Tabla 1**

**Tabla 1:**  
*Límites de distorsión del entrepiso*

<b>Material Predominante</b>	<b>(<math>\Delta_i/h_{ei}</math>)</b>
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Adaptación de MVCS (2017). RNE: Norma E.030 Diseño sismorresistente.

## 1.4. Formulación del problema

### 1.4.1. Problema general

¿Al evaluar dos sistemas estructurales de pórticos arriostrados de acero se define la factibilidad técnico-económica de reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres?

### 1.4.2. Problemas específicos

#### Problema específico 1

¿Al evaluar la Fuerza Cortante de diseño de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero se define cuál es factible técnicamente para la reconstrucción post desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres?



### **Problema específico 2**

¿Al evaluar las derivas de entrepiso de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero se define cuál es factible técnicamente para la reconstrucción post desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres?

### **Problema específico 3**

¿Al evaluarlos esfuerzos en los elementos estructurales de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero se define cuál es factible técnicamente para la reconstrucción post desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres?

### **Problema específico 4**

¿Al evaluar el Costo del componente acero de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero se define cuál es factible económicamente para la reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres?

## **1.5. Importancia y Justificación del Estudio**

La importancia de esta tesis radica en definir la factibilidad técnica y económica de reconstrucción post-desastre del proyecto, evaluando dos sistemas estructurales de pórticos arriostrados de acero.

Así, se busca que el diseño de los proyectos de infraestructura educativa pública y privada utilice un sistema estructural de acero que garantice su factibilidad técnica mediante un comportamiento sísmico eficaz que brinde seguridad a las estructuras y a los usuarios a través del control de desplazamientos y distorsiones de entrepiso de las estructuras. Así como la factibilidad económica en cuanto a los materiales de construcción.

Esto mejoraría el proceso de habilitación de colegios afectados en zonas post-desastre, ya que ante el retraso de ejecución de proyectos en zonas afectadas como Pisco en el 2007, que después de una década de ocurrido el terremoto no se ha cubierto la brecha de reconstrucción, se demuestra que deberían implementarse nuevas soluciones de sistemas estructurales. Los aspectos que justifican la investigación se establecen a continuación.

### **1.5.1. Justificación teórica**

Mediante esta tesis se busca complementar el conocimiento en diseño de estructuras metálicas aplicado al diseño de Instituciones Educativas cuya importancia es relevante según la categorización de uso que establece el RNE. Ya que se estaría demostrando que utilizar sistemas estructurales de acero con arriostramiento tiene un mejor comportamiento estructural y este modelo serviría como marco teórico y referencia para realizar proyectos similares o de mayor envergadura.

Es así que abre conocimiento a los profesionales dedicados al rubro de las edificaciones metálicas pudiendo tomarse como base de diseño de colegios para implementarse en los modelos a nivel nacional de proyectos promovidos por el PRONIED.

Además, promueve la implementación del curso de estructuras metálicas en las universidades ya que está demostrado que el acero estructural es un material eficiente como el concreto armado y que puede comenzar a utilizarse en Perú abriendo un nuevo mercado en la ingeniería estructural.

### **1.5.2. Justificación metodológica**

El análisis y diseño de estructuras metálicas se desarrolla mediante el software ETABS 2016 v.2.0, programa muy utilizado en la ingeniería estructural que permite analizar y dimensionar cualquier tipo de sistema, pudiéndose demostrar mediante este software que un

sistema estructural con arriostramiento de acero tiene un óptimo comportamiento bajo las especificaciones de la Norma de diseño sismo resistente E-030 del RNE.

### **1.5.3. Justificación práctica**

Esta investigación se realiza porque existe la necesidad de implementar un nuevo sistema estructural en la infraestructura educativa cuya factibilidad técnica se vea reflejada en el control de desplazamientos y distorsiones que brinden seguridad a las estructuras y por consiguiente a quienes le darán uso permitiendo reconstruir instituciones educativas destruidas por terremotos, de igual o mayor magnitud que el de Pisco en el 2007, con soluciones que también son económicamente factibles en cuanto al material principal de construcción.

### **1.5.4. Justificación técnica**

La justificación técnica se sustenta con la finalidad de contribuir a mejorar el estado de planificación y ejecución de proyectos de infraestructura pública mediante la implementación de un sistema estructural de acero que está demostrado que tiene un mejor comportamiento sísmico ya que su configuración y dimensionamiento de los elementos estructurales reducen el peso de su estructura global. Para (Javier, 2018) “Este material se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad, por lo cual su uso es muy recomendable para construcciones sismoresistentes” (p.17)

Por otro lado, el proceso constructivo de las edificaciones de acero tiene un plazo de ejecución menor en comparación al concreto armado ya que tiene un proceso de montaje más sencillo, por lo que se garantiza una rápida reconstrucción de edificaciones destruidas por terremotos dando solución a este tipo de emergencias.

### **1.5.5. Justificación económica**

La implementación de infraestructura educativa con sistema estructural de acero implica la reducción de costos del material predominante que son los perfiles de acero, ya que se ha demostrado que al ser implementados en viviendas multifamiliares se alcanza hasta un 28.5% de ahorro en material respecto al concreto armado.

Además el plazo de ejecución reducido implica también la disminución de recursos de mano de obra. Por lo tanto, puede afirmarse que se estaría planteando un proyecto factible económicamente que puede servir como base para la ejecución de otros proyectos de usos diferentes como el diseño de viviendas multifamiliares

### **1.5.6. Justificación social**

Se busca cerrar la brecha de infraestructura educativa afectada por terremotos como el de Ica que posterior a más de una década de ocurrido el desastre, el 7% de alumnos de la región reciben clases en módulos prefabricados limitando la calidad de educación. Es así que de definirse la factibilidad técnico-económica de la implementación de edificaciones metálicas en la ejecución de instituciones educativas, los beneficiarios directos serán los alumnos ya que tendrían un colegio en corto plazo. Además abriría la posibilidad de ejecutar proyectos similares en zonas del país donde aún no se cuenten con instituciones educativas.

## **1.6. Limitación del Estudio**

### **1.6.1. Limitación metodológica**

La limitación metodológica se ve reflejada en la escasa información acerca de diseño de estructuras metálicas en edificaciones de envergadura moderada en el Perú que puedan servir de guía para el diseño y estructuración de la infraestructura educativa que se plantea.

## 1.6.2. Limitación temporal

El análisis e interpretación de los resultados están basados estrictamente a la última actualización del RNE, norma E-030 de diseño sísmoresistente del año 2018 limitándose los resultados al periodo de vigencia de esta normativa.

## 1.7. Delimitación de la investigación

### 1.7.1. Delimitación espacial

La tesis se desarrolla en la IE 6081 Manuel Scorza Torres en el distrito de Villa María del Triunfo, provincia y departamento de Lima.

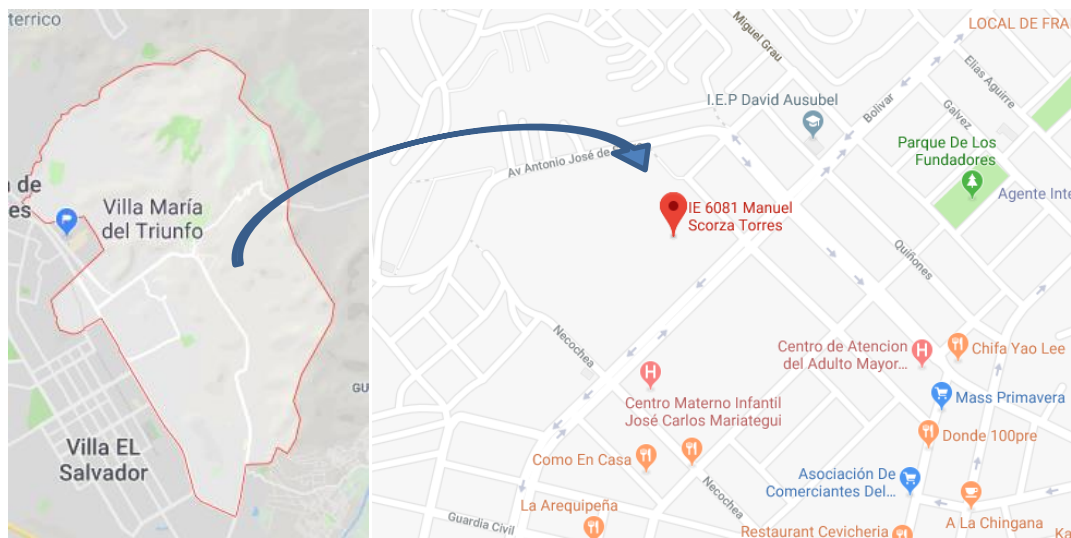


Figura 9. Mapa de ubicación del proyecto de investigación

Fuente: Adaptación de Google Maps

### 1.7.2. Delimitación temporal

La investigación se desarrolla en (07) meses de octubre del 2018 a abril del 2019. La primera etapa tuvo una duración de (01) mes donde se recolectó información acerca de los colegios afectados por terremotos en el Perú, se procedió a visitar la infraestructura de la IE 6081 Manuel Scorza Torres, siendo esta la más accesible en cuanto a información y cercanía

del proyecto. En la segunda etapa, con un lapso de (02) meses se buscó plantear una solución a la infraestructura inhabilitada por medio de consultas a especialistas y en los (04) meses posteriores correspondientes a la tercera etapa se desarrolló el procedimiento científico en la que se contempla el análisis de la edificación planteada con el acero como material predominante.

### **1.7.3. Delimitación conceptual**

Se considera los conceptos de Análisis estructural estático y dinámico de edificaciones evaluando los procedimientos bajo las especificaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) a la par con la especificación para edificaciones de acero ANSI/AISC 360-16 del American Institute of Steel Construction (AISC).

## **1.8. Objetivos**

### **1.8.1. Objetivo general**

Definir el sistema de pórticos arriostrados de acero que sea factible técnico y económicamente para la reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres.

### **1.8.2. Objetivos específicos**

#### **Objetivo específico 1**

Evaluar la Fuerza Cortante de diseño de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero para definir cuál es factible técnicamente para la reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres.

### **Objetivo específico 2**

Evaluar las derivas de entrepiso de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero para definir cuál es factible técnicamente para la reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres.

### **Objetivo específico 3**

Evaluar los esfuerzos en los elementos estructurales de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero para definir cuál es factible técnicamente para la reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres

### **Objetivo específico 4**

Evaluar el Costo del componente acero de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero para definir cuál es factible económicamente para la reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres

## **1.9. Hipótesis**

### **1.9.1. Hipótesis general**

La evaluación estructural de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero definirá la factibilidad técnico-económica para la reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres.

### **1.9.2. Hipótesis específicas**

#### **Hipótesis específica 1**

La evaluación de la Fuerza Cortante de Diseño de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero definirá cuál es factible técnicamente para la reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres.

### **Hipótesis específica 2**

La evaluación de las derivas de entrepiso de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero definirá cuál es factible técnicamente para la reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres.

### **Hipótesis específica 3**

La evaluación de los esfuerzos en los elementos estructurales de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero definirá cuál es factible técnicamente para la reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres.

### **Hipótesis específica 4**

La evaluación del costo del componente acero dos sistemas de pórticos arriostrados de acero definirá la factibilidad económica para la reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres.



## **CAPÍTULO II. METODOLOGÍA**

### **2.1. Variables**

#### **2.1.1. Variable independiente**

Sistema estructural de pórticos arriostrados de acero

#### **2.1.2. Variable dependiente**

Factibilidad técnico-económica de reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel  
Scorza Torres

## 2.2. Operacionalización de las variables

**Tabla 2:**

*Matriz de Operacionalización de Variables*

*Fuente: Elaboración propia*

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos
<b>Variable Independiente:</b> Sistema estructural de pórticos arriostrados	Se refiere a la configuración de elementos estructurales (vigas y columnas) a la que se le ha adicionado elementos de arriostamiento con la finalidad de brindar mayor estabilidad ante sollicitaciones de carga lateral tales como viento o sismo.	Su función principal es la de rigidizar las edificaciones mediante la determinación del adecuado tipo de arriostamiento acorde a las especificaciones de desplazamientos establecidos por el R.N.E.	Sistemas de arriostamiento Concéntrico	Arriostamiento Concéntrico tipo Cruz de San Andrés	Especificaciones AISC
	Se refiere a la condición óptima en cuanto al comportamiento estructural de una edificación que cumpla con las disposiciones del R.N.E. y que sea económicamente rentable para su ejecución y aplicación en proyectos de similar envergadura.	Los proyectos de construcción demandan de una evaluación previa a su ejecución que determina su viabilidad, esta evaluación contempla la Factibilidad técnica que garantiza la funcionalidad de la edificación acorde a las disposiciones del R.N.E. y la Factibilidad Económica que garantiza la rentabilidad económica respecto a otras propuestas de ejecución del mismo proyecto.		Arriostamiento Concéntrico tipo V invertida o Chevron	Especificaciones AISC
<b>Variable Dependiente:</b> Factibilidad técnico-económica de reconstrucción post-desastre			Factibilidad Técnica	Desplazamientos de distorsión y de entrepiso	Fichas técnicas de medición y observación
				Esfuerzos en los elementos estructurales	Fichas técnicas de medición y observación
			Factibilidad Económica	Costo del componente acero	Fichas de medición (metrados y presupuesto)
		Costo Global		Fichas de medición (metrados y presupuesto)	

### 2.3. Tipo de investigación

#### 2.3.1. Según propósito

La investigación de acuerdo a su propósito es **aplicada** puesto que se busca una solución práctica a un problema social. Ander (2016) en su libro “Aprender a investigar. Nociones básicas para la investigación social” indica que “la investigación aplicada busca el conocer para hacer, actuar (modificar, mantener, reformar o ccambiar radicalmente algún aspecto de la realidad social)” (p.91). En este caso se busca evaluar un sistema estructural de pórticos arriostrados de acero que permita definir la factibilidad técnico-económica de reconstrucción de la IE Julio C Tello y de cualquier otra institución educativa pública o privada.

#### 2.3.2. Según enfoque

Se tiene un enfoque **cuantitativo** ya que surge la necesidad de medir y estimar magnitudes durante la manipulación de las variables puesto que para definir la factibilidad técnica y económica se deben cuantificar valores medibles en unidades de longitud para controlar las distorsiones, masa en cuanto al peso de la estructura, fuerzas en los elementos, costo de los materiales y el tiempo que estimaría la ejecución del proyecto. (Hernández , Fernández, & Baptista, 2014) indican que “el enfoque cuantitativo es secuencial y probatorio. Cada etapa precede a la siguiente y no podemos brincar o eludir pasos. El orden es riguroso, aunque desde luego, podemos redefinir alguna fase” (p.4). Lo que justifica que durante el proceso metodológico se mantiene el orden de estructurar, modelar en el software, analizar los esfuerzos, dimensionar y diseñar los elementos estructurales.

### 2.3.3. Según alcance

En este contexto, se trata de una investigación **correlacional** ya que se analiza la influencia de la variable independiente en la variable dependiente con la finalidad de establecer un sistema de arriostramiento de acero que defina la factibilidad técnico económica de reconstrucción del proyecto estudiado, tal como lo especifica Arbaiza (2014) que la investigación correlacional permite establecer el grado de esta relación, para predecir un comportamiento y explicar parcialmente un fenómeno.

### 2.4. Diseño

Kothari (citado por Arbaiza, 2014) refiere que “el diseño es la estructura conceptual esencial para concluir la investigación, extraer la información necesaria y obtener evidencia; consiste en planificar una estrategia que permita conseguir los datos de estudio” (p.123).

La investigación tiene diseño **No experimental** ya que durante su proceso no se manipulan las variables, sino que por el contrario se mantienen tal cual se plantean para ser analizadas. “La relación entre variables se infiere desde su propio contexto; normalmente, se elige un estudio no experimental por la dificultad de manipular las variables independientes o porque éticamente no deberían manipularse” (Arbaiza, 2014, p.144).

Puesto que los sistemas estructurales de pórticos arriostrados se analizan en un único momento durante la etapa de diseño durante la recolección de datos obtenidos mediante el software, la investigación es **transversal** estableciendo la relación entre estos resultados y los indicadores de la variable dependiente, factibilidad técnico-

económica, tratándose también de una investigación **correlacional** puesto que según (Hernández, Fernández , & Baptista, 2014) estas investigaciones “pueden limitarse a establecer relaciones entre variables sin precisar sentido de causalidad o pretender analizar relaciones causales”.

## 2.5. Población

La población contempla a los colegios afectados por el terremoto del año 2007 que según el Gobierno Regional de Ica son 109 instituciones educativas que no han sido reconstruídas posterior a más de diez años de ocurrido el siniestro.

## 2.6. Muestra

Para la investigación se consideró como elemento de estudio la IE 6081 Manuel Scorza Torres ubicada en el distrito de Villa María del Triunfo, provincia y departamento de Lima que es una de las instituciones educativas destruídas por el terremoto del año 2007 y donde se pudo tener un fácil acceso a la información en cuanto a los planos y factores de zona, uso, suelo y sistema estructural que se aplicará. En este sentido se trabajará con una **muestra no probabilista** o dirigida ya que se está eligiendo de manera deliberada por el investigador (Arbaiza, 2014).

## 2.7. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos

Para la recolección de información en cuanto a la caracterización y modelamiento de la edificación en análisis, se desarrollaron cuadros en Microsoft Excel que permiten recopilar los datos necesarios de manera ordenada. Realizándose un procesamiento de datos por medio de la Estadística descriptiva ya que se reflejarán los resultados por medio de graficos y tablas para su análisis.

Se analiza la información por medio de las tablas de desplazamientos y derivas considerando las especificaciones de la norma de diseño sismoresistente E-030 complementándose con los resultados de esfuerzos en los elementos estructurales para el diseño de los mismos. Además se toma en consideración el peso de la edificación de acero puesto que los costos del acero se dimensionan a través de su peso.

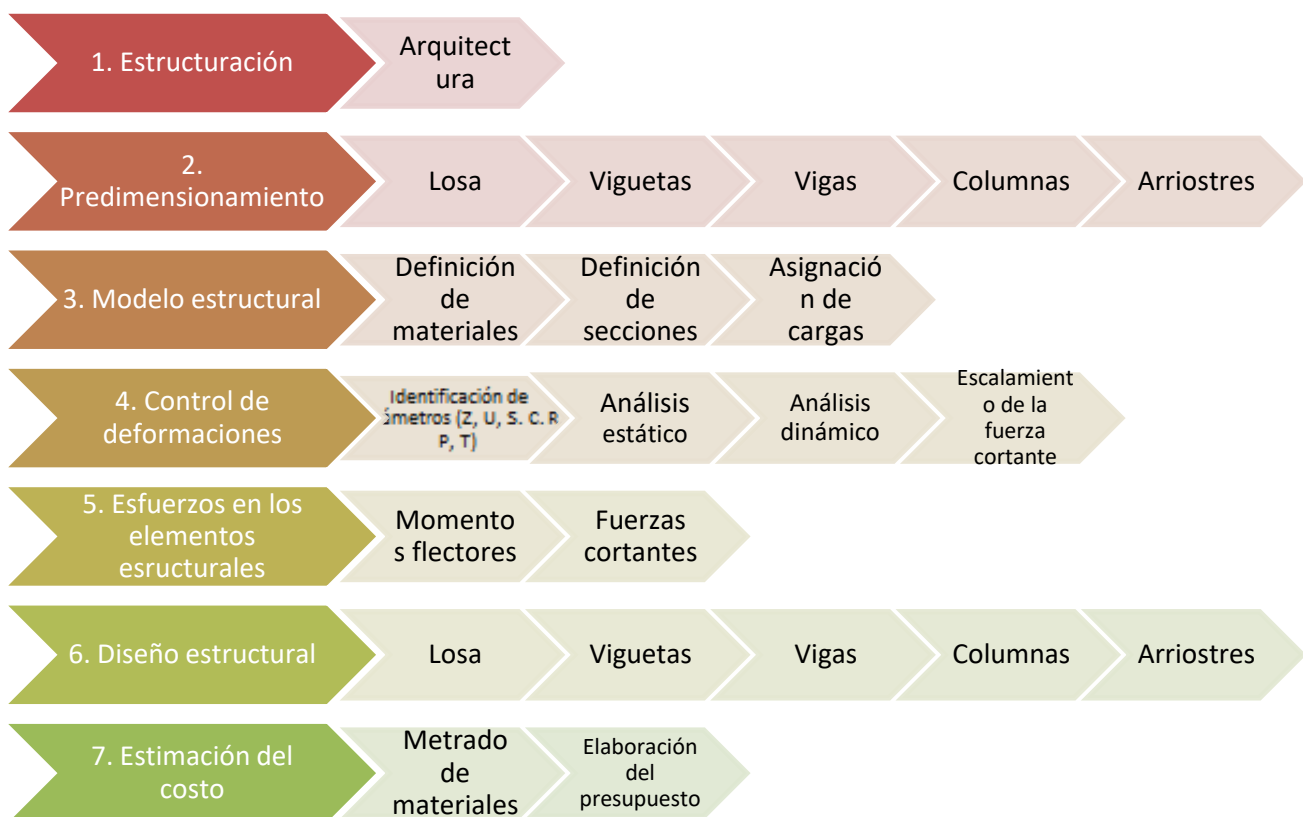


Figura 10. Procedimiento de análisis  
Fuente: Elaboración propia

## **2.8. Procedimiento de análisis de datos**

### **2.8.1. Estructuración**

El proceso de estructuración es la etapa preliminar al diseño de una estructura, estimándose la configuración adecuada de los elementos estructurales que permita un eficiente comportamiento estructural en la vida útil de la edificación, manteniendo los criterios y fines arquitectónicos para los que se diseña el proyecto.

San Bartolomé (1998) explica que la estructuración de un edificio integra a los diversos profesionales que intervienen en el proyecto estableciendo un acuerdo acerca de las disposiciones de los elementos estructurales, para que la edificación sea técnica y estructuralmente funcional. Además hace referencia que en este proceso se busca la economía implementando los elementos únicamente indispensables, estética respetando la arquitectura en la medida que sea posible, funcionabilidad respetando los fines para los cuales se va a construir y seguridad considerando las solicitaciones que puedan afectar a la edificación.

### **2.8.2. Predimensionamiento**

#### **2.8.2.1. Losa**

(COVENIN MINDUR 1618 98, 1998) establece que, bajo las condiciones de servicio, la relación entre la luz  $L$  de la losa y su altura  $h$  será como máximo:

**Tabla 3:**  
*Relación máxima L/h de losa*

<b>Condición</b>	<b>Relación</b>	
En tramos simplemente apoyados	$L/h \leq 22$	Ecuación 1
En tramos extremos de losas continuas	$L/h \leq 27$	Ecuación 2
En tramos intermedios de losas continuas	$L/h \leq 32$	Ecuación 3

Fuente: Adaptación de COVENIN MINDUR 1618-98 (1998).

Teniendo en cuenta que la altura h mínima de la losa será 90mm, con un espesor de concreto de 50mm.

### 2.8.2.2. Viguetas

Teniendo en cuenta el criterio de la flecha máxima, Molina (2009) en su investigación encuentra que la siguiente relación entre la luz máxima de la vigueta respecto del peralte de su perfil

$$\frac{L}{d} \leq \frac{56\,000}{F_y} \quad \text{Ecuación 4}$$

L: Luz de la vigueta  
d: Peralte de la vigueta  
F<sub>y</sub>: Esfuerzo a la fluencia del acero

### 2.8.2.3. Vigas

Considerando acero tipo A-36 cuyo valor F<sub>y</sub>=2 530 kg/cm<sup>2</sup>, puede considerarse como base de predimensionamiento :



**Tabla 4:**

Valores de peralte *d* mínimo recomendado para  $F_y=2\ 530\ Kg/cm^2$

Edificio	Vigas en	<i>d</i> min	
Industrial	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimiento no flexibles	L/23	Ecuación 5
	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimiento flexibles	L/28	Ecuación 6
	Tramos de miembros que soportan pisos	L/18	Ecuación 7
	Tramos de miembros que soportan grúas móviles con capacidad:		
	$\geq 25$ Ton	L/10	Ecuación 8
	$< 25$ Ton	L/12	
Otros	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados susceptibles de agrietarse	L/16	Ecuación 9
	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados no susceptibles de agrietarse	L/20	Ecuación 10

Nota. *Adaptación de Molina (2009)*. "Elaboración de un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF basado en las normas ANSI/AISC 360-05 y 341-01".

#### 2.8.2.4. Columnas

Considerando que la columna permanezca en pie al fallar la viga (Columna fuerte, viga débil), pueden tomarse los siguientes valores de  $Z_c/Z_{xb}$ :

**Tabla 5:**

Relación de módulo plástico de columna y viga

$Z_c/Z_{xb}$	Relación mínima entre módulos de columna y viga			
	Acero			
Vigas	ASTM - A 36	ASTM - A 572 Gr 42	ASTM - A 572 Gr 50, 55	ASTM - A 913 Gr 50, 55, 65
Una	1.25	1.02	0.87	0.87
Dos	2.5	2.04	1.74	1.74

<b>Z<sub>c</sub>/Z<sub>xb</sub></b>	<b>Relación mínima entre módulos de columna y viga</b>			
	<b>Acero</b>			
<b>Vigas</b>	ASTM - A 588	ASTM - A 992	ASTM - A 529 Gr 50	ASTM - A 529 Gr 55
<b>Una</b>	0.87	0.87	0.95	0.87
<b>Dos</b>	1.74	1.74	1.9	1.74

Nota. Adaptación de V Diplomado en Ingeniería Estructural (citado en Molina, 2009). Elaboración de un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF basado en las normas ANSI/AISC 360-05 y 341-01.

Con la utilización de esta tabla, puede estimarse el valor del módulo plástico de la columna ( $Z_c$ ) con lo que se determinará las dimensiones preliminares de las columnas por medio del catálogo del proveedor donde muestra las características geométricas de sus perfiles.

Cabe mencionar que el módulo plástico de la viga ( $Z_{xb}$ ) lo obtendremos del catálogo de perfiles de viga del proveedor

### 2.8.2.5. Arriostramientos

Es conveniente para un mejor desempeño de los elementos de arriostramiento, sea en V, V invertida, diagonal o cruz de San Andrés que el ángulo que éstos formen respecto a la horizontal sea lo más cercano a 45° ya que de esta manera se estaría trabajando mejor ante las sollicitaciones laterales (Molina, 2009).

Para el predimensionamiento del perfil de arriostramiento, se calcula el radio de giro adecuado, para la cual se toma en cuenta la siguiente expresión:

$$r_{min} \geq \frac{KL}{4} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Ecuación 11

min: Radio de giro mínimo  
K: Factor de longitud efectiva  
L: Longitud de arriostre

$F_y$ : Esfuerzo a fluencia de acero  
 $E$ : Módulo de Elasticidad del de  
acero

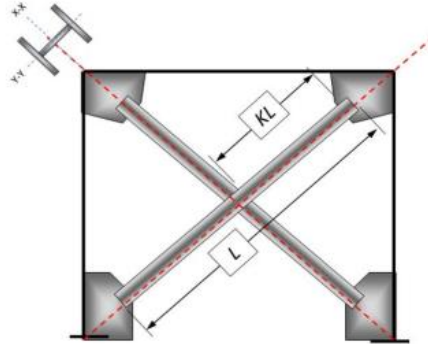
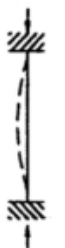

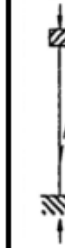











Figura 11. *Colocación de arriostramientos en X*  
*Fuente:* (Molina, Elaboración de un manual de diseño  
sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas  
SMF, SCBF y EBF basado en las normas ANSI/AISC 360-05 y  
341-05, 2009). Elaboración de un manual de diseño  
sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas  
SMF, SCBF y EBF basado en las normas ANSI/AISC 360-05 y  
341-01.

Molina (2009) establece que para aquellos elementos de arriostramiento cuyos extremos se consideran como libres, el factor de longitud  $K=1.0$ . No obstante hace referencia a la siguiente tabla con la que puede estimarse el valor de  $K$  en diferentes tipos de unión del elemento de arriostramiento.

**Tabla 6:**  
*Valores de factor de Longitud Efectiva (K)*

La forma del elemento comprimido pandeado se muestra con la línea de trazos						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para el diseño cuando las restricciones reales se aproximan a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las restricciones en los extremos	 	Rotación restringida y traslación restringida	 	Rotación restringida y traslación libre	 	Rotación libre y traslación libre

Nota. *Recopilado de* (Molina, Elaboración de un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF basado en las normas ANSI/AISC 360-05 y 341-05, 2009). Elaboración de un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF basado en las normas ANSI/AISC 360-05 y 341-01.

### 2.8.3. Modelo estructural

Un modelo estructural, esquema estructural o esquema de cálculo viene a ser la representación o modelo simplificado de una estructura real en la que se considera la aproximación de sus características y cuya configuración debe ser sencilla para poder analizarla; no obstante, a mayor similitud con la estructura real, mayor es su complejidad. Comprende cuatro grupos de conceptos: la geometría y vínculos, las características de los materiales, las acciones y los métodos de cálculo (De Justo, Delgado, y Bascón, s.f).

Las estructuras en la realidad están conformadas por infinitos aspectos físicos y mecánicos que complican el análisis de su comportamiento; no obstante, el

proceso de idealización de su realidad física y funcional es lo que representa un modelo estructural, proceso que está íntimamente relacionado a la experiencia del estructurista ya que se busca predecir los esfuerzos, tensiones, movimientos y deformaciones de un elemento.

En la ingeniería, el modelo estructural relaciona el modelo físico en el que mediante hipótesis simplificadoras se idealiza la distribución continua de la materia de un sólido, el modelo matemático que secciona pequeñas deformaciones y movimientos idealizando elementos isótropos, continuos cuyo comportamiento es elástico lineal despreciando las pérdidas como el rozamiento, y el modelo numérico cuyo algoritmo matemático sintetiza teorías de Mecánica Estructural, resultados de ensayos de materiales en laboratorio, la experiencia y el juicio ingenieril para estimar el comportamiento estructural de un elemento mediante su análisis.

En síntesis, a diferencia de una edificación real que tiene infinitos grados de libertad, el modelo de la misma es un sistema discreto cuyo número de grados de libertad es finito y simple de interpretar.

Existen distintos tipos de modelos que difieren en grado de complejidad, como se ha establecido anteriormente, a mayor exactitud con la realidad de la estructura más complejo es el modelo. Elementalmente pueden distinguirse los modelos tipo barras y un modelo completo que pueden realizarse en softwares sofisticados como Etabs o SAP 2000.

El software Etabs permite realizar el modelamiento de estructuras de manera sencilla ya que cuenta con una interfaz intuitiva que permite generar plantas y elevaciones estructurales de manera rápida cuyos modelos pueden crearse desde

los mismos diseños de AutoCAD. Por otro lado incluye el proceso de dimensionamiento de estructuras metálicas como concreto armado cuya optimización de elementos estructurales es automatizada.

Etabs es la herramienta clave para los ingenieros de estructuras que dimensionan edificaciones de pequeña y gran envergadura.

#### 2.8.4. Control de deformaciones

##### Análisis estático

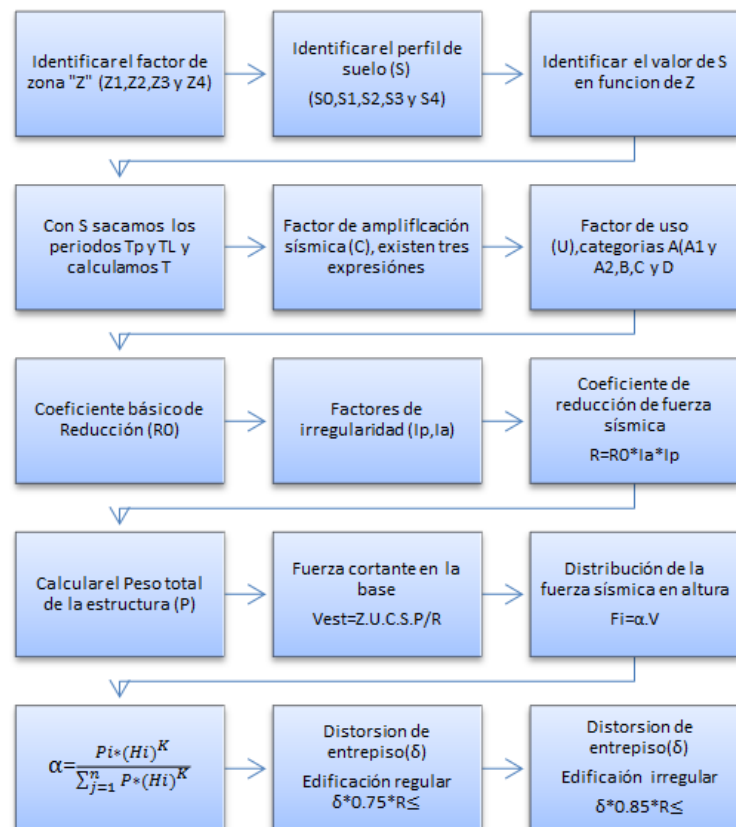


Figura 12. Procedimiento de análisis estático

Fuente: (Haro, 2019).” Influencia del cambio de la norma e.030/2006 a la norma e.030/2018 en la respuesta estructural de un edificio multifamiliar ubicado en calle Gerard Blanchere, Urb. Las Orquideas distrito de Surquillo, Lima”

#### 2.8.4.1. Factor de Zona (Z)

El MVCS (2018) divide el territorio Nacional en 4 zonas sísmicas basadas en estudios científicos de sismicidad, mediante el cual da a conocer las zonas más vulnerables en las que pueden ocurrir desastres sísmicos producto de la frecuencia en que éstos se presentan en cada región del país.

En la Figura 13. Se muestra el mapa de distribución de zonas sísmicas establecidas en la norma E-030 de diseño Sismoresistente publicada por el Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento en su última actualización del año 2018, citado anteriormente.



Figura 13. Mapa de zonificación sísmica  
Fuente: (MVCS, 2018) Reglamento Nacional de  
Edificaciones, Norma E-030 Diseño Sismorresistente

El Factor de Zona “Z” es un valor adimensional que representa la aceleración horizontal máxima de un suelo rígido expresado como una fracción de la aceleración gravitacional (MVCS, 2018). Se establece mediante la **Tabla 7**, según la ubicación de la edificación en análisis.

**Tabla 7:**

*Valores para el Factor de Zona "Z"*

<b>Zona</b>	<b>"Z"</b>
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: (MVCS, 2018) RNE, Norma E-030 Diseño Sismorresistente

#### 2.8.4.2. Parámetros de Sitio S, TP y TL

(MVCS, 2018) en el artículo 9.-Condiciones geotécnicas hace referencia a perfiles de suelo S<sub>0</sub>: Roca Dura, S<sub>1</sub>: Roca o Suelos Muy Rígidos, S<sub>2</sub>: Suelos Intermedios, S<sub>3</sub> Suelos Blandos y S<sub>4</sub>: Condiciones excepcionales que son relacionados con el factor de Zona ya que para cada localidad o ubicación de la edificación se tiene un comportamiento y características físicas y mecánicas de suelo distintos. Esta relación establece el Factor de Suelo S y de acuerdo al tipo de suelo se definen los periodos T y TL:

**Tabla 8:**

*Valores para el Factor de Suelo "S"*

<b>Zona</b>	<b>Suelo</b>	<b>S0</b>	<b>S1</b>	<b>S2</b>	<b>S3</b>
Z4		0.80	1.00	1.05	1.10
Z3		0.80	1.00	1.15	1.20
Z2		0.80	1.00	1.20	1.40
Z1		0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: (MVCS, 2018) RNE, Norma E-030 Diseño Sismorresistente



**Tabla 9:**  
Periodos  $TP$  y  $TL$  en función del Perfil de Suelo

	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
<b>TP</b>	0.30	0.40	0.60	1.00
<b>TL</b>	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: (MVCS, 2018) RNE, Norma E-030 Diseño Sismorresistente

El CISMID ha categorizado los distritos de Lima según sus condiciones geotécnicas que se muestra en la Figura 14.

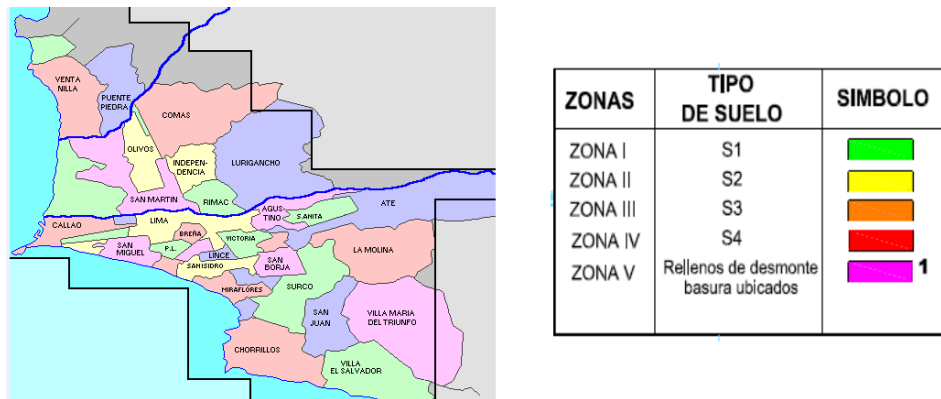


Figura 14. Mapa de Microzonificación CISMID

Fuente: Red de Acelerógrafos del CISMID/FIC/UNI

### 2.8.4.3. Factor de Amplificación Sísmica ( $C$ )

(MVCS, 2018) define el factor  $C$  conforme las características de sitio según:

$$T < TP \quad C = 2.5 \quad \text{Ecuación 12}$$

$$TP < T < TL \quad C = 2.5 \times \left( \frac{TP}{T} \right) \quad \text{Ecuación 13}$$

$$T > TP \quad C = 2.5 \times \left( \frac{TP \times TL}{T} \right) \quad \text{Ecuación 14}$$

#### 2.8.4.4. Categoría y Factor de Uso (U)

El (MVCS, 2018) en el artículo 12 acerca de las edificaciones de uso institucional, las categoriza como Edificaciones esenciales estableciendo su factor de importancia U de la siguiente manera:

**Tabla 10:**  
*Categoría de las Edificaciones y factor "U"*

<b>Categoría</b>	<b>Descripción</b>	<b>Factor U</b>
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre: Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidad	1.50

Fuente: (MVCS, 2018) RNE, Norma E-030 Diseño Sismorresistente

#### 2.8.4.5. Sistema Estructural y Coeficiente Básico de Reducción Sísmica (R0)

El sistema estructural de una estructura lo define el material predominante con el cual se plantea la estructuración de elementos estructurales que lo conforman en las direcciones de análisis. (MVCS, 2018) establece el Coeficiente Básico de Reducción R0 para acero estructural con arriostramiento, ver **Tabla 11**.

**Tabla 11:**  
*Coefficiente de Reducción Sísmica  $R_0$*

Sistema Estructural	Coefficiente $R_0$
<b>Acero</b>	
Pórticos Especiales concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8.00
Pórticos Ordinarios concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6.00
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8.00

Fuente: (MVCS, 2018) RNE, Norma E-030 Diseño Sismorresistente

#### 2.8.4.6. Coeficiente de Reducción de las fuerzas Sísmicas ( $R$ )

Para el cálculo de este coeficiente, el (MVCS, 2018) establece la fórmula:

$$R = R_0 \times I_a \times I_p \quad \text{Ecuación 15}$$

Donde  $I_a$  e  $I_p$  son los factores de irregularidad en altura y planta establecidos.

**Tabla 12:**  
*Factores de Irregularidad en Altura*

Irregularidades Estructurales en Altura	Factor de Irregularidad $I_a$
Irregularidad de Rigidez — Piso Blando	0.75
Irregularidades de Resistencia — Piso Débil	
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
Irregularidad Extrema de Resistencia	
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80
Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes	0.60

Fuente: Adaptación de (MVCS, 2018) Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E-030 Diseño Sismorresistente

**Tabla 13:**  
*Factores de Irregularidad en Planta*

<b>Irregularidades Estructurales en Planta</b>	<b>Factor de Irregularidad <math>I_p</math></b>
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

Fuente: Adaptación de (MVCS, 2018) Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E-030 Diseño Sismorresistente

#### **2.8.4.7. Periodo Fundamental de Vibración**

Según el (MVCS, 2018), la expresión que calcula el periodo fundamental en x e y es la siguiente:

#### **2.8.4.8. Fuerza cortante estática $V_{est}$**

El análisis estático parte del cálculo de la cortante basal y permite concluir con la estimación de distorsiones de entrepiso de la estructura en análisis. El (MVCS, 2018) define la siguiente fórmula que estima la fuerza cortante basal:

$$V_{est} = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P \quad \text{Ecuación 16}$$

Donde:

Z	Factor de Zona
U	Factor de Uso
C	Factor de Amplificación sísmica
S	Factor de Suelo
R	Coefficiente de reducción sísmica
P	Peso

Cuyo valor que representa la fuerza sísmica horizontal, deberá ser distribuido en todos los niveles, calculados por medio de:

$$F_i = \alpha_i \times V \quad \text{Ecuación 17}$$

$$\alpha_i = \frac{P_i \times (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j \times (h_j)^k} \quad \text{Ecuación 18}$$

Donde:

n	Número de niveles de la estructura
k	Exponente en relación al periodo fundamental T

$$T \leq 0.5 \quad k = 1.0 \quad \text{Ecuación 19}$$

$$T > 0.5 \quad k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0 \quad \text{Ecuación 20}$$

Además, el (MVCS, 2018) establece la expresión para calcular el Periodo Fundamental de Vibración mediante:

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

Ecuación 21

Para edificios cuyos elementos  
resistentes en la dirección  
considerada sean:

$$C_T = 45$$

Ecuación 22

b) Pórticos de acero arriostrados.

#### 2.8.4.9. Análisis Dinámico

El (MVCS, 2018) establece la expresión que estima el espectro de pseudo aceleración ( $S_a$ ) dado por:

$$S_a = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g$$

Ecuación 23

Z	Factor de Zona
U	Factor de Uso
C	Factor de Amplificación sísmica
S	Factor de Suelo
R	Coficiente de reducción sísmica
g	Aceleración de la gravedad

Cuyo valor no será menor al 80% de la Fuerza cortante  $V_{est}$  en edificaciones regulares, ni menor al 90% en edificaciones irregulares

#### 2.8.4.10. Distorsión de entrepiso

A continuación se expresa el valor límite establecido por el (MVCS, 2018) para los desplazamientos laterales relativos admisibles para las estructuras cuyo material predominante es el acero estructural.

**Tabla 14:**

*Límites de Distorsión de entrepiso*

Material Predominante	$(\Delta_i/h_{ei})$
Acero	0.010

Fuente: Adaptación de (MVCS, 2018) Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E-030 Diseño Sismorresistente

## CAPÍTULO III. DESARROLLO

### 3.1. Descripción del caso de estudio

#### 3.1.1. Ubicación

La muestra de la investigación es el pabellón A de la I.E. 6081 Manuel Scorza Torres ubicado en la Av. Ramón Castilla 351, distrito de Villa María del Triunfo, provincia y departamento de Lima.

A continuación, se delimita el área del pabellón mediante un recuadro amarillo.

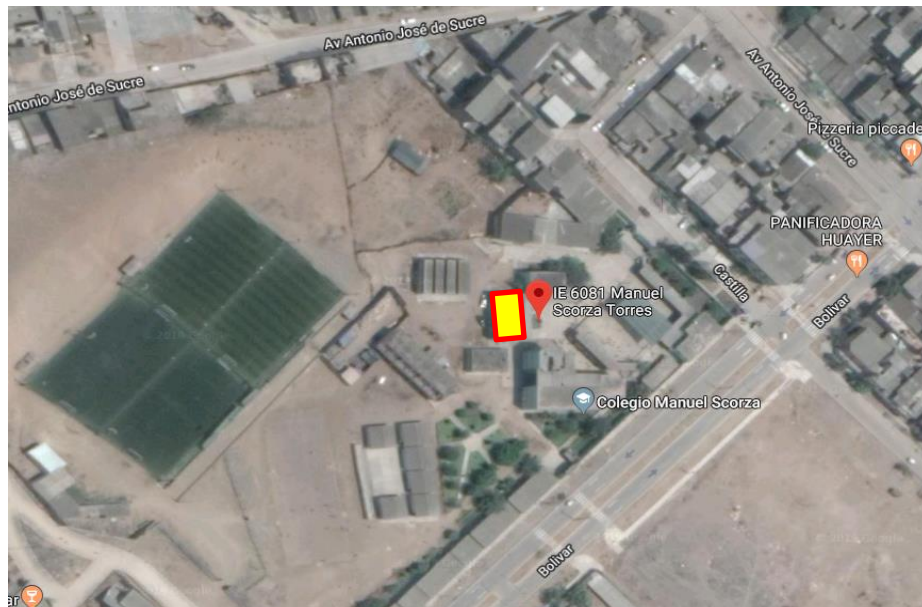


Figura 15. Ubicación del proyecto  
Fuente: Adaptación de Google Maps



### 3.1.2. Características de la edificación

La I.E. 6081 Manuel Scorza Torres, es una institución pública en el distrito de Villa María del triunfo que a raíz del sismo del año 2007 (con epicentro en Pisco) se vio afectada en sus instalaciones educativas, quedando el pabellón A inhabilitado por los evidentes daños estructurales en las aulas.

La estructura del pabellón A, cuenta con el sistema 3A 3A, esto quiere decir 02 niveles con 03 aulas por nivel. Actualmente se tiene una edificación de material noble con sistema estructural de muros confinados, construida como una estructura convencional.



Figura 16. Vista exterior del pabellón A de la I.E. 6081 Manuel Scorza Torres  
Fuente: Elaboración propia

Conforme la toma de evidencia fotográfica y revisando los módulos sistémicos promovidos por el PRONIED para poder comparar el sistema estructural de la edificación actual y establecer la distribución estructural y arquitectónica del nuevo proyecto que se plantea, se determinó que el Pabellón A de la IE 6081

Manuel Scorza Torres cumple con las condiciones de área y similitud en distribución arquitectónica con el módulo Sistémico 780-COSTA PRIMARIA/SECUNDARIA, MÓDULO DE AULAS 3A/3A.

### 3.1.3. Arquitectura y Estructuras - sistema PRONIED

Arquitectónicamente, el sistema consta de 02 niveles, 03 aulas por nivel, 01 closet por aula, 02 galerías de circulación que en el segundo nivel es parte del volado.

Estructuralmente, consta de muros de concreto armado en la dirección Y-Y y de pórticos en X-X con columnas T y L.

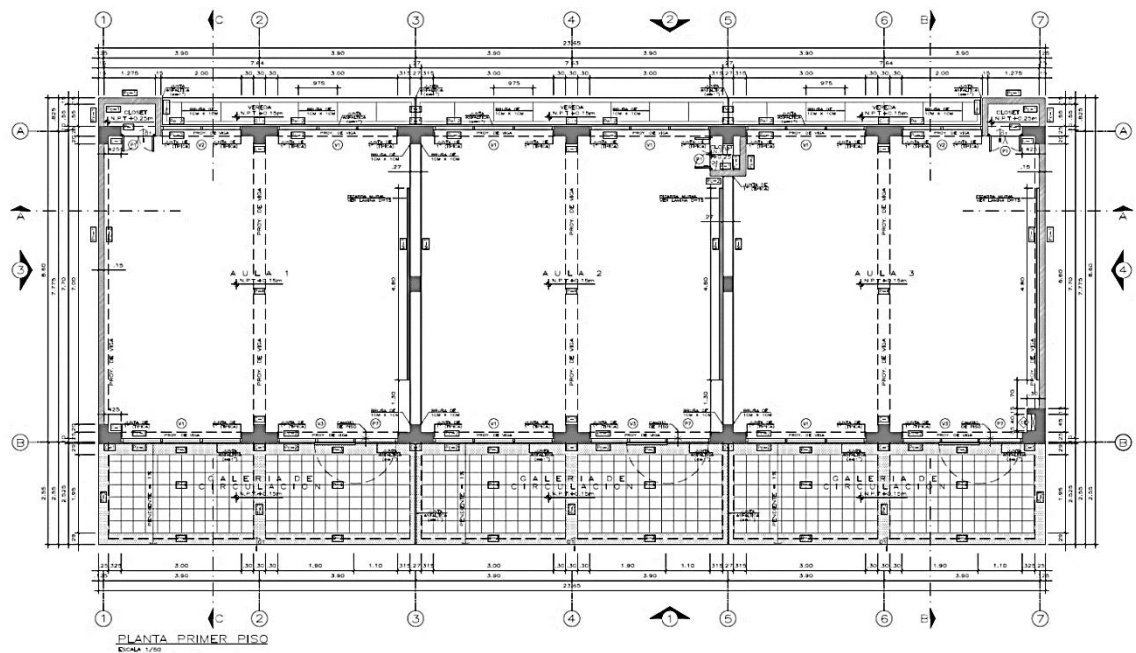


Figura 17. Planta primer nivel MODULO 780-COSTA 3A 3A

Fuente: Modelo de Expediente Técnico – PRONIED, Módulos Sistémicos

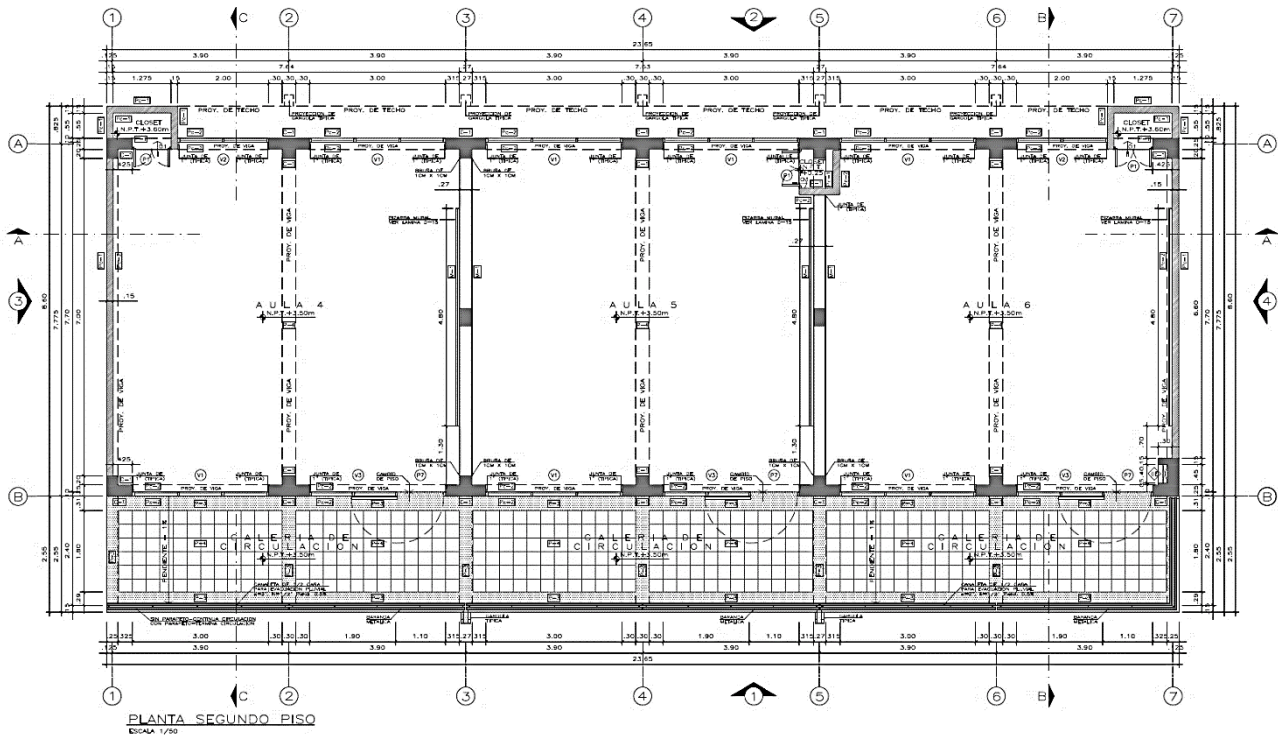


Figura 18. Planta segundo nivel MODULO 780-COSTA 3A 3A  
Fuente: Modelo de Expediente Técnico – PRONIED, Módulos Sistémicos

### 3.2. Sistema propuesto

El sistema arquitectónico y de distribución que se propone no cambia en referencia al MODULO 780-COSTA 3A 3A, sin embargo el sistema que se plantea es de acero, empleándose pórticos con dos modelos de arriostramiento (en cruz de San Andrés y Chevron).

Esto quiere decir que se respetará la estructuración base del MODULO 780-COSTA 3A 3A, la ubicación de sus elementos estructurales, los cuales serán sustituidos por perfiles de acero con losas colaborantes o losas Deck.

#### 3.2.1. Estructuración inicial

De manera preliminar se plantea la siguiente estructuración respetando la distribución de elementos estructurales y distribución arquitectónica como según el inciso anterior.

### 3.2.1.1. Distribución en planta

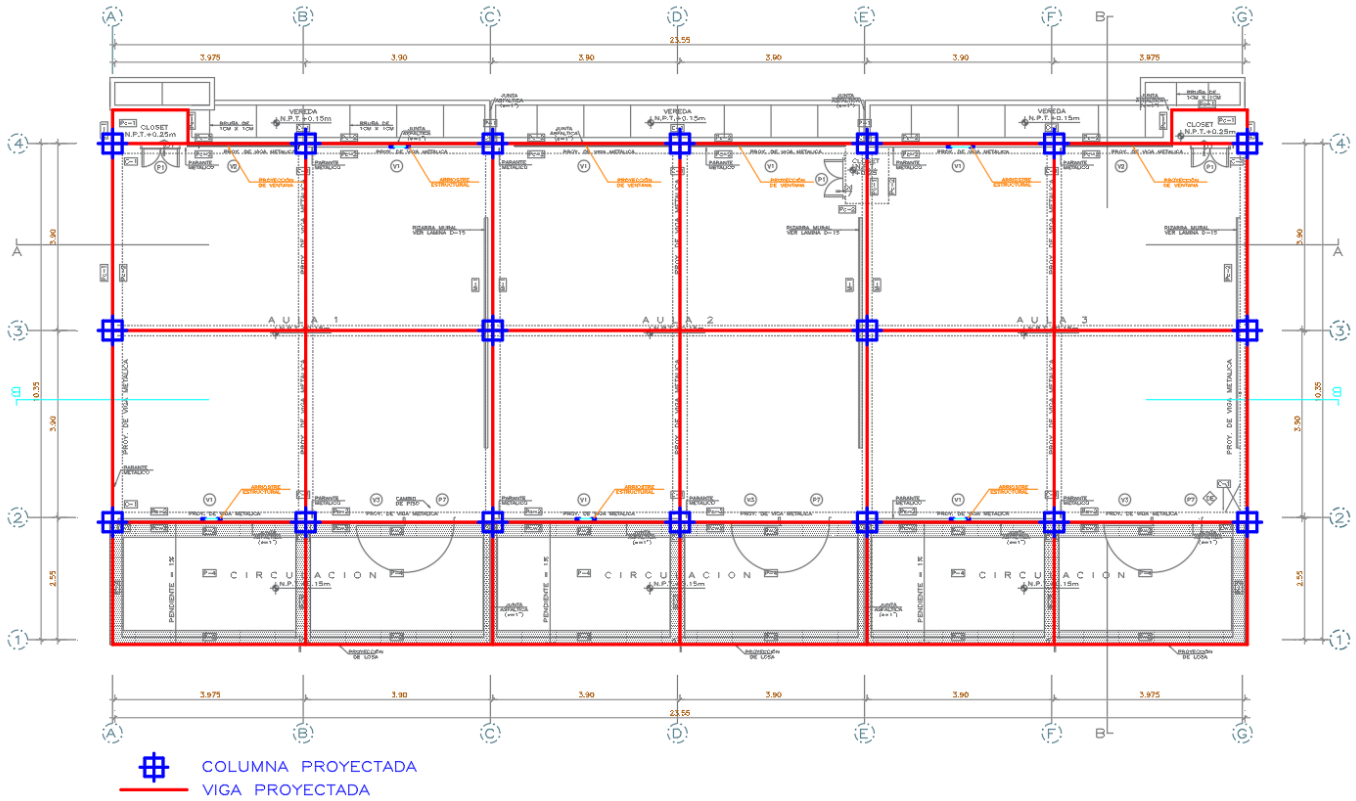


Figura 19. Estructuración — Planta: Distribución de vigas y columnas  
 Fuente: Elaboración propia

### 3.2.1.2. Distribución en altura

#### A. Arriostramiento en Cruz

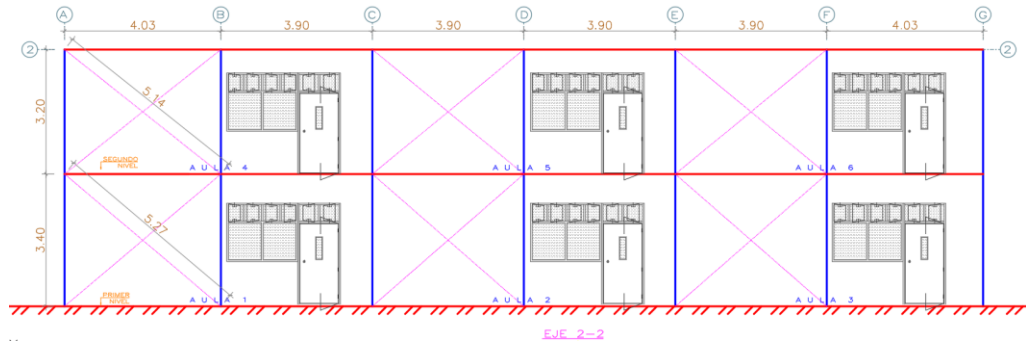


Figura 20. Arriostramiento en Cruz - Elevación eje 2-2  
Fuente: Elaboración propia

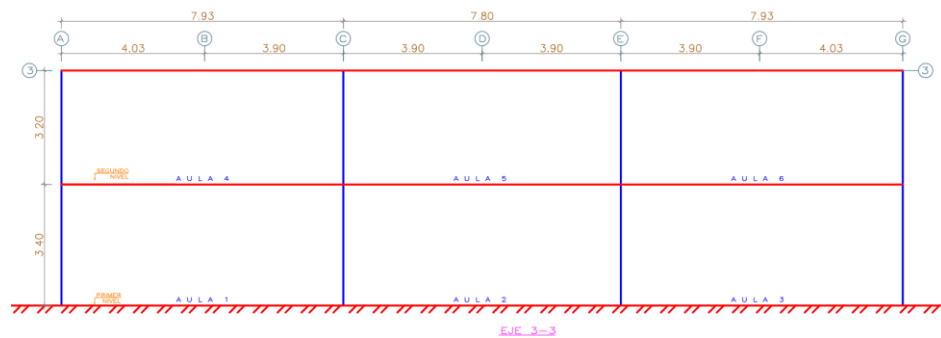


Figura 21. Arriostramiento en Cruz - Elevación eje 3-3  
Fuente: Elaboración propia

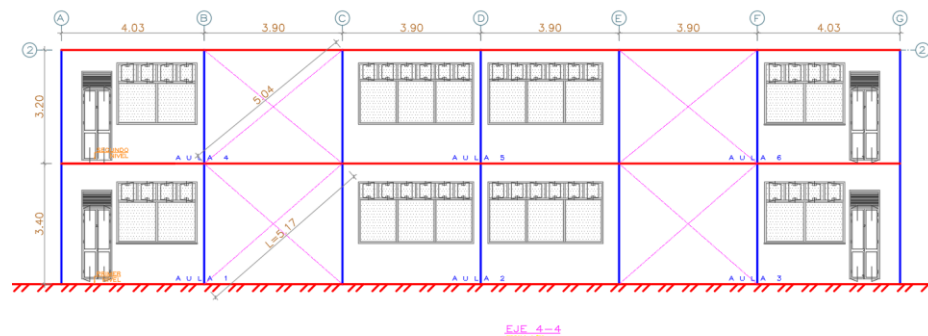


Figura 22. Arriostramiento en Cruz - Elevación eje 4-4  
Fuente: Elaboración propia

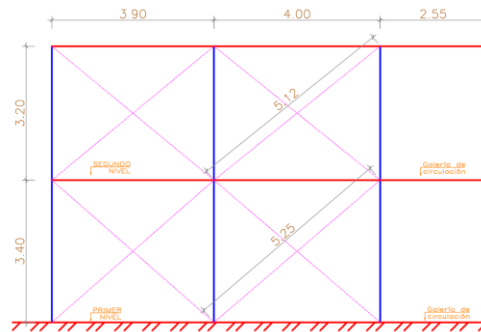


Figura 23. Arriostramiento en Cruz - Elevación ejes A-A, C-C, E-E, G-G  
 Fuente: Elaboración propia

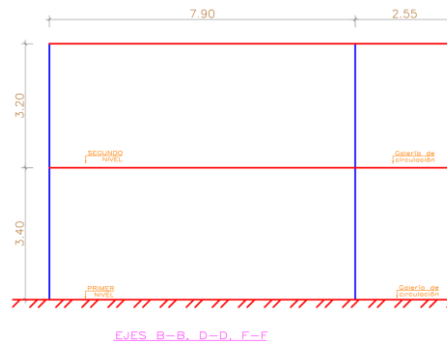


Figura 24. Arriostramiento en Cruz - Elevación ejes B-B, D-D, F-F  
 Fuente: Elaboración propia

## B. Arriostramiento Chevron

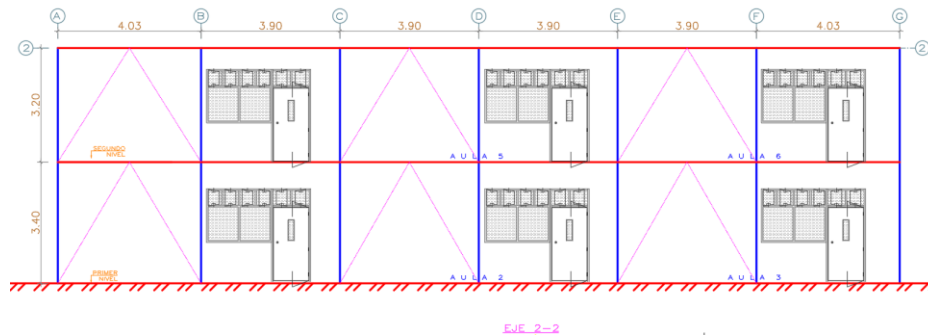


Figura 25. Arriostramiento Chevron - Elevación eje 2-2  
 Fuente: Elaboración propia

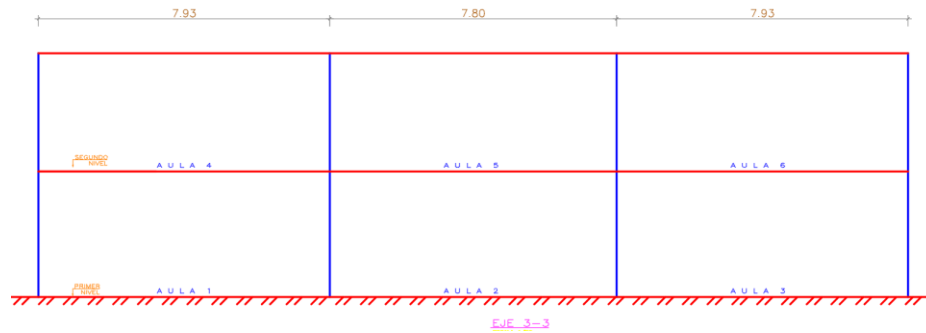


Figura 26. Arriostramiento Chevron - Elevación eje 3-3  
Fuente: Elaboración propia

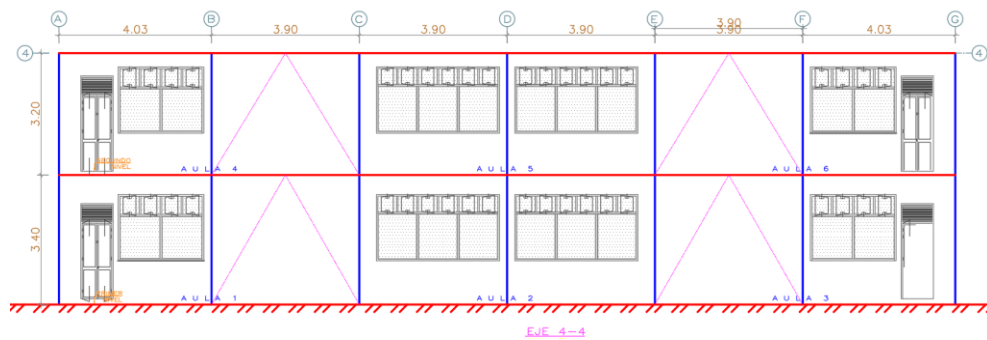


Figura 27. Arriostramiento Chevron - Elevación eje 4-4  
Fuente: Elaboración propia

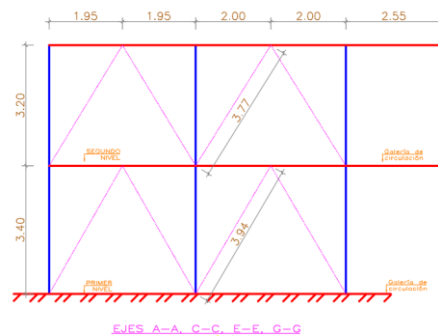


Figura 28. Arriostramiento Chevron - Elevación ejes A-A, C-C, E-E, G-G  
Fuente: Elaboración propia

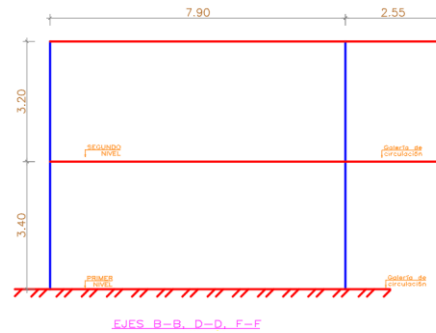


Figura 29. Arriostramiento Chevron - Elevación ejes B-B, D-D, F-F  
Fuente: Elaboración propia

### 3.2.2. Predimensionamiento

Los cálculos del predimensionamiento se muestran en los *Anexos de Predimensionamiento*, en la **Tabla 15**, se detalla el resumen:

**Tabla 15:**  
*Resumen de predimensionamiento*

Elemento	Predimensionamiento
Losa	t=11cm
Viguetas	W8x10
Vigas	W16x26
	W8x10
Columnas	W16X67
	W8X24
Arriostres	U 2"x2.58
	U 2"x2.58

Fuente: Elaboración propia



### 3.2.3. Estimación de los parámetros sísmicos

#### 3.2.3.1. Factor de zona

Ubicación del proyecto: Lima, Lima, Villa María del Triunfo

Según la Tabla 7., se trata de la Zona 4, por lo tanto, tenemos:

$$Z = 0.45$$

#### 3.2.3.2. Factor de Uso

La edificación está destinada al uso educativo, se trata de infraestructura educativa, categorizada según la norma E-030 **Error! Reference source not found.** como Edificación Esencial, entonces:

$$U = 1.50$$

#### 3.2.3.3. Periodo Fundamental

Según la Ecuación 21, y sabiendo que la edificación tiene  $h_n = 6.60m$ , tenemos:

$$T = 0.1467s$$

#### 3.2.3.4. Parámetros de sitio

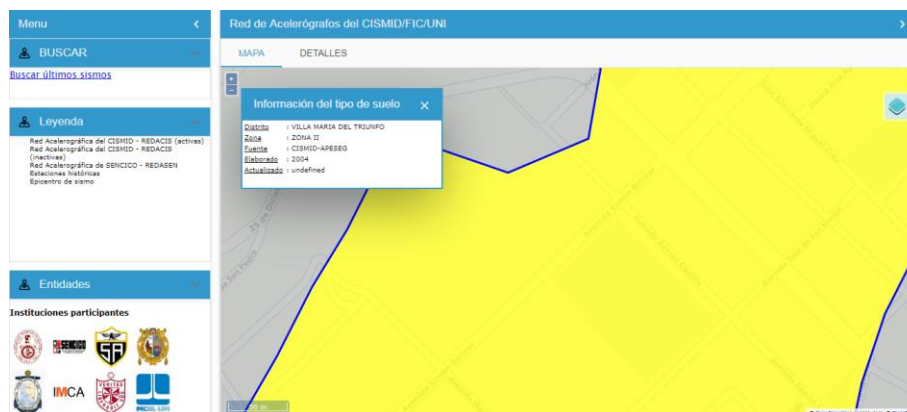


Figura 30. Mapa de parámetros de sitio CISMID

De acuerdo a la búsqueda por ubicación de la I.E. 6081 Manuel Scorza Torres, en Villa María del triunfo y en relación con la Figura 14. Mapa de Microzonificación CISMID donde se establece el tipo de acuerdo al color, tenemos un suelo S2 (Suelo intermedio).

Y siendo el factor de Zona Z4, según la **Tabla 8:**

, tenemos:

$$S_2 = 1.05$$

Cuyos periodos están establecidos en la Tabla 9., donde:

$$T_p = 0.60$$

$$T_L = 2.00$$

### 3.2.3.5. Factor de Amplificación Sísmica

Teniendo  $T < T_p$  y según la Ecuación 12 tenemos que:

$$C = 2.5$$

### 3.2.3.6. Coeficiente de Reducción Sísmica (R)

Tratándose de un análisis de primer orden y considerando que la estructura está siendo arriostrada concéntricamente, según la , para pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF),

$$R_0 = 6.00$$

Además, al no presentarse irregularidades en planta ni altura en ambas direcciones, tenemos:

$$I_{px} = 1.00 \quad I_{py} = 1.00$$

$$I_{ax} = 1.00 \quad I_{ay} = 1.00$$

Según la Ecuación 15,

$$R_x = 6.00$$

$$R_y = 6.00$$

### 3.2.4. Evaluación del Sistema de Arriostramiento en Cruz

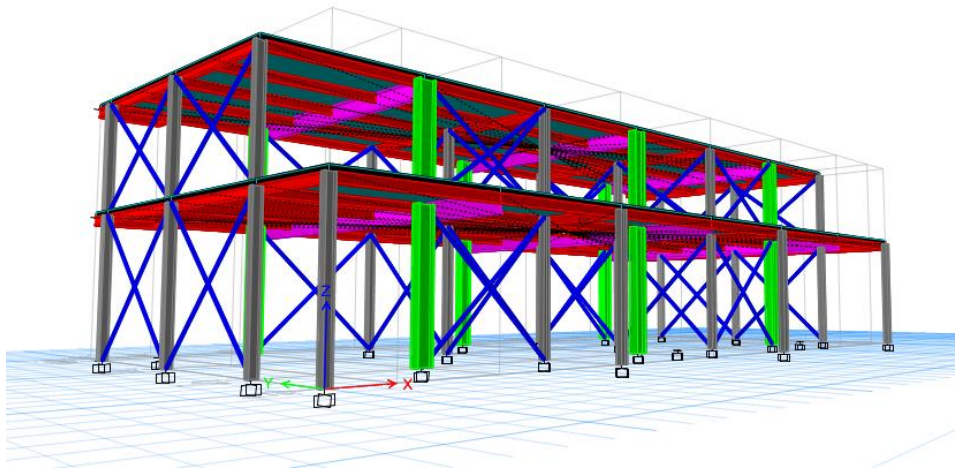


Figura 31. Vista 3D Modelamiento Etabs de Estructura con Arriostramiento en Cruz  
Fuente: Elaboración propia

#### 3.2.4.1. Análisis Estático

##### 3.2.4.1.1 Asignación de cargas

###### A. Carga Muerta

CM =                      Peso Propio + Peso de acabados  
Peso de acabados= 100 kg/m<sup>2</sup>

###### B. Carga viva

CV aulas =	250.00	kg/m <sup>2</sup>
CV corredores =	400.00	kg/m <sup>2</sup>
Azotea =	50%CV	kg/m <sup>2</sup>

### 3.2.4.1.2 Estimación del peso (P)

Según el MVCS (2018), norma E.030 en el Artículo 23, tratándose de una estructura categoría A, edificaciones esenciales, para definir el peso (P) se aplica el 100% de la carga muerta o carga permanente (CM) más el 50% de la carga viva (CV).

Al definirse esta combinación (ver Figura 32). Se obtienen los pesos por nivel de la estructura (ver **Tabla 16:** )

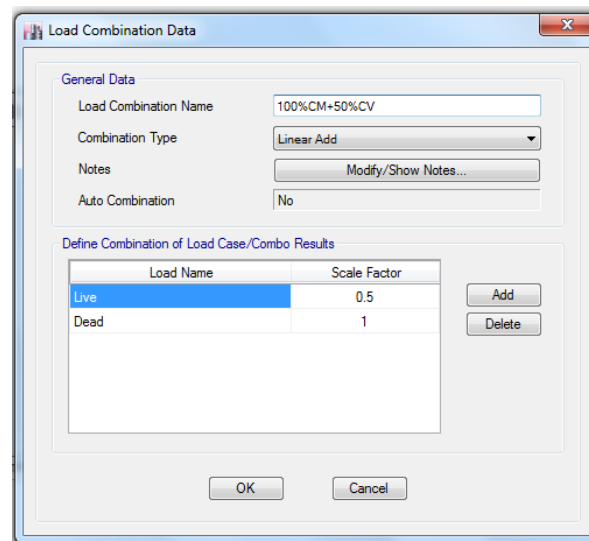


Figura 32. Combinación de carga para la estimación de P  
Fuente: Elaboración propia

**Tabla 16:**  
*Peso por piso*

PISO	Pi
1	106.23
2	78.71
<b>Total</b>	<b>184.94</b>

Nota: Datos extraídos del ETABS

### 3.2.4.1.3 Cortante Estática (Vest)

De acuerdo con los datos recopilados con la información de la estructura, según la Ecuación 16. Se establece la Cortante estática:

**Tabla 17:**

*Estimación de la Cortante Estática para Pórticos Arriostrados en Cruz*

<b>CORTANTE ESTÁTICA</b>		
<b>Parámetros</b>	<b>En X</b>	<b>En Y</b>
Z	0.45	0.45
U	1.50	1.50
C	2.50	2.50
S	1.05	1.05
P ton	184.94	184.94
Ro	6.00	6.00
Ia	1.00	1.00
Ip	1.00	1.00
R	6.00	6.00
ZUCS/R	0.295	0.295
<b>V</b>	<b>54.557</b>	<b>54.557</b>

Fuente: Elaboración Propia

La Tabla 17. muestra que la cortante basal estática  $V_x$  y  $V_y$  son iguales porque los parámetros sísmicos y la estimación del peso son las mismas en ambas direcciones de análisis.

### 3.2.4.1.4 Distribución de la fuerza sísmica

**Tabla 18:**

*Distribución de Fuerza Sísmica en X*

<b>PISO</b>	<b>hi</b>	<b>Pi</b>	<b>Pi*hi</b>	<b>Vx</b>	<b>Fx</b>
2	6.4976	106.23	690.26	54.56	38.50
1	3.6576	78.71	287.87	54.56	16.06
		$\Sigma P_i \cdot h_i$	978.13		

Fuente: Elaboración Propia

La Tabla 18. muestra que la fuerza sísmica alcanza su máximo valor en el segundo nivel con 38.50Ton en la dirección X-X.

**Tabla 19:**  
*Distribución de Fuerza Sísmica en Y*

PISO	hi	Pi	Pi*hi	Vy	Fy
2	6.4976	106.23	690.26	54.56	38.50
1	3.6576	78.71	287.87	54.56	16.06
			$\Sigma Pi*hi$		978.13

Fuente: Elaboración Propia

La Tabla 19. muestra que la fuerza sísmica alcanza su máximo valor en el segundo nivel con 38.50 Ton en la dirección Y-Y.

### 3.2.4.1.5 Derivas de entrepiso

**Tabla 20:**  
*Derivas Máximas en X*

DERIVAS EN X					
Piso	$\delta$ -max	.75*R	.75*R* $\delta$	Límite	
2	0.000961	4.5	0.004325	0.010	<b>Cumple</b>
1	0.000961	4.5	0.004325	0.010	<b>Cumple</b>

Fuente: Elaboración Propia

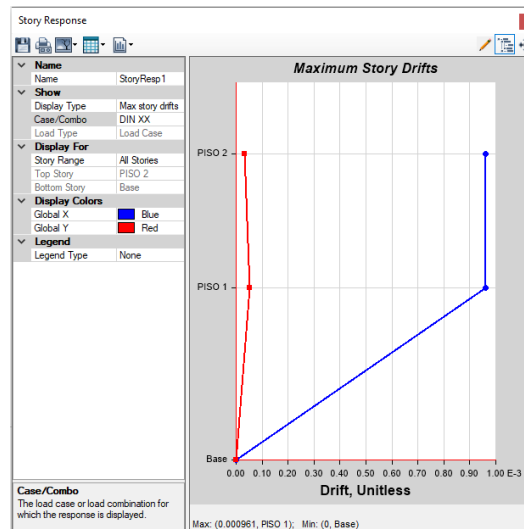


Figura 33. Derivas en X  
Fuente: Elaboración propia

La **Tabla 20**. muestra la deriva máxima en X-X cuyos valores son menores a los especificados en la norma E-030 en los pisos 1 y 2. Los datos se plasman en la Figura 33.

**Tabla 21:**  
*Derivas Máximas en Y*

DERIVAS EN Y					
Piso	$\delta$ -max	$.75 * R$	$.75 * R * \delta$	Límite	Cumple
2	0.000521	4.5	0.002345	0.010	Cumple
1	0.00089	4.5	0.004005	0.010	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

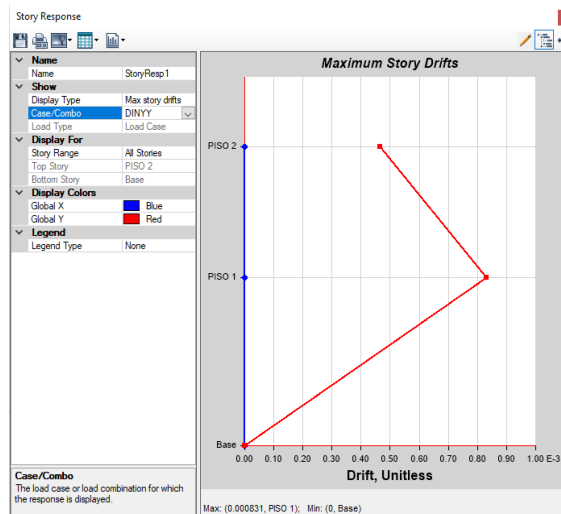


Figura 34. Derivas Y  
Fuente: Elaboración propia

La **Tabla 21**. muestra la deriva máxima en Y-Y cuyos valores son menores a los especificados en la norma E-030 en los pisos 1 y 2. Los datos se plasman en la Figura 34.

### 3.2.4.2. Análisis Dinámico

#### 3.2.4.2.1 Espectro de diseño

Dada la Ecuación 23 por el MVCS (2018) en la norma E030 para estimar la Pseudo aceleración, y teniendo lo parámetros mostrados en la Tabla 22.

**Tabla 22:**  
*Parámetros para el cálculo de la Pseudo Aceleración*

Parámetros	En X	En Y
Z	0.45	0.45
U	1.50	1.50
C	2.50	2.50
S	1.05	1.05
P ton	184.94	184.94
Ro	6.00	6.00
Ia	1.00	1.00
Ip	1.00	1.00
R =	6.00	6.00
g tm/s <sup>2</sup>	9.80	9.80

Fuente: Elaboración propia

Como  $TP=0.6$  y  $TL= 2.00$ , según la Ecuación 13, se establece la siguiente tabla:

**Tabla 23:**  
*Valores de Sa*

T	C	Sa
0.000	2.500	2.897
1.000	1.500	1.738
2.000	0.750	0.869
3.000	0.333	0.386
4.000	0.188	0.217
5.000	0.120	0.139
6.000	0.083	0.097
7.000	0.061	0.071
8.000	0.047	0.054
9.000	0.037	0.043
10.000	0.030	0.035

Fuente: Elaboración propia

La **Tabla 23.** presenta valores que definen la función de pseudo-aceleración, cuyos valores de T van de 0.00seg a 10.00 y Sa de 0.035 a 2.897.



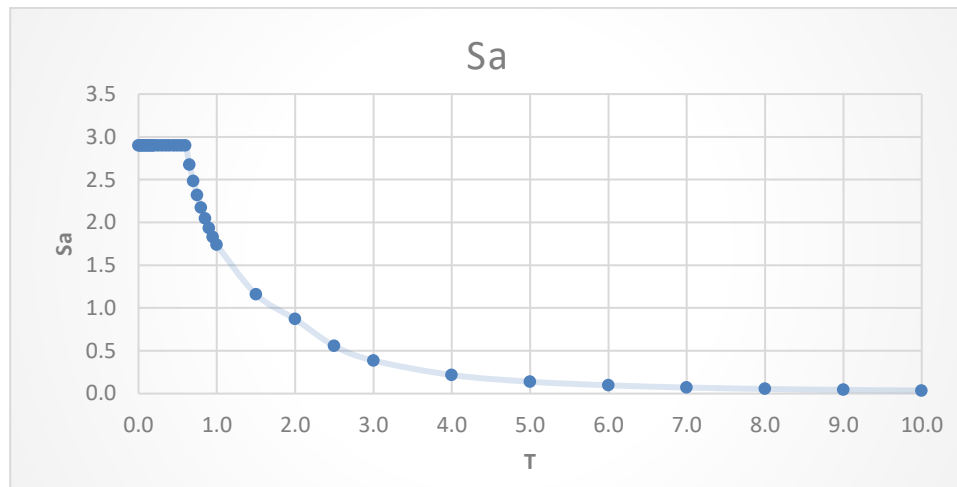


Figura 35. Función de Pseudo Aceleración – Espectro de Diseño

En la Figura 35. Se muestra la función de pseudo-aceleración que será utilizada en el programa Etabs 2016 v2.0 para el análisis dinámico de las estructuras. Dado que los parámetros mostrados en la **Tabla 23**. para ambas diecciones X-X e Y-Y son iguales, se utilizará la misma gráfica en el análisis dinámico en X-X e Y-Y.

### 3.2.4.2.2 Cortante Basal Dinámica

Al introducir la función de Pseudo-Aceleración al Etabs, se procede a estimar la cortante basal dinámica en X e Y cuyos valores son:

$$V_{DINx} = 50.54$$

$$V_{DINy} = 52.95$$

La norma E-030 del RNE, establece que el mínimo valor para la cortante dinámica no podrá ser menor al 80% de la cortante estática, y de ser así se calculará el factor de escala que haga cumplir este parámetro, cuyo valor define a la cortante de diseño:

$$80\%V_{estx} = 0.80 \times (54.56) = 43.65 < V_{DINx} \text{ OK! } \therefore V_{DISx} = V_{DINx}$$

$$80\%V_{esty} = 0.80 \times (54.56) = 43.65 < V_{DINy} \text{ OK! } \therefore V_{DISy} = V_{DINy}$$

En los cálculos mostrados se ve que la Cortante dinámica en x e y es mayor al 80% de la cortante estática, definiéndose que la Cortante de Diseño es igual a la Cortante Dinámica y no se calcula el factor de escala.

### 3.2.4.2.3 Cortante de entrepiso

**Tabla 24:**  
*Distribución de Cortante de Diseño en X*

PISO	V <sub>disx</sub>
2	29.10
1	50.54

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 25:**  
*Distribución de Cortante de Diseño en Y*

PISO	V <sub>disy</sub>
2	27.51
1	52.95

Fuente: Elaboración propia

### 3.2.4.3. Evaluación del Diseño según norma E-090

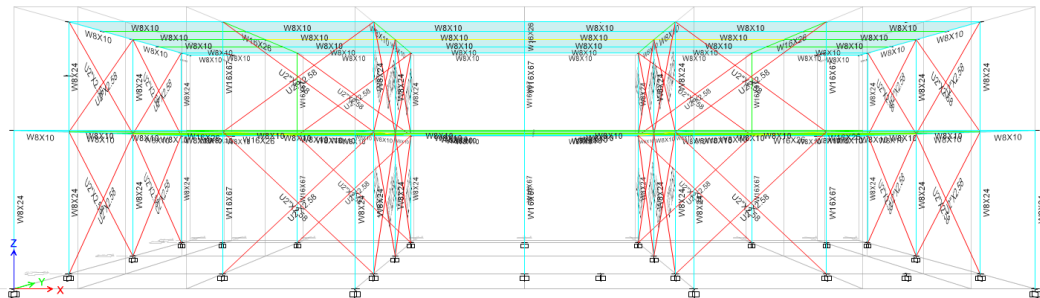


Figura 36. Verificación del diseño según norma E-090  
Fuente: Elaboración propia

Para los elementos predimensionados, según la norma AISC LRFD, bajo los factores y combinaciones de carga especificadas en la norma E-090, los elementos de color rojo no cumplen con los mínimos requerimientos de las especificaciones, por lo que de manera iterativa se redimensiona los elementos estructurales para cumplir con la norma E-030 de diseño sismorresistente bajo los

límites de distorsión y la norma E-090 condiciones de diseño de estructuras metálicas.

Dentro del proceso iterativo se establecieron nuevos perfiles estructurales teniendo en cuenta la homogeneidad de secciones de manera que se facilite el metrado de los perfiles. Las secciones definitivas propuestas para la estructura con arriostramiento en Cruz son las siguientes:

**Tabla 26:**  
*Secciones definitivas para Arriostramiento en Cruz*

Elemento	Secciones nuevas
Losa	t=15cm
Viguetas	W8x10
	W6X25
	W8X10
Vigas	W8X18
	W16x26
	W6X25
	W8X18
Columnas	W8X18
	W16X67
Arriostres	T 4"X4"

Fuente: Elaboración propia

La **Tabla 26.** muestra las secciones definitivas para el arriostramiento en Cruz cuyas dimensiones son mayores a las predimensionadas y cumplen con la norma E-090 y la AISC de diseño de estructuras metálicas como se verifica con la Figura 37. donde los colores celeste y verde significan que los elementos estructurales cumplen los parámetros de las normas mencionadas.

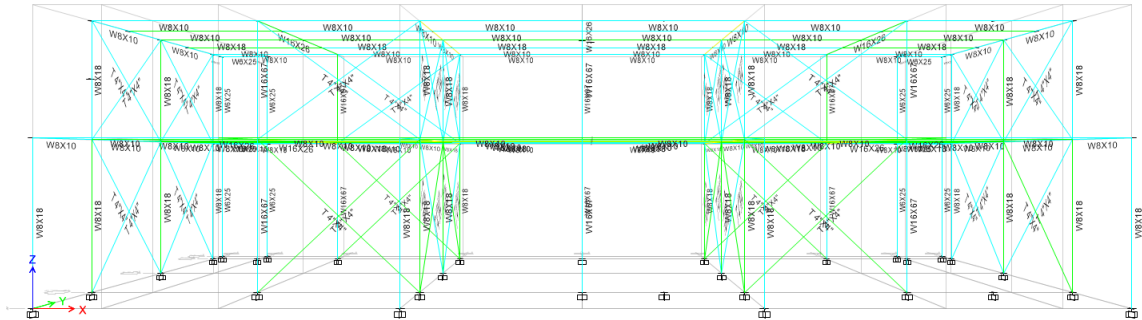


Figura 37. Verificación del diseño estructural con Arriostramiento en Cruz  
Fuente: Elaboración Propia

### 3.2.4.4. Análisis Estático de la Estructura definitiva

#### 3.2.4.4.1 Asignación de cargas

##### C. Carga Muerta

CM =                      Peso Propio + Peso de acabados  
Peso de acabados=    100 kg/m<sup>2</sup>

##### D. Carga viva

CV aulas =            250.00            kg/m<sup>2</sup>  
CV corredores =    400.00            kg/m<sup>2</sup>  
Azotea =              50%CV            kg/m<sup>2</sup>

#### 3.2.4.4.2 Estimación del peso (P)

Para la calcular el peso (P) de la nueva estructura propuesta se ha seguido el procedimiento de cálculo especificado en 3.2.4.1.2. Estimación del peso (P)

**Tabla 27:**  
*Peso por piso de la estructura definitiva*

PISO	Pi
1	107.69
2	79.58
<b>Total</b>	<b>187.27</b>

Fuente: Elaboración propia

### 3.2.4.4.3 Cortante Estática (Vest)

De acuerdo con los datos recopilados con la información de la estructura, según la Ecuación 16. Se establece el valor de la Cortante estática:

**Tabla 28: Cortante Estática para la estructura definitiva**  
*Cortante Estática para la estructura definitiva*

CORTANTE ESTÁTICA		
Parámetros	En X	En Y
Z	0.45	0.45
U	1.50	1.50
C	2.50	2.50
S	1.05	1.05
P ton	187.27	187.27
Ro	6.00	6.00
Ia	1.00	1.00
Ip	1.00	1.00
R	6.00	6.00
ZUCS/R	0.295	0.295
<b>V</b>	<b>55.244</b>	<b>55.244</b>

Fuente: Elaboración Propia

La **Tabla 28**. Se observa que la cortante basal estática  $V_x$  y  $V_y$  son iguales porque los parámetros sísmicos y la estimación del peso son iguales en ambas direcciones de análisis.

#### 3.2.4.4.4 Distribución de la fuerza sísmica

**Tabla 29:**

*Distribución de la Fuerza Sísmica en X para la estructura definitiva*

PISO	hi	Pi	Pi*hi	Vx	Fx
1	6.4976	107.69	699.72	55.24	39.01
2	3.6576	79.58	291.06	55.24	16.23
		$\Sigma Pi*hi$	990.78		

Fuente: Elaboración Propia

La **Tabla 29**. muestra que la fuerza sísmica alcanza su máximo valor en el segundo nivel con 39.01Ton en la dirección X-X.

**Tabla 30:**

*Distribución de la Fuerza Sísmica en Y para la estructura definitiva*

PISO	hi	Pi	Pi*hi	Vy	Fy
1	6.4976	107.69	699.72	55.24	39.01
2	3.6576	79.58	291.06	55.24	16.23
		$\Sigma Pi*hi$	990.78		

Fuente: Elaboración Propia

La **Tabla 30**. muestra que el valor de la fuerza sísmica alcanza su máximo valor en el segundo nivel con 39.01 Ton en la dirección Y-Y.

#### 3.2.4.4.5 Derivas de entrepiso

**Tabla 31:**

*Derivas Máximas en X para la estructura definitiva*

DERIVAS EN X					
Piso	$\delta$ -max	.75*R	.75*R* $\delta$	Límite	
2	0.000317	4.5	0.001427	0.010	<b>Cumple</b>
1	0.000364	4.5	0.001638	0.010	<b>Cumple</b>

Fuente: Elaboración Propia

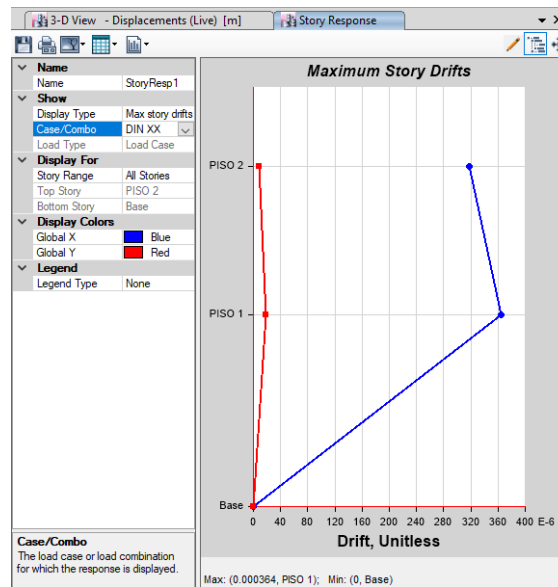


Figura 38. Derivas en dirección X para la estructura definitiva  
Fuente: Elaboración propia

La **Tabla 31**. presenta los máximos valores de deriva en la dirección X-X cuyos valores son menores a los establecidos en la norma E-030 en los pisos 1 y 2. Los datos se plasman en la Figura 33.

**Tabla 32:**  
*Derivas Máximas en Y para la estructura definitiva*

DERIVAS EN Y					
Piso	$\delta$ -max	.75*R	.75*R* $\delta$	Límite	
2	0.000174	4.5	0.000783	0.010	<b>Cumple</b>
1	0.000228	4.5	0.001026	0.010	<b>Cumple</b>

Fuente: Elaboración Propia

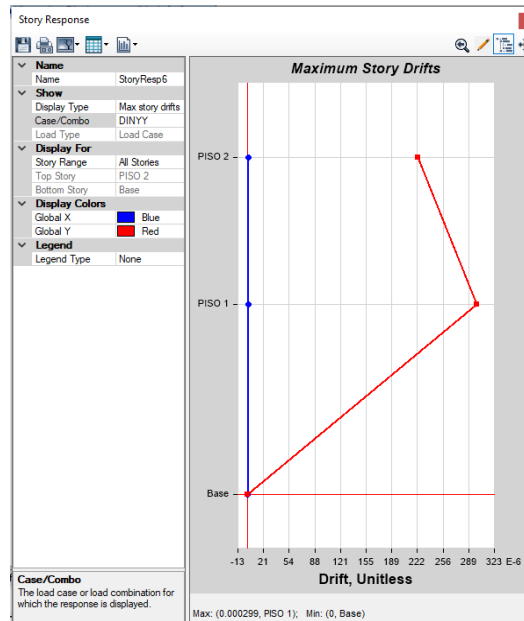


Figura 39. Derivas en dirección Y para la estructura definitiva  
Fuente: Elaboración propia

La **Tabla 32**. presenta los valores de máxima deriva en la dirección Y-Y cuyos valores son menores a los especificados en la norma E-030 en los pisos 1 y 2. Los datos se plasman en la Figura 34.

### 3.2.4.5. Análisis Dinámico

#### 3.2.4.5.1 Espectro de diseño

Siguiendo la sección 3.2.4.2.1 *Espectro de diseño* y teniendo los datos de la *Tabla 33*. se determina los valores para  $S_a$ , como se muestra en la *Tabla 34*.



**Tabla 33:**

*Parámetros para el cálculo de la Pseudo Aceleración de la estructura definitiva*

Parámetros	En X	En Y
Z	0.45	0.45
U	1.50	1.50
C	2.50	2.50
S	1.05	1.05
P ton	187.27	187.27
Ro	6.00	6.00
Ia	1.00	1.00
Ip	1.00	1.00
R =	6.00	6.00
g tm/s <sup>2</sup>	9.80	9.80

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 34:**

*Valores de Sa*

T	C	Sa
0.000	2.500	2.897
1.000	1.500	1.738
2.000	0.750	0.869
3.000	0.333	0.386
4.000	0.188	0.217
5.000	0.120	0.139
6.000	0.083	0.097
7.000	0.061	0.071
8.000	0.047	0.054
9.000	0.037	0.043
10.000	0.030	0.035

Fuente: Elaboración propia

La **Tabla 34.** presenta valores que definen la función de pseudo-aceleración, cuyos valores de T van de 0.00seg a 10.00 y Sa de 0.035 a 2.897.

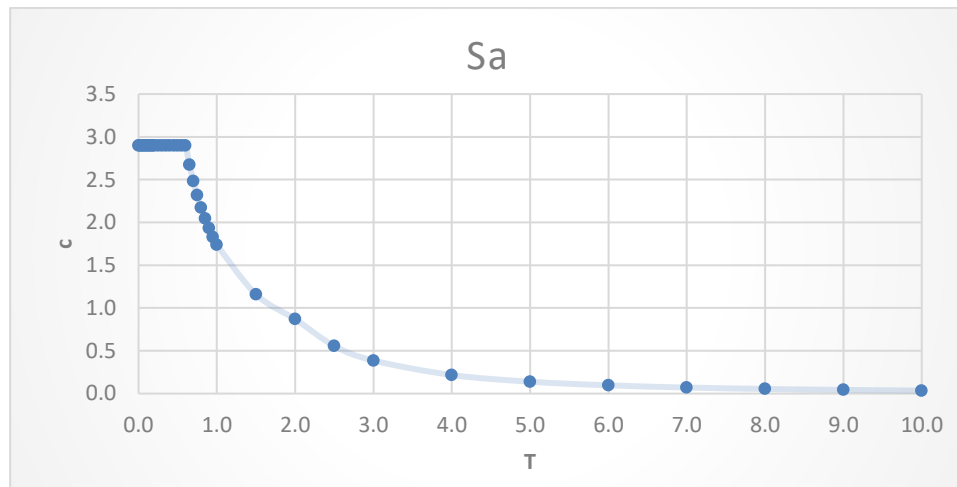


Figura 40. Función de Pseudo Aceleración - Espectro de Diseño

### 3.2.4.5.2 Cortante Basal Dinámica

Al introducir la función de Pseudo-Aceleración al Etabs, se procede a estimar los valores de cortante basal dinámica en las direcciones X e Y cuyos valores son:

$$V_{DINx} = 51.91$$

$$V_{DINy} = 52.86$$

La norma E-030 del RNE, establece que el mínimo valor para la cortante dinámica no puede ser menor al 80% de la cortante estática, y de ser así se calculará el factor de escala que haga cumplir este parámetro, cuyo valor define a la cortante de diseño

$$80\%V_{estx} = 0.80 \times (55.24) = 44.19 < V_{DINx} \text{ OK! } \therefore V_{DISx} = V_{DINx}$$

$$80\%V_{esty} = 0.80 \times (55.24) = 44.19 < V_{DINy} \text{ OK! } \therefore V_{DISy} = V_{DINy}$$

En los cálculos mostrados se observa el valor de la Cortante dinámica en x e y es mayor al 80% de la cortante estática, definiéndose que la Cortante de Diseño es igual a la Cortante Dinámica y no es necesario hacer el cálculo del factor de escala.

### 3.2.4.5.3 Cortante de entrepiso

**Tabla 35:**

*Distribución de Cortante Dinámico en X para la estructura definitiva*

PISO	Vdinx
2	29.08
1	51.91

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 36:**

*Distribución de Cortante Dinámico en Y para la estructura definitiva*

PISO	Vdiny
2	28.50
1	52.86

Fuente: Elaboración propia

### 3.2.4.6. Esfuerzos en los Elementos Estructurales

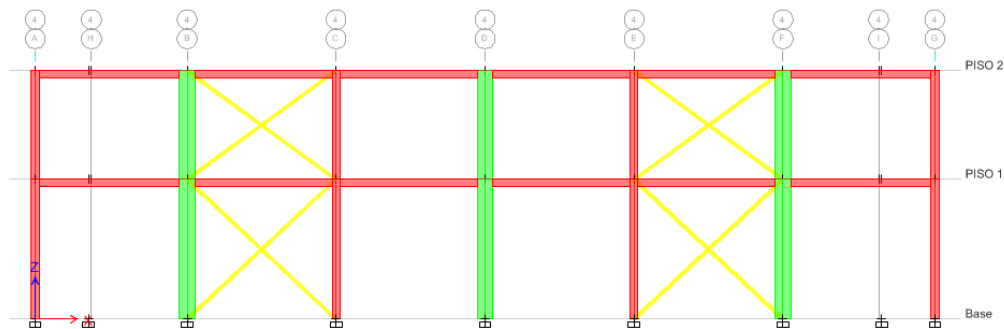


Figura 41. Elementos estructurales eje 4-4

Fuente: Elaboración propia

#### 3.2.4.6.1 Fuerza Axial

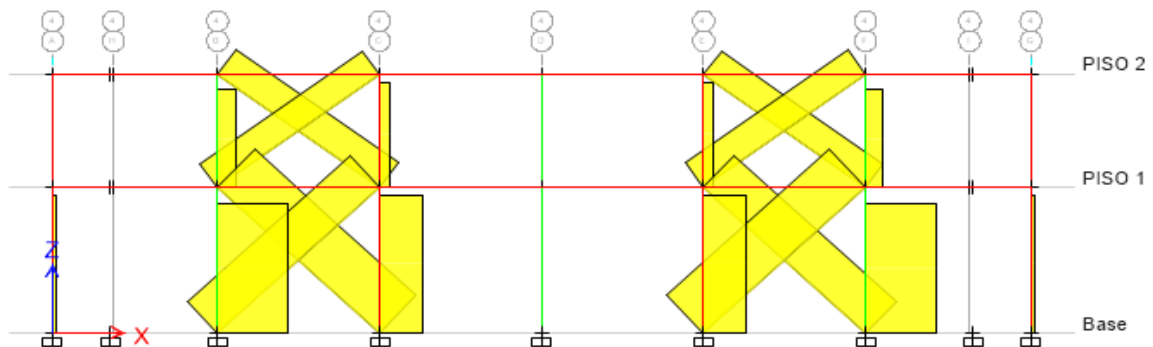


Figura 42. Fuerza Axial en los elementos eje 4-4

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 37:**  
*Valores de Fuerzas Axiales eje 4-4*

FUERZAS AXIALES (ton)								
Piso	B	B1	B2	C	E	E1	E2	F
2	2.530	4.4736	4.2669	1.4316	1.4316	4.2669	4.4736	2.5299
1	10.168	7.6814	6.3394	6.1823	6.1822	6.3288	7.6801	10.1681

Fuente: Elaboración propia

La Figura 42. y **Tabla 37** muestra los valores de fuerza axial en los pisos 1 y 2 para el eje 4-4 donde están los mayores esfuerzos, verificándose que el mayor esfuerzo axial ocurre en el primer nivel dado que ahí se concentra los esfuerzos provenientes del nivel superior. Los valores de B1, B2, E1 y E2 corresponden a las riostras, los demás corresponde a las columnas del eje 4-4

### 3.2.4.6.2 Fuerza Cortante

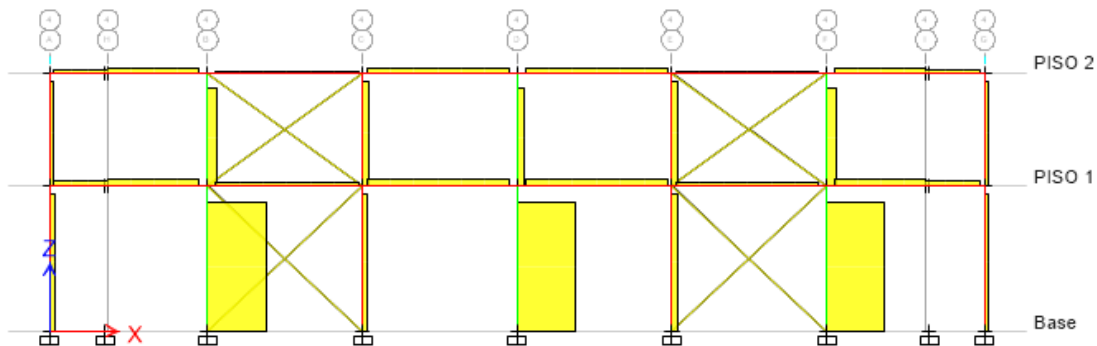


Figura 43. Fuerzas Cortantes en los elementos eje 4-4  
Fuente: Elaboración propia

**Tabla 38:**  
*Valores de Fuerzas Cortantes eje 4-4*

FUERZAS CORTANTES (ton)					
Piso	B	C	D	E	F
2	0.229	0.1311	0.1572	0.1311	0.2233
1	1.307	0.1259	1.3206	0.1259	1.3069

Fuente: Elaboración propia

La Figura 43. y la **Tabla 38**. Se observa que los esfuerzos cortantes son mayores en la base de la estructura, donde las columnas toman mayor esfuerzo de cortante.

### 3.2.4.6.3 Momentos Flectores

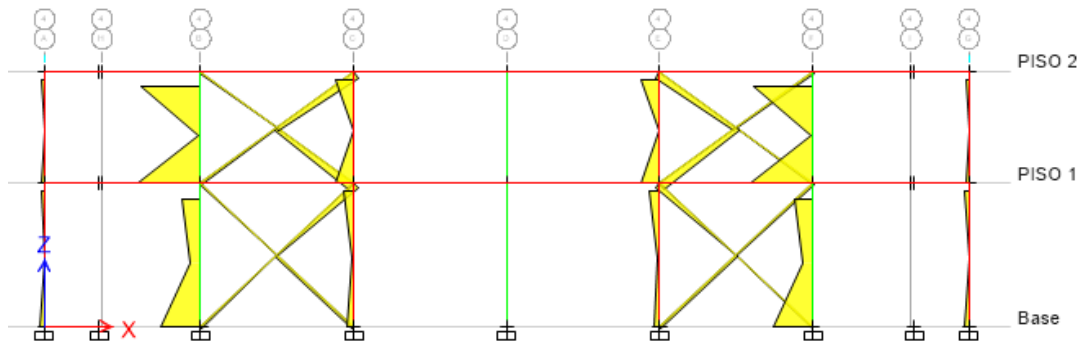


Figura 44. Momentos Flectores en los elementos eje 4-4  
Fuente: Elaboración propia

**Tabla 39.**  
Valores de Momento Flector eje-4-4

MOMENTOS FLECTORES (Ton-m)								
Piso	B	B1	B2	C	E	E1	E2	F
2	0.036	0.0043	0.0046	0.0081	0.0081	0.0046	0.0043	0.036
1	0.023	0.0014	0.0037	0.0057	0.0057	0.0037	0.0014	0.023

Fuente: Elaboración propia

La Figura 44. y **Tabla 39**. Se observa que los mayores esfuerzos de momento flector ocurren en las columnas del eje 4-4.

### 3.2.4.7. Costo del componente acero

Habiendo concluido el análisis estructural bajo las especificaciones del RNE mediante la norma E-030 y verificado el diseño según la normativa vigente para el diseño de Edificaciones de Acero bajo la norma E-090 cuyas especificaciones están relacionadas al AISC, se realiza el presupuesto del componente acero (casco) teniendo en cuenta cotizaciones de las siguientes empresas del rubro:

- TRADI S.A.

- ACEROS DECK – ACEROS PROCESADOS S.A.
- CYA SOLUCIONES METÁLICAS S.A.C.
- INGPOT S.A.C.
- CONCREMAX
- UNICON

A continuación se presenta el comparativo de precios de las empresas mencionadas anteriormente:

**Tabla 40:**

*Cuadro comparativo de precios según cotizaciones*

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	METRADO	TRADI S.A.			ACEROS-DECK			CYA SOLUCIONES METÁLICAS SAC		INGPUT SAC		CONCREMAX		UNICON	
				PU (\$USD)	CAMBIO	SUB TOTAL	PU (\$USD)	CAMBIO	SUB TOTAL	PU (PEN)	SUB TOTAL	PU (PEN)	SUB TOTAL	PU (PEN)	SUB TOTAL		
<b>01</b>	<b>COLUMNAS</b>																
01.01	PERFIL W6X25	PZ	4.33	211.78	3.36	3081.14				631.87	2736.00	755.89	3273.00				
01.02	PERFIL W8X18	PZ	15.43	152.48	3.36	7905.30				638.69	9855.00	558.73	8621.20				
01.03	PERFIL W16X67	PZ	4.34	851.41	3.36	12415.60				2816.82	12225.00	2985.85	12958.59				
<b>02</b>	<b>VIGAS</b>																
02.01	PERFIL W6X25	PZ	2.06	211.78	3.36	1465.86				885.44	1824.00	755.89	1557.13				
02.02	PERFIL W8X10	PZ	19.42	127.08	3.36	8292.12				383.11	7440.00	473.22	9189.93				
02.03	PERFIL W8X18	PZ	10.46	152.48	3.36	5359.00				690.92	7227.00	558.73	5844.32				
02.04	PERFIL W16X26	PZ	6.03	330.40	3.36	6694.17				965.17	5820.00	788.76	4756.22				
<b>03</b>	<b>VIGUETAS</b>																
03.01	PERFIL W8X10	PZ	10.48	127.08	3.36	4474.84				390.46	4092.00	473.22	4959.35				
<b>04</b>	<b>ARRIOSTRES</b>																
04.01	PERFIL CUADRADO 4"X4"	PZ	40.68	73.74	3.36	10079.14				162.49	6610.00	285.55	11616.17				
<b>05</b>	<b>LOSA COLABORANTE</b>																
05.01	SOFFITO METÁLICO PARA LOSA COLAB	M	483.92				14.29	3.36	23235.13	64.06	31000.00						
05.02	CONECTORES DE CORTE	UND	1412.00				0.83	3.36	3937.79	3.12	4400.00						
05.03	TOPES DE BORDE	UND	54.80				14.24	3.36	2621.98	50.73	2780.00						
05.04	CONCRETO PREMEZCLADO F <sub>c</sub> =210KG/C	M3	50.44											226.00	11399.44	224.00	11298.56

Según el cuadro comparativo presentado, se determina que CYA SOLUCIONES METÁLICAS SAC tiene la mejor propuesta económica en cuanto a los perfiles de acero estructural, por otro lado, ACEROS DECK presenta una mejor opción económica en cuanto a los accesorios para la losa colaborante, no obstante esta decisión se toma también en base a que los cálculos para el dimensionamiento de la losa colaborante se realizaron con los métodos de cálculo de esta marca. En cuanto al Concreto premezclado de 210KG/CM<sup>2</sup> se optará por la propuesta de UNICON. Por lo tanto, se estima el siguiente presupuesto:

**Tabla 41:**

*Presupuesto de la estructura definitiva con Arriostramiento en Cruz*

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	METRAD O	PU (PEN)	CAMBI O	TOTAL
<b>01</b>	<b>COLUMNAS</b>					
01.01	PERFIL W6X25	PZ	4.33	631.87		2736.00
01.02	PERFIL W8X18	PZ	15.43	638.69		9855.00
01.03	PERFIL W16X67	PZ	4.34	2816.82		12225.00
<b>02</b>	<b>VIGAS</b>					
02.01	PERFIL W6X25	PZ	2.06	885.44		1824.00
02.02	PERFIL W8X10	PZ	19.42	383.11		7440.00
02.03	PERFIL W8X18	PZ	10.46	690.92		7227.00
02.04	PERFIL W16X26	PZ	6.03	965.17		5820.00
<b>03</b>	<b>VIGUETAS</b>					
03.01	PERFIL W8X10	PZ	10.48	390.46		4092.00
<b>04</b>	<b>ARRIOSTRES</b>					
04.01	PERFIL T 4"X4"	PZ	40.68	162.49		6610.00
<b>05</b>	<b>LOSA COLABORANTE</b>					
05.01	SOFITO METÁLICO PARA LOSA COLABORANTE	M	483.92	14.29USD	3.36	23235.13
05.02	CONECTORES DE CORTE	UND	1412.00	0.83USD	3.36	3937.79
05.03	TOPES DE BORDE	UND	54.80	14.24USD	3.36	2621.98
05.04	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=210KG/CM2	M3	50.44	224.00		11298.56

COSTO DIRECTO 98,922.46

IGV 17,806.04

=====

TOTAL 116,728.50

### 3.2.5. Evaluación del Sistema de Arriostramiento Tipo Chevron (“V” invertida)

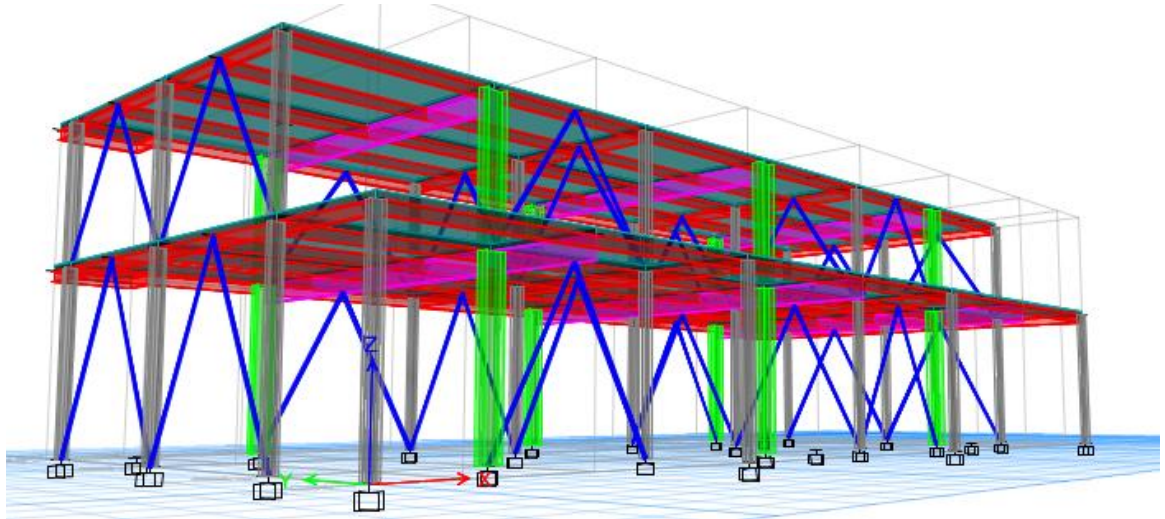


Figura 45. Vista 3D Modelamiento Etabs de  
 Estructura con Arriostramiento en V invertida  
 Fuente: Elaboración propia

#### 3.2.5.1. Análisis Estático

##### 3.2.5.1.1 Asignación de cargas

###### A. Carga Muerta

CM =                      Peso Propio + Peso de acabados  
 Peso de acabados=    100 kg/m<sup>2</sup>

###### B. Carga viva

CV aulas =            250.00            kg/m<sup>2</sup>  
 CV corredores =    400.00            kg/m<sup>2</sup>  
 Azotea =             50%CV             kg/m<sup>2</sup>

##### 3.2.5.1.2 Estimación del peso (P)

Según el MVCS (2018), norma E.030 en el Artículo 23, tratándose de una  
 edificación de la categoría A, edificaciones esenciales, para la estimación del peso



(P) deberá definirse el 100% de la carga muerta o carga permanente (CM) más el 50% de la carga viva (CV).

Al definirse esta combinación de carga (ver Figura 32). Se obtienen los pesos por piso de la edificación que se muestra en la **Tabla 42:**

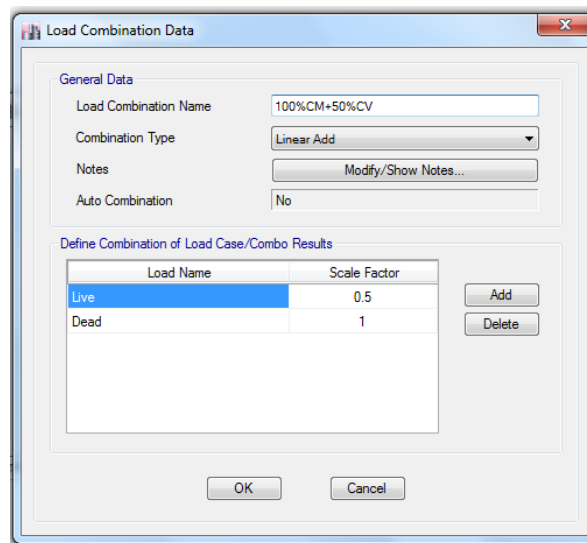


Figura 46. Combinación de carga para la estimación de P  
Fuente: Elaboración propia

**Tabla 42:**

*Peso por piso*

<b>PISO</b>	<b>Pi</b>
1	105.94
2	78.50
<b>Total</b>	<b>184.44</b>

Nota: Datos extraídos del ETABS

### 3.2.5.1.3 Cortante Estática (Vest)

Según los datos recopilados con la información de la edificación, según la Ecuación

16. Se determina el valor de la Cortante estática:

**Tabla 43:**

*Estimación de la Cortante Estática para Pórticos Arriostrados en V invertida*

<b>CORTANTE ESTÁTICA</b>		
<b>Parámetros</b>	<b>En X</b>	<b>En Y</b>
Z	0.45	0.45
U	1.50	1.50
C	2.50	2.50
S	1.05	1.05
P ton	184.44	184.44
Ro	6.00	6.00
Ia	1.00	1.00
Ip	1.00	1.00
R	6.00	6.00
ZUCS/R	0.295	0.295
<b>V</b>	<b>54.410</b>	<b>54.410</b>

Fuente: Elaboración Propia

La Tabla 43. muestra que la cortante basal estática  $V_x$  y  $V_y$  son iguales porque los parámetros sísmicos y la estimación del peso son iguales en ambas direcciones de análisis.

### 3.2.5.1.4 Distribución de la fuerza sísmica

**Tabla 44:**

*Distribución de Fuerza Sísmica en X*

<b>PISO</b>	<b>hi</b>	<b>Pi</b>	<b>Pi*hi</b>	<b>Vx</b>	<b>Fx</b>
1	6.4976	105.94	688.37	54.41	38.40
2	3.6576	78.50	287.11	54.41	16.01
		$\sum P_i \cdot h_i$	975.48		

Fuente: Elaboración Propia

La Tabla 44. Se muestra que el valor de la fuerza sísmica alcanza su máximo valor en el segundo nivel con 38.40Ton en la dirección X-X.

**Tabla 45:**  
*Distribución de Fuerza Sísmica en Y*

PISO	hi	Pi	Pi*hi	Vy	Fy
1	6.4976	105.94	688.37	54.41	38.40
2	3.6576	78.50	287.11	54.41	16.01
		$\Sigma P_i \cdot h_i$	975.48		

Fuente: Elaboración Propia

La Tabla 45. Se muestra que el valor de la fuerza sísmica alcanza su máximo valor en el segundo nivel con 38.40 Ton en la dirección Y-Y.

### 3.2.5.1.5 Derivas de entrepiso

**Tabla 46:**  
*Derivas Máximas en X*

DERIVAS EN X					
Piso	$\delta$ -max	.75*R	.75*R* $\delta$	Límite	
2	0.001248	4.5	0.005616	0.010	<b>Cumple</b>
1	0.001233	4.5	0.005549	0.010	<b>Cumple</b>

Fuente: Elaboración Propia

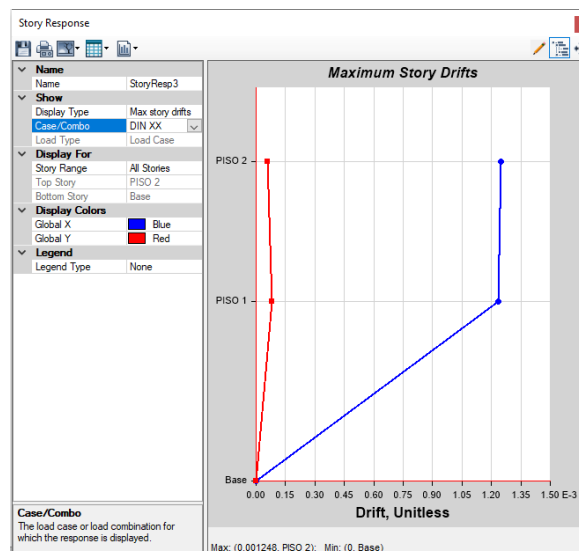


Figura 47. Derivas en dirección X

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 46. Se observa los valores de deriva máxima en la dirección X-X cuyos valores son menores a los especificados en la norma E-030 en los pisos 1 y 2. Los datos se plasman en la Figura 47.

**Tabla 47:**  
*Derivas Máximas en Y*

DERIVAS EN Y					
Piso	$\delta$ -max	$.75 * R$	$.75 * R * \delta$	Límite	Cumple
2	0.000689	4.5	0.003101	0.010	Cumple
1	0.001422	4.5	0.006399	0.010	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

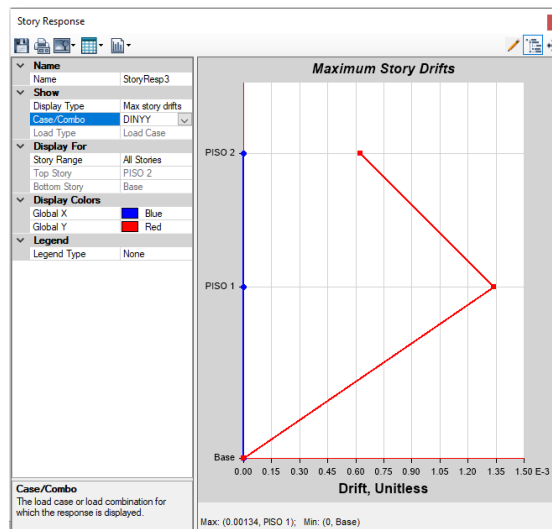


Figura 48. Derivas en dirección Y  
Fuente: Elaboración propia

La Tabla 47. presenta la deriva máxima en Y-Y cuyos valores son menores a los establecidos en la norma E-030 en los pisos 1 y 2. Los datos se plasman en la Figura 48.

### 3.2.5.2. Análisis Dinámico

#### 3.2.5.2.1 Espectro de diseño

Dada la Ecuación 23 por el MVCS (2018) en la norma E030 para el cálculo de la Pseudo aceleración, y teniendo los parámetros mostrados en la Tabla 8:

**Tabla 48:**  
*Parámetros para el cálculo de la Pseudo Aceleración*

Parámetros	En X	En Y
Z	0.45	0.45
U	1.50	1.50
S	1.05	1.05
P ton	184.44	184.44
Ro	6.00	6.00
Ia	1.00	1.00
Ip	1.00	1.00
R =	6.00	6.00
g m/s <sup>2</sup>	9.80	9.80

Fuente: Elaboración propia

Como  $TP=0.6$  y  $TL= 2.00$ , de acuerdo a la Ecuación 13, se obtiene la siguiente tabla:

**Tabla 49.**  
*Valores de Sa*

T	C	Sa
0.000	2.500	2.897
1.000	1.500	1.738
2.000	0.750	0.869
3.000	0.333	0.386
4.000	0.188	0.217
5.000	0.120	0.139
6.000	0.083	0.097
7.000	0.061	0.071
8.000	0.047	0.054
9.000	0.037	0.043
10.000	0.030	0.035

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 49. Se muestra valores que definen la función de pseudo-aceleración, cuyos valores de T van de 0.00seg a 10.00 y Sa de 0.035 a 2.897.

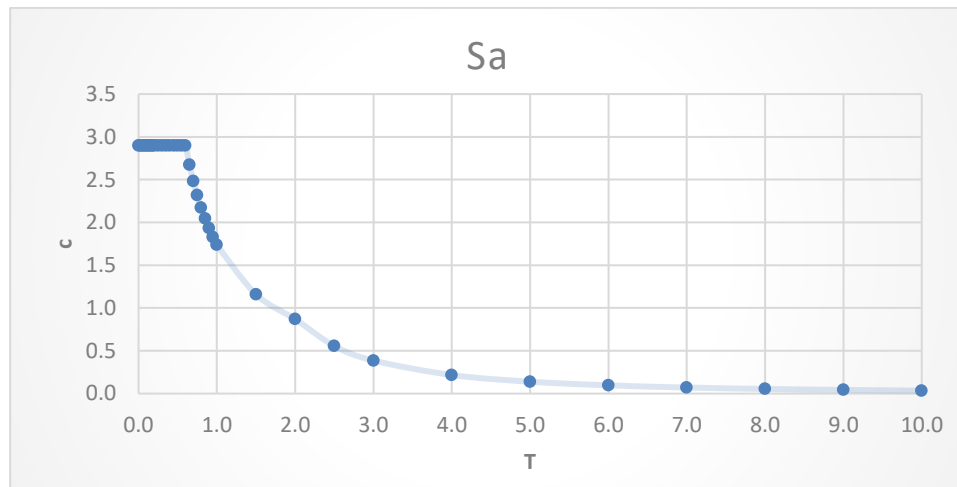


Figura 49. Función de Pseudo Aceleración - Espectro de Diseño

En la Figura 49. Se muestra la función de pseudo-aceleración que será utilizada en el programa Etabs 2016 v2.0 para el análisis dinámico de las estructuras. Dado que los parámetros mostrados en la **Tabla 49**. para ambas diecciones X-X e Y-Y son iguales, se utilizará la misma gráfica en el análisis dinámico en X-X e Y-Y.

### 3.2.5.2.2 Cortante Basal Dinámica

Al introducir la función de Pseudo-Aceleración al Etabs, se procede a estimar los valores de la cortante basal dinámica en ambas direcciones X e Y cuyos valores son los que se muestran a continuación:

$$V_{DINx} = 50.38$$

$$V_{DINy} = 53.34$$

La norma E-030 del RNE, establece que el mínimo valor para la cortante dinámica no puede ser menor al 80% de la cortante estática, y de ser así se calculará el factor de escala que haga cumplir este parámetro, cuyo valor define a la cortante de diseño

$$80\%V_{estx} = 0.80 \times (50.38) = 40.30 < V_{DINx} \text{ OK! } \therefore V_{DISx} = V_{DINx}$$



Dentro del proceso iterativo se establecieron nuevos perfiles estructurales teniendo en cuenta la homogeneidad de secciones de manera que se facilite el metrado de los perfiles. Las secciones definitivas propuestas para la estructura con arriostramiento Tipo Chevron o V invertida son las siguientes:

**Tabla 52:**  
*Secciones definitivas para Arriostramiento en Cruz*

Elemento	Secciones nuevas
Losa	t=15cm
Viguetas	W8x10
	W6X25
Vigas	W8X10
	W8X18
	W16x26
	W6X25
Columnas	W8X18
	W16X67
Arriostres	T 4"X4"

Fuente: Elaboración propia

En la

**Tabla 52.** Se observa las secciones definitivas para el arriostramiento en Cruz cuyas dimensiones son mayores a las predimensionadas y cumplen con la norma E-090 y la AISC de diseño de estructuras metálicas como se verifica con la Figura 50. donde los colores celeste y verde significan que los elementos estructurales cumplen los parámetros de las normas mencionadas.



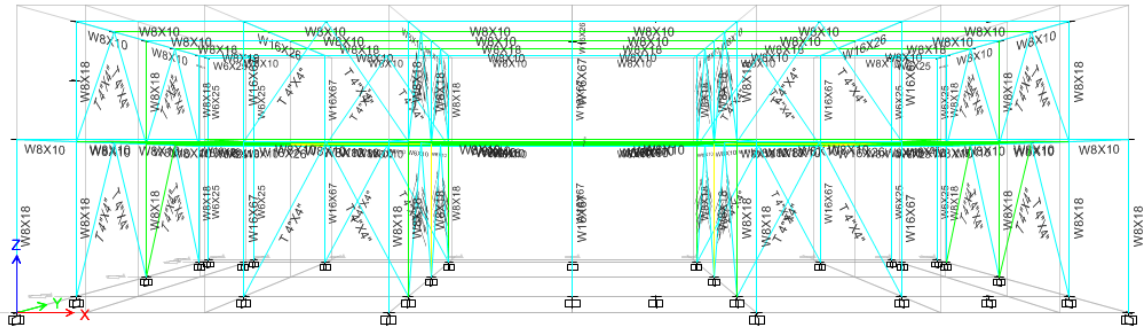


Figura 50. Verificación del diseño estructura con Arriostramiento en V invertida  
Fuente: Elaboración Propia

### 3.2.5.4. Análisis Estático de la estructura definitiva

#### 3.2.5.4.1 Asignación de cargas

##### A. Carga Muerta

CM =                      Peso Propio + Peso de acabados  
Peso de acabados=    100 kg/m<sup>2</sup>

##### B. Carga viva

CV aulas =            250.00            kg/m<sup>2</sup>  
CV corredores =    400.00            kg/m<sup>2</sup>  
Azotea =             50%CV             kg/m<sup>2</sup>

#### 3.2.5.4.2 Estimación del peso (P)

Para la estimación del peso (P) de la nueva estructura propuesta se ha seguido el procedimiento de cálculo especificado en 3.2.4.1.2. Estimación del peso (P)

**Tabla 53:**  
*Peso por piso de la estructura definitiva*

PISO	Pi
1	106.16
2	78.51
<b>Total</b>	<b>184.66</b>

Fuente: Elaboración propia

### 3.2.5.4.3 Cortante Estática (Vest)

Según los datos recopilados con la información de la edificación, y según la Ecuación 16. Se determina el valor de la Cortante estática:

**Tabla 54:**  
*Cortante Estática para la estructura definitiva*

CORTANTE ESTÁTICA		
Parámetros	En X	En Y
Z	0.45	0.45
U	1.50	1.50
C	2.50	2.50
S	1.05	1.05
P ton	184.66	184.66
Ro	6.00	6.00
Ia	1.00	1.00
Ip	1.00	1.00
R	6.00	6.00
ZUCS/R	0.295	0.295
<b>V</b>	<b>54.47</b>	<b>54.47</b>

Fuente: Elaboración Propia

De la Tabla 54. Se observa que la cortante basal estática  $V_x$  y  $V_y$  son iguales porque los parámetros sísmicos y la estimación del peso son iguales en ambas direcciones de análisis.

### 3.2.5.4.4 Distribución de la fuerza sísmica

**Tabla 55:**

*Distribución de la Fuerza Sísmica en X para la estructura definitiva*

PISO	hi	Pi	Pi*hi	Vx	Fx
1	6.4976	106.16	689.79	54.47	38.46
2	3.6576	78.51	287.16	54.47	16.01
		$\sum Pi*hi$	976.94		

Fuente: Elaboración Propia

De la Tabla 55. se observa que la fuerza sísmica alcanza su máximo valor en el segundo nivel con 38.46Ton en la dirección X-X.

**Tabla 56:**

*Distribución de la Fuerza Sísmica en Y para la estructura definitiva*

PISO	hi	Pi	Pi*hi	Vy	Fy
1	6.4976	106.16	689.79	55.24	38.46
2	3.6576	78.51	287.16	55.24	16.01
		$\sum Pi*hi$	976.94		

Fuente: Elaboración Propia

De la Tabla 56. Se observa que la fuerza sísmica alcanza su máximo valor en el segundo nivel con 38.46 Ton en la dirección Y-Y.

### 3.2.5.4.5 Derivas de entrepiso

**Tabla 57:**

*Derivas Máximas en X para la estructura definitiva*

DERIVAS EN X					
Piso	$\delta$ -max	.75*R	.75*R* $\delta$	Límite	Cumple
2	0.000268	4.5	0.001206	0.010	Cumple
1	0.000183	4.5	0.000824	0.010	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

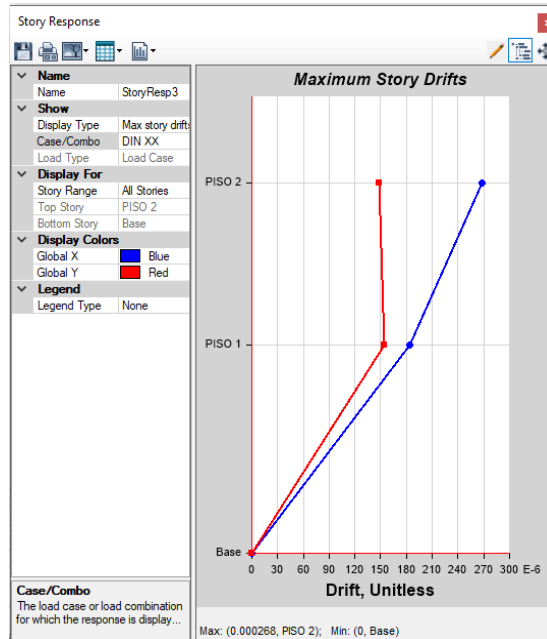


Figura 51. Derivas en dirección X para la estructura definitiva

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 57. Se presenta los valores de deriva máxima en la dirección X-X cuyos valores son menores a los establecidos en la norma E-030 en los pisos 1 y 2. Los datos se plasman en la Figura 51.

**Tabla 58:**

*Derivas Máximas en Y para la estructura definitiva*

DERIVAS EN Y				
Piso	$\delta$ -max	$.75 \cdot R$	$.75 \cdot R \cdot \delta$	Límite
2	0.000347	4.5	0.001562	0.010
1	0.000468	4.5	0.002106	0.010

Fuente: Elaboración Propia

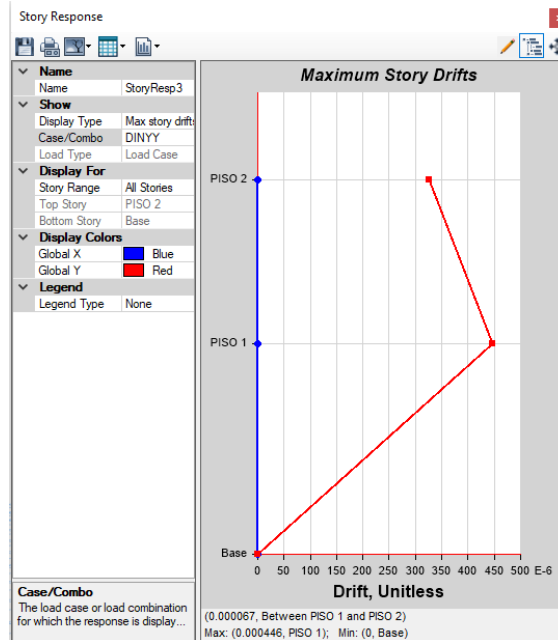


Figura 52. Derivas en dirección Y para la estructura definitiva  
Fuente: Elaboración Propia

La Tabla 58. presenta los valores de deriva máxima en la dirección Y-Y cuyos valores son menores a los establecidos en la norma E-030 en los pisos 1 y 2. Los datos se plasman en la Figura 52.

### 3.2.5.5. Análisis Dinámico de la estructura definitiva

#### 3.2.5.5.1 Espectro de diseño

Siguiendo el procedimiento del apartado 3.2.4.2.1 *Espectro de diseño* y teniendo los datos de la Tabla 59. se determina los valores para  $S_a$ , (ver *Tabla 60*)

**Tabla 59:**

*Parámetros para el cálculo de la Pseudo Aceleración de la estructura definitiva*

Parámetros	En X	En Y
Z	0.45	0.45
U	1.50	1.50
C	2.50	2.50
S	1.05	1.05
P ton	184.66	184.66
Ro	6.00	6.00
Ia	1.00	1.00
Ip	1.00	1.00
R =	6.00	6.00
g tm/s <sup>2</sup>	9.80	9.80

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 60:**

*Valores de Sa*

T	C	Sa
0.000	2.500	2.897
1.000	1.500	1.738
2.000	0.750	0.869
3.000	0.333	0.386
4.000	0.188	0.217
5.000	0.120	0.139
6.000	0.083	0.097
7.000	0.061	0.071
8.000	0.047	0.054
9.000	0.037	0.043
10.000	0.030	0.035

Fuente: Elaboración propia

La **Tabla 60**. Se presentan valores que definen la función de pseudo-aceleración, cuyos valores de T van de 0.00seg a 10.00 y Sa de 0.035 a 2.897.

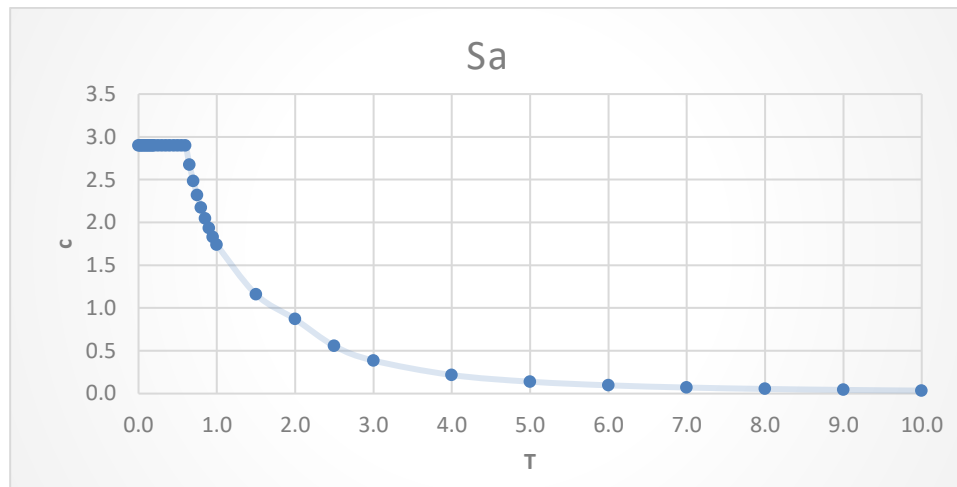


Figura 53. Función de Pseudo Aceleración - Espectro de Diseño

### 3.2.5.5.2 Cortante Basal Dinámica

Al introducir la función de Pseudo-Aceleración al Etabs, se procede a estimar los valores de la cortante basal dinámica en ambas direcciones X e Y cuyos valores son los que se muestran a continuación:

$$V_{DINx} = 52.47$$

$$V_{DINy} = 53.81$$

La norma E-030 del RNE, establece que el valor mínimo para la cortante dinámica no puede ser menor al 80% de la cortante estática, y de ser así se calculará el factor de escala que haga cumplir este parámetro, cuyo valor define a la cortante de diseño

$$80\%V_{estx} = 0.80 \times (54.47) = 43.58 < V_{DINx} \text{ OK! } \therefore V_{DISx} = V_{DINx}$$

$$80\%V_{esty} = 0.80 \times (54.47) = 43.58 < V_{DINy} \text{ OK! } \therefore V_{DISy} = V_{DINy}$$

En los cálculos mostrados se observa que el valor de la Cortante dinámica en ambas direcciones es mayor al 80% de la cortante estática por lo que se define

que la Cortante de Diseño es igual a la Cortante Dinámica y no es necesario hacer el cálculo del factor de escala.

### 3.2.5.5.3 Cortante de entrepiso

**Tabla 61:**

*Distribución de Cortante Dinámico en X para la estructura definitiva*

PISO	Vdinx
2	28.39
1	52.47

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 62:**

*Distribución de Cortante Dinámico en Y para la estructura definitiva*

PISO	Vdiny
2	27.16
1	53.81

Fuente: Elaboración propia

### 3.2.5.6. Esfuerzos en los Elementos

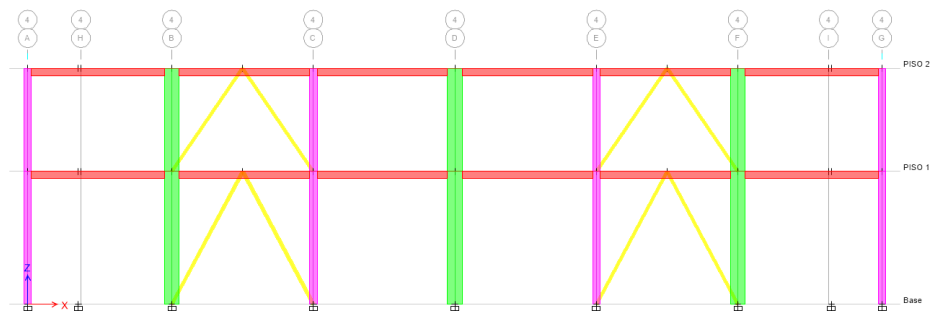


Figura 54. Elementos estructurales eje 4-4

Fuente: Elaboración propia



### 3.2.5.6.1 Fuerza Axial

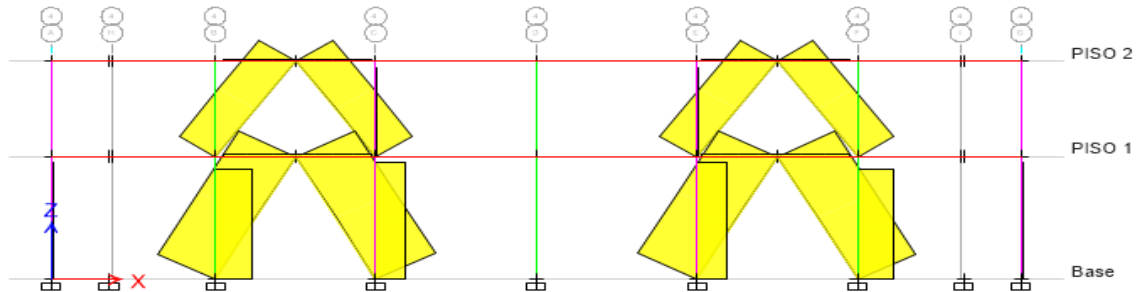


Figura 55. Fuerza Axial en los elementos eje 4-4  
Fuente: Elaboración propia

**Tabla 63:**  
*Valores de Fuerzas Axiales eje 4-4*

FUERZAS AXIALES (ton)								
Piso	B	B1	B2	C	E	E1	E2	F
2	0.008	6.3299	6.4635	0.104	0.104	6.4633	6.3297	0.008
1	5.307	9.4166	9.7347	4.2179	4.2176	9.7344	9.4164	5.3065

Fuente: Elaboración propia

La Figura 55. y Tabla 63 se presentan los valores de fuerza axial en los niveles 1 y 2 para el eje 4-4 donde se encuentran los mayores esfuerzos, verificándose que el mayor esfuerzo axial se da en el primer nivel dado que ahí se concentra los esfuerzos provenientes del nivel superior. Los valores de B1, B2, E1 y E2 corresponden a las riostras, los demás corresponde a las columnas del eje 4-4

### 3.2.5.6.2 Fuerza Cortante

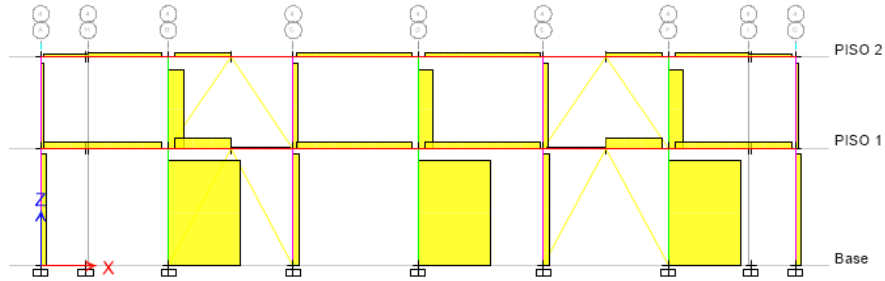


Figura 56. Fuerzas Cortantes en los elementos eje 4-4  
Fuente: Elaboración propia

**Tabla 64:**  
*Valores de Fuerzas Cortantes eje 4-4*

FUERZAS CORTANTES (ton)					
Piso	B	C	D	E	F
2	0.425	0.127	0.4092	0.127	0.4245
1	2.011	0.1712	1.998	0.1712	2.0112

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 56. y la Tabla 64. Se observa que los esfuerzos de cortante son mayores en la base de la edificación, donde las columnas toman mayor esfuerzo de cortante.

### 3.2.5.6.3 Momentos Flectores

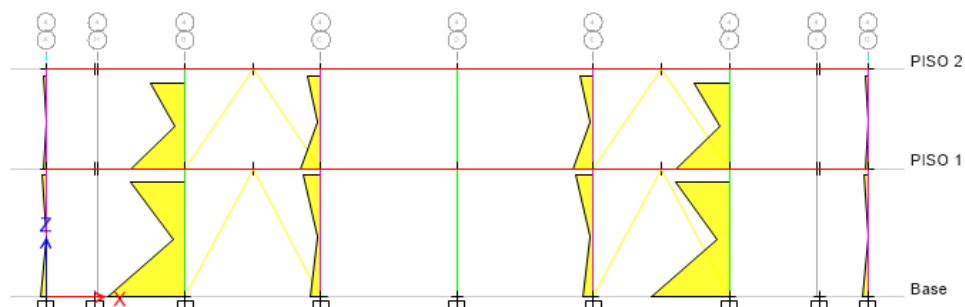


Figura 57. Momentos Flectores en los elementos eje 4-4  
Fuente: Elaboración propia

**Tabla 65:**  
*Valores de Momento Flector eje-4-4*

MOMENTOS FLECTORES (ton-m)								
Piso	B	B1	B2	C	E	E1	E2	F
2	0.035	0	0	0.0134	0.0134	0	0	0.035
1	0.050	0	0	0.0112	0.0112	0	0	0.050

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 57. Y Tabla 65. Se observa que los mayores esfuerzos de momento flector se presentan en las columnas del eje 4-4.

### 3.2.5.7. Costo del componente acero

Habiendo concluido el análisis estructural bajo las especificaciones del RNE mediante la norma E-030 y verificado el diseño según la normativa vigente para diseño de Edificaciones de Acero bajo la norma E-090 cuyas especificaciones están relacionadas al AISC, se estima el presupuesto del componente acero (casco) teniendo en cuenta cotizaciones de las siguientes empresas del rubro:

- TRADI S.A.
- ACEROS DECK – ACEROS PROCESADOS S.A.
- CYA SOLUCIONES METÁLICAS S.A.C.
- INGPU S.A.C.
- CONCREMAX
- UNICON

A continuación se presenta el comparativo de precios de las empresas mencionadas anteriormente:

**Tabla 66:**  
*Cuadro comparativo de precios según cotizaciones*

DESCRIPCIÓN	UND	METRA DO	TRADI S.A.			ACEROS-DECK			CYA SOLUCIONES METÁLICAS SAC		INGPUT SAC		CONCREMAX		UNICON	
			PU (\$USD)	CAMBIO	SUB TOTAL	PU (\$USD)	CAMBIO	SUB TOTAL	PU (PEN)	SUB TOTAL	PU (PEN)	SUB TOTAL	PU (PEN)	SUB TOTAL	PU (PEN)	SUB TOTAL
<b>COLUMNAS</b>																
PERFIL W6X25	PZ	4.33	211.78	3.36	3081.14				631.87	2736.00	755.89	3273.00				
PERFIL W8X18	PZ	15.43	152.48	3.36	7905.30				638.69	9855.00	558.73	8621.20				
PERFIL W16X67	PZ	4.34	851.41	3.36	12415.60				2816.82	12225.00	2985.85	12958.59				
<b>VIGAS</b>																
PERFIL W6X25	PZ	2.06	211.78	3.36	1465.86				885.44	1824.00	755.89	1557.13				
PERFIL W8X10	PZ	19.42	127.08	3.36	8292.12				383.11	7440.00	473.22	9189.93				
PERFIL W8X18	PZ	10.46	152.48	3.36	5359.00				690.92	7227.00	558.73	5844.32				
PERFIL W16X26	PZ	6.03	330.40	3.36	6694.17				965.17	5820.00	788.76	4756.22				
<b>VIGUETAS</b>																
PERFIL W8X10	PZ	10.48	127.08	3.36	4474.84				390.46	4092.00	473.22	4959.35				
<b>ARRIOSTRES</b>																
PERFIL CUADRADO 4"x4"	PZ	30.36	73.74	3.36	7522.19				162.49	4933.13	285.55	8669.30				
<b>LOSA COLABORANTE</b>																
SOFITO METÁLICO PARA LOSA COLABORANTE	M	483.92				14.29	3.36	23235.13	64.06	31000.00						
CONECTORES DE CORTE	UND	1412.00				0.83	3.36	3937.79	3.12	4400.00						
TOPES DE BORDE	UND	54.80				14.24	3.36	2621.98	50.73	2780.00						
CONCRETO PREMEZCLADO F <sub>c</sub> =210KG/CM <sup>2</sup>	M3	50.44											226.00	11399.44	224.00	11298.56

Según el cuadro comparativo presentado, se determina que CYA SOLUCIONES METÁLICAS SAC tiene la mejor propuesta económica en cuanto a los perfiles de acero estructural, por otro lado, ACEROS DECK presenta una mejor opción económica en cuanto a los accesorios para la losa colaborante, no obstante esta decisión se toma también en base a que los cálculos para el dimensionamiento de la losa colaborante se realizaron con los métodos de cálculo de esta marca. En cuanto al Concreto premezclado de 210KG/CM<sup>2</sup> se optará por la propuesta de UNICON. Por lo tanto, se estima el siguiente presupuesto:

**Tabla 67:**

*Presupuesto de la estructura definitiva con Arriostramiento Chevron*

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	METRADO	PU (PEN)	CAMBIO	TOTAL
<b>01</b>	<b>COLUMNAS</b>					
01.01	PERFIL W6X25	PZ	4.33	631.87		2736.00
01.02	PERFIL W8X18	PZ	15.43	638.69		9855.00
01.03	PERFIL W16X67	PZ	4.34	2816.82		12225.00
<b>02</b>	<b>VIGAS</b>					
02.01	PERFIL W6X25	PZ	2.06	885.44		1824.00
02.02	PERFIL W8X10	PZ	19.42	383.11		7440.00
02.03	PERFIL W8X18	PZ	10.46	690.92		7227.00
02.04	PERFIL W16X26	PZ	6.03	965.17		5820.00
<b>03</b>	<b>VIGUETAS</b>					
03.01	PERFIL W8X10	PZ	10.48	390.46		4092.00
<b>04</b>	<b>ARRIOSTRES</b>					
04.01	PERFIL T 4"X4"	PZ	30.36	162.49		4933.13
<b>05</b>	<b>LOSA COLABORANTE</b>					
05.01	SOFITO METÁLICO PARA LOSA COLABORANTE	M	483.92	14.29USD	3.36	23235.13
05.02	CONECTORES DE CORTE	UND	1412.00	0.83USD	3.36	3937.79
05.03	TOPES DE BORDE	UND	54.80	14.24USD	3.36	2621.98
05.04	CONCRETO PREMEZCLADO F <sub>c</sub> =210KG/CM <sup>2</sup>	M3	50.44	224.00		11298.56

COSTO DIRECTO	96,245.59
IGV	17,324.21
	=====
TOTAL	113,569.80

## CAPÍTULO IV. RESULTADOS

### 4.1. Factibilidad técnica

#### 4.1.1. Fuerza cortante de diseño

**Tabla 68:**

*Variación de Cortante de diseño en X*

Nivel	ARRIOSTRE		Variación	Var/Cruz
	Cruz	Chevron		
Base	51.91	52.47	0.56	1.09%

Fuente: Elaboración propia

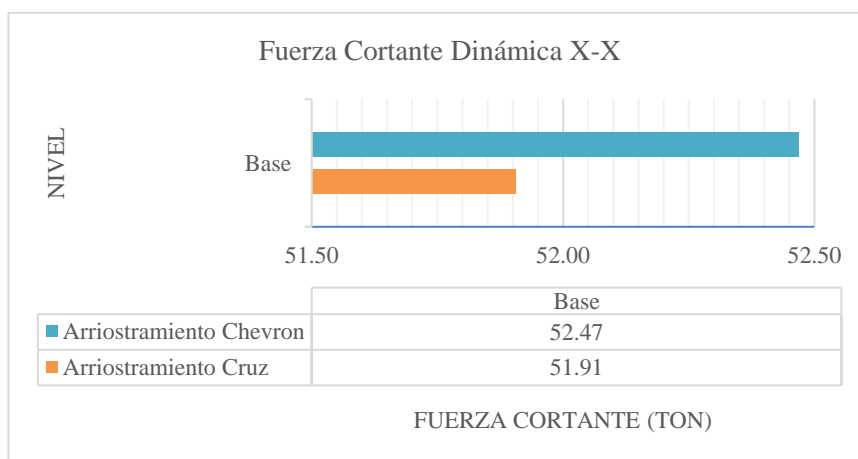


Gráfico 1. Fuerza Cortante de diseño en X

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 68. y el Gráfico 1. se muestra que la Fuerza Cortante de diseño de la edificación con arriostramiento Chevron es 1.09% mayor que en la estructura con arriostramiento en cruz en la dirección X-X ya que la rigidez es mayor en la base de la edificación.

**Tabla 69:**

*Variación de Cortante de diseño en Y*

Nivel	ARRIOSTRE		Variación	Var/Cruz
	Cruz	Chevron		
Base	52.86	53.81	0.95	1.79%

Fuente: Elaboración propia

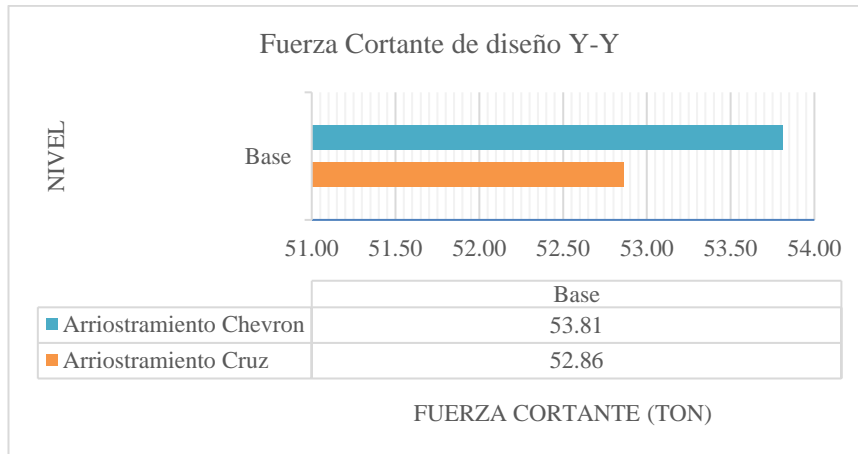


Gráfico 2. Fuerza Cortante Dinámica en Y  
Fuente: Elaboración propia

La Tabla 69. y el Gráfico 2. se ve que la Fuerza Cortante de diseño de la edificación con arriostramiento Chevron es 1.79% mayor que en la estructura con arriostramiento en cruz en Y-Y ya que la rigidez es mayor en la base de la estructura.

#### 4.1.2. Derivas de entrepiso

**Tabla 70.**  
*Variación de Derivas en X*

Nivel	ARRIOSTRE		Límite	Variación	Var/Cruz
	Cruz	Chevron			
2	0.00143	0.00165	0.01	0.00022	15.46%
1	0.00164	0.00231	0.01	0.00068	41.21%

Fuente: Elaboración propia

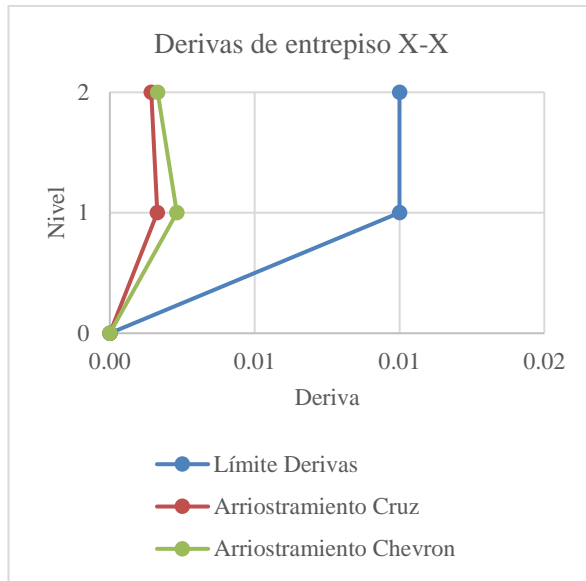


Gráfico 3. Derivas de entrepiso en X-X  
Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 70. y el Gráfico 3. se muestra que las derivas de entrepiso en X-X de la edificación con arriostramiento Chevron son mayores hasta en 41.21% respecto del arriostramiento en Cruz; no obstante, estos valores en ambas estructuras representan valores por debajo del límite de derivas de entrepiso establecidos en la norma E-030.

El cálculo de las derivas de entrepiso relaciona los desplazamientos de entrepiso respecto a su altura, esto quiere decir que, al tener mayores derivas en la estructura, mayor es el desplazamiento de la misma lo que significa que la estructura con Arriostramiento Chevron es menos rígida en la dirección X bajo las características presentadas.



**Tabla 71:**  
*Variación de Derivas en Y*

Nivel	ARRIOSTRE		Límite	Variación	Var/Cruz
	Cruz	Chevron			
2	0.00078	0.00086	0.01	0.00008	9.77%
1	0.00103	0.00162	0.01	0.00060	58.33%

Fuente: Elaboración propia

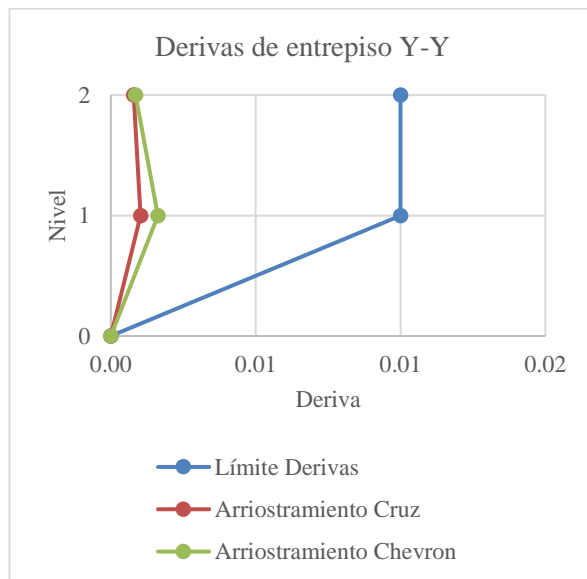


Gráfico 4. Derivas de entrepiso en Y-Y  
Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 71. y el Gráfico 4. se observa que las derivas de entrepiso en X-X de la edificación con arriostramiento Chevron son mayores hasta en 58.33% respecto del arriostramiento en Cruz; no obstante, estos valores en ambas estructuras representan valores por debajo del límite de derivas de entrepiso establecidos en la norma E-030.

El cálculo de las derivas de entrepiso relaciona los desplazamientos de entrepiso respecto a su altura, esto quiere decir que, al tener mayores derivas en la estructura, mayor es el desplazamiento de la misma lo que implica que la estructura con

Arriostamiento Chevron es menos rígida en la dirección Y bajo las características presentadas.

#### 4.1.3. Esfuerzos en los elementos

##### 4.1.3.1. Fuerzas Axiales

**Tabla 72:**

*Variación de Fuerzas Axiales en las Riostras B1*

Nivel	ARRIOSTRE		Variación	Var/Cruz
	Cruz	Chevron		
2	4.47360	6.32990	1.86	41%
1	7.68140	9.41660	1.74	23%

Fuente: Elaboración propia

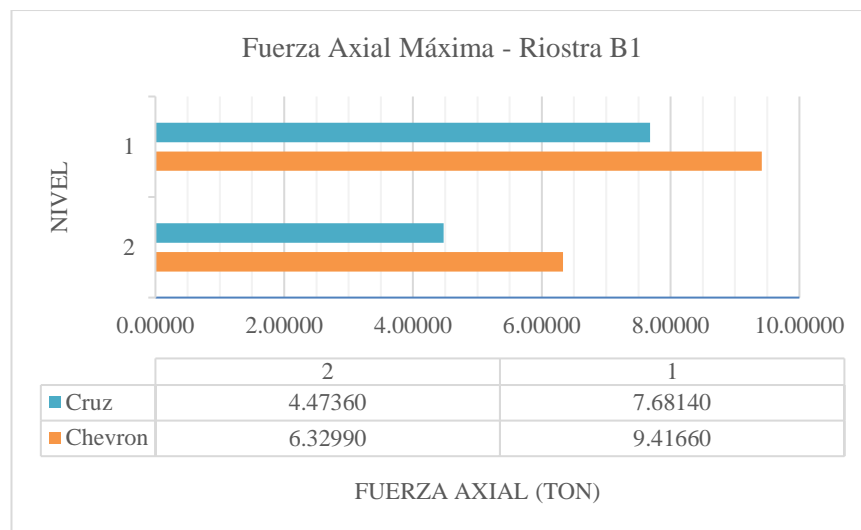


Gráfico 5. Fuerzas Axiales máximas, Riostras B1

Fuente: Elaboración propia

Según la Tabla 72 y el Gráfico 5. se muestra las fuerzas axiales en la Riostra B1 de la estructura con arriostamiento Chevron son mayores hasta en 41% respecto de la estructura con arriostamiento en Cruz.

Las fuerzas axiales son las que intervienen posteriormente al análisis estructural en el diseño de la cimentación ya que representan la carga puntual que los elementos transmitirán hacia la cimentación para distribuirla en el suelo de fundación.

Según los valores calculados se deduce que la estructura con Arriostramiento Chevron reúne mayor esfuerzo axial en el elemento en estudio, lo que significa que mayor deberá ser la resistencia para la cual se diseñará su cimentación, lo que significa que el dimensionamiento de la cimentación para esta estructura será mayor que para la estructura con Arriostramiento en Cruz.

Además, del Gráfico 5. se observa que las fuerzas Axiales son mayores en el primer nivel ya que es donde se reúne las fuerzas provenientes de los niveles superiores.

#### 4.1.3.2. Fuerzas cortantes

**Tabla 73.**

*Variación de Fuerzas Cortantes en la Columna B*

Nivel	ARRIOSTRE		Variación	Var/Cruz
	Cruz	Chevron		
2	0.22930	0.42450	0.20	85%
1	1.30690	2.01120	0.70	54%

Fuente: Elaboración propia

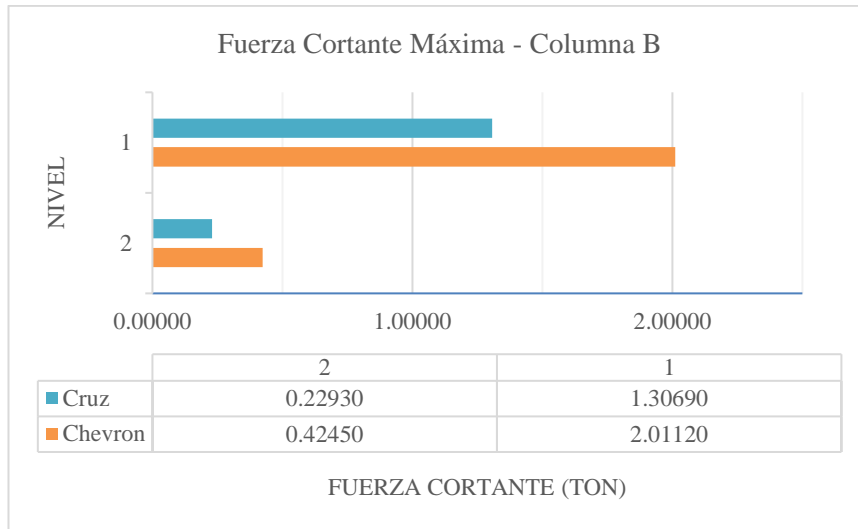


Gráfico 6. Fuerzas Cortantes Máximas en la Columna B  
Fuente: Elaboración propia

Según los cálculos recopilados en la *Tabla 73*.

Se observa que Las fuerzas cortantes en la Columna B de la estructura con arriostramiento Chevron son mayores en 80% respecto de la estructura con arriostramiento en cruz

El *Gráfico 6*. muestra el valor de la fuerza cortante en ambas estructuras que decrece conforme incrementa la altura.

#### 4.1.3.3. Momentos Flectores

**Tabla 74:**  
*Variación de Momentos Flectores en la Columna B*

Nivel	ARRIOSTRE		Variación	Var/Cruz
	Cruz	Chevron		
2	0.03580	0.03590	0.00	0%
1	0.02260	0.05030	0.03	123%

Fuente: Elaboración propia

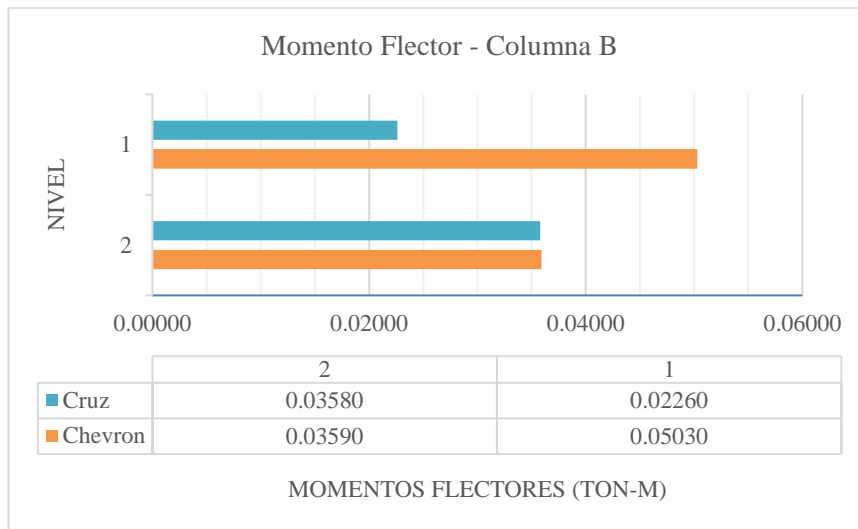


Gráfico 7. Momentos Flectores Máximos en la Columna B  
Fuente: Elaboración propia

La. determina que en la Columna B que es donde se encontraron los momentos máximos para ambas estructuras, son mayores los valores de momento en la estructura Chevron en el primer nivel ya que el valor de variación de momento respecto a la estructura con Arriostramiento en Cruz representa el 123% más que el valor obtenido en dicha estructura.

## 4.2. Factibilidad económica

### 4.2.1. Costo del componente acero

**Tabla 75:**  
*Variación de costo del componen acero*

	SISTEMA DE PORTICOS ARRIOSTRADOS		Variación
	CRUZ	CHEVRON	Var/Chev
<b>COSTO</b>	S/.116,728.50	S/.113,569.80	3%

Fuente: Elaboración propia

De la Tabla 75. se evidencia que el costo del sistema con arriostramiento en Cruz es 3% mayor que el costo del sistema con arriostramiento Chevron porque en esta edificación la cantidad de acero utilizado es menor.

### 4.3. Resumen de resultados

#### 4.3.1. Factibilidad técnica

**Tabla 76:**

*Resumen de resultados para la Factibilidad Técnica*

Nivel	Resumen de resultados		
	Fuerza Cortante de Diseño	Derivas de Entrepiso	Fuerzas en los Elementos
1 y 2	La fuerza cortante de diseño en la estructura con Arriostramiento tipo Chevron excede en 1.79% respecto de la estructura con Arriostramiento en Cruz	Las Derivas de entrepiso de la estructura con Arriostramiento tipo Chevron exceden entre 15.46% y 58.33% respecto de la estructura con Arriostramiento en Cruz	En la estructura con Arriostramiento tipo Chevron excede en 41% las fuerzas axiales, 85% las fuerzas cortantes y 123% los momentos flectores respecto de la estructura con Arriostramiento en Cruz

Fuente: Elaboración propia

La factibilidad técnica de una estructura define su comportamiento ante solicitaciones permanentes y eventuales, en este indicador nos adelantamos a predecir los desplazamientos, distorsiones y esfuerzos que actúan en la estructura ante las solicitaciones estudiadas en los capítulos III y IV y cuyos resultados han sido comparados con los parámetros límites establecidos en las normas vigentes del RNE y especificaciones internacionales tales como el AISC que están incluidas en el software ETABS 2016 v2.0 y que facilitan la verificación del diseño de estructuras.

#### 4.3.2. Factibilidad Económica

**Tabla 77:**

*Resumen de resultados para la Factibilidad Económica*

<b>Resumen de resultados</b>	
<b>Costo del componente acero</b>	
Estructura con Arriostramiento en cruz	S/116,728.50
Estructura con Arriostramiento Chevrolet	S/ 113,569.80

Fuente: Elaboración propia

La factibilidad económica en esta tesis incide en la estimación del costo total del insumo acero de los elementos estructurales que conforman la edificación más el concreto que se utiliza en la conformación de las losas colaborantes, todo este grupo de elementos estructurales conforma el casco estructural de la estructura.

## CAPÍTULO V. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

### 5.1. Discusión

Cabanillas (2018) determinó que la estructura con arriostramiento en V tiene un mejor comportamiento estructural ya que de la evaluación técnica estableció que las distorsiones de entrepiso son menores hasta en 7.03%, y la cortante de diseño es menor en 30.76% en comparación con los arriostramientos en Cruz y K; sin embargo, en la evaluación de la implementación del sistema con arriostramiento en V invertida de la investigación, se estableció que presenta mayores distorsiones de entrepiso hasta en 58.33% y la cortante de diseño es mayor en 1.79% por lo que el sistema que define la factibilidad técnica es la estructura con arriostramiento en Cruz, esto se debe a la disposición de dichos elementos de arriostre en la estructura ya que el ángulo de inclinación del arriostramiento en cruz están más cerca a  $45^\circ$  que es lo recomendable para el mejor comportamiento de un sistema de arriostre.

Ttito (2019) estableció que económicamente es reomendable la implementación de pórticos arriostrados OMF ya que el sistema de arriostramiento KBMF es 42% más costoso. En la evaluación de los sistemas de arriostramiento presentados en esta investigación, se determinó que económicamente es factible la implementación de pórticos arriostrados tipo Chevron o V inertida ya que el sistema de arriostramiento en cruz es 3% más costoso.



## 5.2. Conclusiones

De la evaluación de dos sistemas estructurales de pórticos arriostrados de acero, se ha definido que el sistema de arriostramiento en Cruz define la factibilidad técnica y económica de reconstrucción post desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres. La decisión se toma en base a que se ha analizado el comportamiento estructural de ambas estructuras, definiéndose a esta como la factible técnicamente, teniendo un criterio conservador la variación del costo no se considera significativa, dándose prioridad a los aspectos técnicos.

Se evaluó la **fuerza cortante** de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero, definiéndose que el sistema de arriostramiento en Cruz es factible técnicamente ya que el tipo Chevron excede en 1.79% del valor de la fuerza cortante de diseño.

Se evaluó las **Derivas de entrepiso** de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero, definiéndose que el sistema de arriostramiento en Cruz es factible técnicamente ya que el tipo Chevron excede hasta el 58.33% de las derivas de entrepiso; no obstante, ambos sistemas se encuentran dentro del rango permitido de derivas de entrepiso establecidos en el RNE.

Se evaluó los **Esfuerzos en los elementos estructurales** de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero, definiéndose que el sistema de arriostramiento en Cruz es factible técnicamente ya que el tipo Chevron excede en 41% de fuerzas axiales, 85% de fuerzas cortantes y 123% de momentos flectores.

Se evaluó el **costo del componente acero** de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero definiéndose según la **Tabla 76** que el sistema con arriostramiento tipo

Chevron define la factibilidad económica ya que el sistema con arriostramiento en Cruz es 3% más costoso.

### **5.3. Recomendaciones**

En base al desarrollo de la investigación, sus resultados y la extensión adicional comprendida en los anexos para el dimensionamiento y diseño del elemento estructural de arriostramiento, se recomienda que paralelamente a los datos obtenidos en el software Etabs, debe realizarse una verificación manual teniendo como referencia las fórmulas especificadas en el AISC, no obstante, de ser el caso en que se requiera optimizar el elemento estructural, deberá volver a verificarse las derivas de la estructura para cumplir con los límites establecidos en la norma E-030.

S recomienda también como línea de investigación en cuanto a estructuras de acero, analizar el costo-beneficio del tiempo de ejecución de este tipo de estructuras respecto al concreto armado

## REFERENCIAS

- Andrade, J., & Jaramillo, M. (2015). *Análisis comparativo entre sistemas estructurales sismo resistentes para edificios utilizando sistemas combinados con pórticos, muros o diagonales de homigón y acero*. (Tesis de pregrado). Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- Arbaiza Fermini, L. (2014). *Cómo elaborar una tesis de grado*. Lima: esan ediciones.
- ArcelorMittal. (2008). *Manuales de diseño "Steel Buildings in Europe"*. Recuperado de <http://sections.arcelormittal.com/es/documentacion/manuales-de-diseno-steel-buildings-in-europe.html>.
- Cabanillas, F. (2018). *Comportamiento estructural del edificio de industrias alimentarias de la Universidad Nacional de Cajamarca con diferentes tipos de arriostres*. (Tesis de grado). Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.
- Carrasco, L. (2011). *Comportamiento axial de arriostres de acero*. (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Carrillo, R. (2016). *Análisis comparativo entre sistema a momento y sistema arriostrado concéntrico de una edificación de estructura metálica*. (tesis de pregrado). Universidad de Guayaquil, Guayaquil, Ecuador.
- Corzo, D., & Saldaña, Y. (2017). *Comparación de diseños estructurales de edificaciones metálicas con edificaciones de concreto armado para determinar el diseño más rentable en la construcción de viviendas multifamiliares*. (tesis de pregrado). Universidad de San Martín de Porres, Lima, Perú.
- COVENIN MINDUR 1618 98. (1998). *Estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites*. Venezuela.
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismoresistente de construcciones de acero*. Mendoza, Argentina: Asociación Latinoamericana del Acero.
- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, M. d. (2014). *Metodología de la investigación*. México: Mc Graw Hill.
- Instituto Técnico de la Estructura en Acero. (s.f.). *Sistemas estructurales: Edificios* (Vol. 16).
- Javier, F. (2018). *Diseño sismoresistente de construcciones de acero*. Mendoza, Argentina: Asociación Latinoamericana del Acero.
- Limaco, F. (02 de marzo de 2019). Villa María del triunfo: pabellón de colegio está inhabilitado desde el 2007. *El Comercio*.
- Madrid, M. (15 de Agosto de 2017). Terremoto en Ica: 109 colegios dañados siguen sin reconstruir. *Correo*.
- Molina, J. (2009). *Elaboración de un manual de diseño sismoresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF basado en las normas ANSI/AISC 360-05 y 341-05*. (tesis de pregrado). Universidad Central de Venezuela, Caracas, Venezuela.
- Molina, J. (2009). *Elaboración de un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF basado en las normas ANSI/AISC*

- 360-05 y 341-05. (tesis de pregrado). Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela.
- MVCS. (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú.
- Ortiz, D., & Valenzuela, R. (2018). *Análisis de los sistemas de arriostramiento concéntrico y excéntrico para pórticos resistentes a momento en una estructura existente de 4 pisos*. (tesis de pregrado). Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Bogotá, Colombia.
- San Bartolomé, Á. (1998). *Análisis de edificios*. Lima, Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Tong, Á. (2014). *Factibilidad del uso de estructuras metálicas en el diseño de viviendas multifamiliares*. (tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú.
- Ttito, J. (2019). *Comparación entre los sistemas de arriostramiento lateral tipo Portico Ordinario Resistente a Momento y Kne Braced Moment Frame para un galpón con restricciones de uso de vanos en la ciudad de Piura*". (Tesis de grado) Universidad Nacional de Piura. Piura, Perú.
- Urbán, P. (sf). *Construcción de Estructuras Metálicas*. San Vicente, España: Editorial Club Universitario.
- Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. México: McGraw-Hill.

## ANEXOS

ANEXO N°01	Matriz de Consistencia
ANEXO N°02	Predimensionamiento de Losa
ANEXO N°03	Predimensionamiento de Viguetas
ANEXO N°04	Predimensionamiento de Vigas
ANEXO N°05	Predimensionamiento de Columnas
ANEXO N°06	Predimensionamiento de Arriostres
ANEXO N°07	Irregularidad en altura
ANEXO N°08	Irregularidad en planta
ANEXO N°09	Verificación de Irregularidad por piso Blando
ANEXO N°10	Verificación de Irregularidad por Piso Débil
ANEXO N°11	Diseño de arriostre de acero
ANEXO N°12	Ficha Técnica 01
ANEXO N°13	Ficha Técnica 02
ANEXO N°14	Ficha Técnica 03
ANEXO N°15	Ficha Técnica 04
ANEXO N°16	Consolidado de Validación de Fichas Técnicas
ANEXO N°17	Planos

**ANEXO N°01. Matriz de Consistencia**

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE DOS SISTEMAS DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS DE ACERO PARA DEFINIR LA FACTIBILIDAD TÉCNICO-ECONÓMICA DE RECONSTRUCCIÓN POST-DESASTRE DE LA I.E. 6081 MANUEL SCORZA TORRES, LIMA 2019						
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	
GENERAL	GENERAL	GENERAL	INDEPENDIENTE			
¿Al evaluar dos sistemas estructurales de pórticos arriostrados de acero se define la factibilidad técnico-económica de reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres?	Evaluar dos sistemas de pórticos arriostrados de acero para definir la factibilidad técnico-económica de reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres	La evaluación estructural de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero definirá la factibilidad técnico-económica para la reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres	Evaluación estructural de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero	Arriostramiento Concéntrico	Cruz de San Andrés Chevron o V invertida	
ESPECÍFICOS	ESPECÍFICOS	ESPECÍFICOS	DEPENDIENTE			
¿De qué manera la evaluación estructural de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero define la factibilidad técnica de reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres?	Realizar la evaluación estructural de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero que defina la factibilidad técnica de reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres	La evaluación estructural de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero definirá la factibilidad técnica para la reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres	Factibilidad técnico-económica de reconstrucción post-desastre	Factibilidad Técnica	Fuerza Cortante de diseño Derivas de entripiso Esfuerzos en los elementos estructurales: - Fuerzas Axiales - Fuerzas Cortantes - Momentos Flectores	
¿De qué manera la evaluación estructural de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero define la factibilidad económica de reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres?	Realizar la evaluación estructural de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero que defina la factibilidad económica de reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres	La evaluación estructural de dos sistemas de pórticos arriostrados de acero definirá la factibilidad económica para la reconstrucción post-desastre de la IE 6081 Manuel Scorza Torres			Factibilidad Económica	Costo del componente acero

## ANEXO N°02. Predimensionamiento de Losa

### Metrado de cargas inicial

Asumiendo inicialmente:

t (cm) =	12.00
Calibre	22.00

**Tabla 78:**

*Metrado preliminar*

Tipo de Carga	Referencia	Carga repartida (kg/m <sup>2</sup> )
Carga Viva	E.020	250.00
Carga Muerta	Acabados	120.00
Peso Propio	Sofito metálico	9.12
Peso Propio	Concreto	204.80
<b>Total</b>		<b>583.92</b>

Fuente. Elaboración propia.

### Método 01. Según sobrecarga admisible Verificación inicial para t=12cm

**Tabla 79:**

*Verificación de sobrecarga admisible para t=12cm*

Descripción	Valor	Observación	Referencia
Luz entre apoyos (m)	1.95	Considerando una vigueta entre vigas principales	Ver Anexo Predimensionamiento de losa - Figura 1
=	2.55	Distancia entre vigas principales de volado	Ver Anexo: Predimensionamiento de losa – Figura 2
Sadm (kg/cm <sup>2</sup> ) =	1911.00	> Al metrado de cargas <b>(OK)</b>	Ver Anexo: Características Técnicas — Perfil tipo AD600
	865.00	> Al metrado de cargas <b>(OK)</b>	

Fuente: Elaboración propia

### Método 02.

Según la Ecuación 3, se tiene que:

**Tabla 80:**

*Cálculo de h para tramos intermedios de losa continua*

Descripción	Valor	S/C admisible (kg/m <sup>2</sup> )	Observación
<b>Tramos intermedios de losa continua</b>	$L/h \leq 32$		
L=	1.95		
h(cm)=	6.09		
hmin (cm)	9.00		tmin proveedor ACEROS DECK=11cm
Utilizamos minimo Aceros Deck t(cm)=	11.00		
	Luz=1.95	1650.00	> Al metrado de cargas (OK)
Scadm (kg/m <sup>2</sup> )=	Luz= 2.55	689.00	> Al metrado de cargas (OK)

Fuente: Elaboración propia

Según la Ecuación 2, se tiene que:

Descripción	Valor	S/C admisible (kg/m <sup>2</sup> )	Observación
<b>Tramos extremos de losa continua</b>	$L/h \leq 32$		
L=	2.55		
h(cm)=	7.97		
hmin (cm)	9.00		tmin proveedor ACEROS DECK=11cm
Utilizamos minimo Aceros Deck t(cm)=	11.00		
	Luz=1.95	1650.00	> Al metrado de cargas (OK)
Scadm (kg/m <sup>2</sup> )=	Luz= 2.55	689.00	> Al metrado de cargas (OK)

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, de acuerdo a los cálculos realizados, se establece utilizar una losa de

**ACEROS DECK con t=11cm**



### Predimensionamiento de Losa

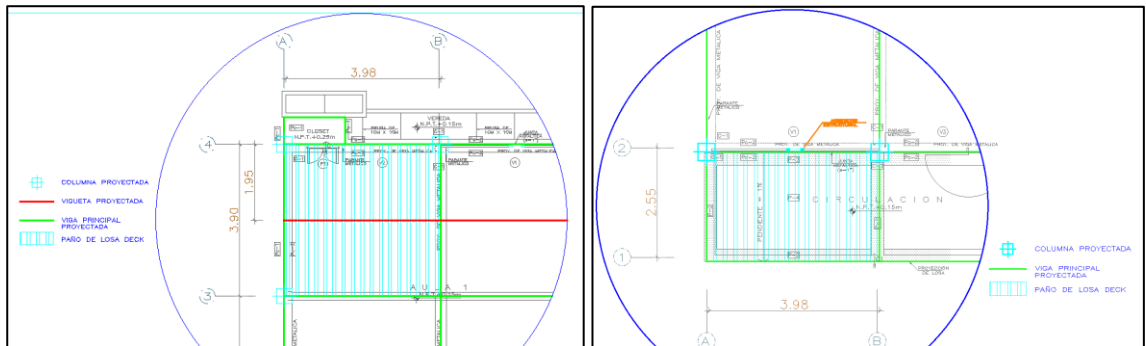
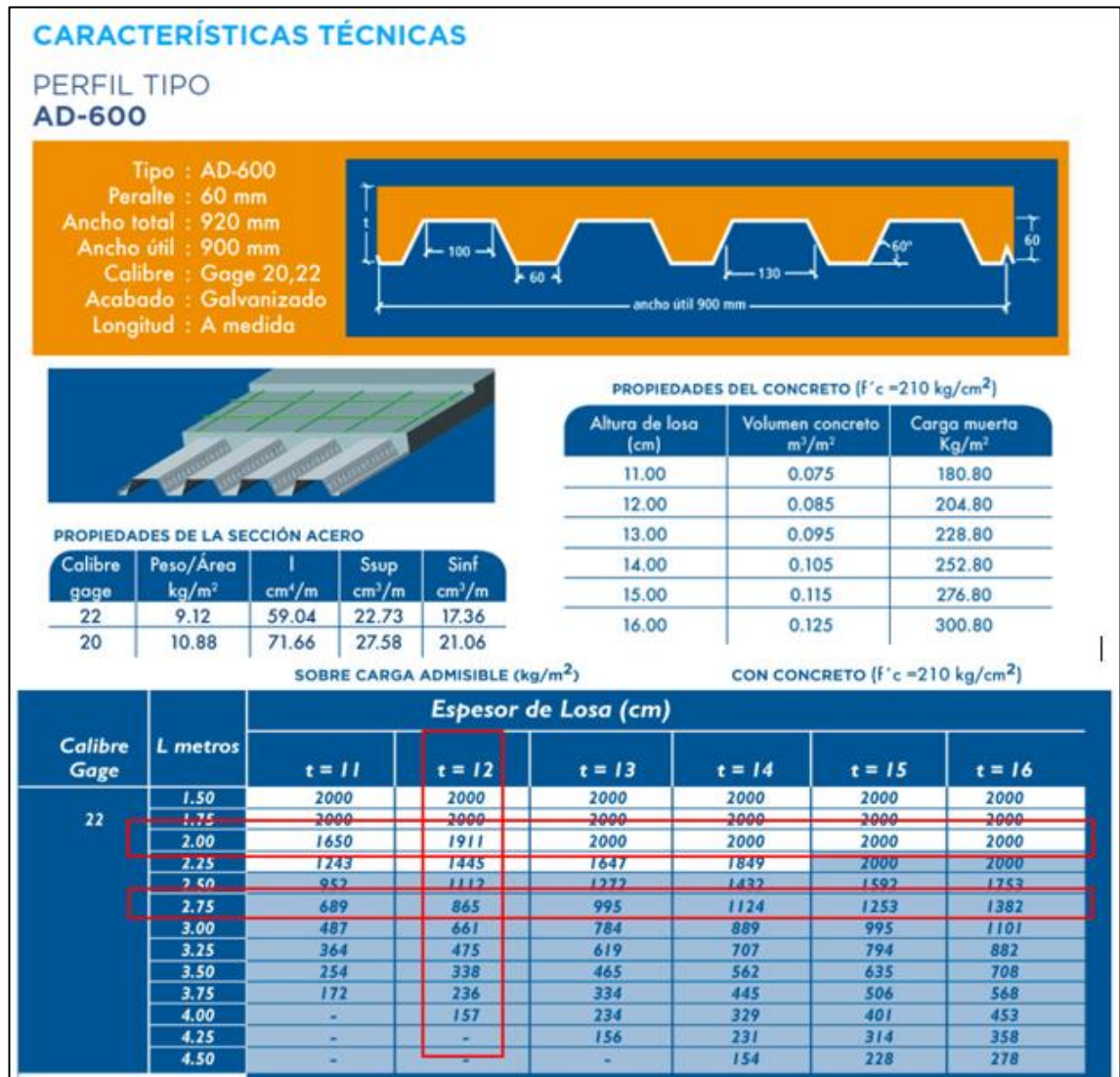


Figura 01

Figura 02



Características técnicas —Fuente: Catálogo Aceros Deck

### ANEXO N°03: Predimensionamiento de Viguetas

Utilizando el criterio de la flecha, de acuerdo a la Ecuación 4  $\frac{L}{d}$

L (mm)	4,300.00	
Fy (kg/cm <sup>2</sup> )	2,530.00	
d (mm)=	194.27	
d (pulg) =	7.65	<b>W8x10</b>

Designación pulg x lb / pie *	AREA DE SECCIÓN A Pulg <sup>2</sup>	ALTURA d Pulg	A LA		ESPEROR ALMA Tw pulg	Peso kg/m	EJE X - X			EJE Y - Y		
			ANCHO S pulg	ESPESOR t pulg			I Pulg <sup>4</sup>	S Pulg <sup>3</sup>	r Pulg	I' Pulg <sup>4</sup>	S' Pulg <sup>3</sup>	r' Pulg
4 x 13	3.83	4.16	4.060	0.345	0.280	19.35	11.3	5.5	1.72	3.86	1.90	1.00
6 x 9	2.68	5.90	3.940	0.215	0.170	13.39	16.4	5.6	2.47	2.20	1.11	0.905
6 x 12	3.55	6.03	4.000	0.280	0.230	17.86	22.1	7.3	2.49	2.99	1.50	0.918
6 x 15	4.43	5.99	5.990	0.260	0.230	22.32	29.1	9.7	2.56	9.32	3.11	1.46
6 x 16	4.74	6.26	4.030	0.405	0.260	23.81	32.1	10.2	2.6	4.43	2.20	0.967
6 x 20	5.87	6.20	6.020	0.365	0.260	29.76	41.4	13.4	2.66	13.30	4.41	1.50
6 x 25	7.34	6.38	6.080	0.455	0.320	37.20	53.4	16.7	2.7	17.10	5.61	1.52
8 x 10	2.96	7.89	3.940	0.205	0.170	14.88	30.80	7.8	3.22	2.09	1.06	0.841
8 x 15	4.45	8.11	4.015	0.315	0.245	22.32	48.0	11.8	3.29	3.41	1.70	0.876
8 x 18	5.26	8.14	5.250	0.330	0.230	26.79	61.9	15.2	3.43	7.97	3.04	1.23

Tabla de perfiles tipo W — Fuente: Catálogo Tradisa

Para el valor d, establecido se determina tipo **W8X10**

### ANEXO N°04: Predimensionamiento de Vigas

Utilizando el criterio de la flecha, de acuerdo a la Ecuación  $1\theta_{min}$

L1			$> \frac{L}{\dots}$
(mm)	7,900.00		
L2			
(mm)	3,975.00		
d1			
(mm)=	395.00		
d2			
(mm) =	198.75		
d1			
(pulg) =	15.55	<b>W16x26</b>	
d2			
(pulg) =	7.82	<b>W8x10</b>	

Designación pulg x lb / pie *	AREA DE SECCIÓN A Pulg.2	ALTURA d Pulg	A LA		ESPEROR ALMA Tw pulg	Peso kg/m	EJE X - X			EJE Y - Y		
			ANCHO de viga	ESPESOR de viga			I Pulg4	S Pulg3	r Pulg	r Pulg4	S Pulg3	r Pulg
4 x 13	3.83	4.16	4.060	0.345	0.280	19.35	11.3	5.5	1.72	3.86	1.90	1.00
6 x 9	2.68	5.90	3.940	0.215	0.170	13.39	16.4	5.6	2.47	2.20	1.11	0.905
6 x 12	3.55	6.03	4.000	0.280	0.230	17.86	22.1	7.3	2.49	2.99	1.50	0.918
6 x 15	4.43	5.99	5.990	0.260	0.230	22.32	29.1	9.7	2.56	9.32	3.11	1.46
6 x 16	4.74	6.28	4.030	0.405	0.260	23.81	32.1	10.2	2.6	4.43	2.20	0.967
6 x 20	5.87	6.20	6.020	0.365	0.260	29.76	41.4	13.4	2.66	13.30	4.41	1.50
6 x 25	7.34	6.38	6.080	0.455	0.320	37.20	53.4	16.7	2.7	17.10	5.61	1.52
8 x 10	2.96	7.89	3.940	0.205	0.170	14.88	30.80	7.8	3.22	2.09	1.06	0.841
8 x 15	4.45	8.11	4.015	0.315	0.245	22.32	48.0	11.8	3.29	3.41	1.70	0.876
8 x 18	5.26	8.14	5.250	0.330	0.230	26.79	61.9	15.2	3.43	7.97	3.04	1.23
14 x 90	26.50	14.02	14.520	0.710	0.440	133.90	999.0	143.0	6.14	362.0	49.90	3.7
16 x 26	7.68	15.69	5.500	0.345	0.250	38.69	301.0	38.4	6.26	9.59	3.49	1.12
16 x 31	9.13	15.9	5.53	0.440	0.275	46.2	375.0	47.2	6.41	12.4	4.49	1.17

Tabla de perfiles tipo W— Fuente: Catálogo Tradisa

### ANEXO N°05: Predimensionamiento de Columnas

Según la Tabla 5, tenemos:

Acero A-36, cuando llegan 2 vigas a una columna

$$\frac{Z_c}{Z_{xp}}$$

Para la viga W16X26

Z<sub>xp1</sub> 38.40

Z<sub>xp2</sub> 3.49

Z<sub>c1</sub>= 96.00 W16X67

Z<sub>c2</sub>= 8.73

Para la viga W8X10

Z<sub>xp1</sub> 7.80

Z<sub>xp2</sub> 1.06

Z<sub>c1</sub>= 19.50 W8X24

Z<sub>c2</sub>= 2.65

En el Anexo: Predimensionamiento de columnas, se muestra la tabla que verifica los valores de Z<sub>c</sub> para cada columna.

Designación pulg x lb / pie *	AREA DE SECCIÓN A Pulg.2	ALTURA d Pulg	A LA		ESPEROR ALMA Tw pulg	Peso kg/m	EJE X - X			EJE Y - Y		
			ANCHO de Pulg	ESPESOR de Pulg			r Pulg4	S Pulg3	r Pulg	r Pulg4	S Pulg3	r Pulg
4 x 13	3.83	4.16	4.060	0.345	0.280	19.35	11.3	5.5	1.72	3.86	1.90	1.00
6 x 9	2.68	5.90	3.940	0.215	0.170	13.39	16.4	5.6	2.47	2.20	1.11	0.905
6 x 12	3.55	6.03	4.000	0.280	0.230	17.86	22.1	7.3	2.49	2.99	1.50	0.918
6 x 15	4.43	5.99	5.990	0.260	0.230	22.32	29.1	9.7	2.56	9.32	3.11	1.46
6 x 16	4.74	6.28	4.030	0.405	0.260	23.81	32.1	10.2	2.6	4.43	2.20	0.967
6 x 20	5.87	6.20	6.020	0.365	0.260	29.76	41.4	13.4	2.66	13.30	4.41	1.50
6 x 25	7.34	6.38	6.080	0.455	0.320	37.20	53.4	16.7	2.7	17.10	5.61	1.52
8 x 10	2.96	7.89	3.940	0.205	0.170	14.86	30.80	7.8	3.22	2.09	1.06	0.841
8 x 15	4.45	8.11	4.015	0.315	0.245	22.32	46.0	11.8	3.29	3.41	1.70	0.876
8 x 18	5.26	8.14	5.250	0.330	0.230	26.79	61.9	15.2	3.43	7.97	3.04	1.23
14 x 90	26.50	14.02	14.520	0.710	0.440	133.90	999.0	143.0	6.14	362.0	49.90	3.7
16 x 26	7.68	15.69	5.500	0.345	0.250	38.69	301.0	38.4	6.26	9.59	3.49	1.12
16 x 31	9.13	15.9	5.53	0.440	0.275	46.2	375.0	47.2	6.41	12.4	4.49	1.17

Tabla de perfiles tipo W— Fuente: Catálogo Tradisa

### ANEXO N°06: Predimensionamiento de Arriostres

$$r_{min} \geq \frac{KL}{4} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

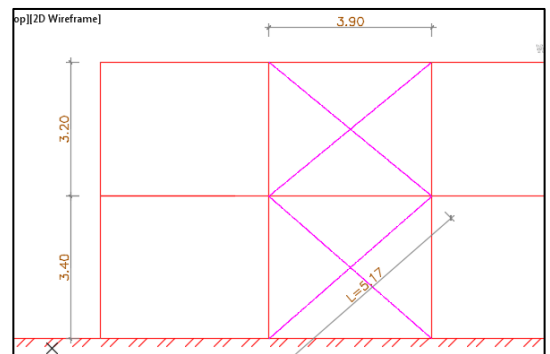
De acuerdo a la Ecuación 11  
longitudes de riostra:

y la Tabla 6. tenemos para las

#### Cruz de San Andrés

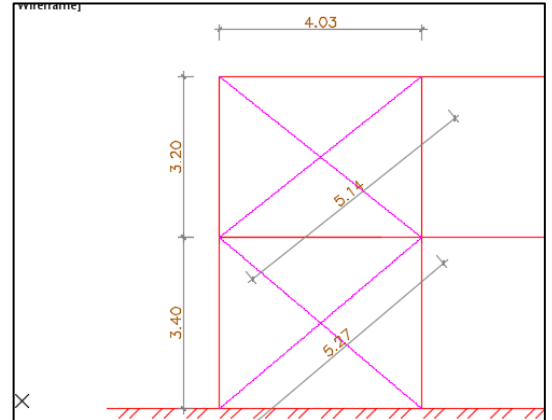
L cm= 517.00  
K= 0.70  
Fy= 2,530.00  
E= 2.04E+06  
rmin  
(cm)= 3.19

U  
0.13 **2"x2.58**



L cm= 527.00  
K= 0.70  
Fy= 2,530.00  
E= 2.04E+06  
rmin  
(cm)= 3.25

U  
0.13 **2"x2.58**

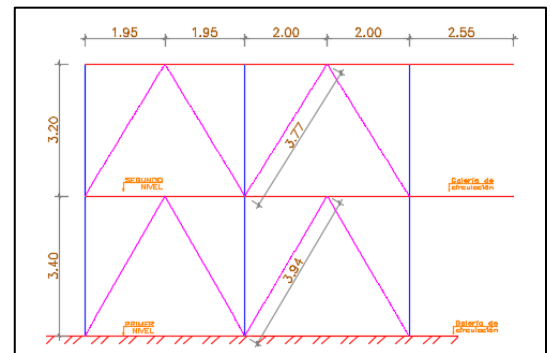


### Chevron

L cm= 394.00  
K= 0.70  
Fy= 2,530.00  
E= 2.04E+06

rmin  
(cm)= 2.43

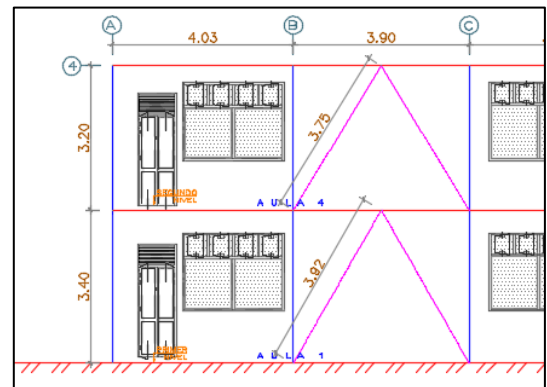
0.10 U 2"x2.58



L cm= 378.00  
K= 0.70  
Fy= 2,530.00  
E= 2.04E+06

rmin  
(cm)= 2.33

0.09 U 2"x2.58



## ANEXO N°07: Irregularidad en altura — Estructuras iniciales

### ARRIOSTRAMIENTO EN CRUZ

IRREGULARIDAD PISO BLANDO							
NIVEL	TIPO DE SECCIÓN	CANTIDAD	AREA TRANSVERSAL (m <sup>2</sup> )		Avi	A(vi+1)	0.7*A(vi+1)
			XUND	TOTAL			
NIVEL 01				210.16	210.16	210.16	147.11
COLUMNAS							
	W8X24	12.00	7.08	84.96			
	W16X67	6.00	19.60	117.60			
ARRIOSTRES							
	U 2*X2.58	10.00	0.76	7.60			
NIVEL 02				210.16	210.16	-	-
COLUMNAS							
	W8X24	12.00	7.08	84.96			
	W16X67	6.00	19.60	117.60			
ARRIOSTRES							
	U 2*X2.58	10.00	0.76	7.60			

IRREGULARIDAD PISO DEBIL							
NIVEL	TIPO DE ELEMENTO	CANTIDAD	AREA TRANSVERSAL (pulg <sup>2</sup> )		Avi	A(vi+1)	0.8*A(vi+1)
			XUND	TOTAL			
NIVEL 01				210.16	210.16	210.16	168.13
COLUMNAS							
	W8X24	12.00	7.08	84.96			
	W16X67	6.00	19.60	117.60			
ARRIOSTRES							
	U 2*X2.58	10.00	0.76	7.60			
NIVEL 02				210.16	210.16	-	-
COLUMNAS							
	W8X24	12.00	7.08	84.96			
	W16X67	6.00	19.60	117.60			
ARRIOSTRES							
	U 2*X2.58	10.00	0.76	7.60			

IRREGULARIDAD DE MASA				
NIVEL	AREA DE TECHO	Avi	1.5Avi	
NIVEL 01		249.35	374.03	NO EXISTE IRREGULARIDAD
	249.35			
NIVEL 02		189.04	283.56	-
	189.04			

IRREGULARIDAD GEOMETRICA VERTICAL X-X				
NIVEL	MAXIMA DIMENSION	Dvi	1.3Avi	
NIVEL 01	23.65	23.65	30.75	NO EXISTE IRREGULARIDAD
NIVEL 02	23.65	23.65	30.75	

IRREGULARIDAD DE GEOMETRICA VERTICAL Y-Y				
NIVEL	MAXIMA DIMENSION	Dvi	1.3Avi	
NIVEL 01	11.15	11.15	14.50	NO EXISTE IRREGULARIDAD
NIVEL 02	8.60	8.60	11.18	

## ANEXO N°08: Irregularidad en planta — Estructuras iniciales

### ARRIOSTRAMIENTO EN CRUZ

<b>IRREGULARIDAD TORSIONAL</b>							
PISO	H	XCM	YCM	DRIFT XXcm	DRIFT YYcm	DRIF XXmax	DRIFT YYmax
NIVEL 2	2.84	-0.001004	-3.55E-10	-0.000155282	-5.10211E-11	0.000157	2.00E-06
NIVEL 1	3.6576	-0.000563	-2.10E-10	-0.000153926	-5.736E-11	0.000158	8.00E-06

	DESP PERMISIBLE ACERO		0.01
A	50% DESP PERMISIBLE		0.05
B	DRIFTmax xx		0.000158
C	DRIFTmax yy		8.00E-06

"B>A?"	NO	<b>REGULAR</b>
"C>A?"	NO	<b>REGULAR</b>

<b>IRREGULARIDAD DE ESQUINAS ENTRANTES</b>				
	L	D	0.2L	
X-X	23.65	1.58	4.73	NO EXISTE IRREGULARIDAD
Y-Y	11.15	0.7	2.23	NO EXISTE IRREGULARIDAD

<b>RESUMEN IRREGULARIDADES</b>			
EN ALTURA	X	Y	FACTOR
IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ-PISO BLANDO	REGULAR		1.00
IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL	REGULAR		1.00
IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ	REGULAR		1.00
IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA	REGULAR		1.00
IRREGULARIDAD DE MASA O PESO	REGULAR		1.00
IRREGULARIDAD GEOMETRICA VERTICAL	REGULAR		1.00
DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTE	REGULAR		1.00
DISCONTINUIDAD EXTREMA DE LOS SISTEMAS RI	REGULAR		1.00
EN PLANTA	X	Y	
IRREGULARIDAD TORSIONAL	REGULAR		1.00
IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA	REGULAR		1.00
ESQUINAS ENTRANTES	REGULAR		1.00
DISCONTINUIDAD DE DIAFRAGMA	REGULAR		1.00
SISTEMAS NO PARALELOS	REGULAR		1.00



## ANEXO N°09: Verificación de irregularidad por Piso Blando

### A. Diafragma Center of Mass Displacements

#### Estructura inicial con arriostramiento en V invertida

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY	RZ	Point	X	Y	Z
					m	m	rad		m	m	m
PISO 2	D2	SX	LinStatic		0.00854	-9.06E-10	-2.70E-05	64	11.775	6.5073	6.4976
PISO 2	D2	SY	LinStatic		-2.40E-05	0.007028	9.70E-05	64	11.775	6.5073	6.4976
PISO 1	D1	SX	LinStatic		0.004713	-1.49E-09	-1.50E-05	68	11.775	5.2746	3.6576
PISO 1	D1	SY	LinStatic		6.40E-05	0.005026	6.60E-05	68	11.775	5.2746	3.6576

#### Estructura inicial con arriostramiento en Cruz

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY	RZ	Point	X	Y	Z
					m	m	rad		m	m	m
PISO 2	D2	SX	LinStatic		0.006627	5.36E-10	-1.60E-05	64	11.775	6.5072	6.4976
PISO 2	D2	SY	LinStatic		-1.30E-05	0.004619	6.50E-05	64	11.775	6.5072	6.4976
PISO 1	D1	SX	LinStatic		0.003687	1.80E-10	-8.00E-06	68	11.775	5.2778	3.6576
PISO 1	D1	SY	LinStatic		4.30E-05	0.00314	4.30E-05	68	11.775	5.2778	3.6576

#### Estructura final con arriostramiento en Cruz

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY	RZ	Point	X	Y	Z
					m	m	rad		m	m	m
PISO 2	D2	SX	LinStatic		0.003036	6.32E-10	-3.00E-06	64	11.775	6.5241	6.4976
PISO 2	D2	SY	LinStatic		-2.00E-06	0.001777	2.50E-05	64	11.775	6.5241	6.4976
PISO 1	D1	SX	LinStatic		0.001908	-1.59E-09	-1.00E-06	68	11.775	5.3117	3.6576
PISO 1	D1	SY	LinStatic		1.90E-05	0.001267	1.70E-05	68	11.775	5.3117	3.6576

#### Estructura final con arriostramiento en V invertida

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY	RZ	Point	X	Y	Z
					m	m	rad		m	m	m
PISO 2	D2	SX	LinStatic		0.00235	1.21E-09	-3.00E-06	64	11.775	6.5231	6.4976
PISO 2	D2	SY	LinStatic		-1.00E-06	0.001254	1.90E-05	64	11.775	6.5231	6.4976
PISO 1	D1	SX	LinStatic		0.001383	4.09E-10	-1.00E-06	68	11.775	5.3287	3.6576
PISO 1	D1	SY	LinStatic		1.30E-05	0.000797	1.10E-05	68	11.775	5.3287	3.6576

### B. Story Forces

#### Estructura inicial con arriostramiento en V invertida

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
					tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
PISO 2	SX	LinStatic		Top	0.2596	-30.9803	0.0114	208.2171	2.1808	-5.1725
PISO 2	SY	LinStatic		Top	-1.229	-1.58E-06	-15.5369	-201.6675	-9.8012	100.9816
PISO 1	SX	LinStatic		Top	0.4519	-54.5086	-0.0094	346.8169	3.7958	-96.7828
PISO 1	SY	LinStatic		Top	-1.6008	-2.64E-06	-31.6907	-414.9828	74.0972	180.9866

#### Estructura inicial con arriostramiento en Cruz

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
					tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
PISO 2	SX	LinStatic		Top	0	-31.0017	0	215.0642	0	0
PISO 2	SY	LinStatic		Top	0	0	-31.0017	-401.5499	0	0
PISO 1	SX	LinStatic		Top	0	-54.5569	0	352.5156	0	-88.0449
PISO 1	SY	LinStatic		Top	0	0	-54.5569	-706.6483	88.0449	0

### Estructura final con arriostramiento en Cruz

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
					tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
PISO 2	SX	LinStatic		Top	-1.1213	-31.2648	0.0097	208.8517	-9.4191	16.7447
PISO 2	SY	LinStatic		Top	-1.1074	4.65E-05	-9.1841	-120.0896	-9.9	110.477
PISO 1	SX	LinStatic		Top	0.1375	-54.9842	-0.0292	354.3857	1.1555	-92.2455
PISO 1	SY	LinStatic		Top	-2.5752	-1.11E-05	-17.0735	-225.2619	66.5326	241.731

### Estructura final con arriostramiento en V invertida

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
					tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
PISO 2	SX	LinStatic		Top	0	-31.3568	0	218.0272	0	0
PISO 2	SY	LinStatic		Top	0	0	-31.3568	-406.1489	0	0
PISO 1	SX	LinStatic		Top	0	-55.2436	0	358.6291	0	-89.0533
PISO 1	SY	LinStatic		Top	0	0	-55.2436	-715.5425	89.0533	0

## C. Verificación de Irregularidad – Piso Blando

### Estructura inicial con arriostramiento en V invertida

Pisos	Rigidez por piso (Vi/Di)	Verificación en X-X		Pisos	Rigidez por piso (Vi/Di)	Verificación Y-Y	
		0.70 x Ki+1	Observacion			0.70 x Ki+1	Observacion
PISO 2	3627.670	2539.369	REGULAR	PISO 2	2210.71	1547.500	REGULAR
PISO 1	11565.585	-	REGULAR	PISO 1	6305.35		REGULAR

### Estructura inicial con arriostramiento en Cruz

Pisos	Rigidez por piso (Vi/Di)	Verificación en X-X		Pisos	Rigidez por piso (Vi/Di)	Verificación Y-Y	
		0.70 x Ki+1	Observacion			0.70 x Ki+1	Observacion
PISO 2	4678.090	3274.663	REGULAR	PISO 1	6711.78	4698.244	REGULAR
PISO 1	14797.098	-	REGULAR	0	17374.81		REGULAR

### Estructura final con arriostramiento en Cruz

Pisos	Rigidez por piso (Vi/Di)	Verificación en X-X		Pisos	Rigidez por piso (Vi/Di)	Verificación Y-Y	
		0.70 x Ki+1	Observacion			0.70 x Ki+1	Observacion
PISO 2	10298.024	7208.617	REGULAR	PISO 2	5168.32	3617.822	REGULAR
PISO 1	28817.715	-	REGULAR	PISO 1	13475.53		REGULAR

### Estructura final con arriostramiento en V invertida

Pisos	Rigidez por piso (Vi/Di)	Verificación en X-X		Pisos	Rigidez por piso (Vi/Di)	Verificación Y-Y	
		0.70 x Ki+1	Observacion			0.70 x Ki+1	Observacion
PISO 2	13343.319	9340.323	REGULAR	PISO 2	25005.42	17503.796	REGULAR
PISO 1	39944.758	-	REGULAR	PISO 1	69314.43		REGULAR

### ANEXO N°10: Verificación de irregularidad por Piso Débil

Para esta verificación no se incluyen los arriostres en la cuantificación de resistencia al corte lateral debido a que se encuentra de igual sección como cantidad en ambos niveles, por lo cual no influyen en la identificación de irregularidad por piso débil.

Se entiende como la resistencia al corte de cada piso como la suma de las resistencias a corte de cada elemento vertical portante se verifica a continuación.

#### Estructura inicial con arriostramiento en V invertida

Nivel	N°	Seccion	Area (m2)	Vn	Vn por piso	0.80Vi+1	Verificacion Vi<0.80Vi+1=irregular
Piso 2	4	W16x67	0.0171	1038.74	1621.90	1297.52	<b>REGULAR</b>
	6	W8x24	0.0064	583.15			
Piso1	5	W16x67	0.0171	1298.43	1881.58		<b>REGULAR</b>
	6	W8x24	0.0064	583.15			

#### Estructura inicial con arriostramiento en Cruz

Nivel	N°	Seccion	Area (m2)	Vn	Vn por piso	0.80Vi+1	Verificacion Vi<0.80Vi+1=irregular
Piso 2	4	W16x67	0.0171	1038.74	1621.90	1297.52	<b>REGULAR</b>
	6	W8x24	0.0064	583.15			
Piso1	5	W16x67	0.0171	1298.43	1881.58		<b>REGULAR</b>
	6	W8x24	0.0064	583.15			

#### Estructura final con arriostramiento en Cruz

Nivel	N°	Seccion	Area (m2)	Vn	Vn por piso	0.80Vi+1	Verificacion Vi<0.80Vi+1=irregular
Piso 2	4	W16x67	0.0171	1038.74	1634.05	1307.24	<b>REGULAR</b>
	6	W8x18	0.0034	309.80			
	4	W6x25	0.0047	285.50			
Piso1	5	W16x67	0.0171	1298.43	1893.73		<b>REGULAR</b>
	6	W8x18	0.0034	309.80			
	4	W6x25	0.0047	285.50			

#### Estructura final con arriostramiento en V invertida

Nivel	N°	Seccion	Area (m2)	Vn	Vn por piso	0.80Vi+1	Verificacion Vi<0.80Vi+1=irregular
Piso 2	4	W16x67	0.0171	1038.74	1348.54	1078.84	<b>REGULAR</b>
	6	W8x18	0.0034	309.80			
Piso1	5	W16x67	0.0171	1298.43	1608.23		<b>REGULAR</b>
	6	W8x18	0.0034	309.80			

## ANEXO N°11: Diseño de arriostre de acero

### 1.- Estado de Cargas en el elemento

De acuerdo al análisis realizado se tiene las siguientes cargas:

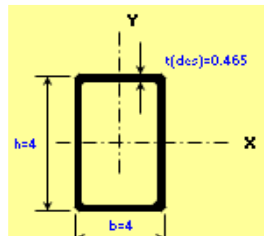
### 2.- Cálculo de la fuerza máxima en el elemento

Item	Combo	Axial (Tn)
D31	Combinacion 1	-0.8726
D31	Combinacion 2	-0.2727
D31	Combinacion 3	-0.2727
D31	Combinacion 4	0.0289
D31	Combinacion 5	-0.5743
D31	Combinacion 6	0.0289
D31	Combinacion 7	-0.5743
D31	Combinacion 8	4.9752
D31	Combinacion 9	-5.5206
D31	Combinacion 10	4.9752
D31	Combinacion 11	-5.5206

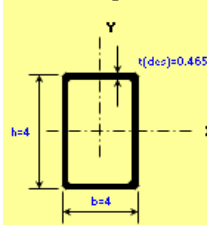
Por lo tanto se tiene:

$$P_u = 4.98 \quad T_n \quad (\text{Compresión})$$

$$N_u = -5.52 \quad T_n \quad (\text{Tracción})$$



**Rectangular HSS**



HSS4R4R1/2		
A =	6.02	in. <sup>2</sup>
h =	4	in.
b =	4	in.
t <sub>(des)</sub> =	0.465	in.
wt./ft. =	21.50	plf.
I <sub>x</sub> =	11.3	in. <sup>4</sup>
S <sub>x</sub> =	5.37	in. <sup>3</sup>
r <sub>x</sub> =	1.41	in.
Z <sub>x</sub> =	7.7	in. <sup>3</sup>
I <sub>y</sub> =	11.3	in. <sup>4</sup>
S <sub>y</sub> =	5.37	in. <sup>3</sup>
r <sub>y</sub> =	1.41	in.
Z <sub>y</sub> =	7.7	in. <sup>3</sup>
h <sub>(flat)</sub> =	---	in.
b <sub>(flat)</sub> =	---	in.
J =	21	in. <sup>4</sup>
C =	11.2	in. <sup>3</sup>
A <sub>(surf)</sub> =	1.2	ft <sup>2</sup> /ft

**Round HSS & Pipes**

### 3.- Predimensionamiento del elemento

Emplearemos la siguiente expresión para elementos sometidos a compresión axial:

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

K= 1.00  
L= 340.00 cm  
r ≥ 1.700 cm

Se empleará el siguiente perfil:

Perfil empleado	<b>HSS4X4X1/2</b>		
Peralte	D=	10.160 cm	4 in
Ancho	B=	10.160 cm	4 in
Espesor	T=	1.181 cm	0.47 in
			1 in
Area del perfil	Ag=	39.355 cm <sup>2</sup>	6.1 in <sup>2</sup>
Radio de giro en X	rx=	3.581 cm	1.41 in
Radio de giro en Y	ry=	3.581 cm	1.41 in
Resistencia a la fluencia del acero	Fy=	36 Ksi	
Resistencia a la rotura del acero	Fu=	58 Ksi	
Modulo de elasticidad del acero	Es=	29000 Ksi	

### 4.- Verificación por compacidad sísmica

De acuerdo a los requerimientos del AISC 341-5 se busca tener un elemento que sea sísmicamente compacto con el fin de evitar esfuerzos internos en el elemento.

Se empleará la siguiente expresión para tubos rectangulares:

$$\lambda_{ps} \leq 0.64 \sqrt{E/F_y}$$

Bf=	10.160	cm	
tw=	1.181	cm	
λp=	8.60		
λps=	18.16		<b>Sísmicamente Compacto</b>

### 5.- Verificación por compresión axial

Se verificará la siguiente expresión para determinar la resistencia axial a la compresión:

$$\frac{KL}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$94.93 < 133.68$$

Por lo tanto, emplearemos la siguiente expresión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$$

$$F_e = 2223.02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 1567.99 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\phi_c P_n = 55.54 \text{ Tn}$$

$$P_u = 4.98 \text{ Tn}$$

$$\text{Ratio: } 0.09 \text{ *Conforme*}$$

### 6.- Verificación por tensión axial

Se verificará la siguiente expresión:

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g$$

$$\phi_t P_n = 89.26 \text{ Tn}$$

$$N_u = 5.52 \text{ Tn}$$

$$\text{Ratio: } 0.06 \text{ *Conforme*}$$

Con esta verificación del diseño establecido en el software Etabs, se observa que los ratios de diseño están muy por debajo a 1 por lo que puede interpretarse como sobredimensionados y que el diseño puede ser optimizado.