



**UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA**
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

FACULTAD INGENIERIA CIVIL

ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS DE ACERO CON Y SIN ARRIOSTRAMIENTO LATERAL.

**PROYECTO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN
DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

AUTOR(A):

DIANA ESTEFANÍA AMOROSO ROMERO.

DIRECTOR:

ING. JAIME XAVIER NIETO CÁRDENAS.

AZOGUES-ECUADOR

FEBRERO 2018

RESUMEN

Esta investigación se llevó a cabo de acuerdo a la ocurrencia de eventos de gran magnitud sísmica, con el fin de presentar soluciones para la ciudad de Azogues-Ecuador que logren ser completas, es decir que consten con un adecuado funcionamiento y además sean estructuras de bajos costos.

Primero se realizó el diseño de los modelos matemáticos de las edificaciones con pórticos resistentes a momento y con pórticos arriostrados, utilizando hojas de cálculo de Excel para hallar cada una de las solicitaciones del diseño y luego de analizar, de manera detallada que cumplan con todos los parámetros de diseño, se realiza el modelamiento en el programa ETABS, con el cual podremos verificar desplazamientos en cada una de las estructuras, además de revisar las deformaciones de los pórticos cuando ya están sometidos a las cargas gravitacionales y de sismo.

Inmediatamente se procede a realizar los diseños incluyendo los criterios de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, analizando primeramente la longitud efectiva en los pórticos resistentes a momento y después se realizó el análisis de los nudos considerando que se tengan columnas fuertes y vigas débiles, generando de igual manera que se cumplan con todos los parámetros del diseño, para luego de ello realizar su modelamiento y demostrar las deformaciones y desplazamientos que sufren las estructuras al ser sometidas a las cargas con las que trabajan, tanto horizontales como verticales.

Luego de obtener las edificaciones que cumplen con los requerimientos de diseño se realizó las comparaciones entre las mismas, estableciendo relaciones entre los pesos y los desplazamientos con los que trabaja cada una, para determinar cuál de los diseños realizados es la mejor opción tanto en costos de construcción como en diseño matemático para su emplazamiento en obra.

Después de los análisis realizados en todas las estructuras se dio a conocer cuál de los diseños es el más eficaz, el mismo que cumpla con todos los criterios evaluados en los objetivos, es decir que la edificación considerada como mejor opción sea económica y segura, de tal manera que pueda ser emplazada en la ciudad de Azogues que es para la cual se realizó la investigación.

Palabras clave: pórticos resistentes a momento, pórticos arriostrados, desplazamientos, estructuras de acero, diseño estructural, diseño funcional, ETABS.

ABSTRACT

This research was carried out according to the occurrence of earthquakes of great seismic magnitude with the purpose of presenting finished solutions for Azogues city in Ecuador, which must consist with an adequate functioning and also be structures at a low cost. First, the design of the mathematical models of the buildings with moment-resistant frames and with braced frames was made using Excel spreadsheets to find each one of the design requests. Then it was analyzed in a detailed way that they accomplish with all design parameters. Also, the pattern using the Structural Software for Building Analysis and Design (ETABS) was done with which we can verify displacements in each of the structures. In addition to reviewing the deformations of the gantries when they are already subject to gravitational and earthquake loads. Right after it was necessary to make the designs including the criteria of the Ecuadorian Construction Standard, analyzing first the effective length in moment-resistant frames and after the analysis of the knots was made considering that there are strong columns and weak pillars generating in the same way that all the parameters of the design are done and after that carrying out its modeling and demonstrating the deformations and displacements suffered by the structures when subjected to the loads with which they work both horizontally and vertically. After obtaining the buildings that meet the design requirements, comparisons were made between them establishing relationships between the weights and the displacements of each one in order to determine which of the designs made was the best option as to construction costs and in mathematical design for its construction site. Then all the structures were analyzed, it was announced which of the designs was the most efficient, the same that meets all the required criteria mentioned in the objectives, it means that the building considered as the best option is economical and safe, so it can be built in Azogues city, therefore the current investigation was carried out.

Keywords: moment-resistant frame, braced frames, displacements, steel structures, structural design, functional design, ETABS.

INDICE

RESUMEN	I
ABSTRACT	II
INDICE	III
DEDICATORIA	XIV
AGRADECIMIENTO	XV
CAPITULO I: INTRODUCCION	1
1.1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	2
1.2. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	2
1.3. DEFINICIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	3
1.4. JUSTIFICACIÓN	3
1.5. OBJETIVOS	4
1.5.1. <i>Objetivo general</i>	4
1.5.2. <i>Objetivos específicos</i>	4
1.6. MARCO TEÓRICO	4
1.6.1. <i>Acero estructural</i>	4
1.6.2. <i>Consideraciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) para un diseño estructural sismorresistente</i>	6
1.6.3. <i>Peligro sísmico en estructuras</i>	14
1.6.4. <i>Pórticos Resistentes a Momentos y Pórticos Arriostrados</i>	15
1.6.5. <i>Conexión a momento y conexión a corte</i>	21
CAPITULO II: DISEÑO DE EDIFICACIÓN CON PÓRTICOS RESISTENTE A MOMENTOS ..	25
2.1. GENERALIDADES.....	25
2.2. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	25
2.2.1. <i>Solicitaciones de cargas (carga viva y carga muerta)</i>	25
2.2.2. <i>Diseño de los elementos de la estructura</i>	26
CAPITULO III: DISEÑO DE EDIFICACIÓN CON PÓRTICOS ARRIOSTRADOS	59
3.1. GENERALIDADES.....	59
3.2. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	59
3.2.1. <i>Solicitaciones de cargas (carga viva y carga muerta)</i>	59
3.2.2. <i>Diseño de los elementos de la estructura</i>	60
CAPITULO IV: EVALUACION ECONOMICA Y TECNICA	99
4.1. GENERALIDADES.....	99
4.2. DISEÑOS SEGÚN LA NEC (2014).....	99
4.2.1. <i>Edificación con pórticos resistentes a momento</i>	99
4.2.2. <i>Edificación con pórticos arriostrados</i>	103
4.3. PESOS Y DESPLAZAMIENTOS DE LOS DISEÑOS	106
4.4. COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA	115
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	120
BIBLIOGRAFÍA	122

LISTA DE IMÁGENES

CAPITULO I

Imagen 1.1: Edificaciones de acero en el Ecuador.....	6
Imagen 1.2: Mapa de zonificación sísmica.....	7
Imagen 1.3: Vista general de una estructura de pórticos no arriostrados para un edificio comercial.....	16
Imagen 1.4: Shearson Lehman/Centro de Servicios Informativos de la American Express, en Nueva York.....	17
Imagen 1.5: Ejemplos de pórticos con arriostramientos excéntricos.....	18
Imagen 1.6: Tipos más comunes de Pórticos Arriostrados Excéntricos (PAE).....	18
Imagen 1.7: Vista de un edificio en construcción con pórticos arriostrados.....	19
Imagen 1.8: Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente, (a) riostras en X, (b) en K, (c) en diagonal, (d) en V invertida y (e) en V.....	20
Imagen 1.9: Representación conceptual de Configuraciones sismorresistentes para estructuras de acero. (a) Pórtico de momento, (b) Pórtico con arriostramientos concéntricos.....	21
Imagen 1.10: Planta de Edificio de Acero Estructural Compuesto por Pórticos Resistentes a Momento y Gravitacionales.....	21
Imagen 1.11: Conexión simple reticular.....	22
Imagen 1.12: Conexión resistente a momento.....	23

CAPITULO II

Imagen 2.1: Planta de la edificación con pórticos resistentes a momento.....	27
Imagen 2.2: Elevación vista en el plano Y-Z con Pórticos resistentes a momento.....	28
Imagen 2.3: Elevación vista en el plano X-Z con Pórticos resistentes a momento.....	28
Imagen 2.4: Vigas principales perimetrales en el eje "X"	29
Imagen 2.5: Vigas principales centrales en el eje "X"	29
Imagen 2.6: Vigas principales perimetrales en el eje "Y"	30
Imagen 2.7: Vigas principales centrales en el eje "Y"	30
Imagen 2.8: Primera parte del Diagrama de flujo para la evaluación de resistencia de diseño a la flexión de perfiles "I" de doble simetría compactos, de conformidad con la NSR-10.....	31
Imagen 2.9: Segunda parte del Diagrama de flujo para la evaluación de resistencia de diseño a la flexión de perfiles "I" de doble simetría compactos.....	32
Imagen 2.10: Viga principal A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento, figuras para cálculos.....	34

Imagen 2.11: Resistencia de diseño a cortante de vigas de sección “I” con rigidizadores o sin ellos.....	37
Imagen 2.12: Dimensiones de vigas perimetrales en “X” con pórticos resistentes a momento.....	38
Imagen 2.13: Dimensiones de vigas centrales en “X” con pórticos resistentes a momento.....	39
Imagen 2.14: Dimensiones de vigas perimetrales en “Y” con pórticos resistentes a momento.....	39
Imagen 2.15: Dimensiones de vigas centrales en “Y” con pórticos resistentes a momento.....	40
Imagen 2.16: Dimensiones de Vigas centrales en “Y” con pórticos resistentes a momento, planta de cubierta.....	40
Imagen 2.17: Planta, vigas secundarias con pórticos resistentes a momento.....	41
Imagen 2.18: Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento, figuras para cálculos.....	42
Imagen 2.19: Dimensiones de Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.....	46
Imagen 2.20: Dimensiones de Viga secundaria 2 con pórticos resistentes a momento.....	46
Imagen 2.21: Elevación, vista de columnas con pórticos resistentes a momento.....	47
Imagen 2.22: Diagrama de flujo para el diseño de miembros solicitados por compresión axial. Valido para cargas estáticas y sin considerar fatiga.....	48
Imagen 2.23: Ejes de columna “X-X” y “Y-Y” con pórticos resistentes a momento.....	50
Imagen 2.24: Ladeo no impedido (marco rígido).....	53
Imagen 2.25: Dimensiones, Columna 1 con pórticos resistentes a momento.....	56
Imagen 2.26: Dimensiones, Columna 2 con pórticos resistentes a momento.....	57
Imagen 2.27: Dimensiones, Columna 3 con pórticos resistentes a momento.....	57
Imagen 2.28: Dimensiones, Columna 4 con pórticos resistentes a momento.....	57
Imagen 2.29: Edificación con pórticos resistentes a momento modelo matemático.....	58
CAPITULO III	
Imagen 3.1: Planta de la edificación con pórticos arriostrados.....	61
Imagen 3.2: Elevación vista en el plano Y-Z con pórticos arriostrados.....	61
Imagen 3.3: Elevación vista en el plano X-Z con pórticos arriostrados.....	62
Imagen 3.4: Viga principal 1-2 eje A con pórticos arriostrados, figuras para cálculos.....	63
Imagen 3.5: Dimensiones de vigas perimetrales en “X” con pórticos arriostrados.....	67
Imagen 3.6: Dimensiones de vigas centrales en “X” con pórticos arriostrados.....	68

Imagen 3.7: Dimensiones de vigas perimetrales en “Y” con pórticos arriostrados.....	68
Imagen 3.8: Dimensiones de vigas centrales en “Y” con pórticos arriostrados.....	69
Imagen 3.9: Dimensiones de Vigas centrales en “Y” con pórticos arriostrados, planta de cubierta.....	69
Imagen 3.10: Planta, vigas secundarias con Pórticos arriostrados.....	70
Imagen 3.11: Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados, figuras para cálculos.....	71
Imagen 3.12: Dimensiones de Viga secundaria 1 con pórticos arriostrados.....	75
Imagen 3.13: Dimensiones de Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.....	75
Imagen 3.14: Elevación, vista de columnas con pórticos arriostrados.....	76
Imagen 3.15: Ejes de columna “X-X” y “Y-Y”, con pórticos arriostrados.....	79
Imagen 3.16: Ladeo impedido (marco arriostrado).....	81
Imagen 3.17: Dimensiones, Columna 1 con pórticos arriostrados.....	84
Imagen 3.18: Dimensiones, Columna 2 con pórticos arriostrados.....	85
Imagen 3.19: Dimensiones, Columna 3 con pórticos arriostrados.....	85
Imagen 3.20: Dimensiones, Columna 4 con pórticos arriostrados.....	85
Imagen 3.21: Fachada frontal y posterior, edificación con arriostramiento.....	86
Imagen 3.22: Fachada lateral izquierda y derecha, edificación con arriostramiento.....	87
Imagen 3.23: Pórtico para resolución de carga última de diagonales, edificación con arriostramiento.....	87
Imagen 3.24: Pórtico para resolución de carga última de diagonales a compresión, edificación arriostrada.....	91
Imagen 3.25: Diagonal, edificación con arriostramiento, figuras para cálculos.....	93
Imagen 3.26: Pórtico para resolución de carga última de diagonales a tensión, edificación arriostrada.....	96
Imagen 3.27: Edificación con pórticos arriostrados modelo matemático.....	98
CAPITULO IV	
Imagen 4.1: Dimensiones, Columna 1 con pórticos resistentes a momento diseñados con la NEC.....	101
Imagen 4.2: Dimensiones, Columna 2 con pórticos resistentes a momento diseñados con la NEC.....	101
Imagen 4.3: Dimensiones, Columna 3 con pórticos resistentes a momento diseñados con la NEC.....	101
Imagen 4.4: Dimensiones, Columna 4 con pórticos resistentes a momento diseñados con la NEC.....	102
Imagen 4.5: Edificación con pórticos resistentes a momento diseñada con los criterios de la NEC.....	102

Imagen 4.6: Dimensiones, Columna 1 con pórticos arriostrados diseñados con la NEC.....	104
Imagen 4.7: Dimensiones, Columna 2 con pórticos arriostrados diseñados con la NEC.....	104
Imagen 4.8: Dimensiones, Columna 3 con pórticos arriostrados diseñados con la NEC.....	105
Imagen 4.9: Dimensiones, Columna 4 con pórticos arriostrados diseñados con la NEC.....	105
Imagen 4.10: Edificación con pórticos arriostrados diseñada con los criterios de la NEC.....	106
Imagen 4.11: Desplazamientos en X de todos los modelos diseñados.....	116

LISTA DE TABLAS

CAPITULO I

Tabla 1.1: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	9
Tabla 1.2: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	10
Tabla 1.3: Clasificación de los perfiles de suelo.....	11
Tabla 1.4: Coeficientes para período de vibración.....	11
Tabla 1.5: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	12
Tabla 1.6: Valores de k para la determinación vertical de fuerzas sísmicas laterales.....	14

CAPITULO II

Tabla 2.1: Carga muerta total sobre la estructura.....	26
Tabla 2.2: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, L0, y concentradas P0.....	26
Tabla 2.3: Vigas perimetrales o centrales en cada eje por planta.....	29
Tabla 2.4: Cálculo de carga ultima, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.....	33
Tabla 2.5: Determinación del eje neutro, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.....	34
Tabla 2.6: Determinación de inercia en X, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.....	34
Tabla 2.7: Determinación de inercia en Y, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.....	35
Tabla 2.8: Determinación del módulo plástico y módulo elástico, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.....	35
Tabla 2.9: Determinación de elementos compactos, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.....	36

Tabla 2.10: Revisión del pandeo local torsional, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.....	36
Tabla 2.11: Cálculo del momento nominal, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.....	36
Tabla 2.12: Cálculo de momentos y cortante, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.....	37
Tabla 2.13: Cálculo del cortante nominal, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.....	38
Tabla 2.14: Comprobación, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.....	38
Tabla 2.15: Cálculo de la carga ultima, viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.....	42
Tabla 2.16: Determinación del eje neutro, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.....	43
Tabla 2.17: Determinación de inercia en X, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.....	43
Tabla 2.18: Determinación de inercia en Y, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.....	43
Tabla 2.19: Determinación del módulo plástico y módulo elástico, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.....	44
Tabla 2.20: Determinación de elementos compactos, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.....	44
Tabla 2.21: Revisión del pandeo local torsional, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.....	44
Tabla 2.22: Cálculo del momento nominal, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.....	45
Tabla 2.23: Cálculo de momentos y cortante, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.....	45
Tabla 2.24: Cálculo del cortante nominal, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.....	45
Tabla 2.25: Comprobación, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.....	46
Tabla 2.26: Determinación del eje neutro, Columna 1 con pórticos resistentes a momento.....	49
Tabla 2.27: Determinación de inercia en X, Columna 1 con pórticos resistentes a momento.....	49
Tabla 2.28: Determinación de inercia en Y, Columna 1 con pórticos resistentes a momento.....	49
Tabla 2.29: Determinación del módulo plástico y módulo elástico, Columna 1 con pórticos resistentes a momento, eje X.....	50

Tabla 2.30: Determinación del módulo plástico y módulo elástico, Columna 1 con pórticos resistentes a momento, eje Y.....	50
Tabla 2.31: Determinación de elementos compactos, eje “X-X” Columna 1 con pórticos resistentes a momento.....	51
Tabla 2.32: Revisión del pandeo local torsional, eje “X-X”, Columna 1 con pórticos resistentes a momento.....	51
Tabla 2.33: Cálculo del momento nominal, eje “X-X”, Columna 1 con pórticos resistentes a momento.....	51
Tabla 2.34: Determinación de elementos compactos, eje “Y-Y” Columna 1 con pórticos resistentes a momento.....	51
Tabla 2.35: Revisión del pandeo local torsional, eje “Y-Y” Columna 1 con pórticos resistentes a momento.....	52
Tabla 2.36: Cálculo del momento nominal, eje “Y-Y” Columna 1 con pórticos resistentes a momento.....	52
Tabla 2.37: Cálculo de rigideces de las columnas de la estructura con pórticos resistentes a momento.....	54
Tabla 2.38: Cálculo de rigideces de las vigas de la estructura con pórticos resistentes a momento.....	54
Tabla 2.39: Cálculo de valores G_a y G_b , cálculo de longitud efectiva mediante nomogramas con pórticos resistentes a momento.....	55
Tabla 2.40: Determinación de esbeltez y carga nominal, Columna 1 con pórticos resistentes a momento.....	55
Tabla 2.41: Comprobación, Columna 1 con pórticos resistentes a momento.....	56
CAPITULO III	
Tabla 3.1: Cálculo de carga ultima, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.....	63
Tabla 3.2: Determinación del eje neutro, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.....	64
Tabla 3.3: Determinación de inercia en X, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.....	64
Tabla 3.4: Determinación de inercia en Y, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.....	64
Tabla 3.5: Determinación del módulo plástico y módulo elástico, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.....	65
Tabla 3.6: Determinación de elementos compactos, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.....	65
Tabla 3.7: Revisión del pandeo local torsional, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.....	65
Tabla 3.8: Cálculo del momento nominal, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.....	66
Tabla 3.9: Cálculo de momentos y cortante, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.....	66
Tabla 3.10: Cálculo del cortante nominal, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.....	66

Tabla 3.11: Comprobación, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.....	67
Tabla 3.12: Calculo de carga ultima, viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.....	71
Tabla 3.13: Determinación del eje neutro, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.....	72
Tabla 3.14: Determinación de inercia en X, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.....	72
Tabla 3.15: Determinación de inercia en Y, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.....	72
Tabla 3.16: Determinación del módulo plástico y módulo elástico, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.....	73
Tabla 3.17: Determinación de elementos compactos, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.....	73
Tabla 3.18: Revisión del pandeo local torsional, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.....	73
Tabla 3.19: Cálculo del momento nominal, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.....	74
Tabla 3.20: Cálculo de momentos y cortante, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.....	74
Tabla 3.21: Cálculo del cortante nominal, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.....	74
Tabla 3.22: Comprobación, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.....	75
Tabla 3.23: Determinación del eje neutro, Columna 4 con pórticos arriostrados.....	77
Tabla 3.24: Determinación de inercia en X, Columna 4 con pórticos arriostrados.....	77
Tabla 3.25: Determinación de inercia en Y, Columna 4 con pórticos arriostrados.....	78
Tabla 3.26: Determinación del módulo plástico y módulo elástico, Columna 4 con pórticos arriostrados, eje X.....	78
Tabla 3.27: Determinación del módulo plástico y módulo elástico, Columna 4 con pórticos arriostrados, eje Y.....	78
Tabla 3.28: Determinación de elementos compactos, Eje "X-X", Columna 4 con pórticos arriostrados.....	79
Tabla 3.29: Revisión del pandeo local torsional, eje "X-X", Columna 4 con pórticos arriostrados.....	79
Tabla 3.30: Cálculo del momento nominal, eje "X-X", Columna 4 con pórticos arriostrados.....	79
Tabla 3.31: Determinación de elementos compactos, Eje "Y-Y", Columna 4 con pórticos arriostrados.....	80
Tabla 3.32: Revisión del pandeo local torsional, eje "Y-Y" Columna 4 con pórticos arriostrados.....	80

Tabla 3.33: Cálculo del momento nominal, eje “Y-Y” Columna 4 con pórticos arriostrados.....	80
Tabla 3.34: Cálculo de rigideces de las columnas de la estructura con pórticos arriostrados.....	82
Tabla 3.35: Cálculo de rigideces de las vigas de la estructura con pórticos arriostrados.....	82
Tabla 3.36: Cálculo de los valores G_a y G_b para hallar la longitud efectiva con pórticos arriostrados mediante nomogramas.....	83
Tabla 3.37: Determinación de esbeltez y carga nominal, Columna 4 con pórticos arriostrados.....	83
Tabla 3.38: Comprobación, Columna 4 con pórticos arriostrados.....	84
Tabla 3.39: Cálculo del período de vibración T para estructura con pórticos arriostrados.....	88
Tabla 3.40: Cálculo del espectro de aceleraciones (S_a) para estructura con pórticos arriostrados.....	88
Tabla 3.41: Valores determinados según las tablas de la NEC peligro sísmico diseño sismorresistente.....	89
Tabla 3.42: Peso de la estructura por piso con pórticos arriostrados.....	89
Tabla 3.43: Resumen de pesos de la estructura por pisos, con pórticos arriostrados.....	90
Tabla 3.44: Cálculo del cortante basal con pórticos arriostrados.....	90
Tabla 3.45: Determinación de las fuerzas horizontales en la estructura con pórticos arriostrados.....	91
Tabla 3.46: Cálculo de ecuaciones para hallar las reacciones del pórtico, diseño de diagonales a compresión.....	92
Tabla 3.47: Cálculo de reacciones del pórtico, diseño de diagonales a compresión.....	92
Tabla 3.48: Calculo de la carga última de las diagonales con diseño a compresión.....	93
Tabla 3.49: Determinación del eje neutro, diagonales, edificación con arriostramiento.....	93
Tabla 3.50: Determinación de inercia en “X”, diagonales, edificación con arriostramiento.....	94
Tabla 3.51: Determinación de inercia en “Y”, diagonales, edificación con arriostramiento.....	94
Tabla 3.52: Determinación del módulo elástico y módulo plástico, diagonales, edificación con arriostramiento.....	94
Tabla 3.53: Determinación de elementos compactos, diagonales, edificación con arriostramiento.....	95

Tabla 3.54: Determinación de esbeltez, diagonales, edificación con arriostramiento.....	95
Tabla 3.55: Comprobación, diagonales a compresión, edificación arriostrada.....	95
Tabla 3.56: Cálculo de ecuaciones para hallar las reacciones del pórtico, diseño de diagonales a tensión.....	96
Tabla 3.57: Cálculo de reacciones del pórtico, diseño de diagonales a tensión.....	97
Tabla 3.58: Calculo de la carga última de las diagonales con diseño a tensión.....	97
Tabla 3.59: Calculo del área de diagonales con diseño a tensión.....	98

CAPITULO IV

Tabla 4.1: Desarrollo del criterio de columna fuerte-viga débil por piso con pórticos resistentes a momento.....	100
Tabla 4.2: Desarrollo del criterio de columna fuerte-viga débil por piso con pórticos arriostrados.....	103
Tabla 4.3: Peso de la estructura con pórticos resistentes a momento, modelo matemático.....	106
Tabla 4.4: Peso de la estructura con pórticos resistentes a momento, modelo con NEC.....	106
Tabla 4.5: Desplazamientos, estructura con pórticos resistentes a momento, modelo matemático.....	107
Tabla 4.6: Desplazamientos, estructura con pórticos resistentes a momento, modelo con NEC.....	107
Tabla 4.7: Peso de la estructura con pórticos arriostrados, modelo matemático.....	108
Tabla 4.8: Peso de la estructura con pórticos arriostrados, modelo con NEC.....	108
Tabla 4.9: Desplazamientos, estructura con pórticos arriostrados, modelo matemático.....	108
Tabla 4.10: Desplazamientos, estructura con pórticos arriostrados, modelo con NEC.....	108
Tabla 4.11: Desplazamientos, diseños arriostrados y no arriostrados, modelos matemáticos y con la NEC.....	115
Tabla 4.12: Pesos, diseños arriostrados y no arriostrados, modelos matemáticos y con la NEC.....	117
Tabla 4.13: Precios, diseños arriostrados y no arriostrados, modelos matemáticos y con la NEC.....	118

LISTA DE GRAFICAS

CAPITULO IV

Gráfica 4.1: Relación entre peso vs deformación de todos los modelos de diseño.....	109
Gráfica 4.2: Relación entre peso vs deformación entre los modelos matemáticos.....	110

Gráfica 4.3: Relación de porcentaje entre los modelos matemáticos riostrados y no riostrados.....	110
Gráfica 4.4: Relación entre peso vs deformación entre los modelos con la NEC.....	111
Gráfica 4.5: Relación de porcentaje entre los modelos con la NEC riostrados y no riostrados.....	111
Gráfica 4.6: Relación entre peso vs deformación entre diseños con pórticos resistentes a momento.....	112
Gráfica 4.7: Relación de porcentaje entre los diseños con pórticos resistentes a momento.....	112
Gráfica 4.8: Relación entre peso vs deformación entre diseños con pórticos arriostrados.....	113
Gráfica 4.9: Relación de porcentaje entre los diseños con pórticos resistentes a momento.....	114
Gráfica 4.10: Variación de desplazamientos en X de los diseños.....	115
Gráfica 4.11: Variación de desplazamientos en Y de los diseños.....	116
Gráfica 4.12: Variación de pesos de los diseños.....	117
Gráfica 4.13: Variación de precios de los diseños.....	118

DEDICATORIA

Mi trabajo de titulación está dedicado a toda mi familia quienes han estado ahí en todo momento brindándome ánimos para continuar con mi progreso, en especial a:

Mis padres,

Quienes han sido mi apoyo incondicional.

Mis hermanos,

Quienes han estado conmigo en todo momento.

Mis abuelos,

Quienes con sus sabios consejos me han dado fuerzas para seguir adelante.

Mis primas,

Con quienes siempre he compartido momentos alegres, saliendo de la rutina.

Y también a mi enamorado,

Quien me ha apoyado y dado ánimos, llegando a ser mi motivación y felicidad.

A Dios,

Quien me ha bendecido siempre de la mejor manera, poniendo a personas increíbles a mi lado, a quienes va dedicado este trabajo.

AGRADECIMIENTO

Es indispensable primeramente agradecer a Dios por la oportunidad de permitirme culminar mis estudios y acompañarme en cada momento de mi carrera.

A mi director de tesis, Ing. Xavier Nieto, quien con sus conocimientos me dio la guía necesaria para continuar con el desarrollo del proyecto.

A mis profesores que día a día nos enseñaron e inculcaron sus conocimientos, no solo académicos sino también en valores y prepararnos de mejor manera para la vida profesional.

A la universidad, la cual me ha dado la oportunidad de realizarme profesionalmente.

CAPITULO I: INTRODUCCION

En este estudio se realizó un análisis comparativo entre dos estructuras en acero de 4 plantas, una de ellas diseñada con pórticos resistentes a momentos y otra estructura similar con arriostramiento lateral, considerando que se edificaría en la ciudad de Azogues-Ecuador.

Una de las ventajas que se desea aprovechar es la velocidad constructiva que tienen las estructuras de acero, ya que su construcción se realiza de manera más sencilla, reduciendo los costos en mano de obra, pero al colocar arriostramiento se desea comprobar si existe aumento o no de costo final de construcción, frente a reducción de secciones en columnas.

En esta investigación se realizará análisis usando diagonales rigidizadoras, para conocer de esta manera el comportamiento de las mismas y definiendo la forma en la que trabajan en la estructura cuando esta está sometida a cargas laterales, y determinar cuál sería la mejor opción en construcción para nuestro medio, considerando que nos encontramos en la Zona II de peligro sísmico según la Norma Ecuatoriana de la Construcción/Diseño Sismo Resistente. (2da. ed.). (2014).

El objeto del presente trabajo es determinar cuál de los diseños es más económico y/o seguro en nuestro medio, si las edificaciones construidas en acero con pórticos resistentes a momentos (PRM) o con pórticos que incluyan arriostramientos.

Se tiene la idea que las estructuras con PRM tienen columnas más robustas para soportar los esfuerzos laterales, mientras que, al usar estructuras arriostradas, estas secciones pueden reducir, pero se incluyen en el diseño los elementos diagonales.

Este tipo de arriostramiento lateral sirven para evitar en un gran porcentaje la deriva de la estructura, de tal manera que no llegue a perder su estabilidad lateral evitando el choque con edificaciones vecinas y también los daños que pueden llegar a sufrir en mamposterías, cuyo problema puede generar en varias ocasiones el colapso de toda la estructura cuando no se consta con un estudio adecuado de la zona en donde será emplazado el proyecto.

Luego de analizar todas las ventajas y desventajas de las estructuras a diseñarse, se darán a conocer los resultados de cada una de ellas, para así llegar a determinar si se cumplen con los objetivos planteados en la investigación, que en general es determinar cuál de estas opciones es la más aplicable en nuestro medio, tomando en cuenta la carencia de recursos económicos, pero también teniendo presente que el Ingeniero Civil como uno de los principales responsables debe hacer cumplir las normas de seguridad sísmica con el fin de evitar las pérdidas tanto de vidas humanas como económicas.

1.1. Formulación del problema

La construcción en acero a lo largo del tiempo ha tomado gran importancia en nuestro medio, razón por la cual su auge en la construcción ha crecido de manera considerable y más en edificaciones de gran altura, por el simple hecho de que se realizan de una manera rápida y reduciendo en gran parte los costos de construcción.

En la mayoría de los casos las normas planteadas para este tipo de construcciones no se han aplicado de manera correcta ya sea por el total desconocimiento de ellas o por el desinterés en cumplirlas a cabalidad, denotando de esta manera en nuestro medio edificaciones con bajo desempeño estructural, otro problema que se puede llegar a dar es la falta de mano de obra calificada para este tipo de construcciones por lo cual se ha llegado a presentar un bajo rendimiento en conexiones, lo cual genera edificaciones inseguras y que en caso de presentar daños graves al reparar los mismos generarían una gran pérdida económica.

Se desea obtener una solución para las estructuras construidas en acero en nuestro medio, tomando en cuenta que estas deben conseguir una seguridad estructural adecuada bajo cargas sísmicas, para lo cual se analizarán las 2 edificaciones, una de las cuales contempla rigidizadores diagonales y la otra no, con el objeto de determinar que estructura se comporta mejor a menor cantidad de material; es decir, determinar el peso total de la estructura con el cual se podría definir costos de cada uno de los sistemas estructurales elegidos para el presente tema de investigación.

1.2. Delimitación del problema

En este estudio se realizará el diseño de dos estructuras de acero a edificarse en la ciudad de Azogues, una de las cuales consta con rigidizadores diagonales y otra es una edificación común sin arriostramiento lateral, la edificación para ambos casos consta de 4 losas, incluida la losa de cubierta, de 5 ejes en "x" y 3 ejes en "y" por cada planta, se trabajará con perfiles de acero conformados al caliente ASTM A36, utilizando vigas tipo I y columnas tipo H, realizados según las especificaciones de un diseño sismo-resistente presentadas en la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC).

Se evaluará en ambos estudios el costo tanto de materiales como de mano de obra, el tiempo de ejecución en obra, definiendo la variación existente entre los dos ejemplos, además de comprobar estructuralmente las deformaciones y desplazamientos que pueden sufrir las estructuras a causa de sismo.

Se observará el trabajo de las diagonales rigidizadoras dentro de la estructura cuando se presenta un evento telúrico de manera que estas puedan colaborar y reducir la deformación del edificio.

Se considera al edificio de estudio como edificación destinada a vivienda, y el análisis se desarrollará en función de la súper estructura y no de la cimentación.

Para la evaluación sísmica se considera un tipo de suelo D, que son perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, según la tabla de

clasificación de suelos (NEC Peligro sísmico, 2014), que será considerado para el espectro de diseño.

1.3. Definición de la zona de estudio

Esta investigación contempla el diseño de dos edificaciones con diferente estructuración que se pueden desarrollar en la Ciudad de Azogues-Ecuador, y analizar los beneficios tanto técnicos como económicos que se pueden generar en edificaciones sismorresistente de acero.

1.4. Justificación

En esta investigación se llevará a cabo el diseño de estructuras que logren un mejor rendimiento ante la presencia de un sismo, las mismas que lleguen a tener un buen desempeño estructural y que sean una alternativa de solución económica. También se quiere dar a conocer las ventajas que pueden tener las edificaciones que consten con un tipo de estructura adecuada, en este caso construidas con acero, la cual soporte las cargas laterales ocasionadas en caso de un sismo fuerte, ya que este es uno de los mayores problemas que debería ser considerado por el Ingeniero Civil.

Se pretende beneficiar a la ciudad de Azogues y sus alrededores, al presentar los resultados del presente trabajo de titulación, para que en un futuro se implementen estas medidas de solución en estructuras de acero ya que nos encontramos en una zona del Ecuador que es considerada de alto riesgo sísmico -aceleración de la Zona II, $a=0.25g$ - (NEC Peligro sísmico, 2014, p 27) para de esta manera reducir el peligro en nuestras estructuras y garantizar la capacidad de la misma de soportar estos eventos de destrucción.

Se puede decir que la realización de estas estructuras sismo-resistentes pueden llegar a afectar de modo que los costos se eleven de manera significativa al momento de ponerlo en obra, dejando de lado cualquiera de estas alternativas de construcción; pero se quiere llegar a obtener la mejor solución para nuestro medio, mediante esta investigación, para conocer si en verdad la construcción es la más adecuada para prevenir catástrofes que puedan llegar a darse, estudiando de esta manera que gastos se pueden generar si se aumentan las diagonales rigidizadoras y también que beneficios se pueden presentar con la implementación de las mismas. Se considera de gran importancia realizar un estudio con estas opciones de construcción para determinar de una manera certera cuál de ellas es la mejor tanto en soluciones estructurales como en costos de construcción.

Pero la problemática de esta investigación tal vez no solo incide en los costos por materiales que puedan llegar a generarse, si no la construcción de las mismas que podría traer complicaciones e imprevistos al ser necesario un personal capacitado para realizar las operaciones de manera adecuada, lo que motivaría a los profesionales de la Ingeniería Civil a especializarse en esta rama de la Ingeniería.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Comparar costos de construcción y derivas de piso entre sistemas estructurales como pórtico resistente a momento y pórtico arriostrado, para conocer qué sistema presenta mejores beneficios.

1.5.2. Objetivos específicos

- Calcular y diseñar una edificación de acero con pórticos resistentes a momento.
- Calcular y diseñar una edificación de acero con pórticos arriostrados.
- Evaluar económicamente los dos diseños para identificar el mejor sistema estructural.

1.6. Marco Teórico

1.6.1. Acero estructural

Concepto y generalidades

El acero es un material con varias ventajas como elevada resistencia, rigidez y ductilidad, que permiten que pueda soportar deformaciones plásticas sin disminuir la capacidad resistente que este posee, por lo cual su uso es recomendable en construcciones sismorresistentes (Crisafulli, 2013).

Se considera que el acero trabaja como un material que puede resultar muy eficiente en el momento de absorber grandes esfuerzos causados por movimientos telúricos, que a la larga estos pueden llegar a deteriorar la buena funcionalidad de una estructura, causando en ella daños irreparables o en el peor de los casos el colapso de la misma. Para que una estructura se comporte de manera funcional durante un sismo, esta debe tener un diseño que sea capaz de soportar estos eventos durante toda su vida útil sin que en ella se genere un deterioro de los elementos que la constituyen o que en caso de sufrirlas estos sean daños que puedan ser evaluados y reparados para prevenir catástrofes mayores a futuro, además de ello que estos no resulten perjudicar la economía del dueño de la estructura.

Para este trabajo se tomó en cuenta las ventajas constructivas que consta el acero estructural como: una alta resistencia ante grandes esfuerzos por unidad de peso, homogeneidad, elasticidad, durabilidad (que demuestra que este material con un adecuado mantenimiento cada cierto tiempo puede llegar a durar un tiempo indefinido), ductilidad y tenacidad.

De la misma manera también se ha tomado mucho en cuenta las desventajas que se pueden presentar en el acero siendo estas mínimas en relación con las ventajas pero que en realidad pueden llegar a generarse con el paso del tiempo las cuales son corrosión en acero expuesto a la intemperie que puede llegar a oxidarse si no se lo recubre de manera correcta o por falta de un adecuado mantenimiento, costo de

protección contra el fuego, ya que el fuego puede hacer que la resistencia del mismo llegue a disminuir generando de esta manera un costo más en construcción que podría llegar a afectar la economía con la que se contaba al inicio del proyecto, el pandeo elástico nos indica que en el acero al obtener elementos más largos y esbeltos pueden llegar a generar deformaciones excesivas; la fatiga, al someter a un elemento a un esfuerzo constante repetitivo este puede llegar a fracasar.

Las desventajas mencionadas hacen referencia a incremento de costos en obra, pero no compromete la calidad del acero como material de construcción, por ello, para evitar que llegue a tener un mal funcionamiento una estructura metálica, es necesario pequeños gastos adicionales.

“En la actualidad la ingeniería sismorresistente dispone de soluciones adecuadas que, mediante el uso de distintos materiales estructurales, sistemas constructivos, dispositivos innovadores para el control de vibraciones, criterios de diseño y métodos de análisis confiables, permiten reducir el riesgo sísmico” (Crisafulli, 2013, p.4).

Durante varios años se han venido implementando las normas que puedan brindar un buen diseño sismorresistente a una estructura, puesto que se han tomado en cuenta varios eventos de destrucción que ocurren con el paso de los años, lo cual ha logrado que los profesionales dedicados a esta rama de la ingeniería busquen las soluciones adecuadas con las que se pueda trabajar en una estructura de una manera fácil y siendo esta la más económica para el entorno en el que vaya a ser emplazado el proyecto, dando más prioridad a las edificaciones que son tomadas como las más importantes, las cuales en caso de una catástrofe puedan servir de albergue para los moradores afectados del sitio, pero no se debe dejar de lado que toda construcción civil debe tener un buen desempeño estructural para evitar la pérdida de vidas y pérdidas económicas.

El acero estructural en el Ecuador

Como podemos visualizar en nuestro entorno las construcciones más comunes se las ha venido realizando en hormigón armado, puesto que es un material consta con una buena capacidad para resistir grandes esfuerzos, pero de cierta manera el acero ha llegado a tomar uno de los puestos más importantes en construcciones civiles ya que sus ventajas y su funcionalidad ha logrado generar grandes beneficios en edificaciones importantes, dando a entender a los profesionales especializados en la construcción que el acero es considerado como un material estructural que consta de una buena resistencia sísmica.

En el Ecuador se han generado proyectos en acero como Unasur ubicada en la ciudad de Quito, edificación construido con estructura metálica con un volado de 50 metros de longitud, otro ejemplo tenemos el edificio gubernamental en la ciudad de Quito que es una de las edificaciones más grandes en amplitud de nuestro país.



Imagen 1.1: Edificaciones de acero en el Ecuador.

Fuente: <https://www.arch2o.com/unasur-headquarters-diego-guayasamin-arquitectos/>,
<http://www.planv.com.ec/historias/sociedad/la-polemica-la-plataforma-desnuda-el-modelo-chino>

Con el paso de los años se ha mejorado la técnica constructiva de construcciones en acero, lo que hace que la utilización de este material se lo realice de una manera fácil inclusive hasta menos complicada que la construcción en hormigón.

Los ingenieros civiles han tomado en cuenta los beneficios que se puede lograr con la construcción en acero, como su rapidez de montaje, velocidad constructiva, lo que genera una gran ventaja en la reducción de costos de obra.

En la ciudad de Azogues-Ecuador, en el último año se observa un interesante número de edificaciones en acero, si bien no de gran magnitud, pero la aceptación de la gente por este material va en aumento, pero su porcentaje es muy inferior versus la construcción tradicional en hormigón armado, pero si se pudiera llegar a concientizar de todos los beneficios de la construcción en acero, su uso sería mucho más frecuente, incluso en construcciones de pequeñas como viviendas, lo cual se quiere llegar a difundir mediante esta investigación, para que de esta manera se den a conocer todas las ventajas que tiene el acero como un material estructural y garantizar que si se realiza una edificación de este tipo, esta llegará a ser segura y confiable.

1.6.2. Consideraciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) para un diseño estructural sismorresistente

Generalidades

Según la NEC Peligro Sísmico Diseño Sismorresistente el Ecuador es uno de los países de latino américa que posee un alto riesgo sísmico, por lo cual en nuestro entorno surge la necesidad de que se expongan alternativas de solución y que con cada una de estas de puedan presentar edificaciones seguras para los moradores de la zona y que estas, luego de un sismo, no presenten mayores daños en los elementos estructurales de manera que los mismos puedan ser restaurados o que simplemente se logren diseños que puedan soportar las cargas producidas por los eventos sísmicos, por lo tanto se ha

puesto a disposición la soluciones para que una estructura cuente con una buena funcionalidad estructural en los años que esta llegue a brindar sus servicios a la sociedad.

Mapa sísmico y solicitaciones según la NEC

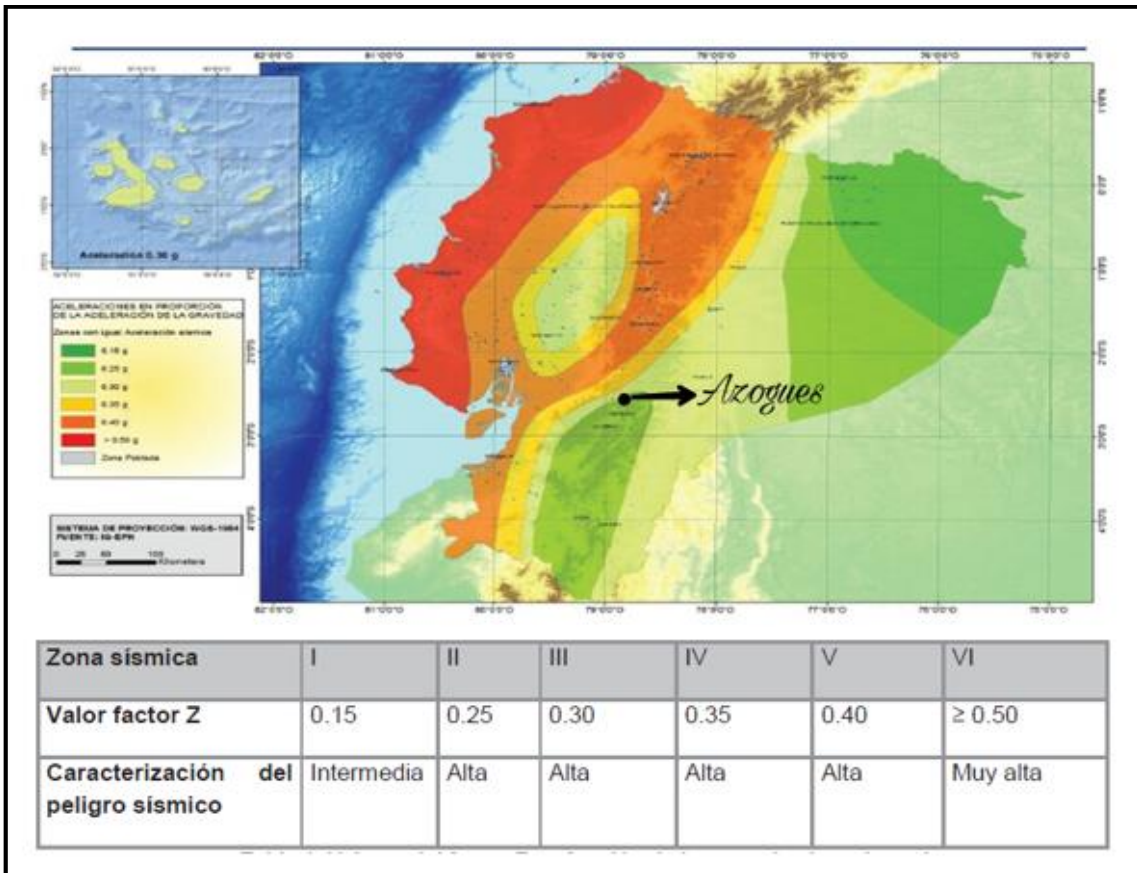


Imagen 1.2: Mapa de zonificación sísmica.

Fuente: NEC. Capítulo 2 Peligro sísmico, Diseño sismo resistente.

En relación a la Imagen 1.1 podemos observar que el lugar donde será emplazado nuestro proyecto, ciudad de Azogues, según el mapa de zonificación sísmica obtenido de la NEC capítulo de Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente estamos ubicados en la Zona II en donde podemos corroborar que contamos con un valor de Z igual a 0,25 el cual representa la aceleración máxima y también podemos ver que el peligro sísmico en esta zona es alto (NEC, Peligro Sísmico, 2014). Razón por la cual se debe considerar un buen diseño sismorresistente a todas las estructuras a edificarse posteriormente.

En esta norma se identifica que el riesgo sísmico que se puede presentar en una estructura depende de varios factores como son: el factor de zona "Z", curvas de peligro sísmico, características del suelo, tipo de uso destino o importancia de la estructura, aceleración sísmica, configuración estructural, periodo de vibración, y sobre todo del cortante basal (NEC, Peligro Sísmico, 2014).

De igual manera para este proyecto se utilizarán los datos especificados para esta zona, siendo estos definidos por la misma norma NEC (2014) Peligro Sísmico Diseño Sismorresistente.

También se tomara en cuenta que para nuestro diseño se utilizara la opción del Diseño Basado en Fuerzas (DBF) propuesto en el mismo capítulo de la NEC (2014).

A continuación se darán a conocer los valores de los factores a considerarse en el diseño de la edificación mediante tablas que han sido obtenidas de la NEC (2014) capítulo 2.

Las ecuaciones mostradas posteriormente desde la 1.1 hasta la 1.6 son tomadas de la NEC (2014) peligro sísmico diseño sismorresistente

Cálculo del cortante basal:

Para el cálculo del cortante basal se utilizara la formula citada en la NEC (2014) peligro sísmico, diseño sismorresistente:

$$V = \frac{I.Sa.T}{R.\phi_p.\phi_e} . W \quad (1.1)$$

Donde:

I coeficiente de importancia.

Sa espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

T período de vibración.

R factor de reducción de resistencia sísmica.

ϕ_p y ϕ_e coeficientes de configuración en planta y elevación.

W carga sísmica reactiva.

Coefficiente de importancia (I)

El coeficiente de importancia hace referencia a la categoría que tiene el edificio dentro del ámbito social, es decir, se determina si la edificación a realizarse es de tipo esencial después de la ocurrencia de un sismo denotando de esta manera si ella puede llegar a servir ya sea como albergue de los moradores de la zona afectada o como centro de atención médica. Los valores de este se encuentran en tablas la NEC (2014) capítulo 2 Peligro Sísmico.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 1.1: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Fuente: NEC capítulo 2 Peligro Sísmico, diseño sismo resistente.

Para ambos diseños el valor de importancia atribuido es igual a 1, ya que es una edificación considerada para vivienda.

Espectro de aceleraciones (S_a)

Para el cálculo del espectro de aceleraciones nos referimos a las ecuaciones siguientes:

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (1.2)$$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (1.3)$$

$$T_c = 0,55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \quad (1.4)$$

Donde:

η razón entre la aceleración espectral y el PGA para el periodo de retorno seleccionado, este valor depende de la región en la que se esté trabajando, para este caso se tomó el valor de 2.48, considerado para las provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos,

r factor usado en el tipo de diseño elástico, se considera un valor de $r=1$ considerado así en la norma para todos los suelos excepto el suelo tipo E.

S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

T período fundamental de vibración de la estructura.

Tc Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g, según la zona sísmica identificada para el trabajo el valor que toma la aceleración es de 0.25.

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

Tabla 1.2: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Fuente: NEC capítulo 2 Peligro Sísmico, diseño sismo resistente.

Fs, Fd y Fa son valores tomados dependiendo de la zona sísmica y la aceleración de cada región, para este caso se definió un suelo tipo D para la ciudad de Azogues y según estos datos especificados los valores tomados son de 1.06, 1.45 y 1.4 respectivamente.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$

F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:
	F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.
	F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).
	F3 —Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)
	F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)
	F5 —Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
	F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.

Tabla 1.3: Clasificación de los perfiles de suelo.

Fuente: NEC capítulo 2 Peligro Sísmico, diseño sismo resistente.

Período de vibración (T)

El período de vibración de la estructura es tomado según la NEC capítulo 2 peligro sísmico diseño sismorresistente.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (1.5)$$

Donde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

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

Tabla 1.4: Coeficientes para período de vibración.

Fuente: NEC capítulo 2 Peligro Sísmico, diseño sismo resistente.

Para estos diseños se toman valores diferentes para C_t y α según la norma para estructuras de acero sin arriostramientos son de 0.072 y 0.8 respectivamente, para estructuras con arriostramientos son de 0.073 y 0.75.

Factor de reducción de resistencia sísmica (R)

El factor de reducción fue considerado de 8 para ambos diseños ya que así lo estipula la norma para pórticos de acero resistentes a momentos y para pórticos arriostrados, denotando también que las edificaciones que se desea tener sean dúctiles.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 1.5: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

Fuente: NEC capítulo 2 Peligro Sísmico, diseño sismo resistente.

ϕ_p y ϕ_e coeficientes de configuración en planta y elevación.

Estos coeficientes están definidos de acuerdo a la configuración que tenga la edificación en planta y en elevación, es decir, si tiene diferentes dimensiones en planta, si presenta discontinuidades en pisos, si no consta con ejes paralelos, si se tiene irregularidad torsional, diferentes alturas de entrepiso, distribución de masa diferentes entre pisos o

irregularidades geométricas, para definir de esta manera cuáles serán los valores utilizados en estos coeficientes, para estos diseños se consideró un valor de $\phi_p = 1$ y $\phi_e = 1$ ya que no existe ninguna irregularidad en ninguno de los 2 casos.

La variación de estos valores depende de que una edificación conste con irregularidades ya sea en planta o en elevación, los mismos casos que podemos encontrar en las tablas 13 y 14 de NEC Peligro Sísmico Diseño sismorresistente, ubicadas en las páginas 50 y 51 de dicho capítulo.

Carga sísmica reactiva (W)

Este valor es considerado según la norma como la carga muerta total de la estructura.

Todos aquellos aspectos mencionados anteriormente para el diseño de una estructura, guían al ingeniero civil a tomar la mejor decisión para su diseño.

Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

Para hallar la distribución de fuerzas verticales se estipula lo que dice en la NEC capítulo 2 peligro sísmico, diseño sismorresistente.

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (1.6)$$

Donde:

V Cortante total en la base de la estructura

F_x Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

n Número de pisos de la estructura

w_x Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

w_i Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

h_x Altura del piso x de la estructura

h_i Altura del piso i de la estructura

k Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T

La determinación de k se da de acuerdo a las siguientes solicitaciones según la NEC capítulo 2 peligro sísmico, diseño sismorresistente:

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.5 T$
> 2.5	2

Tabla 1.6: Valores de k para la determinación vertical de fuerzas sísmicas laterales.

Fuente: NEC capítulo 2 Peligro Sísmico, diseño sismo resistente.

1.6.3. Peligro sísmico en estructuras

Conceptos básicos y generalidades

“La ingeniería estructural sismorresistente es una disciplina relativamente nueva y resulta difícil indicar con precisión cuándo y dónde se originó” (Crisafulli, 2013, p.4).

Los sismos son fenómenos que se producen por movimientos bruscos de la corteza terrestre. Son considerados como uno de los desastres naturales que pueden llegar a generar grandes pérdidas económicas en el ámbito de la ingeniería civil. Pues se ha venido demostrando con el paso del tiempo que si no se considera un buen diseño de una estructura para que esta pueda soportar dichos eventos pues se pueden generar daños graves, dando paso muchas veces al colapso de la misma.

El efecto destructivo de los terremotos que se ha corroborado a lo largo de la historia han puesto alerta a los moradores de zonas en donde la ocurrencia de los mismos es muy frecuente, que estos mismos han buscado soluciones que resulten ser económicas y seguras, pues lo que se pretende es minimizar el la vulnerabilidad de las infraestructuras en estas zonas.

En otros países como Chile un diseño estructural que sea sismorresistente es de vital importancia, ya que los sismos son eventos que ocurren de manera imprevista y no se sabe exactamente cuándo podrán suceder estos eventos, identificando que es una zona con alto riesgo sísmico, por lo tanto cuenta con estructuras resistentes y un buen diseño sísmico, lo que hace que sus construcciones sean menos vulnerables a eventos sísmicos que pueden llegar a generar catástrofes y pérdidas de grandes magnitudes, y no únicamente se habla en estos casos de pérdidas económicas en infraestructura, si no también se toma mucho en cuenta la pérdida de vidas humanas.

Crisafulli (2013) afirma que:

Los sismos son eventos con baja probabilidad de ocurrencia y sus consecuencias pueden ser tremendas en términos de destrucción y del sufrimiento que provocan. Por estas razones el diseño de estructuras sismorresistentes presenta particularidades que lo distinguen del diseño para otro tipo de acciones como cargas gravitatorias o viento. (p. 20)

En la actualidad la mayoría de países consideran que el diseño de una edificación debe ser sismorresistente, ya que no se sabe cuándo ocurrirá un sismo y lo mejor es estar

prevenido ante ciertas catástrofes y considerar que se puede evitar de cierta forma el deterioro o pérdida de las edificaciones.

De cierta manera el estudio día a día de los profesionales ha venido incrementando las soluciones que se pueden tomar con respecto estructuras que resistan a las fuerzas laterales causadas por los sismos, así como de la misma manera se han desarrollado normas que permiten obtener el buen comportamiento de una estructura y brindar seguridad estructural ante cualquier situación que pueda llegar a presentarse a futuro.

La construcción sismorresistente se ha enfocado no solo en la elaboración propiamente de edificaciones si no también se ha enfocado en la rehabilitación de construcciones antiguas, que no fueron construidos con requisitos sísmicos y que poseen alta vulnerabilidad estructural, razón por la cual, sufren reforzamientos sin alterar su conformación inicial.

“Las estructuras sismorresistentes, salvo casos especiales, se diseñan para responder en rango inelástico, de modo de desarrollar ductilidad y disipar energía durante la ocurrencia de un terremoto severo” (Crisafulli, 2013, p.23).

Se ha dado el caso de que por aspectos estéticos no se tomen en cuenta estos diseños, ya que este se vuelve un poco más complicado al momento de su emplazamiento en obra, pero se debe tener presente que el diseño sismorresistente es necesario en cualquier tipo de construcción y que no importa tanto la parte estética de una estructura si no su funcionalidad misma que debe ser buena al momento de soportar esfuerzos de cualquier tipo.

1.6.4 Pórticos Resistentes a Momentos y Pórticos Arriostrados

Generalidades

Las estructuras de acero están constituidas principalmente de vigas y columnas, las cuales son las edificaciones más comunes en acero y dependiendo de cómo estén diseñadas y conformadas las mismas pueden llegar a ser una buena solución en edificaciones sismorresistentes, pero también en estas estructuras se pueden añadir el uso de diagonales rigidizadoras las mismas que permiten la disipación de energía y que llega a ser otra muy buena solución en zonas donde los sismos se den de manera frecuente.

Pórticos Resistentes a momentos

Definición y generalidades

“Los pórticos no arriostrados o pórticos resistentes a momento son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, pernos o ambos” (Crisafulli, 2013, p.33).

En estos pórticos generalmente se contempla 3 elementos, que son las vigas, columnas y la conexión entre ellos, ya que depende mucho de ello para que se tenga un buen desempeño de la estructura.

“Un aspecto fundamental en el diseño de los pórticos no arriostrados son las conexiones viga-columna, las cuales son necesarias desde el punto de vista constructivo y deben asegurar que las vigas pueden desarrollar su capacidad a flexión” (Crisafulli, 2013, p.33).

Generalmente en las estructuras de acero cuando se tiene pórticos resistentes a momentos, ante la presencia de un sismo se ha demostrado que las fallas provocadas por el mismo; según Crisafulli (2013), son en las conexiones viga-columna, por ende se debe tener en cuenta las mismas al momento de realizar la unión entre estos 2 elementos para que no se genere la fractura de la soldadura o de la placa que los une.



Imagen 1.3: Vista general de una estructura de pórticos no arriostrados para un edificio comercial.

Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de Acero.
Francisco Javier Crisafulli.

Ventajas de pórticos resistentes a momentos

Este tipo de estructura puede ser diseñado y edificado con diversos fines, ya sea para vivienda ocupacional o para edificaciones destinadas a otro tipo como lo son centros comerciales, hospitales, hoteles, etc.

Con este diseño de pórticos resistentes a momentos se pueden obtener varias ventajas puesto que es uno de los métodos más utilizados por los ingenieros civiles gracias a su rapidez de montaje, también a su capacidad de disipación de energía.

Pórticos Arriostrados

Definición y generalidades

Esta clase de pórticos contempla en su estructura diagonales rigidizadoras y al igual que los pórticos resistentes a momento consta de vigas y columnas.

“La presencia de las barras diagonales o riostras modifica significativamente el comportamiento del pórtico, dado que se forma una estructura reticulada, con triangulaciones” (Crisafulli, 2013, p.34).

Con este tipo de estructura se puede llegar a obtener una buena rigidez lateral por la que podría utilizarse su diseño en edificios de gran altura en los cuales se requiera controlar los desplazamientos laterales para cumplir con las especificaciones de un buen diseño.



Imagen 1.4: Shearson Lehman/Centro de Servicios Informativos de la American Express, en Nueva York.

Fuente: Diseño de estructuras de acero. Csernak, Jack C. McCormac-Stephen

Tipos de pórticos Arriostrados

Dentro de los pórticos arriostrados podemos definir la existencia de 2 tipos que son los pórticos arriostrados excéntricamente y los pórticos arriostrados concéntricamente.

Pórticos arriostrados excéntricamente

Definición

“En los pórticos arriostrados excéntricamente las riostras se disponen deliberadamente de forma tal de generar una excentricidad en la viga donde se inducen esfuerzos de corte y momentos flectores elevados”. (Crisafulli, 2013, p. 36)

Generalidades

En estos pórticos lo que se genera es una excentricidad en la viga y estos puntos son diseñados generalmente para disipar la energía causada por los sismos.

Se considera que la excentricidad generada por los rigidizadores diagonales no debe ser realizada en las columnas porque generaría una falla grave que en el peor de los casos llegaría a producir el colapso de la estructura.

Crisafulli (2013) afirma que “se observa claramente cómo la conexión excéntrica genera esfuerzos elevados de flexión y corte en la zona del enlace. Estos esfuerzos son los que producen la fluencia en dicha zona, disipando energía y asegurando así una adecuada ductilidad al sistema” (p.37).



Imagen 1.5: Ejemplos de pórticos con arriostramientos excéntricos.

Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de Acero. Francisco Javier Crisafulli.

Mecanismo de disipación de energía

Los arriostramientos diagonales, columnas y los segmentos de vigas fuera de los vínculos deben ser diseñados para permanecer en el rango elástico ante las máximas cargas generadas en el vínculo debido a su incursión en la zona de fluencia y de endurecimiento por deformación (NEC Estructuras de Acero, 2014, p. 61).

Tipos de pórticos arriostrados excéntricos

Existen varias clases de arriostramientos excéntricos como los que podemos observar en la Imagen 1.6 que son simple, V invertida, V, X-2 pisos y V invertida con enlace vertical, los mismos que dependen de los criterios del diseñador para ser empleados en la construcción o rehabilitación de una estructura.

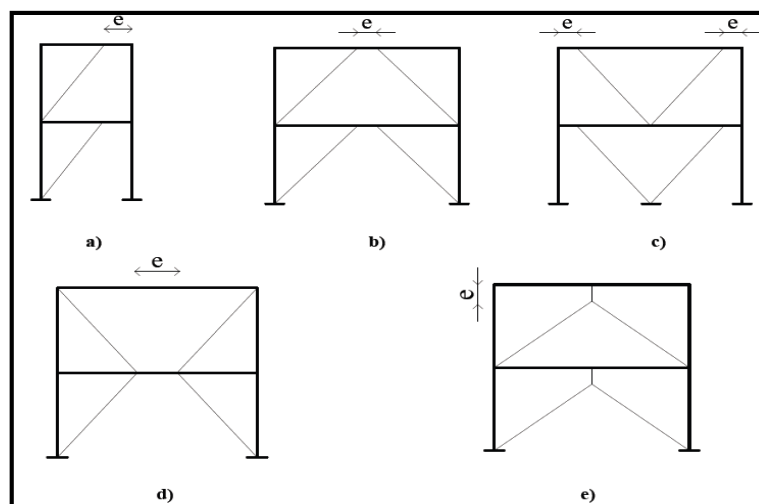


Imagen 1.6: Tipos más comunes de Pórticos Arriostrados Excéntricos (PAE)

Fuente: NEC capítulo 2 Peligro Sísmico, diseño sismo resistente.

Pórticos arriostrados concéntricamente

Definición

En este tipo de pórticos no existen desplazamientos en las riostras es decir van de extremo a extremo o las mismas llegan a encontrarse en un punto.

Generalidades

Este tipo de pórticos son los más utilizados en las construcciones civiles ya que no solo se los realiza en construcciones nuevas sino también en la rehabilitación de construcciones antiguas llegando de esta manera a que estas se conviertan en una estructura con una buena seguridad estructural.

A estos pórticos se los dispone en la periferia de la edificación, logrando de esta manera que estos brinden una buena estabilidad lateral.

Durante la ocurrencia de un sismo se espera que en los pórticos arriostrados de manera concéntrica, sus rigidizadores diagonales sean los que disipen la energía provocada, para que estas cargas no dañen en si las vigas y columnas de la estructura, pues lo que se requiere es que la estructura, inclusive luego de un sismo fuerte, siga teniendo una buena funcionalidad.



Imagen 1.7: Vista de un edificio en construcción con pórticos arriostrados.

Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de Acero.
Francisco Javier Crisafulli.

Para este proyecto se trabajarán con pórticos arriostrados concéntricamente, que se dice que son la mejor solución al momento de buscar estabilidad lateral en una estructura.

Mecanismo de disipación de energía

Debido a su geometría, los Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente (PEAC) proporcionan una acción de armadura cuyos miembros están sujetos primordialmente a cargas axiales en el rango elástico. Sin embargo, cuando el PEAC esté sujeto a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño, se espera que los miembros de arriostramiento (llamados también diagonales o contravientos) y sus

conexiones desarrollen grandes deformaciones inelásticas cíclicas en tensión y en compresión en la zona de post-pandeo (NEC Estructuras de Acero, 2014, p. 53).

Tipos de pórticos Arriostrados concéntricamente

Existen varios tipos de arriostramientos concéntricos como riostras en X, en K, en diagonal, en V invertida y en V, indicados en la Imagen 1.7, los cuales pueden ser utilizados de acuerdo a las especificaciones del diseñador a usar uno u otro diseño para la mejor distribución de espacios por cuestiones estéticas, aunque todos ellos cumplen con la misma función en una estructura que es de controlar los desplazamientos laterales que se pueden solicitar con el paso del tiempo.

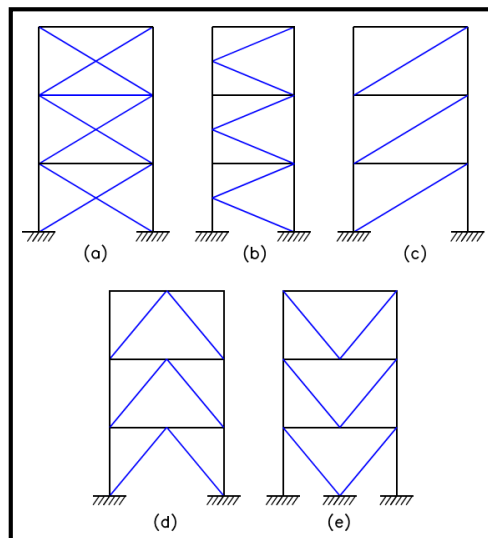


Imagen 1.8: Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente, (a) riostras en X, (b) en K, (c) en diagonal, (d) en V invertida y (e) en V.

Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de Acero. Francisco Javier Crisafulli.

Para este proyecto se utilizarán los pórticos con arriostramientos concéntricos en diagonal.

Ventajas de pórticos arriostrados

Los pórticos arriostrados poseen varias ventajas constructivas como son mayor resistencia las fuerzas laterales puesto que constan con mayor rigidez, pues en estos la energía disipada en estos sistemas estructurales es grande, los desplazamientos laterales son más controlados, pueden ser aplicados en lugares donde la ocurrencia de un sismo es grande y se requiere de un buen diseño que sea sismorresistente y además que no afecte la economía, las riostras pueden brindar mayor seguridad en una estructura cuando se la aplica ya sea durante su construcción o después de ella es decir cuando se necesite la rehabilitación de una estructura.

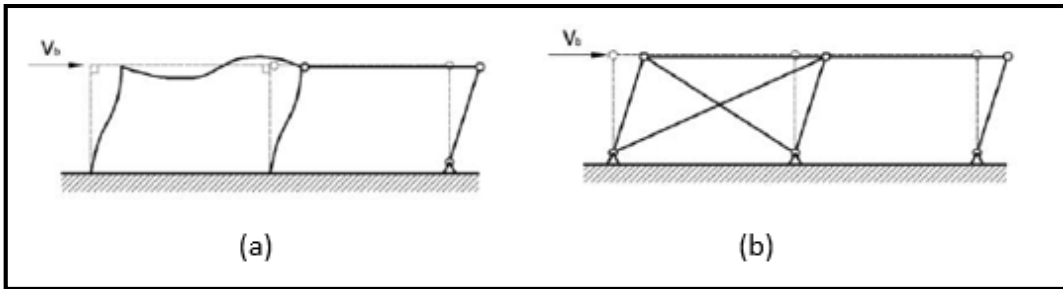


Imagen 1.9: Representación conceptual de Configuraciones sismorresistentes para estructuras de acero. (a) Pórtico de momento, (b) Pórtico con arriostramientos concéntricos.

Fuente: Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.

Haciendo referencia a los desplazamientos que pueden presentarse en una estructura podemos decir que cuando esta consta de arriostramientos laterales estos pueden llegar a disminuir considerablemente. Tomando en cuenta que según la NEC peligro sísmico el desplazamiento total de la estructura puede ser tan solo $0.02H$, siendo H la altura total del edificio, es decir que en este trabajo se consideró un desplazamiento o deriva máxima desde la base hasta el nudo más alto de 2,56 cm.

1.6.5 Conexión a momento y conexión a corte

Generalidades

Según la NEC Estructuras de acero se dice que tenemos 2 tipos de conexiones con las que podemos trabajar en una estructura la primera es que todas las uniones viga-columna son trabajadas con conexión a momento y la otra es cuando solo las vigas perimetrales se las trabaja de esa forma y las vigas que se encuentran en el interior son trabajadas a corte.

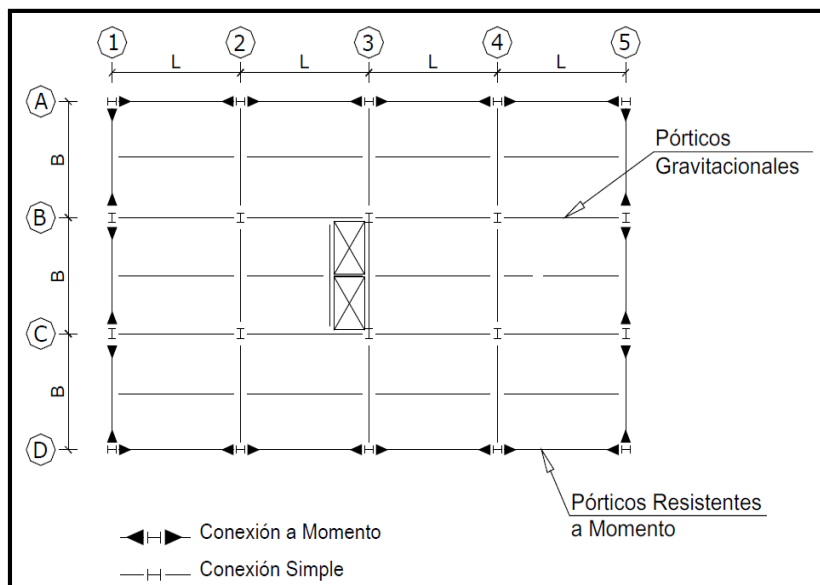


Imagen 1.10: Planta de Edificio de Acero Estructural Compuesto por Pórticos Resistentes a Momento y Gravitacionales.

Fuente: NEC capítulo 2 Peligro Sísmico, diseño sismo resistente.

Se dice que antes en Estados Unidos se trabajaba en las edificaciones con conexiones solo a momento, pero se determinó que no era la más económica así que se comenzó a trabajar con conexiones a momento solamente en las vigas perimetrales y las internas se las trabajaba con conexión a corte lo cual conlleva que las vigas sean de mayor tamaño pero con menor número de uniones a momento (NEC Estructuras de Acero, 2014).

Conexiones a corte

Definición y generalidades

Designadas así por las AISC como conexiones simples y se usan en estructuras en las que no necesitan ser consideradas las fuerzas laterales o donde otros marcos del edificio resisten las fuerzas del viento y sismo por acción de marco, por arriostramiento tipo armadura o por muros de cortante. (Galambos, 1999, p. 166)

Cuando una conexión es realizada a corte esta transmite y soporta cortante, esta unión se puede diferenciar fácilmente cuando solamente se conecta el alma de la viga. Aquella conexión mencionada se la puede hacer mediante soldadura o unión por pernos.

“Las conexiones simples (tipo PR) son muy flexibles y se supone que permiten a los extremos de la viga girar hacia abajo cuando están cargados, como sucede con las vigas simplemente apoyadas”. McCormac y Csernak (2013)

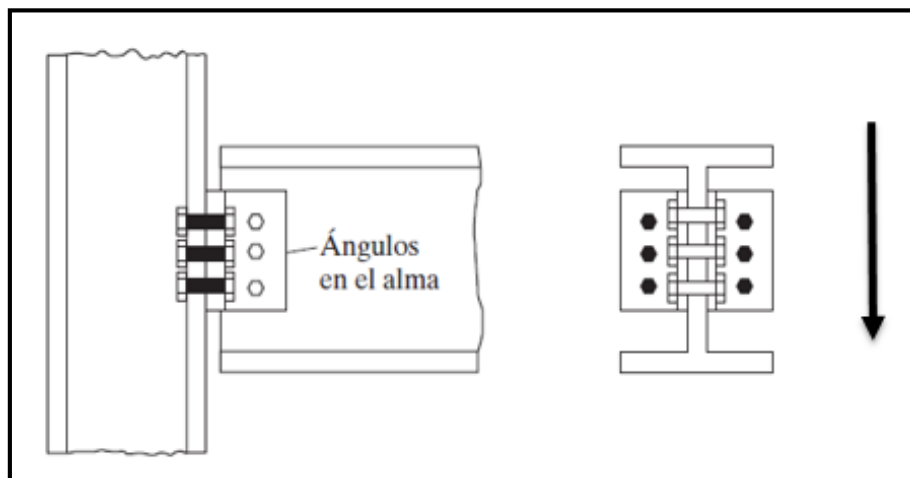


Imagen 1.11: Conexión simple reticular

Fuente: Diseño de estructuras de acero. Csernak, Jack
C.McCormac-Stephen

Conexiones a momento

Definición y generalidades

“Las conexiones rígidas se usan en construcciones continuas que resisten fuerzas laterales causadas o inducidas por el viento o sismo” (Galambos, 1999, p. 173).

En este tipo de conexiones a momento se puede decir que están clasificadas en 2 la primera son las definidas como rígidas (tipo FR) y las semirrígidas (tipo PR), esto según el AISC en la sección A2.2.

Tipo FR (totalmente restringido): son aquellas que teóricamente no permiten rotación en los extremos de la viga y transfieren casi el 100% del momento al empotramiento. Las conexiones de este tipo se pueden usar para edificios altos en los que se desarrolla resistencia al viento. Las conexiones proporcionan continuidad entre los miembros de la estructura del edificio. McCormac y Csernak (2013)

“Tipo PR (parcialmente restringido): son aquellas que tienen una apreciable resistencia a la rotación del extremo, desarrollando así momentos de extremo de consideración”. McCormac y Csernak (2013)

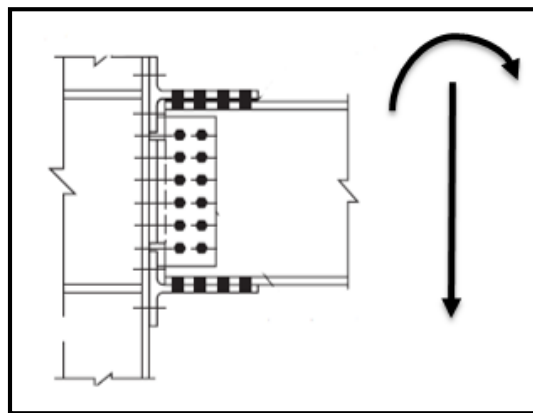


Imagen 1.12: Conexión resistente a momento.

Fuente: Diseño de estructuras de acero. Csernak, Jack
C.McCormac-Stephen

En el presente trabajo se considera la existencia de conexiones a momento, es decir con conexiones semirrígidas trabajadas con los momentos al 70% para poder realizar el estudio según lo indica la NEC.

Perfiles conformados al caliente.

Por lo general estos perfiles conformados al caliente se forman moldeando el acero caliente dando de esta manera forma al elemento. Estos perfiles presentan mejores características mecánicas como también mejores propiedades. Este tipo de perfiles es más común en las construcciones grandes ya que este puede ser moldeado con facilidad y responde mejor a cargas cíclicas.

Este trabajo contempla perfiles tipo I para vigas y tipo H para columnas, armados mediante placas conformadas al caliente.

Criterio Columna fuerte-viga débil

Según la NEC (2014) estructuras de acero en estos sistemas estructurales se deben considerar el siguiente criterio:

El criterio de columna fuerte – viga débil tiene como objetivo fundamental contar con un sistema estructural en el cual las columnas son generalmente más fuertes que las vigas a fin de forzar el estado límite de fluencia por flexión en las vigas en los diferentes niveles de los pórticos especiales a momentos cuando éstos estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. De esta manera, se logra un alto nivel de disipación de energía. (p. 41)

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pv}} \geq 1 \quad (1.7)$$

Dónde:

ΣM_{pc} La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta.

ΣM_{pv} La suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta.

CAPITULO II: DISEÑO DE EDIFICACIÓN CON PÓRTICOS RESISTENTE A MOMENTOS

2.1. Generalidades

Se analizó cada uno de los aspectos a considerarse en nuestro diseño con pórticos resistentes a momentos de una edificación que consta con 4 plantas, las 3 primeras serán destinadas para vivienda y la última será una losa de cubierta accesible, las cuales tienen una separación entre luces de cuatro metros en el sentido "X" y de cinco metros en sentido "Y", definiendo de la misma manera 3 y 5 ejes respectivamente. Se determinó las cargas aplicadas, es decir carga muerta y carga viva total, considerando que toda su estructura es de metal. No se consideró el diseño de gradas ya que lo que se requiere analizar es el comportamiento estructural de los pórticos.

Este proyecto carece de arriostramiento, pero en su diseño se realizó de tal manera que sea una edificación sismorresistente, lo cual genera que sus columnas sean más robustas para que pueda soportar todas las solicitaciones de cargas laterales.

Para el diseño de la estructura se utilizó el programa de Excel para obtener las dimensiones de vigas y columnas, determinando que sean los elementos estructurales más óptimos para realizar el proyecto planteado.

En este diseño no se consideró los parámetros existentes en la NEC para edificaciones con pórticos resistentes a momento, pero más adelante se hará un análisis, comparando cuanto varía cuando trabajamos haciendo cumplir aquellas solicitaciones de la norma y no solo como un modelo matemático.

2.2. Diseño de la estructura

2.2.1. Solicitaciones de cargas (carga viva y carga muerta)

Generalidades

Para las cargas vivas se trabajó con aquellas que se encuentran en la NEC 2014 Cargas no sísmicas, identificando cuales son las solicitaciones de cargas de cada planta, dependiendo cuál de ellas se requiera analizar. En cuanto a las cargas muertas esta se obtuvo mediante el programa de Excel realizado, considerando todos los pesos que permanecen permanentes sobre la estructura.

Carga Muerta (CM)

Para el predimensionamiento de vigas y columnas se identificó las cargas permanentes a actuar en cada uno de los pisos de la edificación, como son las cargas de paredes, acabados, instalaciones, incluido también en ellas el peso de la losa, las cuales llegan a ser las cargas muertas consideradas en la estructura, definiendo como valor total de carga muerta igual a 357.9 kg/m².

Calculo de la carga muerta total	
	PESOS (kg/m ²)
W pared	150
W instalaciones	15
W acabados	20.4
W losa	173
Wt	357.9

Tabla 2.1: Carga muerta total sobre la estructura.

Fuente: El autor.

Carga Viva (CV)

En la solicitación de cargas vivas en la estructura existe una variación en cuanto a la aplicación de esta ya que en las plantas 1, 2 y 3 se considera que su uso ocupacional será de para viviendas unifamiliares y en la planta número 4 se considera como una losa de cubierta accesible, estos valores de cargas vivas serán sacados de la NEC-SE-CG Cargas no sísmicas.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Valor en kg/m ²
Cubiertas		
Cubiertas destinadas para propósitos especiales	4.8	490
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y <u>bifamiliares</u>)	2	200

Tabla 2.2: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, L0, y concentradas P0

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-CG) 2014 Cargas no sísmicas.

2.2.2. Diseño de los elementos de la estructura

Generalidades

Para este tipo de esta estructura se diseñó vigas principales, vigas secundarias y columnas con acero A36, el cual trabaja con un esfuerzo de fluencia (F_y) igual a 2530 kg/cm² y un esfuerzo de ruptura en tensión (F_u) igual a 4080 kg/cm². La utilización de este material es por la facilidad de conseguir flejes para armar elementos estructurales, el cual es el que se está implementando para este proyecto y también por las ventajas que posee el mismo.

La estructura con la que se está trabajando consta de 22 vigas principales por planta, las cuales se han considerado trabes tipo "I" conformados por flejes o placas laminadas al caliente, contamos también con 24 vigas secundarias, las mismas que se distribuyen siempre perpendiculares a la luz más larga y para este edificio se ha considerado en la distancia de 5 metros y 3 vigas secundarias con una separación entre ellas de 1,25 m,

para este elemento se ha considerado de igual manera traveses tipo “I” conformados por flejes o placas laminadas al caliente.

Con relación a las columnas tenemos 4 tipos de ellas, cada una dependiendo del piso en el que se encuentra, pues existe variación en sus dimensiones, son consideradas perfiles “H” y también conformados por placas laminadas al caliente.

Estos son los elementos estructurales que se deben definir en una edificación que trabaja con pórticos resistentes a momentos, los mismos que deben ser comprobados de manera que tengan un adecuado desempeño al momento de ser emplazado el proyecto.

A continuación se presenta la planta y elevaciones de la estructura con la que se va a trabajar en este diseño.

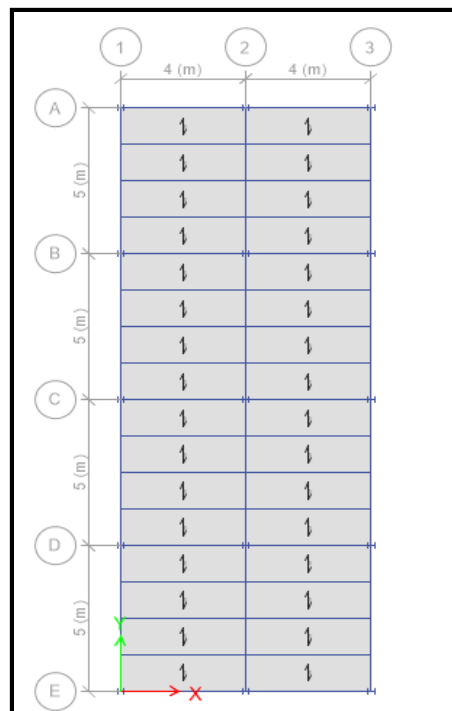


Imagen 2.1: Planta de la edificación con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

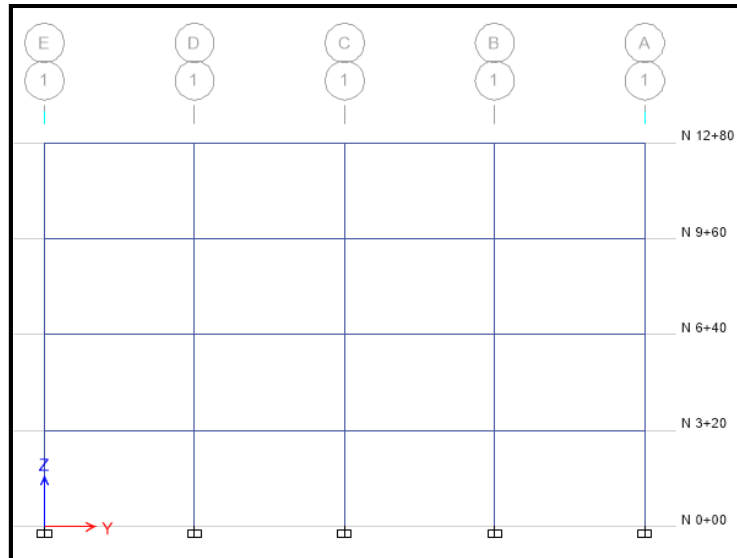


Imagen 2.2: Elevación vista en el plano Y-Z con Pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor.

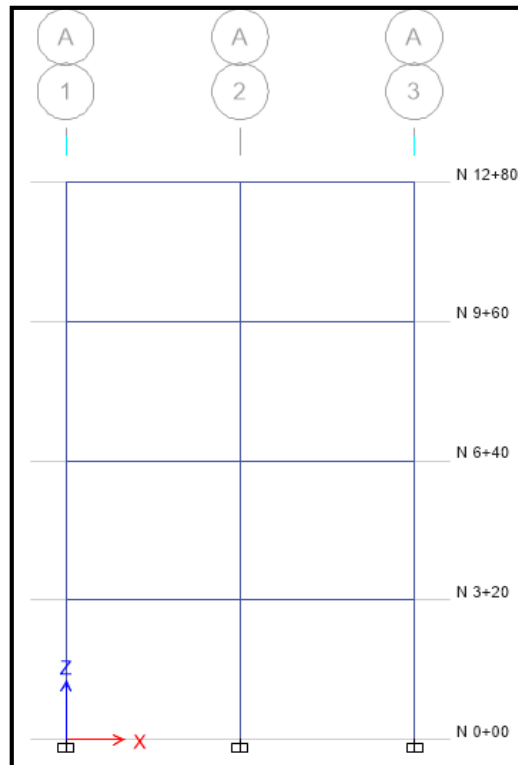


Imagen 2.3: Elevación vista en el plano X-Z con Pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor.

Vigas principales

Generalidades

Para este modelo se consideró el diseño de 8 vigas principales, las primeras 4 fueron diseñadas para las plantas destinadas para vivienda y las otras 4 se las diseñó para la planta de cubierta, quedando definidas cada una de las dimensiones y siendo estas verificadas para que sean funcionales en la estructura. Las vigas a diseñarse son

perimetrales y centrales tanto en el eje “X” como en el eje “Y”. Por planta se tiene en total 22 vigas las cuales quedan definidas de la siguiente manera:

TIPO DE VIGA	CANTIDAD
Vigas perimetrales en “X”	4
Vigas centrales en “X”	6
Vigas perimetrales en “Y”	8
Vigas centrales en “Y”	4
Total	22

Tabla 2.3: Vigas perimetrales o centrales en cada eje por planta.

Fuente: El Autor.

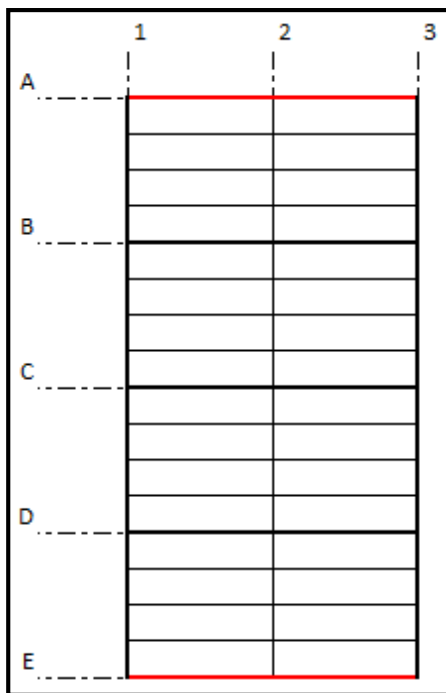


Imagen 2.4: Vigas principales perimetrales en el eje “X”.

Fuente: El autor

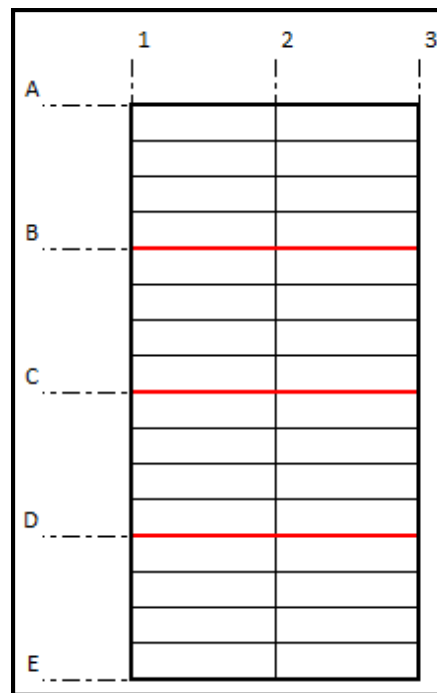


Imagen 2.5: Vigas principales centrales en el eje “X”.

Fuente: El autor.

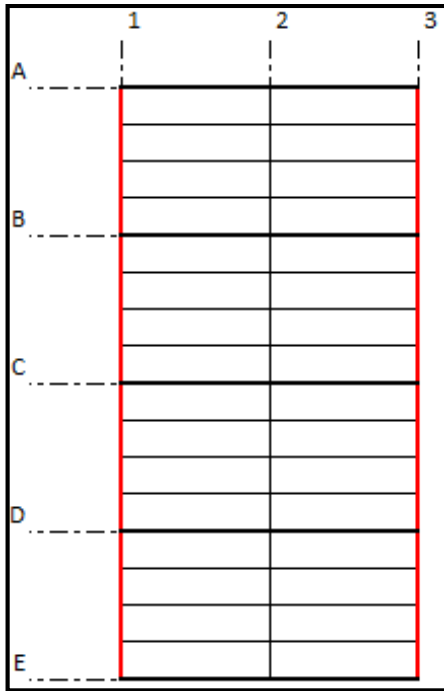


Imagen 2.6: Vigas principales perimetrales en el eje "Y".

Fuente: El autor.

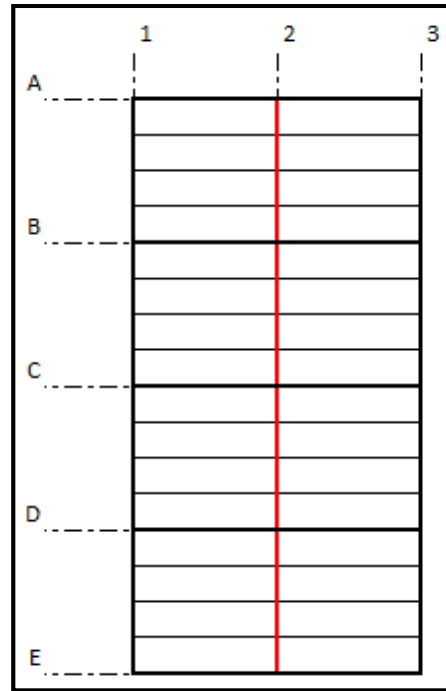


Imagen 2.7: Vigas principales centrales en el eje "Y".

Fuente: El autor.

Diseño de vigas principales

El diseño de las vigas se realizó mediante el siguiente proceso indicado en el diagrama de flujo, obtenido del libro de Gabriel Valencia Clement "Diseño básico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10", acorde a lo indicado este será el procedimiento a seguir para realizar el diseño de las vigas, que por supuesto más adelante se demostrará la realización del mismo.

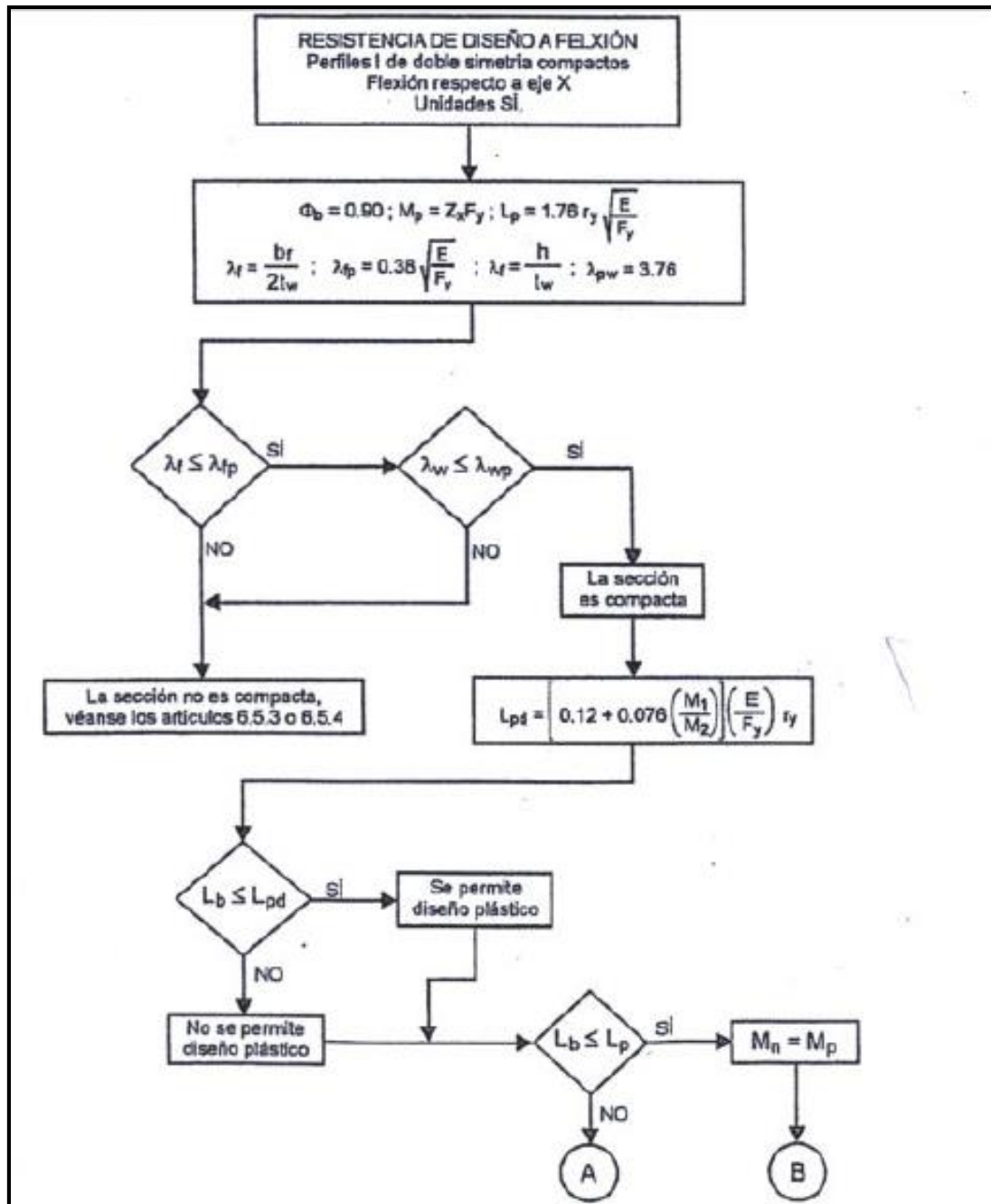


Imagen 2.8: Primera parte del Diagrama de flujo para la evaluación de resistencia de diseño a la flexión de perfiles “I” de doble simetría compactos, de conformidad con la NSR-10
Fuente: Diseño básico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10. Gabriel Valencia Clement. (p. 156)

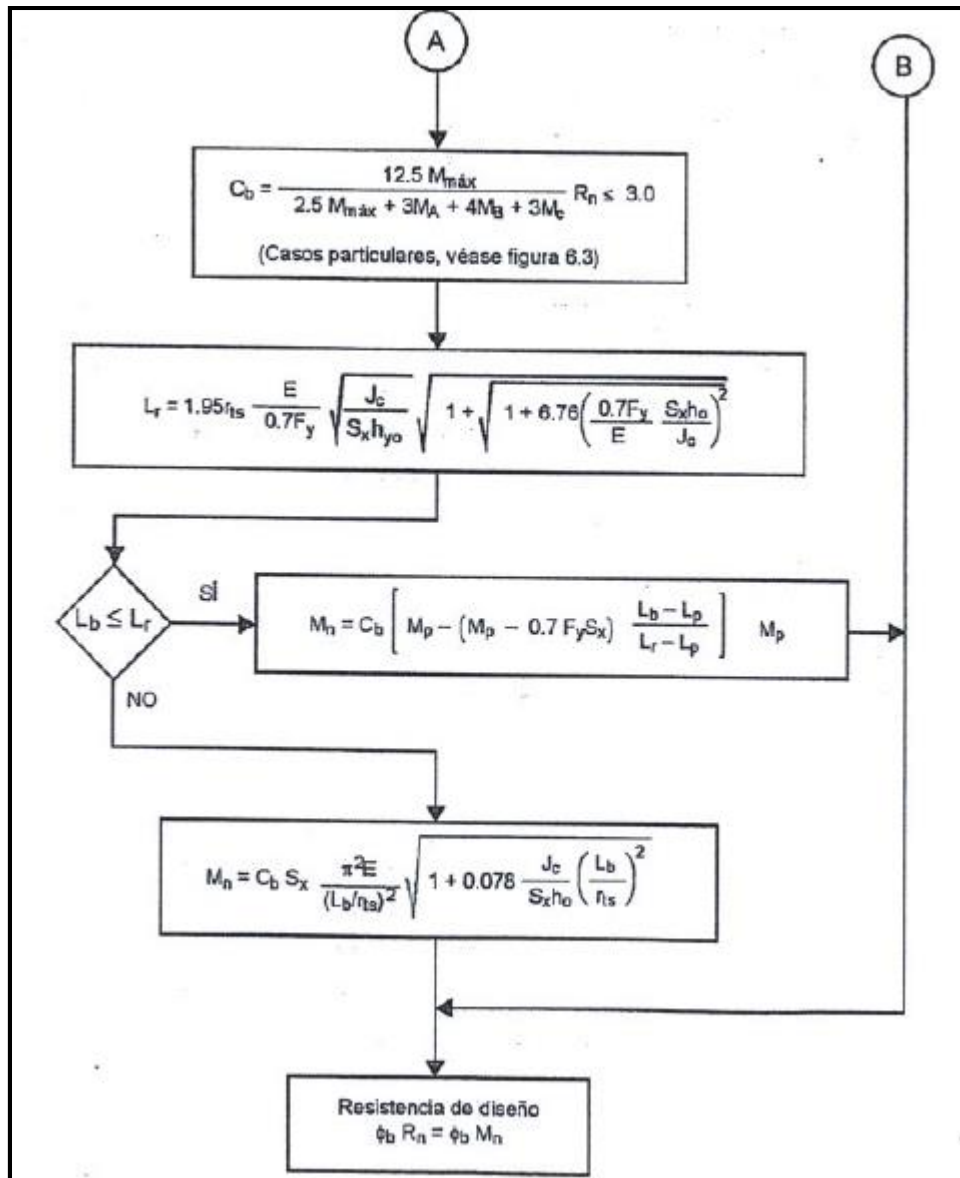


Imagen 2.9: Segunda parte del Diagrama de flujo para la evaluación de resistencia de diseño a la flexión de perfiles “I” de doble simetría compactos.

Fuente: Diseño básico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10. Gabriel Valencia Clement. (p. 157)

Para indicar como se realizó el diseño de las vigas principales se tomó como referencia una de ellas, ya que el procedimiento indicado es el mismo para todas. La viga tomada como ejemplo para la demostración del diseño fue la viga A-B eje 2, siendo esta una viga central en el eje “Y” de la planta destinada para vivienda, la misma que recibe el cortante de ambos lados de las vigas secundarias, por lo cual se considera que las dimensiones serán más grandes para soportar dichos esfuerzos adicionales.

Lo primero que se realizó fue dar unas dimensiones tentativas a las vigas aplicando conocimientos para que las mismas lleguen a ser eficaces en el desarrollo del proyecto. Las dimensiones de dichas vigas se determinaron de acuerdo a la luz que tienen en la estructura. Para la altura H de la viga se tomó como referencia que en acero tenemos:

$$H = \frac{luz}{20} \quad (2.1)$$

Este valor se lo considera recomendable dependiendo de la luz de la viga que se va a diseñar en la edificación, en este caso tenemos una luz de 5m lo cual nos da un H aproximado de 25 cm, pero al determinar si desempeña correctamente con las solicitaciones requeridas nos damos cuenta que con este valor no cumple entonces lo que se requiere es un aumento de la altura de la viga llegando hasta 30 cm, dimensión con la cual cumple para el diseño de la estructura, quedando definido de esta manera la altura de la viga principal trabajada.

De igual manera se determinó el ancho B de las alas tomando en cuenta el siguiente concepto:

$$B = \frac{H}{2} \quad (2.2)$$

El valor de B calculado con la fórmula es el ancho recomendable para trabajar en la viga, pero el mismo puede variar ya sea aumentando o disminuyendo de acuerdo a lo que sea más conveniente para el diseño de la edificación, según la altura definida anteriormente y mediante la ecuación planteada se determinó un B igual a 15 cm pero se verificó que la viga cumple con un ancho de 13 cm, llegando este a ser el ancho ideal para la viga diseñada.

Los espesores de los elementos de las vigas se determinaron de acuerdo a criterios de diseño que pudieron ayudar a establecer un espesor óptimo en las mismas, verificando a su vez que estos sean compactos, para evitar el uso de atezadores, pues lo que se desea es obtener un edificio funcional pero que el costo no se eleve por la implementación de otras medidas de solución que evitan la deformación de las vigas. De acuerdo a los criterios manejados para esta viga se tomó un espesor de las alas t_f igual a 8 mm y del alma t_w de 5 mm estableciendo que los mismos cumplen para el diseño.

En seguida se realizó el cálculo de la carga última con la que trabajara la viga siendo esta la suma del peso de la misma multiplicado por el factor de 1.6 más los cortantes transmitidos por las vigas secundarias a la viga principal.

CALCULO DE CARGA ULTIMA
U= 4.253,90 Kg/m

Tabla 2.4: Cálculo de carga ultima, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor.

Luego de obtener unas dimensiones con las que se llegue a trabajar de manera correcta se verificaron cada una de ellas, en primera instancia se determinó el eje neutro, inercias en ambos sentidos, radios de giro y modulo plástico y elástico, como se muestra a continuación en las siguientes tablas. Para hacer estos cálculos más fáciles y rápidos se procede a dividir por figuras la viga, teniendo 3 figuras en total que son 2 rectángulos de las alas y uno del alma como se muestra en la imagen 2.10.

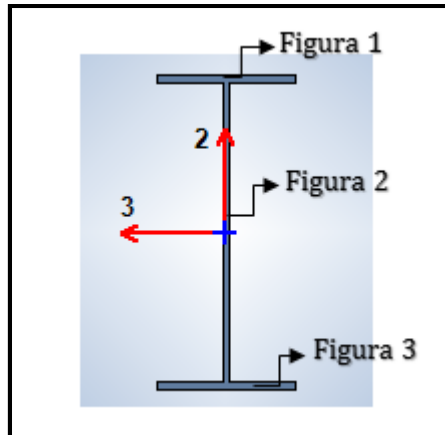


Imagen 2.10: Viga principal A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento, figuras para cálculos.

Fuente: El autor.

Luego de tener bien claro cuáles serán las figuras en las que fueron divididas las vigas se procede con el cálculo de cada uno de los valores mencionados anteriormente.

Determinación del Eje Neutro					
Fig.	A	x	y	A.x	A.y
1	10,40	7	30	67,60	307,84
2	14,20	7	15	92,30	213
3	10,40	6,50	0,4	67,60	4,16
Σ	35			227,5	525
$\bar{x} = 6,50$					
$\bar{y} = 15$ E.N					

Tabla 2.5: Determinación del eje neutro, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Determinación de la inercia en "x"					
Fig.	A	D	A.d ²	$I=b*h^3/12$	$(b*h^3)/12 + Ad^2$
1	10,40	14,60	2.216,86	0,55	2.217,42
2	14,20	0	0	954,43	954,43
3	10,40	14,60	2.216,86	0,55	2.217,42
$I_x = 5.389,27 \text{ cm}^4$					
$r_x = 12,41 \text{ cm}$					

Tabla 2.6: Determinación de inercia en X, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Determinación de la inercia en "y"					
Fig.	A	D	A.d ²	I=b*h ³ /12	(b*h ³)/12 + Ad ²
1	10,40	0	0	146,47	146,47
2	14,20	0	0	0,30	0,3
3	10,40	0	0	146,47	146,47
I _y = 293,23 cm ⁴					
r _y = 2,89 cm					

Tabla 2.7: Determinación de inercia en Y, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Determinación del módulo plástico y módulo elástico				
Fig.	A	D	A.D	
1	10,40	14,60	151,80	a ₁ = 11,56 cm
2	7,10	7,10	50,41	a= 23,11 cm
Σ	17,50		202,25	Ag= 35 cm ²
z= 404,50 cm ³				
S _x = 359,28 cm ³				
M _p = 1.023.385 kg.cm				
M _y = 908.989,64 kg.cm				

Tabla 2.8: Determinación del módulo plástico y módulo elástico, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Inmediatamente después de realizados todos los cálculos indicados anteriormente se procedió a la verificación de las dimensiones de los elementos de la viga, es decir las alas y el alma, determinando si estos son compactos para el diseño de la estructura, después de la revisión de estos elementos se verificó de igual manera el pandeo local torsional de cada una de ellas, estableciendo si dicha viga que está siendo analizada se considera como viga corta, viga intermedia o viga larga, en este caso la viga de la cual se está realizando el cálculo se considera como viga corta ya que para su diseño se lo realiza por la distancia separada entre vigas secundarias ya que estas acortan su longitud y como último se calcula el momento nominal de la viga.

Determinación de elementos Compactos-No compactos-Esbeltos				
Patín	$\lambda = b/t_f$ 8,13	$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{E/f_y}$ 10,95	$\lambda_r = 1 \cdot \sqrt{E/f_y}$ 28,81	COMPACTO
Alma	$\lambda = h/t_w$ 56.80	$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{E/f_y}$ 108,33	$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{E/f_y}$ 164,22	COMPACTO

Tabla 2.9: Determinación de elementos compactos, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Revisión del pandeo local torsional	
$L_b = 125$ cm	$J = 5,62$ cm ⁴
$L_p = 146,77$ cm	$C_w = 59.126,73$ cm ⁶
$L_r = 417,39$ cm	$r_{ts} = 3,40$ cm

Tabla 2.10: Revisión del pandeo local torsional, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Cálculo del momento nominal
$M_n \leq M_p$
Viga corta 921.046,50 Cumple
Momento nominal 828.941,85 kg.cm

Tabla 2.11: Cálculo del momento nominal, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Se realizó también el cálculo de momentos determinando si se diseña la viga como rígida o semirrígida al 50 o 70%, tomando el 70% de la rigidez para el diseño y calculando de la igual manera el cortante máximo que puede soportar la viga.

MOMENTOS-CORTANTE Y C_b (VIGA PRINCIPAL A-B eje 2)				
Corte	+ W=U		- W=U	
	$W I^2/8$	$M_u = 1.329.343,28$ Kg.cm		
Semirrígido 50%	$W I^2/12$	$M_u = 886.228,85$ Kg.cm	$W I^2/24$	$M_u = 443.114,43$ Kg.cm
Semirrígido 70%	$W I^2/14$	$M_u = 759.624,73$ Kg.cm	$W I^2/16$	$M_u = 664.671,64$ Kg.cm
Rígido	$W I^2/24$	$M_u = 443.114,43$ Kg.cm	$W I^2/12$	$M_u = 886.228,85$ Kg.cm

Cortante $C_b = 1,6$	$W = U$ $V = Wl/2 \quad V_u = 10.634,75$ Kg	
-------------------------	---	--

Tabla 2.12: Cálculo de momentos y cortante, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Se realizó también el análisis a cortante de las vigas siguiendo el diagrama de flujo del libro de Diseño básico de estructuras de acero de Gabriel Valencia Clement y se halló el cortante nominal con el que van a trabajar las mismas.

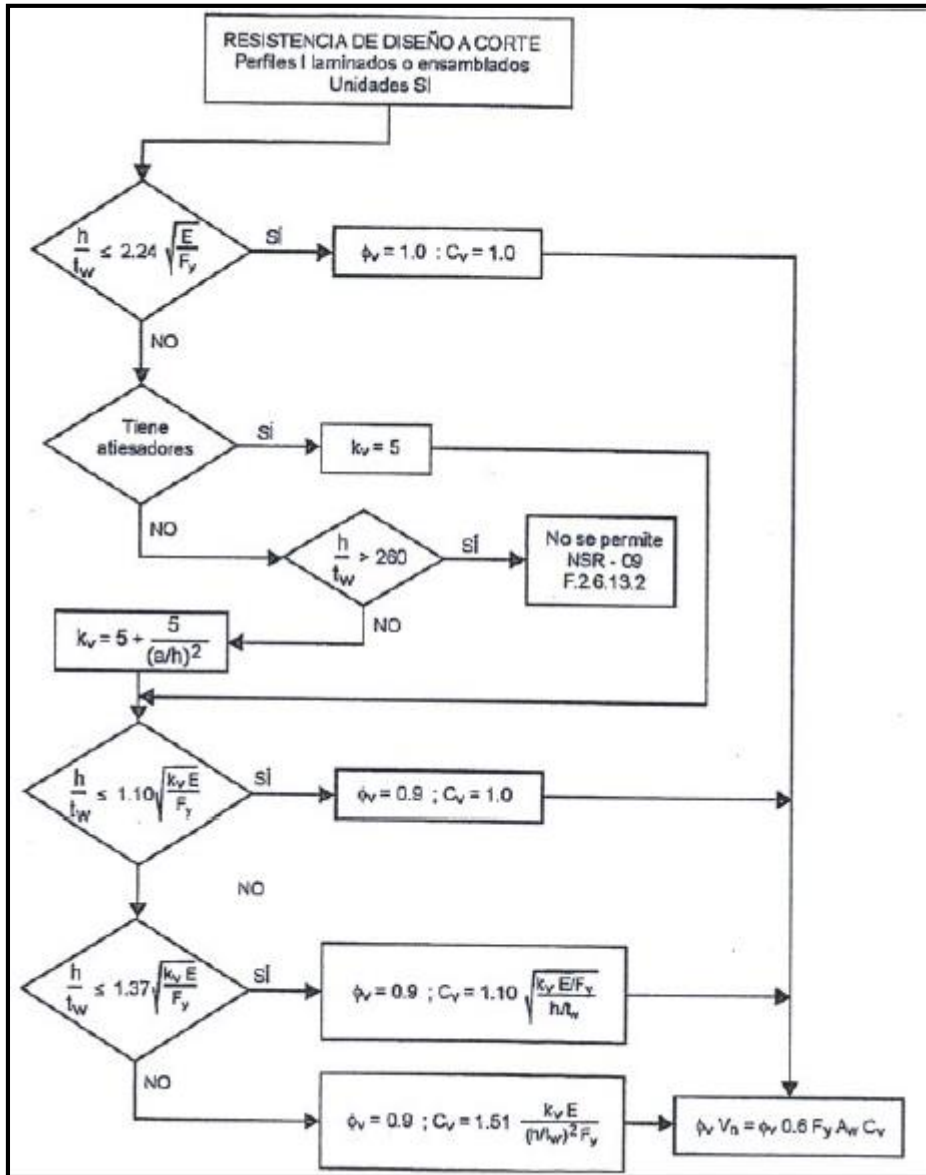


Imagen 2.11: Resistencia de diseño a cortante de vigas de sección "I" con rigidizadores o sin ellos.

Fuente: Diseño básico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10. Gabriel Valencia Clement. (p. 158)

$$\Phi V_n = 0.6 f_y A_w C_v \Phi$$

$$\Phi V_n = 21.555,60 \text{ kg}$$

Tabla 2.13: Cálculo del cortante nominal, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Entonces después de seguir con el procedimiento anterior verificando que se vaya cumpliendo con cada una de las sollicitaciones también se comprobó si cumple que sus momentos y cortantes nominales sean mayores a sus momentos y cortantes últimos.

VIGA PRINCIPAL A-B eje 2	
$\Phi M_n > M_u$	
828.941,85 > 759.624,73 Kg/cm ²	CUMPLE
$\Phi V_n > V_u$	
21.555,60 > 10.634,75 Kg	CUMPLE

Tabla 2.14: Comprobación, Viga A-B eje 2 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Este fue el diseño a seguir para todas las vigas principales con las que trabajó, y de esta manera quedan definidas cada una, las cuales están listas para su desempeño en la estructura, pues como se ha venido demostrando se está cumpliendo con todos los parámetros para que las vigas trabajen de manera funcional en la edificación.

A continuación se presentan las dimensiones de las vigas principales de las que se realizó el cálculo, definiendo cada una de ellas si son perimetrales o centrales en ambos ejes.

Vigas perimetrales en el sentido "X"

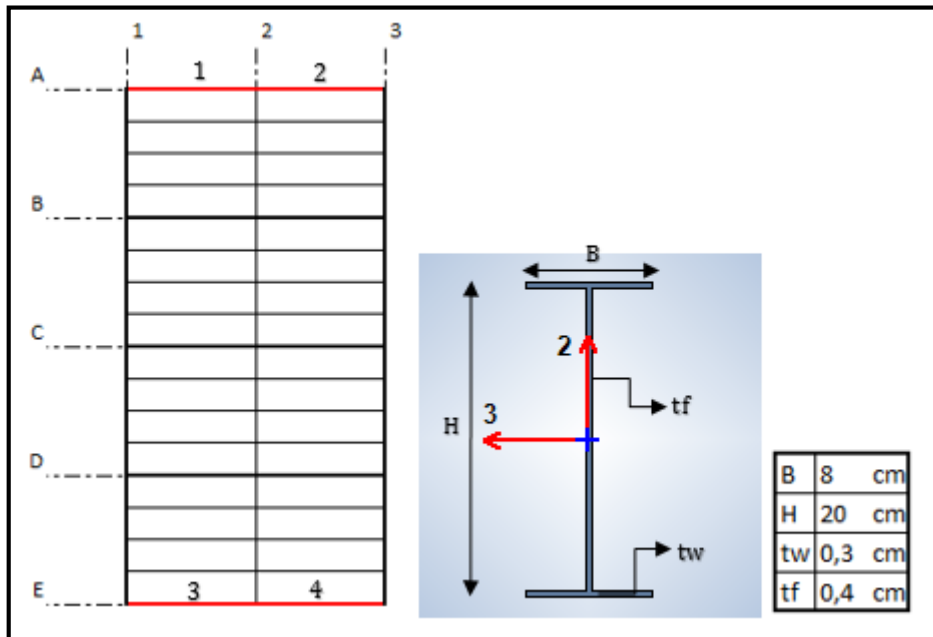


Imagen 2.12: Dimensiones de vigas perimetrales en "X" con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor.

Para las vigas de cubierta igualmente se realizó el diseño obteniendo que las dimensiones anteriores cumplen perfectamente para esta planta.

Vigas centrales en el sentido "X"

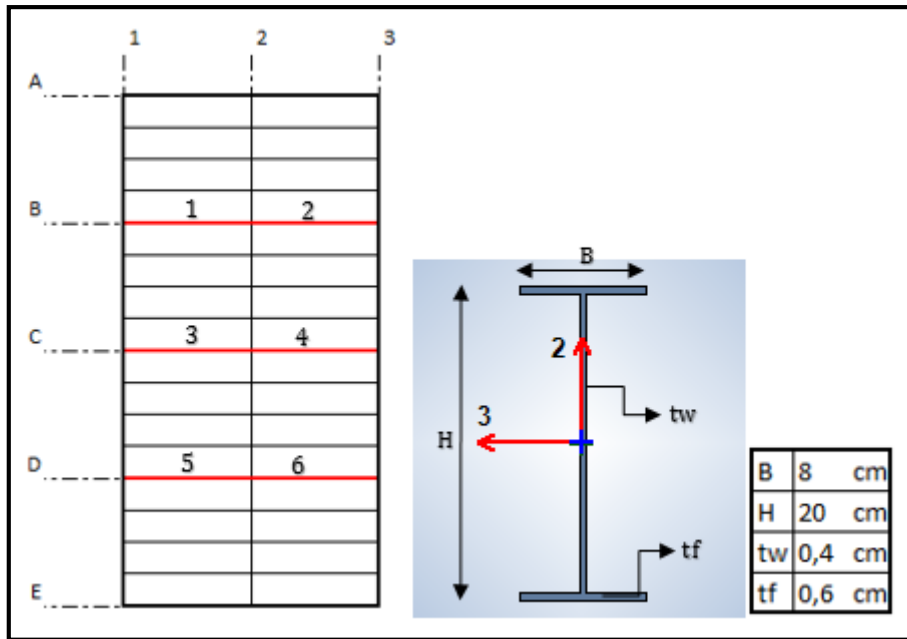


Imagen 2.13: Dimensiones de vigas centrales en "X" con pórticos resistentes a momento.
Fuente: El autor.

En la losa de cubierta se analizaron también este tipo de vigas determinando que las dimensiones anteriores cumplen de igual manera para la última planta.

Vigas perimetrales en el sentido "Y"

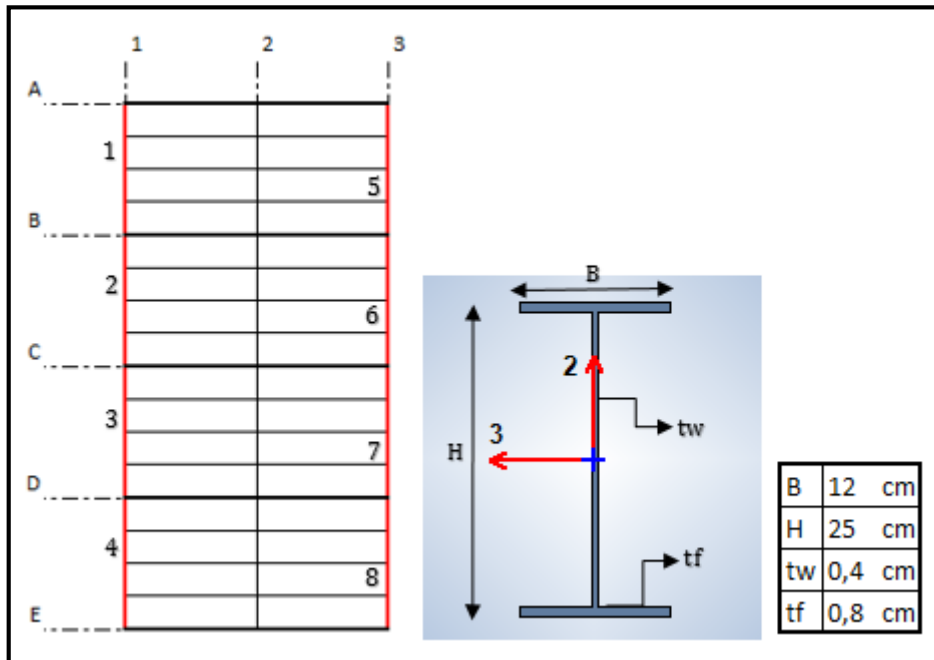


Imagen 2.14: Dimensiones de vigas perimetrales en "Y" con pórticos resistentes a momento.
Fuente: El autor.

En la planta de cubierta se determinó que estas vigas cumplen con las mismas dimensiones que en las plantas inferiores.

Vigas centrales en el sentido “Y”

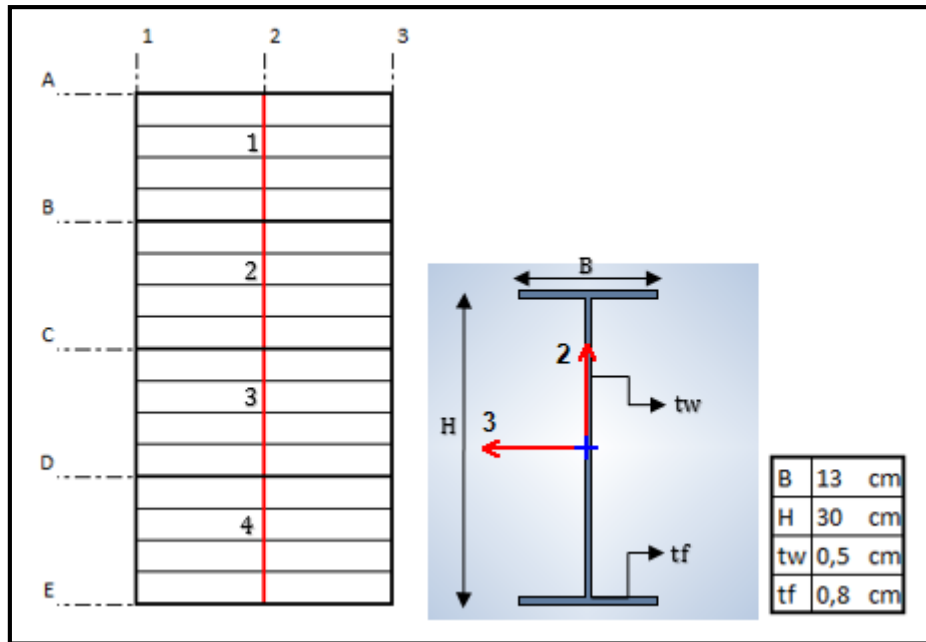


Imagen 2.15: Dimensiones de vigas centrales en “Y” con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor.

Estas vigas centrales para la planta de cubierta no cumplen con las dimensiones anteriores razón por la cual se tuvo que modificar las mismas hasta encontrar unas dimensiones con las que llegue a cumplir con un diseño óptimo, siendo las dimensiones ideales para esta planta las siguientes:

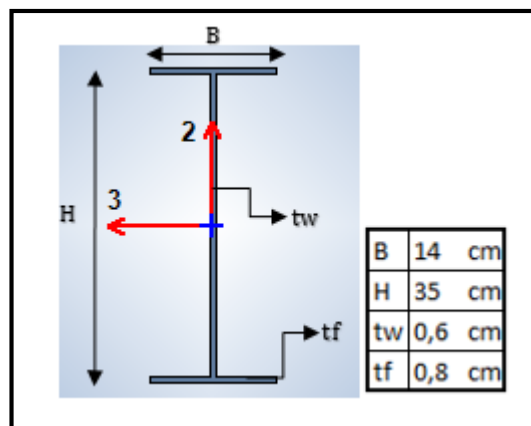


Imagen 2.16: Dimensiones de Vigas centrales en “Y” con pórticos resistentes a momento, planta de cubierta.

Fuente: El autor.

Las vigas principales mostradas anteriormente cumplen con todas las solicitaciones planteadas en el diseño, demostrando de esta manera que serán funcionales en la estructura.

Vigas secundarias

Generalidades

Las vigas secundarias son aquellas vigas que se colocan perpendiculares a la luz más larga ya sea en el eje "X" o en el eje "Y", en este caso para esta edificación la luz más larga se encuentra en el eje "Y" por lo tanto las vigas están ubicadas de la siguiente manera como se muestra en la imagen 2.17.

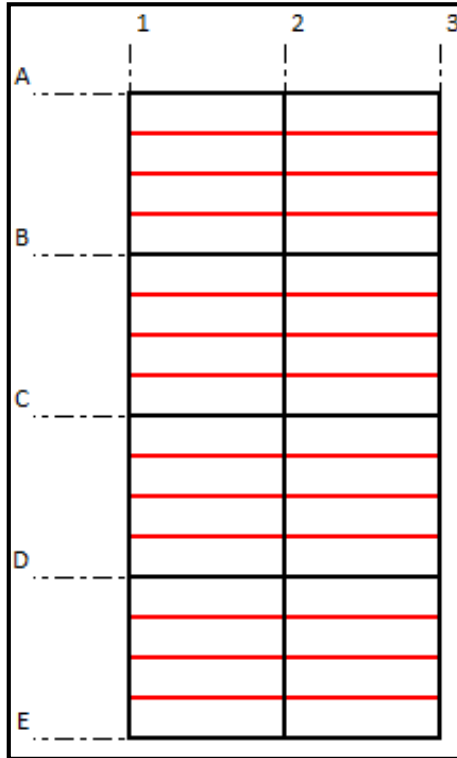


Imagen 2.17: Planta, vigas secundarias con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor.

Para una luz de 5 metros se distribuyeron 3 vigas secundarias separadas entre ellas 1,25 m. Por planta se tienen un total de 24 vigas y se realizó el diseño de 2 de ellas considerando que una se utilizará para las plantas de vivienda y la otra para la cubierta.

Diseño de vigas secundarias

Para el diseño de estas vigas se siguen los mismos pasos considerados para las vigas principales, demostrando de igual manera que las mismas lleguen a cumplir con las solicitaciones del diseño.

A continuación se muestra el diseño de una de ellas haciendo referencia a la viga secundaria 1, que es aquella que será utilizada para las plantas destinadas a vivienda.

El diseño llevado a cabo para este tipo de vigas se considera el mismo procedimiento mostrado en el diagrama de flujo de la imagen 2.8 y 2.9 en los que se considera la evaluación de resistencia de diseño a la flexión de perfiles "I", de la misma manera se mostrará el diseño paso a paso de las vigas secundarias.

Como se realizó anteriormente primero se eligen unas dimensiones tentativas con las que se pueda llegar a trabajar de manera correcta y con el avance del diseño estas

pueden ser modificadas hasta llegar a las dimensiones con las que se cumplan las solicitaciones. La altura H de las vigas se define por la misma fórmula anterior 2.1 que nos indica que debe ser igual a la luz de la viga dividido para 20, entonces en esta viga se tiene una luz de 4 m su altura queda definida por 20 cm.

El ancho B de las alas también se lo realiza por la fórmula 2.2 que nos dice que es igual a la altura total de la viga entre 2, de acuerdo a esta solicitación tenemos un B de 10 cm, pero como este valor puede variar de acuerdo a las solicitaciones de diseño entonces se consideró un valor de 12 cm con el que cumple como se muestra en los cálculos realizados posteriormente.

Los espesores de las alas y el alma, al igual que en el caso anterior, son considerados según criterios de diseño, es decir se pretende siempre dar los más efectivos para que lleguen a cumplir con la solicitación de que sean compactos, de esta manera tenemos un espesor de las alas t_f de 0.6 cm y un espesor del alma t_w de 0.4 cm.

Luego de definidas las dimensiones de la viga se procede al cálculo de la carga última, siendo esta el valor de carga viva considerada por metro por el factor de 1.2 más la carga muerta de los pesos permanentes sobre la estructura incluyendo también el peso de la viga multiplicado por el factor de 1.6.

CALCULO DE CARGA ULTIMA
$U = 1.051 \text{ Kg/m}$

Tabla 2.15: Cálculo de la carga ultima, viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Siguiendo con el procedimiento se dividió los elementos de la viga en figuras para hacer más ágil el cálculo del eje neutro, inercias en ambos sentidos, radios de giro y la determinación del módulo elástico y plástico de la viga, valores que serán demostrados en las tablas mostradas posteriormente.

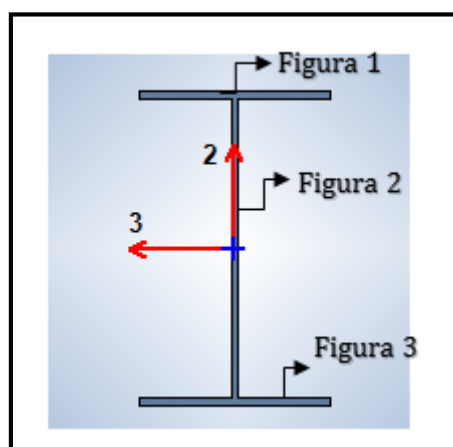


Imagen 2.18: Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento, figuras para cálculos.

Fuente: El autor.

Después de dividir la viga en los elementos que la conforman es decir alas y alma, se procede con la determinación de los parámetros mencionados.

Determinación del Eje Neutro					
Fig.	A	x	y	A.x	A.y
1	7,20	6	19,70	43,20	141,84
2	7,52	6	10	45,12	75,20
3	7,20	6	0,3	43,20	2,16
Σ	21,92			131,5	219,20
$\bar{x} = 6$					
$\bar{y} = 10$ E.N					

Tabla 2.16: Determinación del eje neutro, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Determinación de la inercia en "x"					
Fig.	A	D	A.d ²	$I=b*h^3/12$	$(b*h^3)/12 + Ad^2$
1	7,20	9,70	677,45	0,22	677,66
2	7,52	0	0	212,49	212,49
3	7,20	9,70	677,45	0,22	677,66
$I_x = 1.576,82 \text{ cm}^4$					
$r_x = 8,48 \text{ cm}$					

Tabla 2.17: Determinación de inercia en X, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Determinación de la inercia en "y"					
Fig.	A	D	A.d ²	$I=b*h^3/12$	$(b*h^3)/12 + Ad^2$
1	7,20	0	0	86,40	86,40
2	7,52	0	0	0,10	0,10
3	7,20	0	0	86,40	86,40
$I_y = 172,90 \text{ cm}^4$					
$r_y = 2,81 \text{ cm}$					

Tabla 2.18: Determinación de inercia en Y, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Determinación del módulo plástico y módulo elástico				
Fig.	A	D	A.D	a1= 7,98 cm
1	7,20	9,7	69,84	a= 15,97 cm
2	3,16	4,7	17,67	Ag= 21,92 cm ²
Σ	10,96		87,51	c= 10 cm
z= 175,02 cm ³				
Sx= 157,68 cm ³				
Mp= 442.810,72 kg.cm				
My= 398.934,72 kg.cm				

Tabla 2.19: Determinación del módulo plástico y módulo elástico, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Entonces siguiendo con el procedimiento del diseño se verificó si las dimensiones dadas anteriormente cumplen para que las alas y el alma de las vigas se consideren elementos compactos, también se hizo el análisis del pandeo local torsional de la viga determinando de igual manera si trabaja como una viga corta, intermedia o larga, por lo general y como se comprueba en el diseño las vigas secundarias trabajan como vigas intermedias o cortas; y por último se calcula el momento nominal con el que trabajará la viga diseñada.

Determinación de elementos Compactos-No compactos-Esbeltos				
Patín	$\lambda = b/t_f$	$\lambda_p = 0.38 \cdot \sqrt{E/f_y}$	$\lambda_r = 1 \cdot \sqrt{E/f_y}$	COMPACTO
	10	10,95	28,81	
Alma	$\lambda = h/t_w$	$\lambda_p = 3.76 \cdot \sqrt{E/f_y}$	$\lambda_r = 5.70 \cdot \sqrt{E/f_y}$	COMPACTO
	47	108,33	164,22	

Tabla 2.20: Determinación de elementos compactos, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Revisión del pandeo local torsional	
Lb= 400 cm	J= 2,13 cm ⁴
Lp= 142,41 cm	Cw= 15.277,47 cm ⁶
Lr= 408,32 cm	r _{ts} = 3,21 cm

Tabla 2.21: Revisión del pandeo local torsional, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Cálculo del momento nominal
$M_n \leq M_p$
Viga intermedia 302525,89 Cumple
Momento nominal 272273,30 kg.cm

Tabla 2.22: Cálculo del momento nominal, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Luego se calcularon los momentos con los que se diseña la viga determinando la rigidez con la que trabaja la misma si al 50, 70 o 100% utilizando el momento con el 70% de su rigidez y calculando el cortante máximo con el que trabajara la viga.

MOMENTOS-CORTANTE Y C_b (VIGA SECUNDARIA ①)		
Corte	+ W=U $Wl^2/8$ Mu= 210.387,02 Kg.cm	- W=U
Semirrígido 50%	$Wl^2/12$ Mu= 140.258,02 Kg.cm	$Wl^2/24$ Mu= 70.129,01 Kg.cm
Semirrígido 70%	$Wl^2/14$ Mu= 120.221,16 Kg.cm	$Wl^2/16$ Mu= 105.193,51 Kg.cm
Rígido	$Wl^2/24$ Mu= 70.129,01 Kg.cm	$Wl^2/12$ Mu= 140.258,02 Kg.cm
Cortante $C_b= 1.06$	W=U $V=Wl/2$ Vu= 2.103,87 Kg	

Tabla 2.23: Cálculo de momentos y cortante, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Mediante el procedimiento seguido en el diagrama de flujo de la imagen 2.11 se realizó el análisis a cortante de la viga secundaria, hallando de esta manera el cortante nominal con el que trabaja la viga.

$\Phi V_n = 0.6f_y A_w C_v \Phi$
$\Phi V_n = 11.415,36 \text{ kg}$

Tabla 2.24: Cálculo del cortante nominal, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Luego de terminar con el procedimiento del diseño de la viga se comprobó si los momentos y cortantes nominales son mayores a los momentos y cortantes últimos que soportan las vigas.

VIGA SECUNDARIA ①	
$\Phi M_n > M_u$	
$272273,30 > 210.387,02 \text{ Kg/cm}^2$	CUMPLE
$\Phi V_n > V_u$	
$11.415,36 > 2.103,87 \text{ Kg}$	CUMPLE

Tabla 2.25: Comprobación, Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

El mismo procedimiento se utilizó para el diseño de las demás vigas secundarias, quedando definidas todas ellas con las que se va a trabajar en la estructura, determinando que cada una cumpla con las solicitaciones del diseño y lleguen a trabajar de manera funcional en la edificación.

Viga secundaria 1

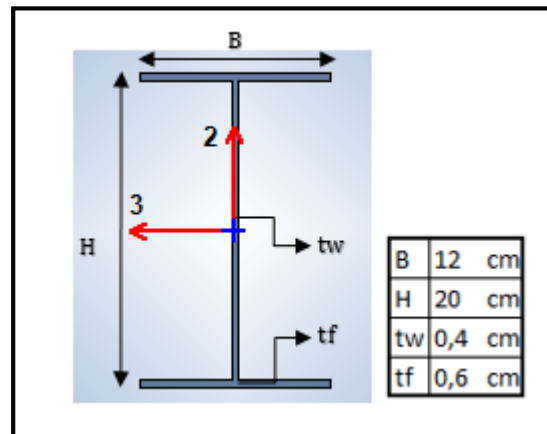


Imagen 2.19: Dimensiones de Viga secundaria 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor.

Viga secundaria 2

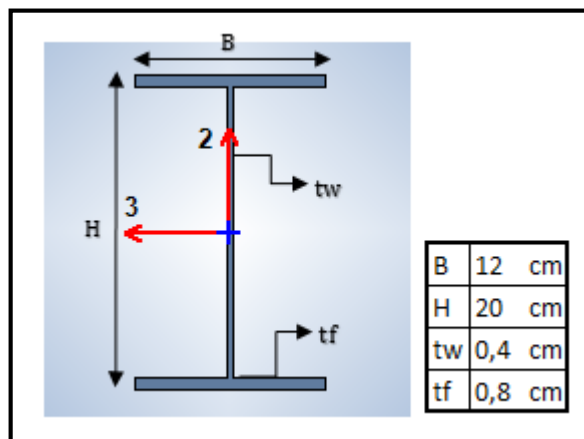


Imagen 2.20: Dimensiones de Viga secundaria 2 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor.

Las vigas secundarias determinadas en el diseño cumplen con las solicitaciones planteadas, quedando de esa manera verificado que estas vigas serán funcionales para la estructura.

Columnas

Generalidades

Se realizó el cálculo y diseño de las columnas de la estructura de acuerdo al piso en el que se encuentran, obteniendo 4 tipos de columnas, una por cada piso. Por planta tenemos un total de 15 columnas, todas ellas con una altura de 3.20 m. No se realizó en este caso la distinción si se consideran columnas centrales o perimetrales pues como se indicó su diseño fue por planta.

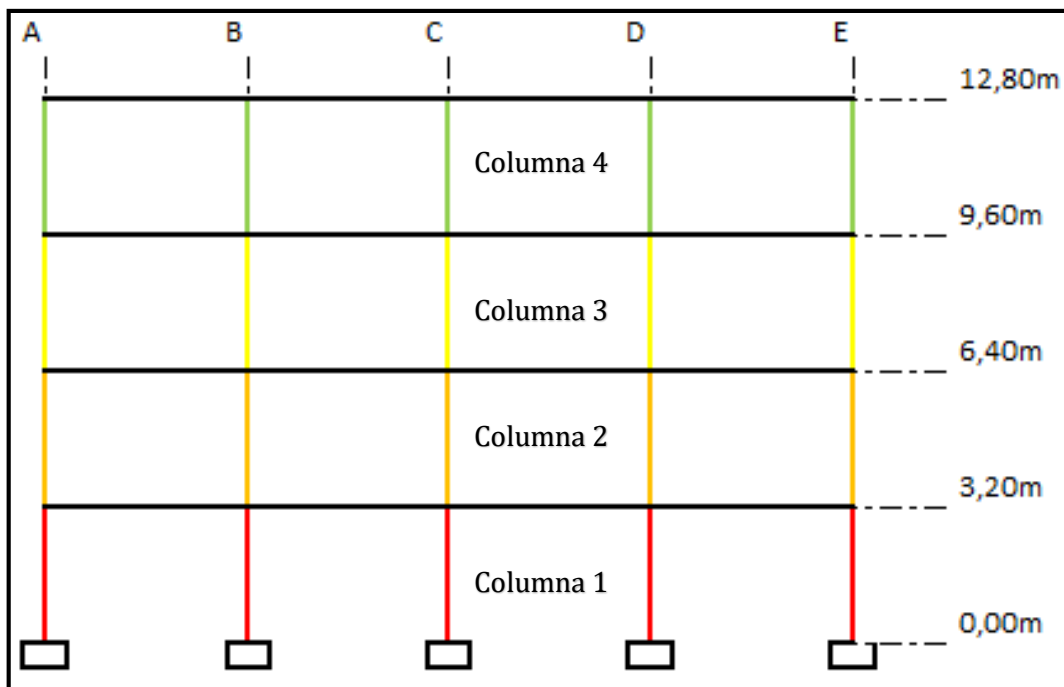


Imagen 2.21: Elevación, vista de columnas con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor

Diseño de columnas

Para el diseño de las columnas en primera instancia se realizó un predimensionamiento seleccionando las dimensiones óptimas, tratando que las columnas sean cuadradas; es decir, que su altura H sea la igual al ancho de las alas, los espesores al igual que en las vigas se debe considerar aquellos que resulten ser compactos, ya que las columnas son aquellas que se encargaran resistir las cargas laterales que se lleguen a provocar en la estructura, entonces el diseño de estas se lo realiza con más cuidado y procurando siempre permanecer dentro del ámbito de seguridad, por lo tanto será más riguroso para que estos elementos cumplan con funcionalidad en la estructura.

Para el diseño de las columnas se siguió el procedimiento mostrado en el diagrama de flujo mostrado en la imagen 2.23 tomado del libro de Gabriel Valencia Clement Diseño básico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10.

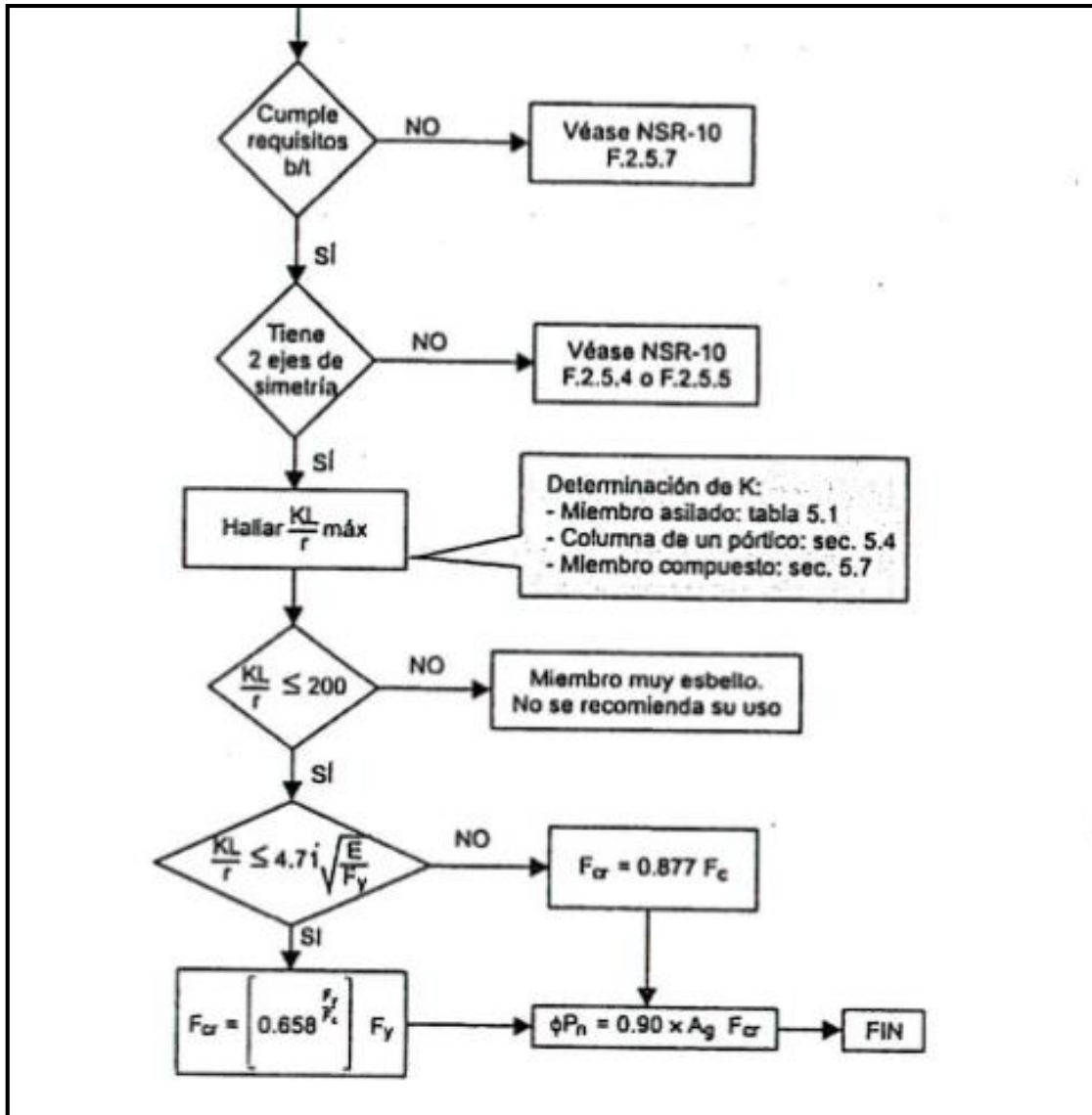


Imagen 2.22: Diagrama de flujo para el diseño de miembros solicitados por compresión axial. Valido para cargas estáticas y sin considerar fatiga.

Fuente: Diseño básico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10. Gabriel Valencia Clement. (p.110)

Para manifestar el diseño de las columnas escogimos demostrar el de la columna 1 la cual es aquella que se encuentra en la planta baja de la estructura, que según criterios de diseño cumple con las siguientes dimensiones: B ancho de alas superior e inferior igual a 25 cm con un espesor t_f de 1 cm, una altura total de 25 cm y con un espesor del alma t_w de 0.8 cm, las cuales se consideran unas dimensiones suficientes óptimas para seguir con el desarrollo del proyecto.

Luego de obtener las dimensiones adecuadas para las columnas se calculó de igual manera el eje neutro, inercias en ambos sentidos, radios de giro y modulo plástico y elástico como se muestra a continuación en las tablas.

Determinación del Eje Neutro					
Fig.	A	x	y	A.x	A.y
1	25	12,5	24,5	312,5	612,5
2	18,4	12,5	12,5	230	230
3	25	12,5	0,5	312,5	12,5
Σ	68,4			855	855
$\bar{x} = 12,5$					
$\bar{y} = 12,5$ E.N					

Tabla 2.26: Determinación del eje neutro, Columna 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Determinación de la inercia en "x"					
Fig.	A	d	A.d ²	$I=b*h^3/12$	$(b*h^3)/12 + Ad^2$
1	25	12	3.600	2,083	3.602,08
2	18,4	0	0	811,13	811,13
3	25	12	3.600	2,08	3.602,08
$I_x = 8.015 \text{ cm}^4$					
$r_x = 10,83 \text{ cm}$					

Tabla 2.27: Determinación de inercia en X, Columna 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Determinación de la inercia en "y"					
Fig.	A	d	A.d ²	$I=b*h^3/12$	$(b*h^3)/12 + Ad^2$
1	25	0	0	1.302,08	1.302,08
2	18,4	0	0	0,98	0,98
3	25	0	0	1.302,08	1.302,08
$I_y = 2.605 \text{ cm}^4$					
$r_y = 6,17 \text{ cm}$					

Tabla 2.28: Determinación de inercia en Y, Columna 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

EJE "X"				
Determinación del módulo plástico y módulo elástico				
Fig.	A	D	A.D	
1	25	12	300	a1= 10,32 cm
2	9,2	5,75	52,9	a= 20,64 cm
Σ	34,2		352,9	Ag= 68,40 cm ²
c= 12,5 cm				
z= 705,8 cm ³				
Sx= 641,22 cm ³				
Mp= 1.785.674 kg.cm				
My= 1.622.296,72 kg.cm				

Tabla 2.29: Determinación del módulo plástico y módulo elástico, Columna 1 con pórticos resistentes a momento, eje X.
Fuente: El Autor.

EJE "Y"				
Determinación del módulo plástico y módulo elástico				
Fig.	A	D	A.D	
1	12,5	6,25	78,125	a1= 6,25 cm
2	9,2	0,2	1,84	a= 12,50 cm
3	12,5	6,25	78,125	Ag= 68,40 cm ²
Σ	34,2		158,09	c= 12,5 cm
z= 427,5 cm ³				
Sx= 208,41 cm ³				
Mp= 1.081.575 kg.cm				
My= 527.281,95 kg.cm				

Tabla 2.30: Determinación del módulo plástico y módulo elástico, Columna 1 con pórticos resistentes a momento, eje Y.
Fuente: El Autor.

Posteriormente se procede con la determinación del cumplimiento de los elemento de la columna verificando de tal manera si las dimensiones con las que se desea trabajar son las mejores para el diseño de la estructura, en este paso a seguir se analiza la columna en ambos sentidos; es decir, se examina la columna en el eje "X-X" y "Y-Y", se verifica su pandeo local torsional para que este no ocurra en el elemento, de la misma manera se calcula el momento nominal con el que trabajara la columna.

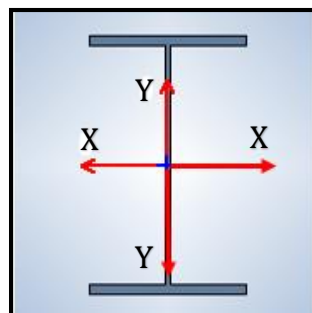


Imagen 2.23: Ejes de columna "X-X" y "Y-Y" con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor

EJE "X-X"			
Determinación de elementos Compactos-No compactos-Esbeltos			
Patín	$\lambda = b/t_f$ 12,50	$\lambda_p = 0.64 * \sqrt{k_c E / f_y}$ 15,93	COMPACTO
Alma	$\lambda = h/t_w$ 28,75	$\lambda_p = 1,49 * \sqrt{E / f_y}$ 43,9	COMPACTO

Tabla 2.31: Determinación de elementos compactos, eje "X-X"
Columna 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Revisión del pandeo local torsional	
Lb= 320 cm	J= 20,59 cm ⁴
Lp= 548,90 cm	Cw= 1.060.023,43 cm ⁶
Lr= 999,06 cm	r _{ts} = 11,99 cm

Tabla 2.32: Revisión del pandeo local torsional, eje "X-X",
Columna 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Cálculo del momento nominal	
Momento nominal	1.446.395,94 kg.cm

Tabla 2.33: Cálculo del momento nominal, eje "X-X", Columna
1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

El procedimiento anterior fue para calculado cuando la columna trabaja en el eje "X-X", de igual manera se lo realiza cuando trabaja en el eje "Y-Y" como se muestra a continuación:

EJE "Y-Y"			
Determinación de elementos Compactos-No compactos-Esbeltos			
Patín	$\lambda = b/t_f$ 12,50	$\lambda_p = 0.64 * \sqrt{k_c E / f_y}$ 15,93	COMPACTO
Alma	$\lambda = h/t_w$ 28,75	$\lambda_p = 1,49 * \sqrt{E / f_y}$ 43,9	COMPACTO

Tabla 2.34: Determinación de elementos compactos, eje "Y-Y"
Columna 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Revisión del pandeo local torsional	
Lb=	320 cm
Lp=	312,93 cm
Lr=	999,06 cm
	J= 20,59 cm ⁴
	Cw= 344.530,82 cm ⁶
	r _{ts} = 6,84 cm

Tabla 2.35: Revisión del pandeo local torsional, eje "Y-Y" Columna 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Cálculo del momento nominal	
Momento nominal	1.607.106,60 kg.cm

Tabla 2.36: Cálculo del momento nominal, eje "Y-Y" Columna 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

A continuación se obtiene el valor de longitud efectiva "K" con el que trabaja la columna, aquel valor se consigue utilizando el nomograma para estructuras que no tienen restricción lateral, es decir trabajan como pórticos resistentes a momentos. Utilizando las rigideces tanto de las vigas como de las columnas para hallar el valor de G_a y G_b que son hallados para el cálculo de la longitud efectiva, estos valores no son más que el cociente entre la suma de las rigideces de las columnas que lleguen al punto que se está analizando dividido para la suma de las rigideces de las vigas que lleguen al mismo punto.

Cuando la columna analizada es aquella que se encuentra en la planta baja entonces se analiza su extremo inferior como empotrado, de tal manera que su G_A tomaría el valor de 1.

Entonces con los valores calculados de ambos extremos de las columnas se procede a la utilización del nomograma, calculando así el valor de la longitud efectiva para cada columna.

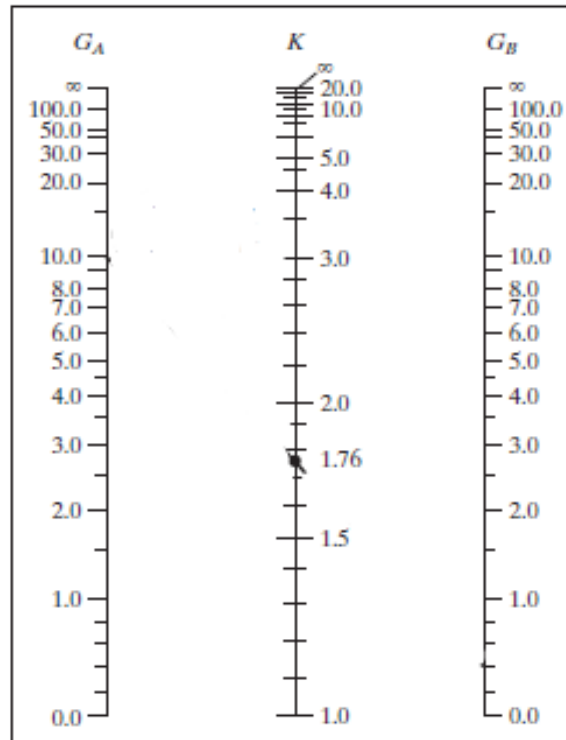


Imagen 2.24: Ladeo no impedido (marco rígido)

Fuente: Diseño de estructuras de acero. Csernak, Jack C. McCormac-Stephen (p. 203)

Entonces en nuestro diseño se tiene paso a paso la utilización de los nomogramas de manera que se encuentren el valor de la longitud efectiva, primero se realizó el cálculo de las rigideces tanto de las vigas como de las columnas como se muestra a continuación en las siguientes tablas.

COLUMNAS			
Elemento	Inercia	Longitud	I/L
AB	7.812,52	320	24,41
BC	7.812,52	320	24,41
CD	8.015,30	320	25,05
DE	8.015,30	320	25,0
FG	7.812,52	320	24,41
GH	7.812,52	320	24,41
HI	8.015,30	320	25,05
IJ	8.015,30	320	25,05
KL	7.812,52	320	24,41
LM	7.812,52	320	24,41
MN	8.015,30	320	25,05



NO	8.015,30	320	25,05
PQ	7.812,52	320	24,41
QR	7.812,52	320	24,41
RS	8.015,30	320	25,05
ST	8.015,30	320	25,05
UV	7.812,52	320	24,41
VW	7.812,52	320	24,41
WX	8.015,30	320	25,05
XY	8.015,30	320	25,05

Tabla 2.37: Cálculo de rigideces de las columnas de la estructura con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

VIGAS			
Elemento	Inercia	Longitud	I/L
VIGA SECUNDARIA ①	1.576,8	500	3,15
VIGA PRINCIPAL A-B, 1	3.239,2	500	6,48
VIGA PRINCIPAL A-B, 2	5.389,3	500	10,78
VIGA PRINCIPAL 1-2 ; A	791,69	500	1,58
VIGA PRINCIPAL 1-2 ; B	1.125	500	2,25
VIGA SECUNDARIA ②	1.978,1	500	3,96
VIGA PRINCIPAL CUBIERTA A-B, 1	3.239,2	500	6,48
VIGA PRINCIPAL CUBIERTA A-B, 2	8.414,2	500	16,83
VIGA PRINCIPAL CUBIERTA 1-2 ; A	791,69	500	1,58
VIGA PRINCIPAL CUBIERTA 1-2 ; B	1.125	500	2,25

Tabla 2.38: Cálculo de rigideces de las vigas de la estructura con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Elemento	$\Sigma c/\Sigma v$	Ga	Gb	Longitud efectiva
AB	Empotrado	1	4,5	1,65
BC		4,5	4,6	2,1
CD		4,6	4,6	2,1
DE		4,6	1,5	1,75
FG	Empotrado	1	2,3	1,5
GH		2,3	2,3	1,75
HI		2,3	2,3	1,75
IJ		2,3	0,7	1,4

KL	Empotrado	1	2,3	1,5
LM		2,3	2,3	1,75
MN		2,3	2,3	1,75
NO		2,3	0,7	1,4
PQ	Empotrado	1	2,3	1,5
QR		2,3	2,29	1,75
RS		2,29	2,3	1,75
ST		2,3	0,7	1,4
UV	Empotrado	1	4,5	1,65
VW		4,5	4,6	2,1
WX		4,6	4,6	2,1
XY		4,6	1,5	1,75

Tabla 2.39: Cálculo de valores G_a y G_b , cálculo de longitud efectiva mediante nomogramas con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Luego de determinar los momentos nominales con los que trabajará la viga tanto en el sentido "X" como en el sentido "Y", y la deducción de la longitud efectiva para cada una de las columnas, se continúa con el cálculo, determinando a continuación la esbeltez del elemento y calculando de manera inmediata la carga nominal que se presenta en la viga, de tal manera que cumpla con el diseño.

Determinación de esbeltez			
KL/ry	77,78	no esbelto	
KL/rx	44,34	no esbelto	
kl/r max	77,78		
$4,71\sqrt{E/f_y}$	135,70		
f_e	3.426,20	kg/cm ²	
f_{cr}	1857,35	kg/cm ²	
ΦP_n	114.338,42	kg	SOPORTA

Tabla 2.40: Determinación de esbeltez y carga nominal, Columna 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

De igual manera se realizó la comprobación de la columna determinando si sus momentos nominales son mayores a los momentos últimos, comparando los momentos tanto en el sentido "X" como en el sentido "Y" y también si la carga nominal es mayor a la carga ultima que soporta la columna.

Columna 1	
Momento sentido X	Momento sentido Y
$\Phi M_n > M_u$ $1.446.395,94 > 843.86,04$ CUMPLE	$\Phi M_n > M_u$ $1.607.106,60 > 759.624,73$ CUMPLE
Carga	
$\Phi P_n > P_u$ $114.338,42 > 105.794,05$ CUMPLE	

Tabla 2.41: Comprobación, Columna 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El Autor.

Así quedaría definido el diseño de las columnas, siendo verificadas cada una de las solicitaciones con las que debe cumplir, las columnas establecidas en las siguientes plantas tienen un diseño similar a esta, las mismas que han sido comprobadas de la misma manera hasta que cumplan.

Las dimensiones con las que cumplen las columnas para la estructura quedan definidas de la siguiente manera:

Columna 1

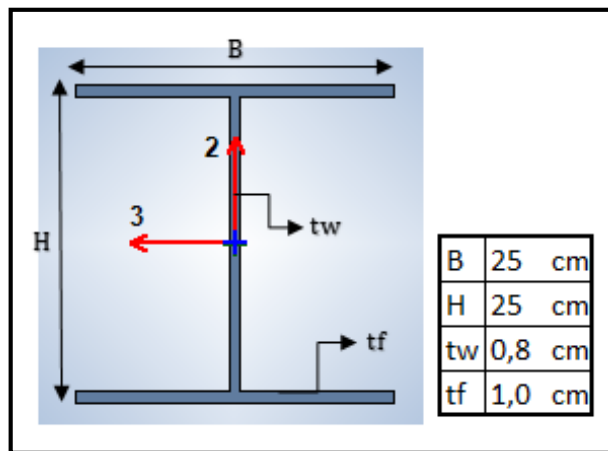


Imagen 2.25: Dimensiones, Columna 1 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor.

Columna 2

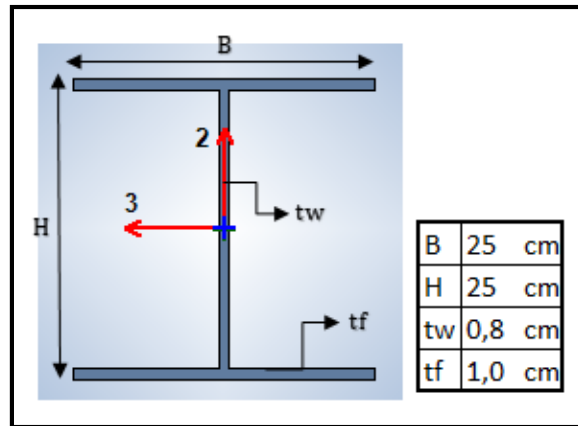


Imagen 2.26: Dimensiones, Columna 2 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor

Columna 3

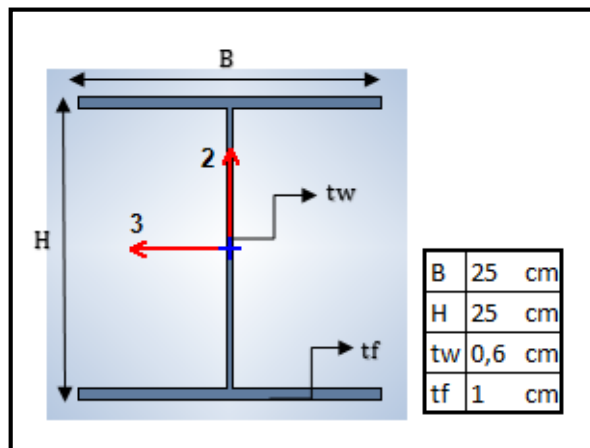


Imagen 2.27: Dimensiones, Columna 3 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor.

Columna 4

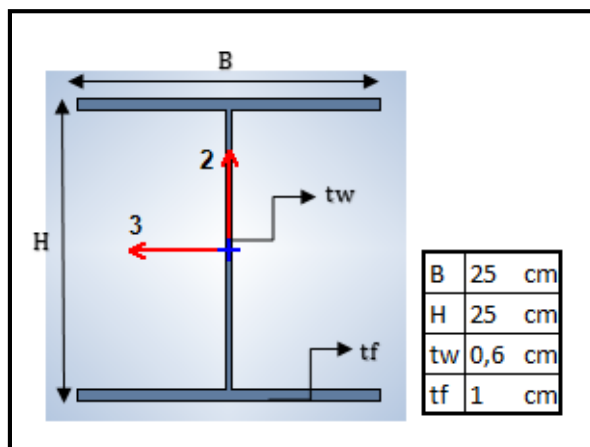


Imagen 2.28: Dimensiones, Columna 4 con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor.

Entonces de esta manera quedan definidos todos los elementos que trabajan en la estructura diseñada con pórticos resistentes a momento, definiendo cada una de las dimensiones y determinando si en su diseño y cálculo cumplen con las solicitaciones para llegar a tener un buen comportamiento en la estructura, de tal manera que sean funcionales, luego de tener todos los elementos bien definidos y cumpliendo cada uno de ellos, se realizó el modelamiento de la estructura en el programa ETABS para determinar si llega a cumplir con desplazamientos y si sus columnas y vigas resisten ante las cargas asignadas incluida la carga de sismo.

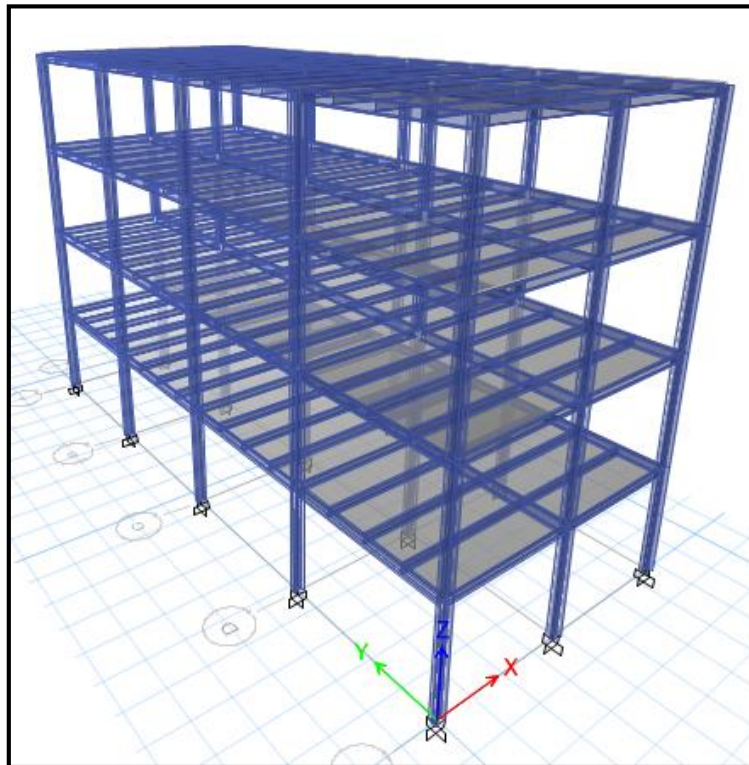


Imagen 2.29: Edificación con pórticos resistentes a momento modelo matemático.

Fuente: El autor.

CAPITULO III: DISEÑO DE EDIFICACIÓN CON PÓRTICOS ARRIOSTRADOS

3.1. Generalidades

En este diseño se analizó todos y cada uno de los aspectos a considerarse, que al igual que en el anterior diseño son los mismos pero en este incluye las diagonales rigidizadoras que se encuentran en cada una de las plantas. El edificio diseñado es el similar al anterior, es decir se tiene una edificación de 4 pisos que tienen una separación entre luces de 4 metros en “X” y 5 metros en “Y”, así como también se tienen 3 y 5 ejes respectivamente.

Se analizaron las cargas actuantes en la estructura, cargas vivas y cargas muertas, considerando de la misma manera que la edificación será diseñada para vivienda y con una cubierta accesible.

Cabe recalcar que en este diseño tampoco se ejecutará el diseño de la caja de gradas, pues lo que se desea conocer es el comportamiento de la estructura misma más no su diseño interior.

En este proyecto ya se analizan lo que son las restricciones laterales en la estructura, y al igual que en el diseño anterior este debe ser sismo resistente, pero aquí las columnas de la edificación ya no son las únicas en soportar los esfuerzos laterales ya que el arriostramiento considerado en la estructura ayuda a la disipación de energía.

Para el diseño de la estructura se utilizó el programa de Excel para obtener el cálculo de los elementos estructurales que son vigas, columnas y diagonales, determinando que estos sean los elementos más óptimos para realizar el proyecto planteado.

De igual manera este diseño no fue edificado de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción es decir solo se encuentra el modelo matemático, para luego realizar el análisis comparativo entre la variación entre uno u otro diseño.

3.2. Diseño de la estructura

3.2.1. Solicitaciones de cargas (carga viva y carga muerta)

Generalidades

Las cargas vivas son las mismas consideradas en el diseño anterior, pues como se mencionó la edificación es destinada para vivienda siendo estas sus 3 primeras plantas de este uso ocupacional de vivienda y la última es una planta de cubierta accesible, entonces se trabajó con aquellas cargas que se encuentran en la NEC 2014 Cargas no sísmicas, identificando cuáles son las solicitaciones para cada planta la edificación. Las cargas muertas se obtuvieron de la misma manera mediante el programa de Excel realizado para este diseño, considerando todos los pesos permanentes sobre la estructura.

Carga Muerta (CM)

Se definieron las cargas permanentes a actuar en los pisos de la edificación, los cuales tenemos las cargas de paredes, acabados, instalaciones, incluido también en ellas el peso de la losa alivianada, las cuales llegan a ser las cargas muertas consideradas en la estructura, definiendo como valor total de carga muerta igual a 357.9 kg/m^2 . En el capítulo II en la tabla 2.1 se muestra la carga de cada uno de los pesos permanentes que actúan sobre la estructura, que para ambos diseños se consideran los mismos.

Carga Viva (CV)

Para definir las cargas vivas con las que se trabajó en la estructura nos basamos en las solicitaciones de cargas de la NEC-SE-CG Cargas no sísmicas, identificando que existe una variación en relación a la planta en la que se esté trabajando pues en las plantas 1, 2 y 3 se considera que su uso ocupacional será de para viviendas unifamiliares y en la planta número 4 se considera como una losa de cubierta accesible.

Las cargas vivas consideradas en la estructura son las mismas para ambos diseños, entonces de la misma manera aquellas quedaron definidas en el capítulo II en la tabla 2.2, donde se muestran las solicitaciones para las plantas destinadas a vivienda y para la planta de cubierta.

3.2.2. Diseño de los elementos de la estructura

Generalidades

Al igual que en el anterior diseño se trabajó para su estructura con un acero A36, el cual trabaja con un esfuerzo de fluencia (F_y) igual a 2530 kg/cm^2 y un esfuerzo de ruptura en tensión (F_u) igual a 4080 kg/cm^2 , considerando que de este material se trabajaran vigas principales, secundarias, columnas y también las diagonales. Este material consta con una variedad de perfiles laminados al caliente el cual se utilizara en esta edificación, entonces de ahí la justificación del uso de este material.

Las plantas de la estructura son consideradas las mismas y las elevaciones laterales difieren en el detalle que constan con rigidizadores diagonales, entonces por planta se tiene un total de 22 vigas principales las mismas que fueron trabajadas con perfiles tipo "I" conformados por flejes o placas laminadas al caliente, las vigas secundarias que son aquellas perpendiculares a la luz más larga se atribuyeron 24 vigas por planta, distribuidas en una luz de 5m separadas con una distancia de 1.25m trabajadas de igual manera en perfiles "I" conformados placas laminadas al caliente. Las columnas se las trabajo con perfiles "H" con placas laminadas al caliente y se consideró el diseño de 4 de ellas una por planta, existiendo variación en sus dimensiones. En este diseño también se considera el predimensionamiento de las diagonales, trabajando con un perfil tubular laminado al caliente.

La planta y las elevaciones de la estructura quedan configuradas de la siguiente manera como se muestra en las imágenes siguientes:

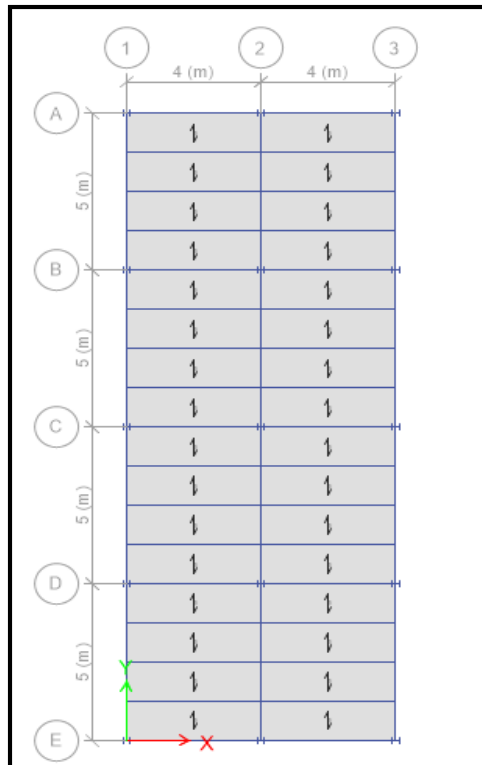


Imagen 3.1: Planta de la edificación con pórticos arriostrados.
Fuente: El Autor.

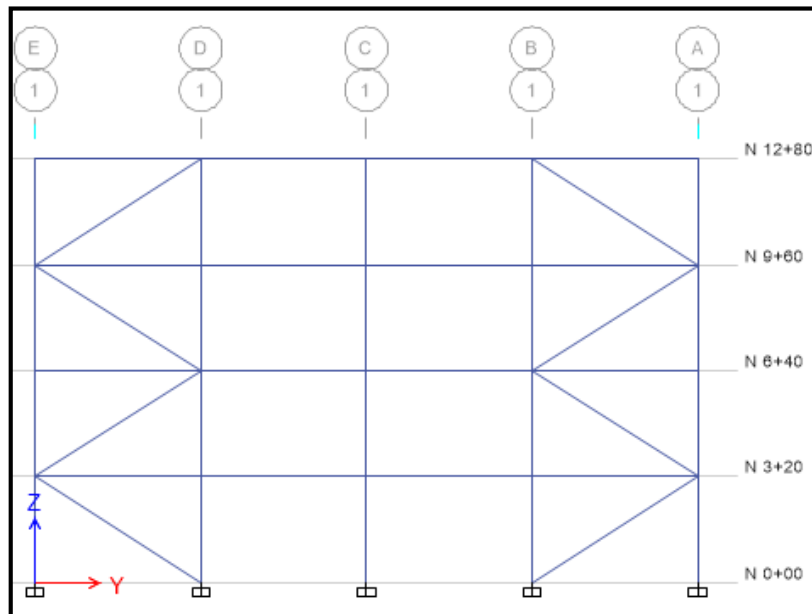


Imagen 3.2: Elevación vista en el plano Y-Z con pórticos arriostrados
Fuente: El autor.

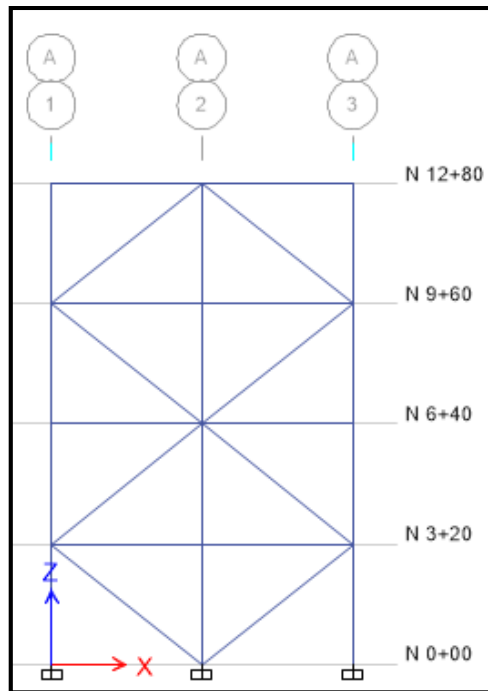


Imagen 3.3: Elevación vista en el plano X-Z con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

Vigas principales

Generalidades

Se realizó el diseño de 8 vigas principales, que se distribuyen 4 para las plantas con uso destinado a viviendas y las demás para la planta de cubierta, definiendo cada una de las dimensiones de ellas y verificando su cumplimiento. En este tipo de vigas se hace distinción entre las perimetrales y las centrales en ambos ejes "X" y "Y". Teniendo un total de 22 vigas por planta.

Del total de 22 vigas principales tenemos en el sentido "X" 4 vigas perimetrales y 6 centrales, en el sentido "Y" se tienen 8 vigas perimetrales y 4 vigas centrales.

Diseño de vigas principales

Como se indicó anteriormente para el diseño de las vigas principales se sigue con el procedimiento que se indica en el diagrama de flujo que se muestra en el capítulo II en la imagen 2.8 y 2.9 en las cuales se muestra el proceso a seguir para el diseño de elementos a flexión es decir de las vigas y a continuación en el avance de este capítulo se mostrara paso a paso el cumplimiento del mismo, demostrando que en el transcurso todas las solicitaciones que se necesitan para trabajar con elementos adecuados se fueron verificando.

Para el diseño de las vigas se hizo referencia a una de ellas en este caso vamos a hacer la demostración de la viga perimetral "1-2 eje A", dejando en claro que el diseño de todas las vigas con las que se consta por planta es el mismo. En el diseño de esta viga no se considera el cortante de vigas secundarias porque no llegan a esta, por lo tanto las dimensiones se verán reducidas al no tener fuerzas laterales que resistir.

De igual manera lo primero que se realizó para el diseño fue dar dimensiones tentativas a la viga. Como se había indicado anteriormente para conseguir la altura de la viga según

la fórmula 2.1 indicada en el capítulo II divide la luz que esta tiene para 20, entonces según lo acordado se tiene un H de la viga como mínimo de 20 cm, el mismo que puede variar según se siga avanzando con el diseño hasta que llegue a cumplir con las solicitaciones acordadas. Según el diseño se dice que con esta altura calculada es más que suficiente para que la viga trabaje en perfectas condiciones como se indicará posteriormente.

Para el ancho B de las alas también se tenía una condición con la cual se trabajó en el capítulo II según la fórmula 2.2 que era que B debía ser igual a la altura total de la viga entre 2, recordando también que este sería un ancho que podría llegar a variar para la estructura y según los cálculos realizados se determinó que llega a cumplir con un ancho de las alas igual a 8 cm.

En los espesores se trabajó hasta llegar a encontrar los óptimos para la estructura, determinando que estos lleguen a ser compactos tanto en sus alas como en su alma, para evitar el uso de atezadores en la edificación, que a la larga llegan a encarecer la obra. De acuerdo a esto entonces se definió un espesor de las alas t_f igual a 0.4 cm y el espesor del alma t_w se trabajó con 0.3 cm. Con los cuales se ha llegado a trabajar de manera correcta durante todo su diseño.

Para el cálculo de la carga última que recibe la viga se determinó que es igual a la suma de las cargas permanentes sobre la estructura incluyendo también el peso de la viga multiplicado por el factor de 1.6.

CALCULO DE CARGA ULTIMA
$U = 379,94 \text{ Kg/m}$

Tabla 3.1: Cálculo de carga ultima, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

Después de hallar las dimensiones correctas con las que se va a trabajar en la edificación se procede con el cálculo del eje neutro de la figura, las inercias en ambos sentidos, radios de giro y modulo plástico y elástico, como se muestra a continuación en las siguientes tablas. Para agilizar el cálculo se divide por figuras la viga, teniendo en total 3, 2 rectángulos de las alas y uno del alma como se muestra en la imagen 3.4.

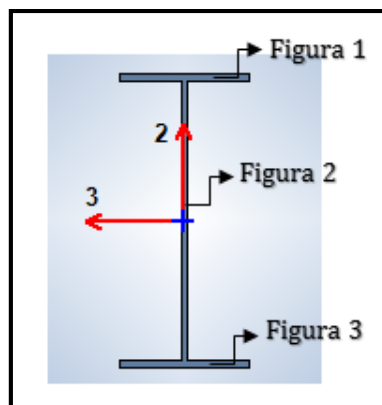


Imagen 3.4: Viga principal 1-2 eje A con pórticos arriostrados, figuras para cálculos.

Fuente: El autor

Entonces se procede a determinar cada uno de los valores antes mencionados para la viga.

Determinación del Eje Neutro					
Fig.	A	x	y	A.x	A.y
1	3,20	4	19,8	12,80	63,36
2	5,76	4	10	23,04	57,60
3	3,20	4	0,2	12,80	0,64
Σ	12,16			48,64	121,60
$\bar{x} = 4$					
$\bar{y} = 10$ E.N					

Tabla 3.2: Determinación del eje neutro, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Determinación de la inercia en "x"					
Fig.	A	D	A.d ²	$I=b*h^3/12$	$(b*h^3)/12 + Ad^2$
1	3,2	9,8	307,33	0,04	307,37
2	5,76	0	0	176,95	176,95
3	3,2	9,8	307,33	0,04	307,37
$I_x = 791,7 \text{ cm}^4$					
$r_x = 8,069 \text{ cm}$					

Tabla 3.3: Determinación de inercia en X, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Determinación de la inercia en "y"					
Fig.	A	D	A.d ²	$I=b*h^3/12$	$(b*h^3)/12 + Ad^2$
1	3,2	0	0	17,07	17,07
2	5,76	0	0	0,04	0,04
3	3,2	0	0	17,07	17,07
$I_y = 34,18 \text{ cm}^4$					
$r_y = 1,68 \text{ cm}$					

Tabla 3.4: Determinación de inercia en Y, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.



Determinación del módulo plástico y módulo elástico				
Fig.	A	D	A.D	a1= 7,43 cm
1	3,2	9,8	31,36	a= 14,86 cm
2	2,88	4,8	13,82	Ag= 12,16 cm ²
Σ	6,08		45,18	c= 10 cm
z= 90,37 cm ³				
Sx= 79,17 cm ³				
Mp= 228.631 kg.cm				
My= 200.297,2 kg.cm				

Tabla 3.5: Determinación del módulo plástico y módulo elástico, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Luego de analizar y determinar cada uno de los cálculos se procede a la comprobación de las dimensiones dadas a la viga, estableciendo si los elementos que la conforman llegan a ser compactos para el desarrollo del proyecto, en seguida se verifica el pandeo local torsional de la viga, llegando a analizar si la viga con la que se está trabajando se considera como larga, intermedia o corta, identificando que esta viga trabaja como viga larga ya que llega a contemplar en el diseño toda su luz, y luego se halla el momento nominal de la viga.

Determinación de elementos Compactos-No compactos-Esbeltos				
Patín	$\lambda = b/t_f$	$\lambda_p = 0.38 * \sqrt{E/f_y}$	$\lambda_r = 1 * \sqrt{E/f_y}$	COMPACTO
	10	10,95	28,81	
Alma	$\lambda = h/t_w$	$\lambda_p = 3.76 * \sqrt{E/f_y}$	$\lambda_r = 5.70 * \sqrt{E/f_y}$	COMPACTO
	64	108,33	164,22	

Tabla 3.6: Determinación de elementos compactos, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Revisión del pandeo local torsional
Lb= 400 cm
Lp= 85,01 cm
Lr= 238,02 cm
J= 0,51 cm ⁴
Cw= 3.149,71 cm ⁶
r _{ts} = 2,04 cm

Tabla 3.7: Revisión del pandeo local torsional, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Cálculo del momento nominal
$M_n \leq M_p$
Viga larga 64.238,01 Cumple
Momento nominal 57.814,21 kg.cm

Tabla 3.8: Cálculo del momento nominal, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.
Fuente: El Autor.

Luego de ello se calcularon los momentos con los que va a trabajar la viga, determinando si se diseñó con una rigidez del 50, 70 o 100%, recordando que para este diseño se trabaja con una rigidez de la viga igual al 70% y también se calcula el cortante máximo que soporta.

MOMENTOS-CORTANTE Y Cb (VIGA PRINCIPAL 1-2 eje A)			
Corte	+ W=U	- W=U	
	$Wl^2/8$ Mu= 74.787,32 Kg.cm		
Semirrígido 50%	$Wl^2/12$ Mu= 49.858,21 Kg.cm	$Wl^2/24$ Mu= 24.929,11 Kg.cm	
Semirrígido 70%	$Wl^2/14$ Mu= 42.735,61 Kg.cm	$Wl^2/16$ Mu= 37.393,66 Kg.cm	
Rígido	$Wl^2/24$ Mu= 24.929,11 Kg.cm	$Wl^2/12$ Mu= 49.858,21 Kg.cm	
Cortante Cb= 1,06	W=U V=Wl/2 Vu= 747,9 Kg		

Tabla 3.9: Cálculo de momentos y cortante, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.
Fuente: El Autor.

Se analizó la viga a cortante siguiendo el proceso del diagrama de flujo presentado en el capítulo II en la imagen 2.12 y luego de seguir con todos los pasos haciendo cumplir cada una de las solicitaciones se determinó el cortante nominal con el que llegarán a trabajar las mismas.

$\Phi V_n = 0.6f_y A_w C_v \Phi$
$\Phi V_n = 8.743,68 \text{ kg}$

Tabla 3.10: Cálculo del cortante nominal, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.
Fuente: El Autor.

Entonces luego de seguir paso a paso con el procedimiento antes mencionado y verificando de manera correcta que cada uno de los parámetros se vayan cumpliendo se analizó si en verdad la viga que se ha diseñado trabajará de manera correcta, determinando que sus momentos y cortantes nominales sean siempre mayores a los momentos y cortantes últimos de la viga.

VIGA PRINCIPAL 1-2 eje A	
$\Phi M_n > M_u$	
$57.814,21 > 42.735,61 \text{ Kg/cm}^2$	CUMPLE
$\Phi V_n > V_u$	
$8.743,68 > 747,87 \text{ Kg}$	CUMPLE

Tabla 3.11: Comprobación, Viga 1-2 eje A con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

El procedimiento indicado anteriormente fue el diseño que se siguió para cada una de las vigas con las que contamos en la estructura y así quedan definidos todos los parámetros que deben considerarse para que el elemento diseñado trabaje de manera funcional en la edificación. A continuación se darán todas las dimensiones de las vigas principales con las que se trabajó.

Vigas perimetrales en el sentido "X"

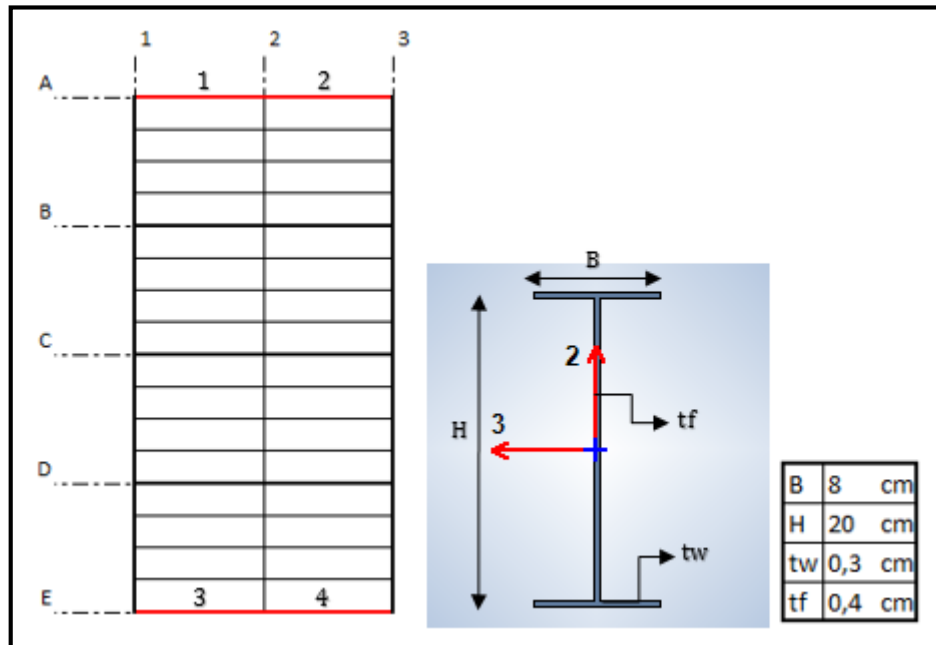


Imagen 3.5: Dimensiones de vigas perimetrales en "X" con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

Para las vigas perimetrales en el sentido "X" de la planta de cubiertas se comprobó que puede ser utilizada la misma ya que cumple con las especificaciones del diseño.

Vigas centrales en el sentido "X"

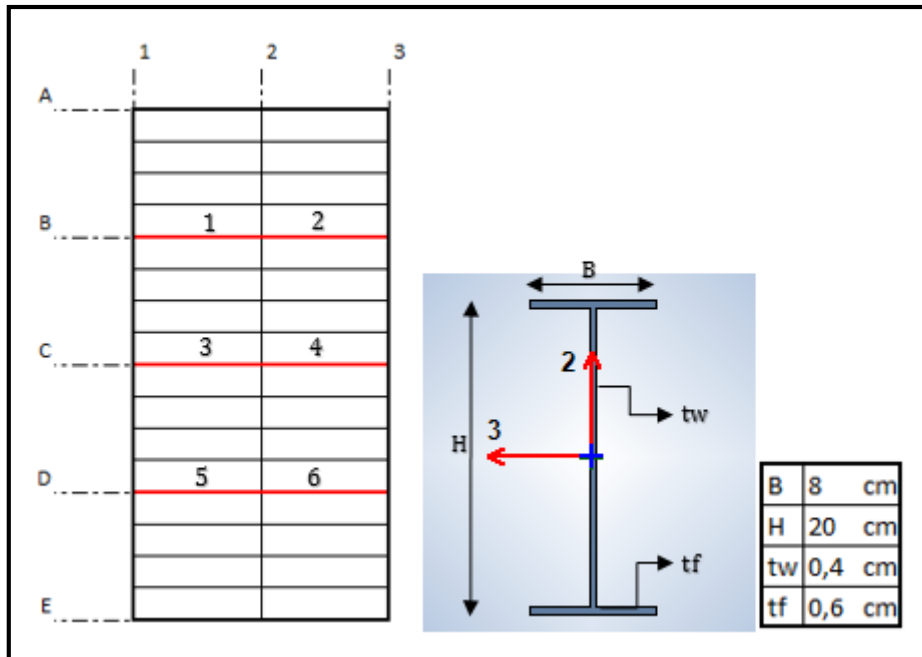


Imagen 3.6: Dimensiones de vigas centrales en "X" con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

Para la losa de cubierta se comprobó que las vigas con las dimensiones mencionadas anteriormente son óptimas para su utilización en esta planta.

Vigas perimetrales en el sentido "Y"

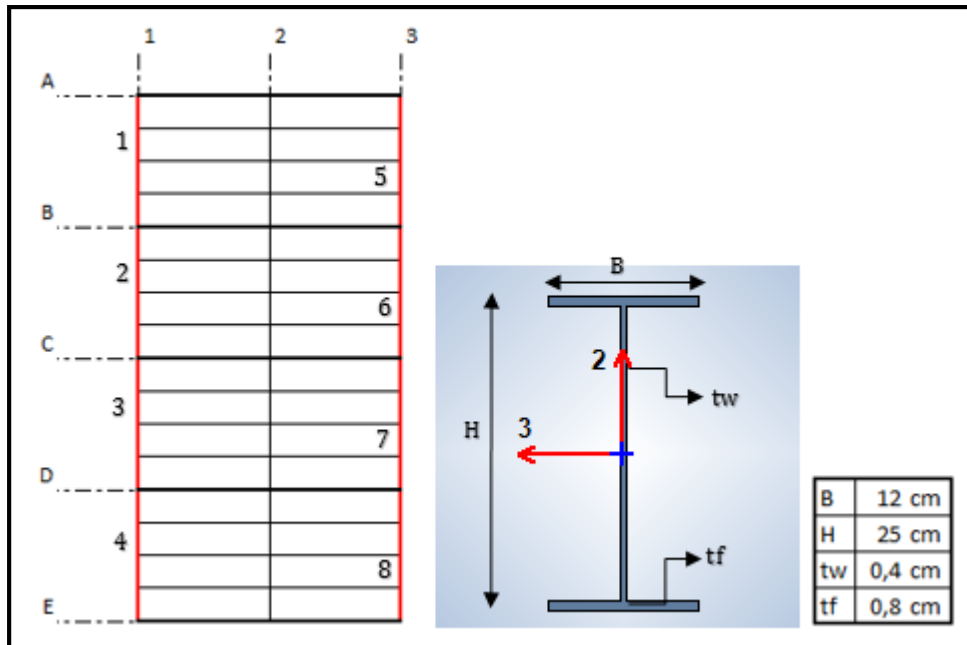


Imagen 3.7: Dimensiones de vigas perimetrales en "Y" con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

Con las dimensiones anteriores se determinó que en la planta de cubierta las vigas cumplen de igual manera.

Vigas centrales en el sentido "Y"

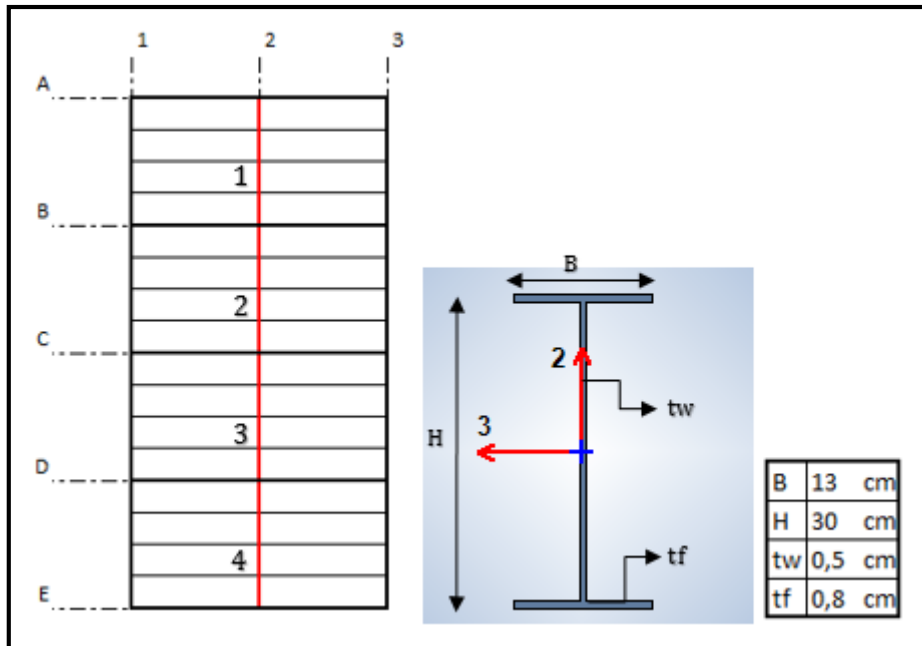


Imagen 3.8: Dimensiones de vigas centrales en "Y" con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor

Se verificó que las dimensiones de estas vigas no llegan a cumplir para el diseño en la planta de cubierta entonces se modificaron las dimensiones hasta que lleguen a desempeñar sus funciones de la mejor manera, pues la diferencia está en que las solicitaciones de cargas vivas para esta planta no son las mismas que en las inferiores, entonces las dimensiones optimas quedaron definidas de la siguiente manera:

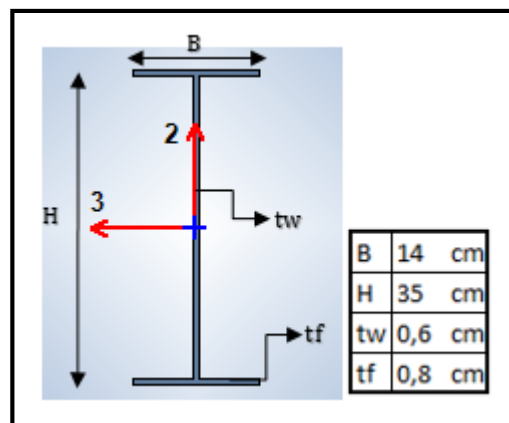


Imagen 3.9: Dimensiones de Vigas centrales en "Y" con pórticos arriostrados, planta de cubierta

Fuente: El autor.

Para todas las vigas principales mostradas en el diseño, se consideró el mismo procedimiento y se corroboró que todas ellas cumplen para seguir con el correcto desarrollo de la estructura.

Vigas secundarias

Generalidades

Las vigas secundarias son aquellas que se ubican perpendiculares a las vigas principales que tienen la luz más larga, en este diseño la luz más larga es la que se encuentra en el eje "Y" con una distancia de 5 m. Por planta tenemos un total de 24 vigas secundarias separadas entre ellas a una distancia de 1.25 m quedando definidas 3 vigas en la distancia de 5 m. Para la demostración del diseño se realizaron 2 vigas de este tipo, una de ellas será utilizada para las plantas destinadas a vivienda que son las plantas de la 1 a la 3 y la otra se la ocupada en la planta que se consideró como una cubierta accesible.

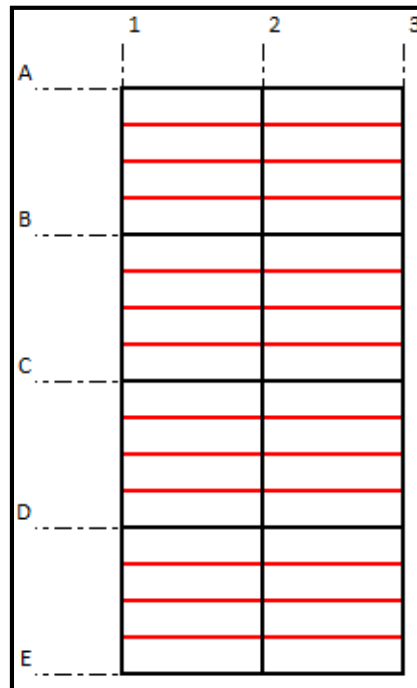


Imagen 3.10: Planta, vigas secundarias con Pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

Diseño de vigas secundarias

Para el análisis y diseño de estas vigas se sigue el mismo procedimiento de los diagramas de flujo que se encuentran en el capítulo II en las imágenes 2.8 y 2.9 en los que se encuentra el proceso a seguir para el desarrollo y diseño de elementos sometidos a flexión en este caso serán las vigas secundarias, el mismo que se demostrará más adelante.

Para demostrar el cálculo y cumplimiento del diseño de estas vigas se realizó el procedimiento de una de ellas haciendo referencia a la viga secundaria 2 que es la que se encuentra en la planta de cubierta.

Primero se eligen las dimensiones de la viga de acuerdo a lo acordado en los diseño de vigas principales con una luz de 4 m tenemos que nuestro H determinado por la fórmula 2.1 descrita en el capítulo II, que como mínimo debe ser considerado de 20 cm para este tipo de viga y según el diseño realizado se llegara a comprobar que esta dimensión es ideal para el diseño de estas.

Las alas tendrán un ancho obtenido de la altura entre 2 según la fórmula 2.2 especificada en el capítulo II, entonces según esta solicitud se determina que un B de 10 cm sería ideal para el diseño pero como se indicó este puede variar dependiendo del diseño y se comprobó que con un ancho de 12 cm la viga trabaja de manera correcta y cumple con las recomendaciones.

En cuanto a los espesores de los elementos se deben determinar que estos sean los ideales en la estructura, entonces verificando que los mismos sean compactos, los espesores con los que se trabajara en esta viga son de t_f 0.8 cm y t_w 0.4 cm.

Al tener las dimensiones con las que se va a trabajar se define la carga ultima con la que trabajara la viga, siendo esta igual a la suma de los pesos permanentes en la estructura incluyendo el peso de la viga, evaluados por metro multiplicados por el coeficiente de 1.6 más la carga viva por 1.2.

CALCULO DE CARGA ULTIMA
$U = 1.494,58 \text{ Kg/m}$

Tabla 3.12: Calculo de carga ultima, viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Luego para el cálculo del eje neutro, inercias en ambos sentidos, radio de giro y modulo elástico y plástico se procede a dividir los elementos de la viga en partes teniendo un total de 3 figuras con las que se requiere trabajar para hacer el cálculo más fácil y rápido.

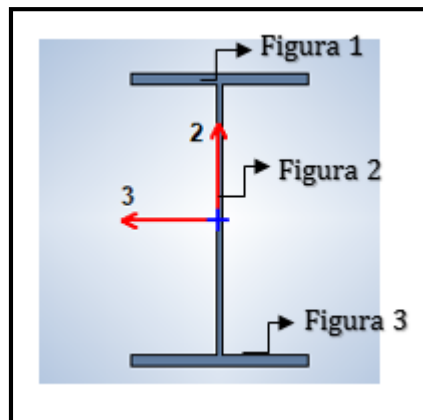


Imagen 3.11: Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados, figuras para cálculos.

Fuente: El autor

Entonces luego de dividir la viga en partes se calculan los valores mencionados anteriormente.

Determinación del Eje Neutro					
Fig.	A	x	y	A.x	A.y
1	9,6	6	19,6	57,6	188,2
2	7,36	6	10	44,16	73,6
3	9,6	6	0,4	57,6	3,84
Σ	26,56			159,4	265,6
$\bar{x} = 6$					
$\bar{y} = 10$ E.N					

Tabla 3.13: Determinación del eje neutro, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Determinación de la inercia en "x"					
Fig.	A	D	A.d ²	I=b*h ³ /12	(b*h ³)/12 + Ad ²
1	9,6	9,6	884,74	0,51	885,25
2	7,36	0	0	207,65	207,65
3	9,6	9,6	884,74	0,51	885,25
Ix= 1.978,15 cm ⁴					
rx= 8,63 cm					

Tabla 3.14: Determinación de inercia en X, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Determinación de la inercia en "y"					
Fig.	A	D	A.d ²	I=b*h ³ /12	(b*h ³)/12 + Ad ²
1	9,6	0	0	115,2	115,2
2	7,36	0	0	0,098	0,098
3	9,6	0	0	115,2	115,2
Iy= 230,50 cm ⁴					
ry= 2,95 cm					

Tabla 3.15: Determinación de inercia en Y, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.



Determinación del módulo plástico y módulo elástico				
Fig.	A	D	A.D	a1= 8,21 cm
1	9,6	9,6	92,16	a= 16,43cm
2	3,68	4,6	16,928	Ag= 26,56cm ²
Σ	13,28		109,09	c= 10 cm
z= 218,18 cm ³				
Sx= 197,81 cm ³				
Mp= 551.985,28 kg.cm				
My= 500.470,97kg.cm				

Tabla 3.16: Determinación del módulo plástico y módulo elástico, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Siguiendo con el cálculo del diseño se verifican los elementos alas y alma de las vigas determinando si estos llegan a ser compactos con las dimensiones otorgadas a cada uno, se analizó la el pandeo local torsional de la viga para determinar si la misma trabaja como corta, intermedia o larga y como se comprueba en el diseño estas vigas secundarias trabaja como vigas intermedias y como último se realiza el cálculo del momento nominal con el que trabaja la viga.

Determinación de elementos Compactos-No compactos-Esbeltos				
Patín	$\lambda = b/t_f$	$\lambda_p = 0.38 * \sqrt{E/f_y}$	$\lambda_r = 1 * \sqrt{E/f_y}$	COMPACTO
	7,5	10,95	28,81	
Alma	$\lambda = h/t_w$	$\lambda_p = 3.76 * \sqrt{E/f_y}$	$\lambda_r = 5.70 * \sqrt{E/f_y}$	COMPACTO
	46	108,33	164,22	

Tabla 3.17: Determinación de elementos compactos, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Revisión del pandeo local torsional
Lb= 400 cm
Lp= 149,38 cm
Lr= 463,53 cm
J= 4,49 cm ⁴
Cw= 19.509,36 cm ⁶
r _{ts} = 3,27 cm

Tabla 3.18: Revisión del pandeo local torsional, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Cálculo del momento nominal
$M_n \leq M_p$ Viga intermedia 416.076,74 Cumple Momento nominal 374.469,06 kg.cm

Tabla 3.19: Cálculo del momento nominal, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.
Fuente: El Autor.

Como siguiente paso se calcularon los momentos, determinando con qué porcentaje de rigidez trabajan las vigas, si se consideran totalmente rígidas o tienen una rigidez del 50 o 70 %, para este diseño se trabajó con el 70 % de la rigidez de la viga, calculando también el cortante último de estas.

MOMENTOS-CORTANTE Y Cb (VIGA SECUNDARIA ②)		
Corte	+ W=U Wl ² /8 Mu= 298.916,83 Kg.cm	- W=U
Semirrígido 50%	Wl ² /12 Mu= 199.277,89 Kg.cm	Wl ² /24 Mu= 99.638,94 Kg.cm
Semirrígido 70%	Wl ² /14 Mu= 170.809,62 Kg.cm	Wl ² /16 Mu= 149.458,42 Kg.cm
Rígido	Wl ² /24 Mu= 99.638,94 Kg.cm	Wl ² /12 Mu= 199.277,89 Kg.cm
Cortante Cb= 1,6	W=U V=Wl/2 Vu= 2.989,17 Kg	

Tabla 3.20: Cálculo de momentos y cortante, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.
Fuente: El Autor.

También se analizaron estas vigas a cortante siguiendo el diagrama de flujo especificado en la imagen 2.12 del capítulo II, entonces de esta manera se determinó el cortante nominal de las vigas diseñadas.

$\Phi V_n = 0.6f_y A_w C_v \Phi$
$\Phi V_n = 11.172,48 \text{ kg}$

Tabla 3.21: Cálculo del cortante nominal, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.
Fuente: El Autor.

Y para verificar que la viga analizada cumple con las solicitaciones del diseño se comprobó que los momentos últimos analizados sean menores a los momentos nominales, al igual que en la comprobación de los cortantes.

VIGA SECUNDARIA ②	
$\Phi M_n > M_u$	
$374.469,06 > 298.916,83 \text{ Kg/cm}^2$	CUMPLE
$\Phi V_n > V_u$	
$11.172,48 > 2.989,17 \text{ Kg}$	CUMPLE

Tabla 3.22: Comprobación, Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Este procedimiento es el mismo que se considera en el diseño de todas las vigas secundarias de la estructura, analizando y verificando el cumplimiento de ellas.

Viga secundaria 1

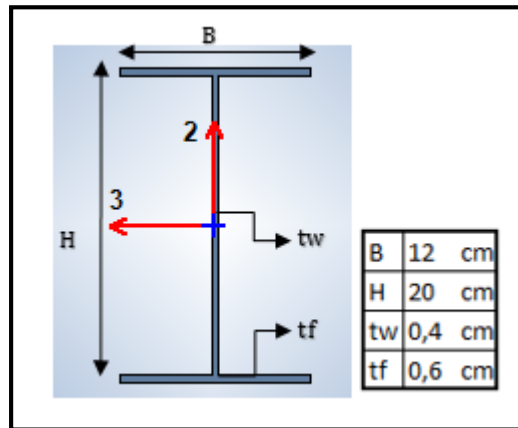


Imagen 3.12: Dimensiones de Viga secundaria 1 con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

Viga secundaria 2

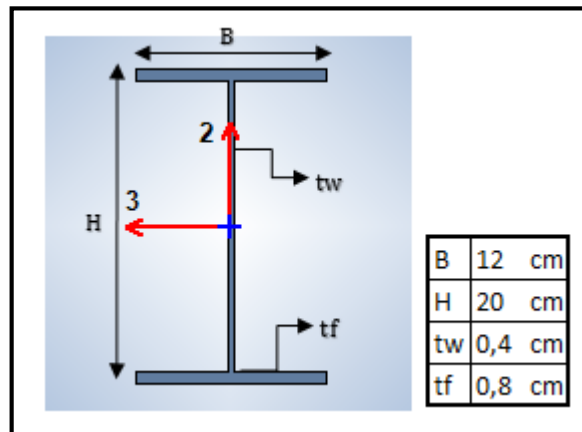


Imagen 3.13: Dimensiones de Viga secundaria 2 con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

Columnas

Generalidades

Se realizó el predimensionamiento de las columnas con un procedimiento semejante al anterior, es decir se plasmó el diseño de 4 columnas una por cada piso. De la misma manera tenemos que por planta hay un total de 15 columnas con las que se ha llegado a trabajar, con una altura de entrepiso de 3.2m. Las columnas definidas para este diseño suelen ser más pequeñas por la razón que se tiene diagonales rigidizadoras, las mismas que ayudan a la disipación de energía. Se puede decir que estas conforme van ubicándose en plantas superiores sus dimensiones disminuyen puesto que soportan menos esfuerzo que aquellas que se encuentran en la planta baja. Por otro lado en las columnas no se ha realizado distinción alguna de en donde se encuentran ubicadas, es decir no se ha definido si estas son perimetrales o centrales para su diseño.

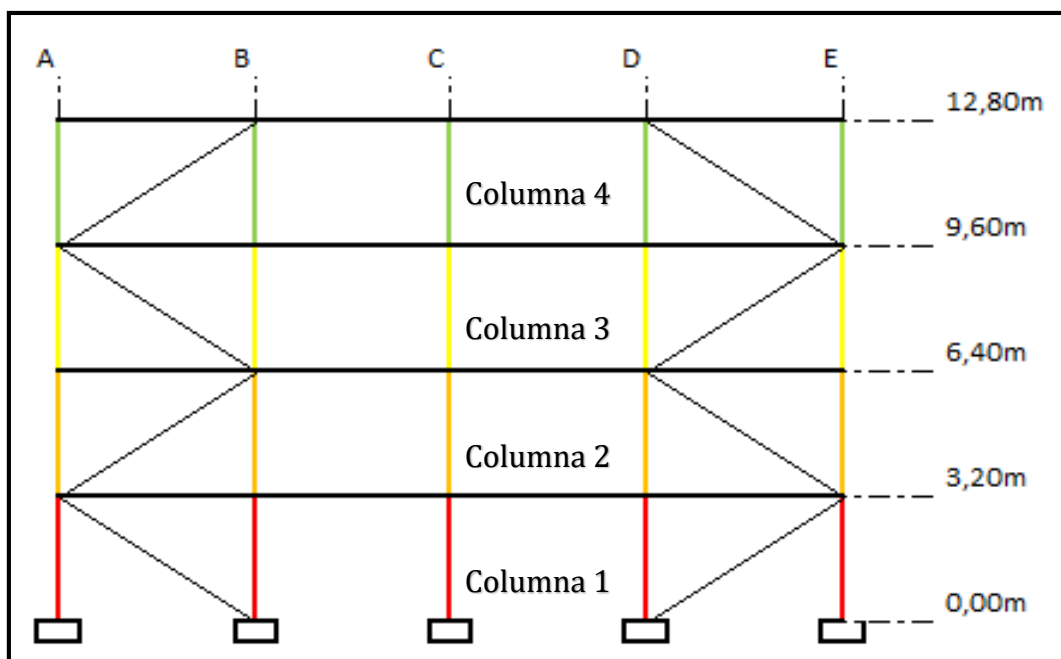


Imagen 3.14: Elevación, vista de columnas con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

Diseño de columnas

En este caso para la verificación del cumplimiento y desarrollo del proceso se ha tomado el diseño de una de las columnas de la última planta que es la "Columna 4". Siguiendo el procedimiento del diagrama de flujo para diseño de elementos a compresión de la imagen 2.23 presentada en el capítulo II.

Como primer paso se realizó la selección de las dimensiones óptimas de la columna, procurando que esta sea cuadrada, es decir que la altura se considere de la misma dimensión que el ancho de sus alas. En cuanto a los espesores se debe considerar aquellos que resulten los ideales para corroborar que los elementos de la columna son compactos de manera obligatoria, en este caso tanto las columnas como las diagonales son aquellas encargadas de resistir las cargas laterales que se le asignen a la estructura, verificando que las mismas lleguen a trabajar de manera funcional en el diseño de la edificación. Según el cálculo en el programa de Excel las dimensiones con las que llega a cumplir las columnas de esta planta se consideran las siguientes, las cuales son óptimas

para el desarrollo del proyecto: ancho B de las alas igual a 20 cm con un espesor t_f de 1.2 cm, la altura H como se indicó anteriormente se desea que sea igual que el ancho entonces su dimensión se consideró de 20 cm y el espesor del alma t_w se consideró de 0.8 cm.

Al obtener las dimensiones adecuadas con las que se puede trabajar en la estructura se procede con el siguiente paso que según lo indicado, que es el cálculo del eje neutro, inercias en ambos sentidos, radios de giro y modulo plástico y elástico como se muestra a continuación en las tablas.

Determinación del Eje Neutro					
Fig.	A	x	y	A.x	A.y
1	24	10	19,4	240	465,6
2	14,08	10	10	140,8	140,8
3	24	10	0,6	240	14,4
Σ	62,08			620,8	620,8
$\bar{x} = 10$					
$\bar{y} = 10$ E.N					

Tabla 3.23: Determinación del eje neutro, Columna 4 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Determinación de la inercia en "x"					
Fig.	A	D	A.d ²	$I=b*h^3/12$	$(b*h^3)/12 + Ad^2$
1	24	9,4	2.120,64	2,88	2.123,52
2	14,08	0	0	363,45	363,45
3	24	9,4	2.120,64	2,88	2.123,52
$I_x = 4.610,49 \text{ cm}^4$					
$r_x = 8,62 \text{ cm}$					

Tabla 3.24: Determinación de inercia en X, Columna 4 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Determinación de la inercia en "y"					
Fig.	A	D	A.d ²	$I=b*h^3/12$	$(b*h^3)/12 + Ad^2$
1	24	0	0	800	800
2	14,08	0	0	0,75	0,75
3	24	0	0	800	800
$I_y = 1.600,75 \text{ cm}^4$					

$$r_y = 5,08 \text{ cm}$$

Tabla 3.25: Determinación de inercia en Y, Columna 4 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

EJE "X"				
Determinación del módulo plástico y módulo elástico				
Fig.	A	D	A.D	
1	24	9,4	225,6	a1= 8,27 cm
2	7,04	4,4	30,976	a= 16,53 cm
Σ	31,04		256,58	Ag= 62,08 cm ²
c= 10 cm				
z= 513,152 cm ³				
Sx= 461,05 cm ³				
Mp= 1.298.274,56 kg.cm				
My= 1.166.454,41 kg.cm				

Tabla 3.26: Determinación del módulo plástico y módulo elástico, Columna 4 con pórticos arriostrados, eje X.

Fuente: El Autor.

EJE "Y"				
Determinación del módulo plástico y módulo elástico				
Fig.	A	D	A.D	
1	12	5	60	a1= 5 cm
2	7,04	0,2	1,408	a= 10 cm
3	12	5	60	Ag= 62,08 cm ²
Σ	31,04		121,408	c= 10 cm
z= 310,4 cm ³				
Sx= 160,07 cm ³				
Mp= 785.312 kg.cm				
My= 404.989,99 kg.cm				

Tabla 3.27: Determinación del módulo plástico y módulo elástico, Columna 4 con pórticos arriostrados, eje Y.

Fuente: El Autor.

Luego se determina si los elementos que conforman la columna, alas y alma, son compactos para determinar si las dimensiones que se consideraron inicialmente son las ideales para su diseño, de no ser así se cambian las dimensiones hasta que se consiga las adecuadas para la estructura. En este caso se analiza de igual manera en ambos sentidos, tanto en el sentido "X" como en el sentido "Y" sacando de ambos su momento nominal para su posterior comprobación. Así mismo se controla su pandeo local torsional, procurando que no ocurra en la columna.

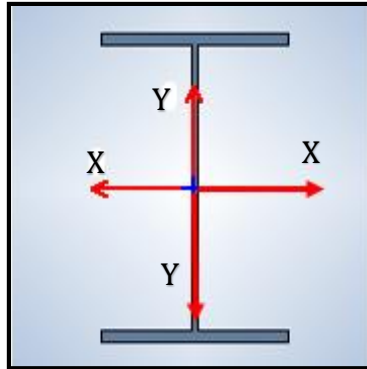


Imagen 3.15: Ejes de columna “X-X” y “Y-Y”, con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

EJE “X-X”			
Determinación de elementos Compactos-No compactos-Esbeltos			
Patín	$\lambda = b/t_f$ 8,33	$\lambda_p = 0.64 \cdot \sqrt{k_c E / f_y}$ 16,07	COMPACTO
Alma	$\lambda = h/t_w$ 22	$\lambda_p = 1.49 \cdot \sqrt{E / f_y}$ 42,93	COMPACTO

Tabla 3.28: Determinación de elementos compactos, Eje “X-X”, Columna 4 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Revisión del pandeo local torsional
Lb= 320 cm
Lp= 436,98 cm
Lr= 1.076,69 cm
J= 26,04 cm ⁴
Cw= 357.036,48 cm ⁶
r _{ts} = 9,38 cm

Tabla 3.29: Revisión del pandeo local torsional, eje “X-X”, Columna 4 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Cálculo del momento nominal
Momento nominal 1.051.602,39 kg.cm

Tabla 3.30: Cálculo del momento nominal, eje “X-X”, Columna 4 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

En el procedimiento anterior se trabajó la columna en el eje “X-X”, para cuando la viga trabaja en el eje “Y-Y” es decir en el otro sentido el procedimiento es similar como se muestra a continuación en las siguientes tablas.

EJE "Y-Y"			
Determinación de elementos Compactos-No compactos-Esbeltos			
Patín	$\lambda=b/tf$ 8,33	$\lambda_p=0.64*\sqrt{k_cE}/f_y$ 16,07	COMPACTO
Alma	$\lambda=h/tw$ 22	$\lambda_p=1,49*\sqrt{E}/f_y$ 42,93	COMPACTO

Tabla 3.31: Determinación de elementos compactos, Eje "Y-Y", Columna 4 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Revisión del pandeo local torsional
Lb= 320 cm
Lp= 257,48 cm
Lr= 1.076,69 cm
J= 26,04 cm ⁴
Cw= 123.962,15 cm ⁶
r _{ts} = 5,53 cm

Tabla 3.32: Revisión del pandeo local torsional, eje "Y-Y" Columna 4 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Cálculo del momento nominal
Momento nominal 1.168.447,10 kg.cm

Tabla 3.33: Cálculo del momento nominal, eje "Y-Y" Columna 4 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Después de analizar si los elementos son compactos y hallar sus momentos en ambas direcciones se calcula el valor de la longitud efectiva "K" con en que va a trabajar la columna en la estructura, este valor se obtiene del nomograma para pórticos con arriostramiento lateral. Mediante las rigideces de las vigas y columnas de la estructura que llegan al punto donde se está analizando, se calculan G_a y G_b, dichos valores mencionados son iguales a la suma de las rigideces de las columnas dividido para la suma de las rigideces de las vigas.

Cuando se analiza la columna que se encuentra en la planta baja de la estructura entonces su valor de G_a toma arbitrariamente el valor de 1 pues se considera que en su extremo inferior se encuentra empotrado.

Luego de calculados los valores de G_a y G_b se utiliza el nomograma para este tipo de estructura que se considera arriostrada, obteniendo la longitud efectiva de la columna.

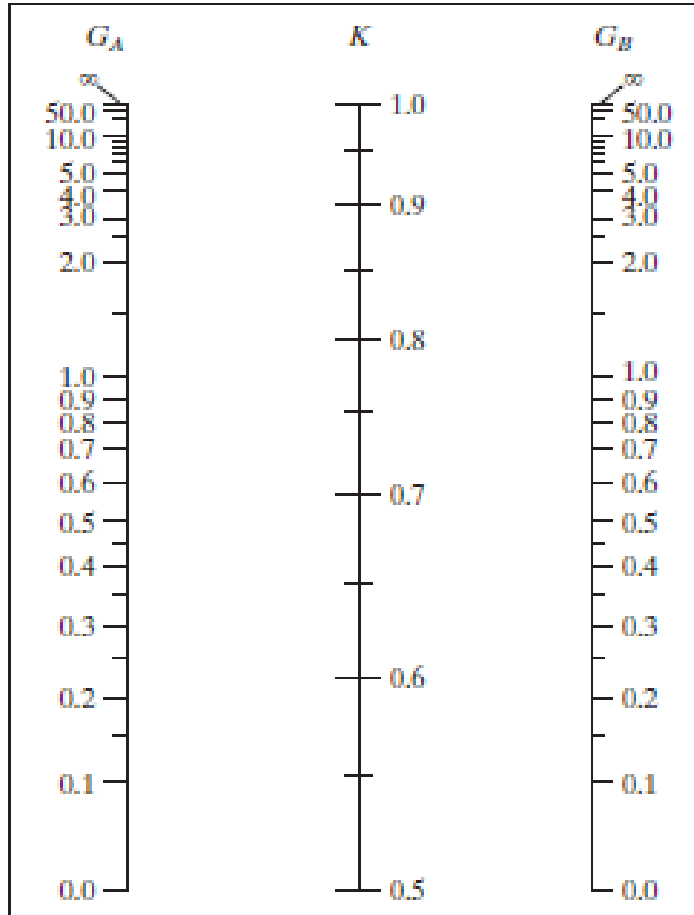


Imagen 3.16: Ladeo impedido (marco arriostrado)

Fuente: Diseño de estructuras de acero. Cernak, Jack C.McCormac-Stephen.

Para la utilización del nomograma se procede a determinar las rigideces tanto de las columnas como de las vigas para luego obtener los valores de G_A y G_B y llevarlos directamente al nomograma para el cálculo de la longitud efectiva de la columna.

COLUMNAS			
Elemento	Inercia	Longitud	I/L
AB	4.002,13	320	12,51
BC	3.262,30	320	10,19
CD	3.262,30	320	10,19
DE	4.610,49	320	14,41
FG	4.002,13	320	12,51
GH	3.262,30	320	10,19
HI	3.262,30	320	10,19
IJ	4.610,49	320	14,41
KL	4.002,13	320	12,51



LM	3.262,30	320	10,19
MN	3.262,30	320	10,19
NO	4.610,49	320	14,41
PQ	4.002,13	320	12,51
QR	3.262,30	320	10,19
RS	3.262,30	320	10,19
ST	4.610,49	320	14,41
UV	4.002,13	320	12,51
VW	3.262,30	320	10,19
WX	3.262,30	320	10,19
XY	4.610,49	320	14,41

Tabla 3.34: Cálculo de rigideces de las columnas de la estructura con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

VIGAS			
Elemento	Inercia	Longitud	I/L
VIGA SECUNDARIA ①	1.576,8	500	3,15
VIGA PRINCIPAL A-B, 1	3.239,2	500	6,48
VIGA PRINCIPAL A-B, 2	5.389,3	500	10,78
VIGA PRINCIPAL 1-2 ; A	791,69	500	1,58
VIGA PRINCIPAL 1-2 ; B	1.125	500	2,25
VIGA SECUNDARIA ②	1.978,1	500	3,96
VIGA PRINCIPAL CUBIERTA A-B, 1	3.239,2	500	6,48
VIGA PRINCIPAL CUBIERTA A-B, 2	8.414,2	500	16,83
VIGA PRINCIPAL CUBIERTA 1-2 ; A	791,69	500	1,58
VIGA PRINCIPAL CUBIERTA 1-2 ; B	1.125	500	2,25

Tabla 3.35: Cálculo de rigideces de las vigas de la estructura con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Elemento	$\Sigma c/\Sigma v$	Ga	Gb	Longitud efectiva
AB	Empotrado	1	2,1	0,82
BC		2,1	1,9	0,85
CD		1,9	2,3	0,85
DE		2,3	0,9	0,82
FG	Empotrado	1	1,1	0,78
GH		1,1	0,9	0,77

HI		0,9	1,1	0,77
IJ		1,1	0,4	0,73
KL	Empotrado	1	1,1	0,78
LM		1,1	0,9	0,77
MN		0,9	1,1	0,77
NO		1,1	0,4	0,73
PQ	Empotrado	1	1,1	0,78
QR		1,1	0,9	0,77
RS		0,9	1,1	0,77
ST		1,1	0,4	0,73
UV	Empotrado	1	2,1	0,82
VW		2,1	1,9	0,85
WX		1,9	2,3	0,85
XY		2,3	0,9	0,82

Tabla 3.36: Cálculo de los valores G_a y G_b para hallar la longitud efectiva con pórticos arriostrados mediante nomogramas.

Fuente: El Autor.

Continuando con el cálculo de las columnas luego de determinar los valores de la longitud efectiva se procede a verificar que estos elementos no se consideren esbeltos y de manera inmediata se calculan la carga nominal con la que trabajan las columnas comprobando que se cumpla con el diseño.

Determinación de esbeltez			
KL/ry	46,003	no esbelto	
KL/rx	27,11	no esbelto	
kl/r max	46,003		
$4,71\sqrt{E/f_y}$	135,70		
f_e	9.793,67	kg/cm ²	
f_{cr}	2.270,72	kg/cm ²	
ΦP_n	126.869,44	kg	SOPORTA

Tabla 3.37: Determinación de esbeltez y carga nominal, Columna 4 con pórticos arriostrados.

Fuente: El Autor.

Se determinó si la columna analizada cumple con las solicitaciones de diseño, verificando si sus momentos nominales en ambos sentidos son mayores a los momentos últimos y de igual manera si su carga nominal es mayor a la carga ultima soportada por la columna.

Columna 4	
Momento sentido X	Momento sentido Y
$\Phi M_n > M_u$ $1.051.602,39 > 84.386,04$ CUMPLE	$\Phi M_n > M_u$ $1.168.447,10 > 1.075.056,08$ CUMPLE
Carga	
$\Phi P_n > P_u$ $126.869,43 > 33.055,08$ CUMPLE	

Tabla 3.38: Comprobación, Columna 4 con pórticos arriostrados.
Fuente: El Autor

De esta manera quedan definidos los diseños de las columnas, estableciendo cuales son las solicitaciones que se deben cumplir para determinar si estos elementos a utilizarse se consideran funcionales para el análisis estructural.

A continuación en las imágenes siguientes presentadas se dan a conocer las dimensiones de todas las columnas con las que se trabajó en este diseño, siendo cada una de ellas verificadas mediante el procedimiento anterior, demostrando así que las columnas siguientes son aptas para el diseño de la edificación.

Columna 1

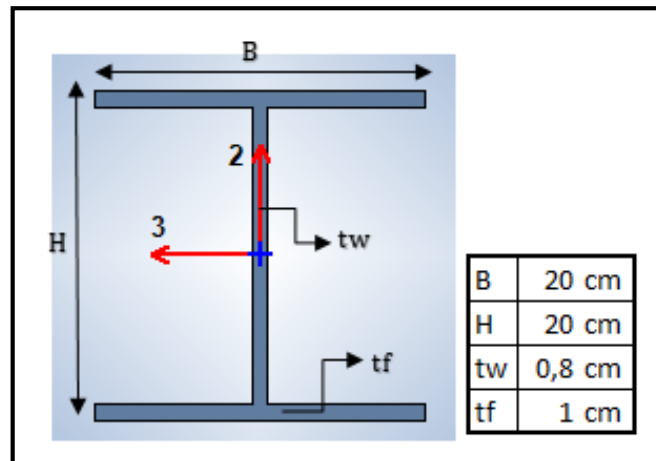


Imagen 3.17: Dimensiones, Columna 1 con pórticos arriostrados.
Fuente: El autor.

Columna 2

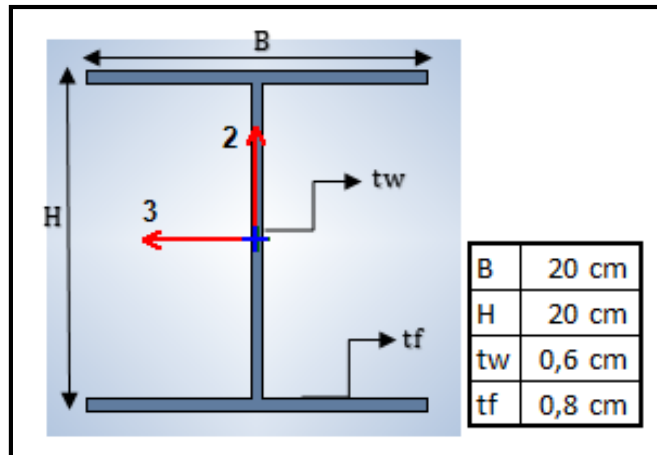


Imagen 3.18: Dimensiones, Columna 2 con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

Columna 3

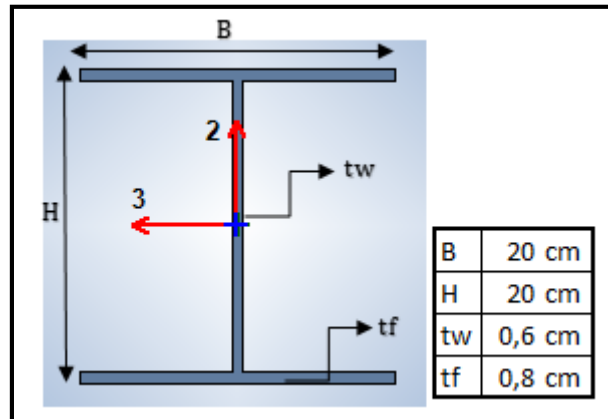


Imagen 3.19: Dimensiones, Columna 3 con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

Columna 4

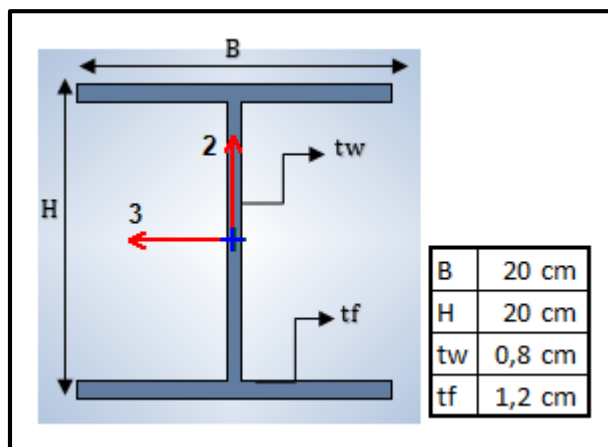


Imagen 3.20: Dimensiones, Columna 4 con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

De esta manera queda definido el procedimiento que se realiza para el diseño de las columnas, verificando que cada una de ellas cumpla con las solicitaciones indicadas, en todas las columnas que se tiene en la estructura, se verificó este proceso para cada una determinando que serán funcionales en la estructura.

Diagonales

Este diseño planteado consta con arriostramientos laterales que en este caso serán utilizados en diagonal, tienen diferente longitud pues como se determinó se tiene diferentes luces en "X" y en "Y", pero para el diseño se toma una de ellas que será la más larga. Estos elementos ayudan a dar estabilidad a la estructura, ayudando a controlar los desplazamientos laterales que se tienen en ambos sentidos. Las diagonales se encuentran ubicadas en todos los pisos de la estructura y en todas las caras laterales de la edificación. Entonces por planta se tiene un total de 8 diagonales rigidizadoras.

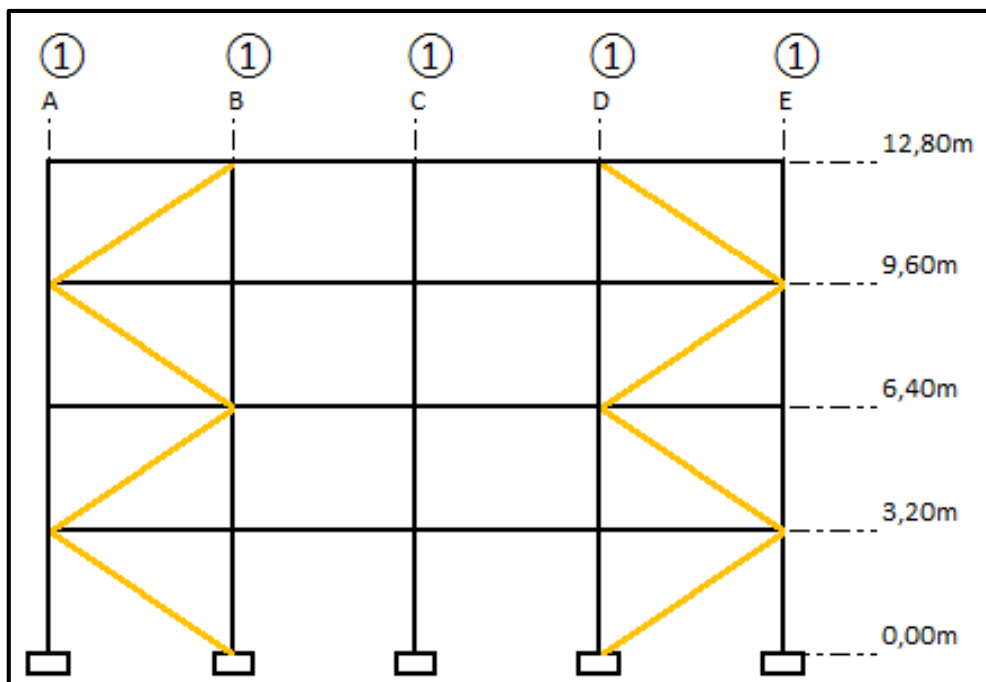


Imagen 3.21: Fachada frontal y posterior, edificación con arriostramiento.

Fuente: El autor.

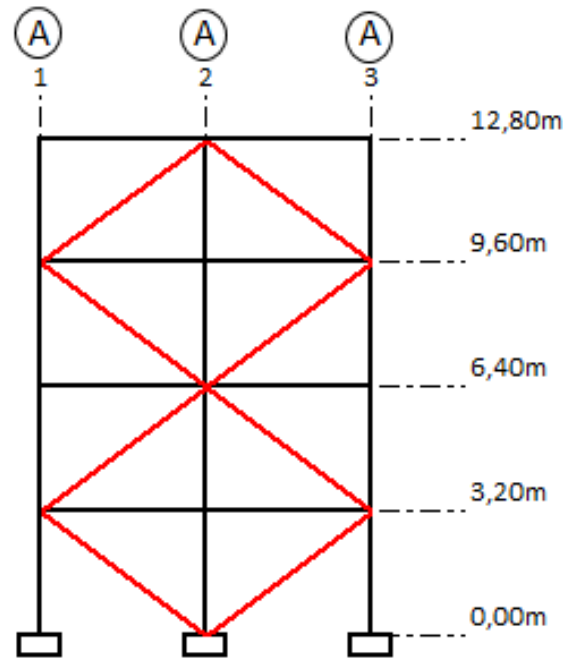


Imagen 3.22: Fachada lateral izquierda y derecha, edificación con arriostramiento.

Fuente: El autor.

Diseño de diagonales

Para el diseño de estos elementos se los realiza de manera similar a las columnas y siguiendo el proceso presentado en el diagrama de flujo presentado en el capítulo II en la imagen 2.23, generando que cumpla con las solicitaciones del diseño para tener un elemento que ayude a controlar los desplazamientos que se producen en la estructura.

Para las diagonales se trabajó con un perfil tubular, y sus dimensiones se las encontró de acuerdo a como estas trabajan en la estructura si a tensión o a compresión y como en este caso tenemos unas diagonales combinadas se analizaron ambos procesos para identificar las dimensiones ideales con las que se llegarán a trabajar en estos elementos.

Primero se resolvió la diagonal cuando esta trabaja a compresión, entonces se procede al cálculo de la carga última, para ello primero se determinó la carga lateral aplicada en el último piso hallada de acuerdo al cortante basal de la estructura y también trabajando con la carga última en la planta de cubierta de la estructura, entonces el pórtico con el que se realizó la resolución de la carga fue el siguiente:

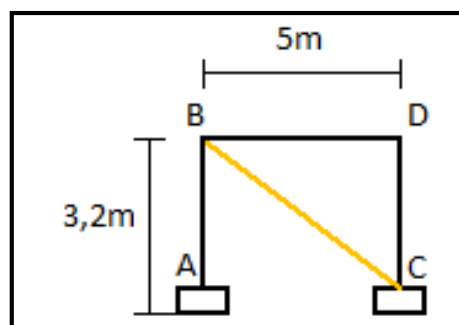


Imagen 3.23: Pórtico para resolución de carga última de diagonales, edificación con arriostramiento.

Fuente: El autor

Una vez definido el pórtico con el que se desea trabajar se procede a determinar la carga lateral que trabaja en el último piso de la estructura mediante la distribución del cortante.

Para ello primero se halla el cortante basal de la estructura como se especificó en el capítulo I, determinando cada uno de los valores a utilizarse en el cálculo del cortante de la estructura, entonces utilizando Excel hallamos el cortante como se indica en las siguientes tablas.

Primero se determinó el periodo de vibración con el que trabaja la estructura según la fórmula 1.5 presentada en el capítulo I del presente trabajo.

Pórtico con arriostramiento	
Ct	0,073
α	0,75
hn	12,8
T	0.49

Tabla 3.39: Cálculo del período de vibración T para estructura con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

Luego se calculó el espectro de aceleraciones mediante las formulas 1.2 presentada en el capítulo I ya que su valor de periodo de vibración esta entre 0 y Tc que es el periodo límite de vibración siendo este hallado con la fórmula 1.3 del capítulo I.

Espectro de aceleraciones con pórticos arriostrados	
η	2,48
Z	0,25
Fa	1,4
Fd	1,45
Fs	1,06
r	1
Tc	0,60
Sa1	0,868

Tabla 3.40: Cálculo del espectro de aceleraciones (Sa) para estructura con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

Entonces se establecen aquellos valores que se tienen mediante las tablas de la NEC Cargas sísmicas, las mismas que se presentaron en el capítulo I para la determinación del cortante basal, entonces se tienen los siguientes valores presentados en la tabla 3.41.

Valores de tablas	
\emptyset_p	1
\emptyset_e	1
I	1
R	8

Tabla 3.41: Valores determinados según las tablas de la NEC peligro sísmico diseño sismorresistente.

Fuente: El autor

Entonces para determinar el cortante basal de la estructura se requiere hallar el peso total de la misma, tomando cada uno de los pesos de los elementos diseñados incluidos los pesos de las losas.

De esta manera determinamos los pesos por piso de toda la estructura, multiplicando los pesos de cada uno de sus elementos estructurales por la cantidad que existe por planta y por la luz, la carga de la losa no es más que la multiplicación del área por el peso que se calculó, para luego de ello entrar al cálculo de las fuerzas horizontales que se tiene por piso.

Siguiendo con el procedimiento una vez que se tiene el peso total de la estructura se procede a calcular el cortante basal del edificio con la fórmula 1.1 descrita en el capítulo I y con los valores antes mencionados, entonces con este valor ya se pueden calcular cada una de las fuerzas horizontales distribuidas de acuerdo al cortante determinado.

Piso 1				Piso 2			
Carga muerta				Carga muerta			
Columnas	C1	2.152,28	Kg	Columnas	C2	1.702,83	Kg
Vigas	V A-B,1	941,62	Kg	Vigas	V A-B,1	941,62	Kg
	V A-B,2	576,98	Kg		V A-B,2	576,98	Kg
	V 1-2,A	160,37	Kg		V 1-2,A	160,37	Kg
	V 1-2,B	338,67	Kg		V 1-2,B	338,67	Kg
	V.Sec 1	1.734,49	Kg		V.Sec 1	1.734,49	Kg
Diagonales	luz menor	196,59	Kg	Diagonales	luz menor	196,59	Kg
	luz mayor	227,82	Kg		luz mayor	227,82	Kg
Losa		27.600	Kg	Losa		27.600	Kg
	Σ	33.928,81	Kg		Σ	33.479,35	Kg
Carga Viva	32.000	kg		Carga Viva	32.000	kg	
Piso 3				Piso 4			
Carga Muerta				Carga muerta			

Columnas	C3	1.702,83	Kg	Columnas	C4	2.456,13	Kg
Vigas	V A-B,1	941,62	Kg	Vigas	VC A-B,1	941,62	Kg
	V A-B,2	576,98	Kg		VC A-B,2	699,62	Kg
	V 1-2,A	160,37	Kg		VC 1-2,A	160,37	Kg
	V 1-2,B	338,67	Kg		VC 1-2,B	338,67	Kg
	V.Sec 1	1734,49	Kg		V.Sec 2	2101,64	Kg
Diagonales	luz menor	196,59	Kg	Diagonales	luz menor	196,59	Kg
	luz mayor	227,82	Kg		luz mayor	227,82	Kg
Losa		27.600	Kg	Losa		27.600	Kg
	Σ	33.479,36	Kg		Σ	34.722,46	Kg
Carga Viva	32.000	kg		Carga Viva	78.400	kg	

Tabla 3.42: Peso de la estructura por piso con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

Piso	Carga viva	Carga muerta
1	32.000	33.928,81
2	32.000	33.479,36
3	32.000	33.479,36
4	78.400	34.722,46
Σ	174.400	135.609,98

Tabla 3.43: Resumen de pesos de la estructura por pisos, con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

CORTANTE BASAL
V= 7268,62 kg

Tabla 3.44: Cálculo del cortante basal con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.

Mediante la resolución para hallar la distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales explicada en el capítulo I, se procede a determinar mediante la fórmula 1.6 cada una de las fuerzas aplicadas horizontalmente en cada piso como se muestra en la tabla 3.45

Piso	W	h	h^k	$h^k \cdot W$	$Wh^k / \sum Wh^k$	V	Fuerzas	30%
4	34.722,46	12,8	12,8	444.447,47	0,41	14.713,68	6.006,73	1.802,02
3	33.479,36	9,6	9,6	321.401,84	0,29	14.713,68	4.343,76	1.303,13
2	33.479,36	6,4	6,4	214.267,89	0,20	14.713,68	2.895,84	868,75
1	33.928,81	3,2	3,2	108.572,18	0,099	14.713,68	1.467,36	440,21
			Σ	1.088.689,38		Σ	14.713,68	

Tabla 3.45: Determinación de las fuerzas horizontales en la estructura con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor

De esta manera se procede a la determinación de las fuerzas del pórtico, quedando definido de la siguiente manera, ya incluidas las cargas que trabajan en él. Como se explicó anteriormente se realizará el diseño de un pórtico de la última planta trabajando como carga lateral la que corresponde al mismo y en las fuerzas verticales trabajan de igual manera las solicitaciones de la planta de cubierta.

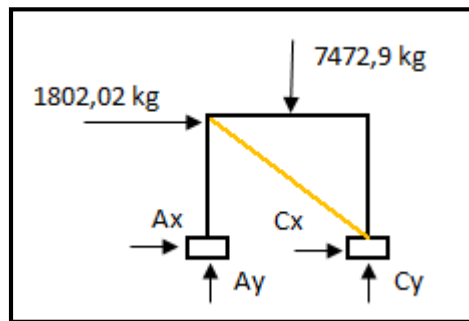


Imagen 3.24: Pórtico para resolución de carga última de diagonales a compresión, edificación arriostrada

Fuente: El autor

Entonces para la determinación de la carga última con la que actúa la diagonal se procede a la resolución del pórtico como se muestra en las siguientes tablas.

$\Sigma F_x=0$				
	1802,02	+Ax	+Cx =	0
	①	Ax	+Cx =	-1802,02
$\Sigma F_y=0$				
	-7472,9	+Ay	+Cy =	0
	②	Ay	+Cy =	7472,9
$\Sigma MA=0$				
1802,02 * 3,2 +	7472,9 * 2,5	-Cx(5)	-Cy(5) =	0
	24448,71	-5Cx	-5Cy =	0
		-5Cx	-5Cy =	-24448,71
		Cx	+Cy =	4889,74
	③	Cx= 4889,74	-Cy	
$\Sigma MC=0$				
1802,02 * 3,2	-7472,9 * 2,5	-Ax(5)	+Ay(5)=	0
	-12915,8	-5Ax	+5Ay=	0
		-5Ax	+5Ay=	12915,79
		Ax	-Ay=	-2583,16
	④	Ax= Ay	-2583,16	

Tabla 3.46: Cálculo de ecuaciones para hallar las reacciones del pórtico, diseño de diagonales a compresión.

Fuente: El autor

Reemplazando las ecuaciones ③ y ④ en ①			
Ay	-2583,16 + 4889,74	-Cy =	-1802,02
Ay	-Cy	2306,59 =	-1802,02
⑤	Ay	-Cy =	-4108,61
Resolviendo las ecuaciones ② y ⑤			
	Ay	+Cy =	7472,9
	Ay	-Cy =	-4108,61
2	Ay	//	3364,29
		Ay =	1682,15
Reemplazando el valor de Ay en la ecuación ②			
	1682,15	+Cy =	7472,9
		+Cy =	5790,75
Reemplazando el valor de Cy en la ecuación ③			
	Cx=	4889,74 - 5790,75	
	Cx=	-901,01	
Reemplazando el valor de Cx en la ecuación ①			
	Ax	-901,01 =	-1802,02
	Ax =	-901,01	

Tabla 3.47: Cálculo de reacciones del pórtico, diseño de diagonales a compresión.

Fuente: El autor

Resolviendo por el método de los nodos comenzando por el nudo C

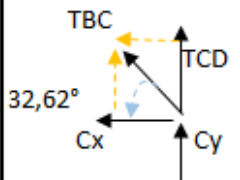
	$\Sigma F_x = 0$ $-Cx - TBC \cdot \cos 32,62 = 0$ $-Cx - TBC \cdot 0,84 = 0$ $-901,01 - TBC \cdot 0,84 = 0$ $-TBC = 1069,75$
---	--

Tabla 3.48: Cálculo de la carga última de las diagonales con diseño a compresión.

Fuente: El autor

Entonces para la comprobación de las diagonales a compresión se realiza el mismo procedimiento que se ha venido realizando en las columnas de tal manera que primero se determinó su eje neutro, sus inercias en ambos sentidos, sus radios de giro y su momento plástico y elástico, al igual que en los diseños anteriores para realizar el cálculo de manera rápida se divide la viga en figuras, teniendo esta vez 4 de ellas como se muestra a continuación en la imagen 3.25.

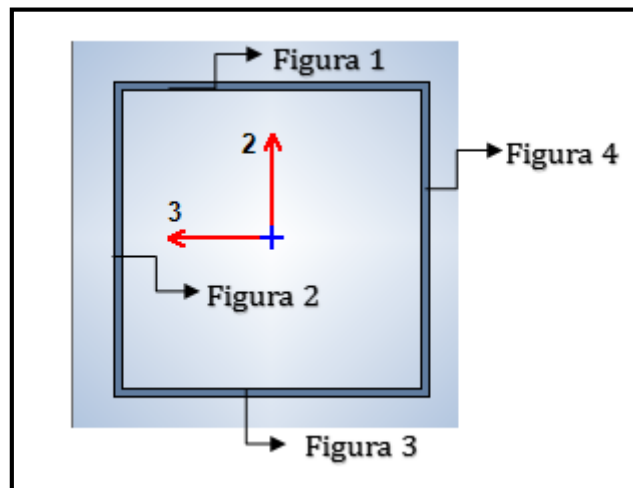


Imagen 3.25: Diagonal, edificación con arriostramiento, figuras para cálculos.

Fuente: El autor.

Siguiendo con el proceso planteado se calculan los valores mencionados.

Determinación del eje neutro					
Fig.	A	x	y	A.x	A.y
1	3	5	5	15	15
2	2,82	5	5	14,1	14,1
3	3	5	5	15	15
4	2,82	5	5	14,1	14,1
Σ	11,64			58,2	58,2

$$\bar{x} = 5$$

$$\bar{y} = 5 \quad \text{E.N}$$

Tabla 3.49: Determinación del eje neutro, diagonales, edificación con arriostramiento.

Fuente: El Autor.

Determinación de la inercia en "x"					
Fig.	A	D	A.d ²	I=b*h ³ /12	(b*h ³)/12 + Ad ²
1	3	4,85	70,57	0,023	70,59
2	2,82	0	0	20,77	20,77
3	3	4,85	70,57	0,023	70,59
4	2,82	0	0	20,77	20,77
Ix= 182,71 cm ⁴					
rx= 3,96 cm					

Tabla 3.50: Determinación de inercia en "X", diagonales, edificación con arriostramiento.

Fuente: El Autor.

Determinación de la inercia en "y"					
Fig.	A	D	A.d ²	I=b*h ³ /12	(b*h ³)/12 + Ad ²
1	3	0	0	25	25
2	2,82	4,85	66,33	0,021	66,36
3	3	0	0	25	25
4	2,82	4,85	66,33	0,021	66,36
Ix= 182,71 cm ⁴					
rx= 3,96 cm					

Tabla 3.51: Determinación de inercia en "Y", diagonales, edificación con arriostramiento.

Fuente: El Autor

Determinación del módulo plástico y módulo elástico				
Fig.	A	D	A.D	
1	3	4,85	15	a1= 3,64 cm
2	1,41	2,35	3,3	a= 7,28 cm
3	1,41	2,35	3,3	Ag= 11,64 cm ²
Σ	5,82		21	c= 5 cm
z= 42,35 cm ³				
Sx= 36,54 cm ³				
Mp= 107.155,62 kg.cm				
My= 92.450,86 kg.cm				

Tabla 3.52: Determinación del módulo elástico y módulo plástico, diagonales, edificación con arriostramiento.

Fuente: El Autor

Siguiendo con el diseño planteado se procede a la comprobación de los elementos de la diagonal determinando que estos sean compactos en la estructura, también se analizó esbeltez procurando que siempre cumpla con no ser un elemento esbelto, y hallando como último la carga nominal con la que trabaja la diagonal.

Determinación de elementos Compactos-No compactos-Esbeltos			
Patín	$\lambda=b/tf$ 31,33	$\lambda_p=1,4*VE/fy$ 40,33	COMPACTO
Alma	$\lambda=h/tw$ 31,33	$\lambda_p=1,4*VE/fy$ 40,33	COMPACTO

Tabla 3.53: Determinación de elementos compactos, diagonales, edificación con arriostramiento.

Fuente: El Autor.

Determinación de esbeltez			
KL/ry	97,39	no esbelto	
KL/rx	97,39	no esbelto	
kl/r max	97,39		
$4,71VE/fy$	135,70		
fe	2.185,06	kg/cm ²	
fcr	1.558,30	kg/cm ²	
ΦPn	16.324,76	kg	SOPORTA

Tabla 3.54: Determinación de esbeltez, diagonales, edificación con arriostramiento.

Fuente: El Autor

Entonces se compara la carga nominal con la carga última hallada a compresión de las diagonales verificando que la misma cumpla.

Diagonal
$\Phi Pn > Pu$
$16.324,76 > 1.069,75 \text{ kg}$ Cumple

Tabla 3.55: Comprobación, diagonales a compresión, edificación arriostrada.

Fuente: El autor

Entonces podemos verificar que la diagonal planteada a compresión cumple para el diseño.

Ahora de la misma manera se realiza el diseño a tensión de las diagonales y el pórtico con el que se trabajara ahora es el siguiente:

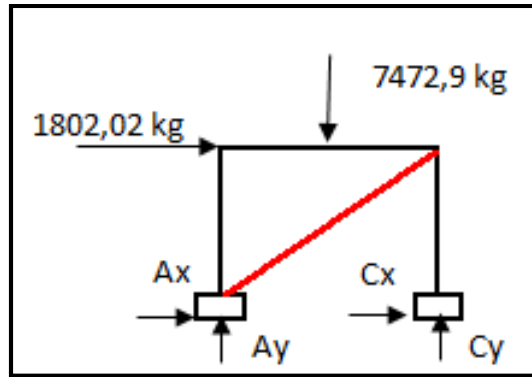


Imagen 3.26: Pórtico para resolución de carga última de diagonales a tensión, edificación arriostrada

Fuente: El autor

$\Sigma F_x=0$			
1802,02	+Ax	+Cx = 0	
①	Ax	+Cx = -1802,02	
$\Sigma F_y=0$			
-7472,9	+Ay	+Cy = 0	
②	Ay	+Cy = 7472,9	
$\Sigma M_A=0$			
1802,02 * 3,2 + 7472,9 * 2,5	-Cx(5)	-Cy(5) = 0	
24448,71	-5Cx	-5Cy = 0	
	-5Cx	-5Cy = -24448,71	
	Cx	+Cy = 4889,74	
③	Cx= 4889,74	-Cy	
$\Sigma M_C=0$			
1802,02 * 3,2	-7472,9 * 2,5	-Ax(5)	+Ay(5) = 0
-12915,8	-5Ax	+5Ay = 0	
	-5Ax	+5Ay = 12915,79	
	Ax	-Ay = -2583,16	
④	Ax= Ay	-2583,16	

Tabla 3.56: Cálculo de ecuaciones para hallar las reacciones del pórtico, diseño de diagonales a tensión.

Fuente: El autor

Reemplazando las ecuaciones ③ y ④ en ①		
	$Ay - 2583,16 + 4889,74 - Cy = -1802,02$	
	$Ay - Cy + 2306,59 = -1802,02$	
⑤	$Ay - Cy = -4108,61$	
Resolviendo las ecuaciones ② y ⑤		
1	$Ay + Cy = 7472,9$	
1	$Ay - Cy = -4108,61$	
2	$Ay // 3364,29$	
	$Ay = 1682,15$	
Reemplazando el valor de Ay en la ecuación ②		
	$1682,15 + Cy = 7472,9$	
	$+Cy = 5790,75$	
Reemplazando el valor de Cy en la ecuación ③		
	$Cx = 4889,74 - 5790,75$	
	$Cx = -901,01$	
Reemplazando el valor de Cx en la ecuación ①		
	$Ax - 901,01 = -1802,02$	
	$Ax = -901,01$	

Tabla 3.57: Cálculo de reacciones del pórtico, diseño de diagonales a tensión.

Fuente: El autor

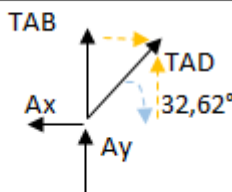
Resolviendo por el método de los nodos comenzando por el nudo A	
	$\Sigma F_x = 0$ $-Ax + TAD \cdot \cos 32 = 0$ $-Ax + TAD \cdot 0,84 = 0$ $-901,01 + TAD \cdot 0,84 = 0$ $+TAD = 1069,75$

Tabla 3.58: Cálculo de la carga última de las diagonales con diseño a tensión.

Fuente: El autor

Entonces en este caso desarrollamos el diseño a tensión analizando la fuerza nominal a fluencia y a rotura, determinando en este caso el área de la diagonal con la que se puede llegar a trabajar, obteniendo los siguientes valores:

FLUENCIA	
$\Phi P_n = \Phi f_y$	A_g
1069,75 =	2530 0,9 A_g
$A_g = 0,47$	cm^2
ROTURA	
$\Phi P_n = \Phi f_u$	A_g
1069,75 =	4030 0,75 A_g
$A_g = 0,35$	cm^2

Tabla 3.59: Cálculo del área de diagonales con diseño a tensión.

Fuente: El autor

Entonces el área con la que se llega a trabajar es con la mayor de ellas, en este caso es del diseño a fluencia entonces el área mínima que pueden tener las diagonales es de 0,47 cm^2 , entonces teniendo un área de la diagonal planteada de 11,64 cm^2 es más que suficiente para determinar que cumple también a tensión.

De tal manera queda definido el diseño de una estructura con pórticos arriostrados, determinando que cada uno de sus elementos estructurales cumplan con las sollicitaciones de diseño para que así se tenga un buen comportamiento de la estructura.

Luego de terminar con el cálculo completo de la estructura se modelaron cada uno de los elementos en el programa ETABS.

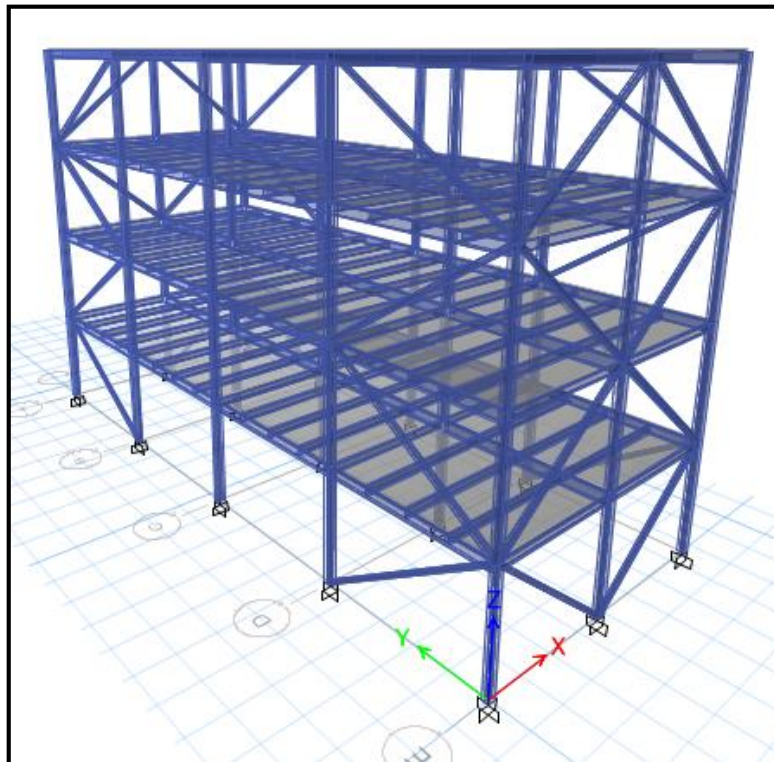


Imagen 3.27: Edificación con pórticos arriostrados modelo matemático.

Fuente: El autor.

CAPITULO IV: EVALUACION ECONOMICA Y TECNICA

4.1. Generalidades

Para obtener un buen diseño de una estructura se debe tomar en cuenta los factores más importantes para su desempeño que es la eficiencia de la edificación ligada a la seguridad que la misma brinda a la sociedad, tomando mucho en cuenta de la misma manera el aspecto económico para los costos de construcción, para llegar a determinar cuál de los sistemas y modelos antes planteados es el adecuado.

Lo que se requiere también es analizar las edificaciones ya sea con o sin arriostramientos laterales aplicando los criterios de diseño de la Norma Ecuatoriana de la Construcción ya que nos encontramos en un país donde la amenaza sísmica es grande, de forma que se debe tomar las precauciones necesarias para obtener edificaciones seguras y económicas.

Se cumple con la revisión de nudos rígidos tanto en el eje "X" como en el eje "Y", y posteriormente se analiza cada una de las estructuras, definiendo costos, pesos y su desplazamiento respectivo.

De esta manera se evalúa cuál de los diseños planteados es el idóneo para emplazarlo en la ciudad de Azogues, de manera que no se aumenten los costos y tenga un adecuado comportamiento estructural.

4.2. Diseños según la NEC (2014)

4.2.1. Edificación con pórticos resistentes a momento

Los criterios definidos según la NEC para estructuras con pórticos especiales a momento son los siguientes:

1. Criterio de longitud efectiva K

Las resistencias axiales requeridas a compresión y a tensión, consideradas sin la aplicación de momento flector alguno, deben ser determinadas usando las combinaciones de carga estipuladas en la presente Norma. La contribución de los momentos flectores se ignora ya que generalmente los momentos son máximos en los extremos de la columna y típicamente están en doble curvatura por lo que su contribución al pandeo de la columna no es tan importante como en el caso de columnas sujetas a curvatura simple. Este método de despreciar los momentos flectores y utilizar un valor de $K = 1.0$ da como resultado un diseño conservador. (NEC Estructuras de Acero, 2014, p. 35)

El criterio anterior se refiere a que la longitud efectiva para las columnas con pórticos resistentes a momento tomen un valor arbitrario de 1 ya que y no aquel que se considera del nomograma para pórticos sin restricción lateral, ya que como se puede observar en el diseño son valores mayores a 1 los que se calculan entonces se supone el valor de la longitud efectiva como 1 resultando un diseño conservador como dice la norma.

2. Criterio de Columna fuerte viga débil

Como se indicó en el capítulo I, para cumplir con dicha solicitud nos dice que la sumatoria de los momentos plásticos de las columnas sobre la sumatoria de los momentos plásticos de las vigas debe ser mayor que 1. Entonces este criterio debe ser cumplido en ambos sentidos, tanto “X” como “Y” dependiendo del tipo de viga que le llega, pues como se identificó existen diversos tipos de vigas, a continuación se demuestra el diseño con el cumplimiento del criterio, utilizando los momentos plásticos hallados en el diseño de las columnas y las vigas.

Piso 1	
Eje X-X	Eje Y-Y
$\frac{\Sigma Mc}{\Sigma Mv} \geq 1$	$\frac{\Sigma Mc}{\Sigma Mv} \geq 1$
$\frac{3.915.149,7}{2.046.770} \geq 1$	$\frac{2.387.687,5}{650.027,84} \geq 1$
1,91 ≥ 1 Cumple	3,67 ≥ 1 Cumple
Piso 2	
Eje X-X	Eje Y-Y
$\frac{3.504.429,5}{2.046.770} \geq 1$	$\frac{2.090.412,5}{650.027,84} \geq 1$
1,71 ≥ 1 Cumple	3,22 ≥ 1 Cumple
Piso 3	
Eje X-X	Eje Y-Y
$\frac{6.037.298,52}{2.046.770} \geq 1$	$\frac{3.794.367,5}{650.027,84} \geq 1$
2,22 ≥ 1 Cumple	4,29 ≥ 1 Cumple
Piso 4	
Eje X-X	Eje Y-Y
$\frac{4.318.543,02}{2.784.892,44} \geq 1$	$\frac{2.785.530}{650.027,84} \geq 1$
1,01 ≥ 1 Cumple	2,74 ≥ 1 Cumple

Tabla 4.1: Desarrollo del criterio de columna fuerte-viga débil por piso con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor

Para hacer cumplir este criterio se tomó en cuenta que las columnas deben aumentar su tamaño para cumplir con las solicitudes planteadas en la Norma Ecuatoriana de la

Construcción, verificando que las mismas varían en sus dimensiones de la última planta cambio de las dimensiones, quedando definidas de la siguiente manera.

Columna 1

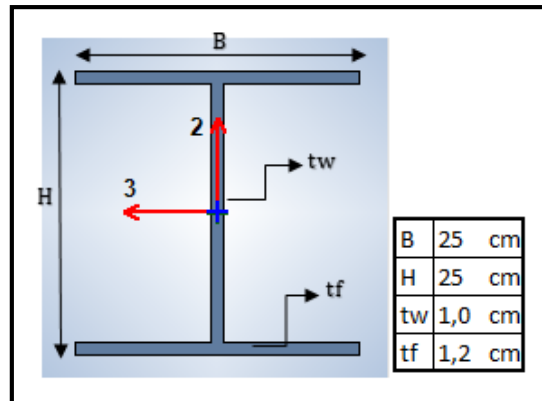


Imagen 4.1: Dimensiones, Columna 1 con pórticos resistentes a momento diseñados con la NEC.

Fuente: El autor.

Columna 2

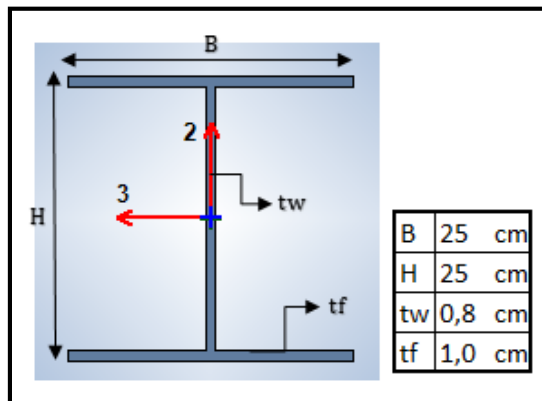


Imagen 4.2: Dimensiones, Columna 2 con pórticos resistentes a momento diseñados con la NEC.

Fuente: El autor.

Columna 3

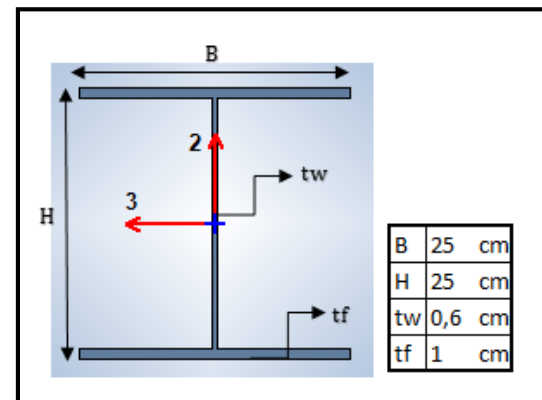


Imagen 4.3: Dimensiones, Columna 3 con pórticos resistentes a momento diseñados con la NEC.

Fuente: El autor.

Columna 4

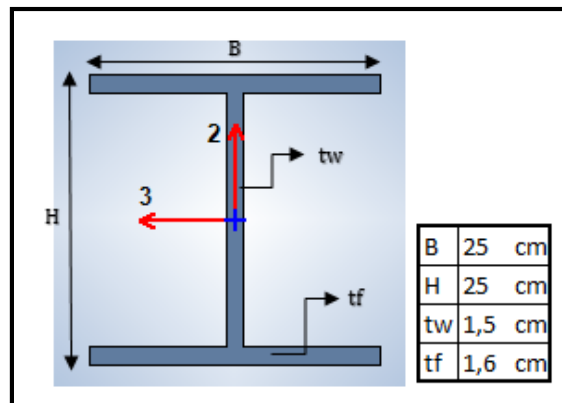


Imagen 4.4: Dimensiones, Columna 4 con pórticos resistentes a momento diseñados con la NEC.

Fuente: El autor.

Entonces así quedan definidas las columnas del diseño incluyendo los criterios estipulados en la NEC.

Para llegar a cumplir con este criterio se rotaron los ejes de las columnas para disminuir las secciones y peso.

Como podemos observar la columna 4 perteneciente a la última planta en relación a las demás es una columna fuerte pues sus espesores varían bastante en relación a las de las plantas inferiores y tanto estéticamente como matemáticamente no es recomendable dejar el diseño de esta manera, razón por la cual la última columna se transmite a las demás plantas es decir tendremos un solo tipo de columnas con las dimensiones de aquella de la última planta.

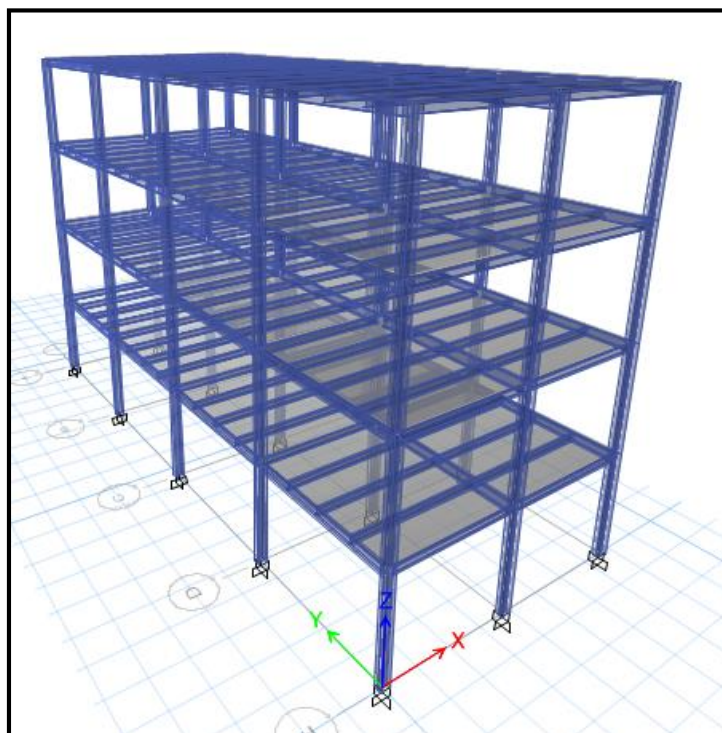


Imagen 4.5: Edificación con pórticos resistentes a momento diseñada con los criterios de la NEC.

Fuente: El autor.

4.2.2. Edificación con pórticos arriostrados

En este caso para el diseño con pórticos que incluyen diagonales rigidizadoras tenemos un solo criterio a evaluar que es aquel de columna fuerte-viga débil, ya que el criterio de longitud efectiva se utilizan los mismos obtenidos del nomograma ya que estos valores nunca toman un valor superior a 1.

1. Criterio de Columna fuerte viga débil

Entonces de igual manera se procede al cálculo del criterio tomando de la misma manera los momentos plásticos de las columnas en ambos sentidos para los momentos plásticos de las vigas que le corresponde a cada eje. Al igual como se indicó anteriormente este criterio se basa en que estos momentos de las columnas divididos para los momentos de las vigas den siempre un valor mayor o igual que 1 como lo indica la norma

Piso 1	
Eje X-X	Eje Y-Y
$\frac{\Sigma M_c}{\Sigma M_v} \geq 1$	$\frac{\Sigma M_c}{\Sigma M_v} \geq 1$
$\frac{3.915.149,7}{2.046.770} \geq 1$	$\frac{2.387.687,5}{650.027,84} \geq 1$
1,91 ≥ 1 Cumple	3,67 ≥ 1 Cumple
Piso 2	
Eje X-X	Eje Y-Y
$\frac{3.504.429,5}{2.046.770} \geq 1$	$\frac{2.090.412,5}{650.027,84} \geq 1$
1,71 ≥ 1 Cumple	3,22 ≥ 1 Cumple
Piso 3	
Eje X-X	Eje Y-Y
$\frac{6.037.298,52}{2.046.770} \geq 1$	$\frac{3.794.367,5}{650.027,84} \geq 1$
2,22 ≥ 1 Cumple	4,29 ≥ 1 Cumple
Piso 4	
Eje X-X	Eje Y-Y
$\frac{4.318.543,02}{2.784.892,44} \geq 1$	$\frac{2.785.530}{650.027,84} \geq 1$
1,01 ≥ 1 Cumple	2,74 ≥ 1 Cumple

Tabla 4.2: Desarrollo del criterio de columna fuerte-viga débil por piso con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor

De la misma manera para que el criterio de por cumplido se tuvo que aumentar las secciones de las columnas. Como para ambos diseños las vigas obtenidas son las mismas entonces los momentos plásticos de estas no varían, de tal manera que las columnas con las que llega a cumplir este diseño, independientemente de que tenga diagonales que restringen su movimiento lateral, son las mismas evaluadas en el diseño con pórticos resistentes a momento evaluado con los criterios de la NEC.

Al igual que en el diseño anterior, si contamos con las mismas dimensiones de columnas, entonces la columna de la última planta serán ocupadas para las columnas de las plantas inferiores.

A continuación se darán a conocer en las siguientes imágenes las dimensiones de las columnas, que como se ha indicado anteriormente son las mismas evaluadas en el diseño anterior.

Columna 1

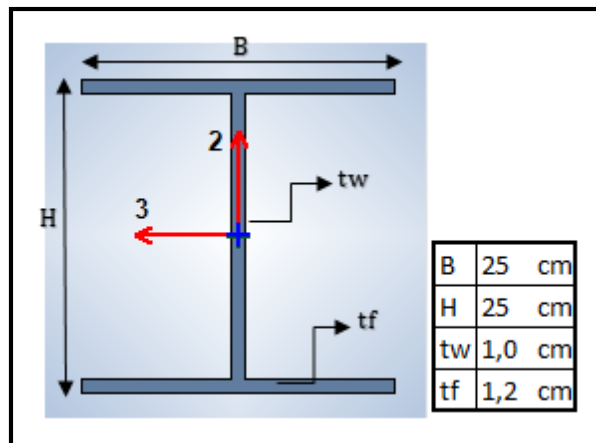


Imagen 4.6: Dimensiones, Columna 1 con pórticos arriostrados diseñados con la NEC.

Fuente: El autor.

Columna 2

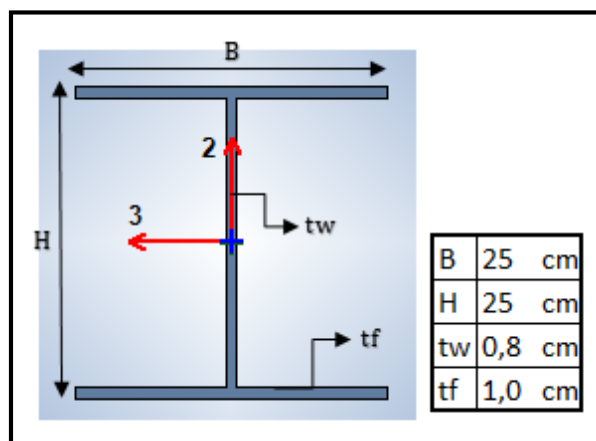


Imagen 4.7: Dimensiones, Columna 2 con pórticos arriostrados diseñados con la NEC.

Fuente: El autor.

Columna 3

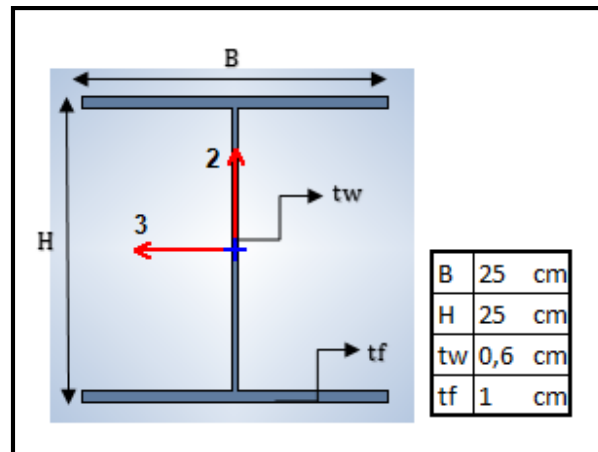


Imagen 4.8: Dimensiones, Columna 3 con pórticos arriostrados diseñados con la NEC.

Fuente: El autor.

Columna 4

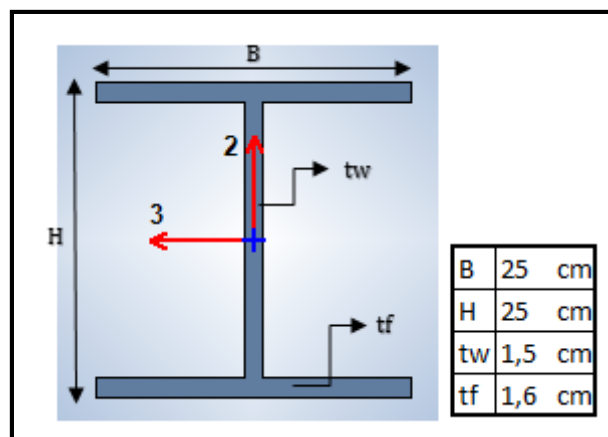


Imagen 4.9: Dimensiones, Columna 4 con pórticos arriostrados diseñados con la NEC.

Fuente: El autor.

De igual manera los ejes de las columnas fueron rotados de tal manera que se reduzcan las secciones de las vigas y por ende su peso, llegando a cumplir con el criterio de columna fuerte-viga débil.

A pesar de esto, algunas columnas del pórtico arriostrado diseñado con la NEC si varían en forma representativa con el modelo matemático analizado, al cumplir con el criterio de columna fuerte-viga débil.

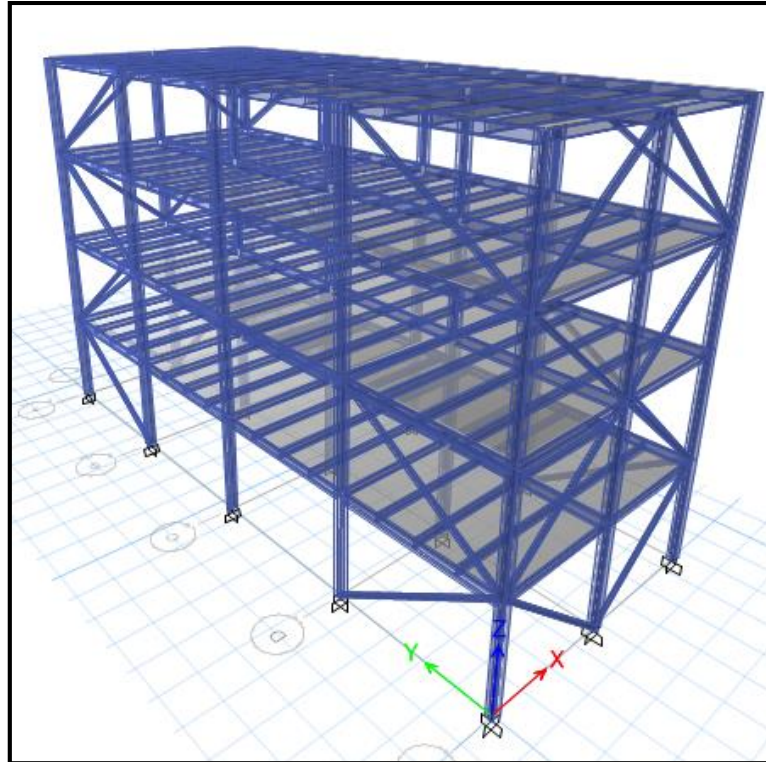


Imagen 4.10: Edificación con pórticos arriostrados diseñada con los criterios de la NEC.

Fuente: El autor.

4.3. Pesos y desplazamientos de los diseños

Generalidades

En este proyecto investigativo tenemos 4 diseños a analizar, de los cuales 2 son simplemente el modelo matemático estipulado en los capítulos II y III, y los otros 2 son diseños tomando en cuenta los criterios de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, cada uno de ellos con y sin arriostramiento lateral.

Modelos con pórticos resistentes a momento

Ahora analizaremos los modelos de la edificación con pórticos resistentes a momento una de las cuales es el modelo matemático sin considerar las condiciones planteadas en la NEC para el diseño.

Pesos de las estructuras

Piso	Carga muerta
1	6.458,30 kg
2	6.458,30 kg
3	6.276,30 kg
4	6.766,10 kg
Σ	25.959 kg

Tabla 4.3: Peso de la estructura con pórticos resistentes a momento, modelo matemático.

Fuente: El autor.

Piso	Carga muerta
4	8.700,78 kg
3	8.210,98 kg
2	8.210,98 kg
1	8.210,98 kg
Σ	33.333,73 kg

Tabla 4.4: Peso de la estructura con pórticos resistentes a momento, modelo con NEC.

Fuente: El autor.

Como podemos observar existe un aumento de peso, lo que quiere decir que la estructura con pórticos resistentes a momento con el modelo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción resulta utilizar mayor cantidad de material y por ende sus costos también se elevan.

Desplazamientos de las estructuras

Se va a considerar los desplazamientos máximos de la estructura, considerando el desplazamiento de un nodo de la última planta.

Según la NEC 2014 Peligro sísmico diseño sismorresistente nos indica que el valor de desplazamiento máximo que se puede tener en una estructura es de $0.2H$ siendo H la altura total de la edificación.

Para estos diseños el valor de desplazamiento máximo de la estructura debe ser siempre menor a 2.56cm, nunca debe sobrepasar este valor para obtener una estructura eficiente y funcional.

Entonces se revisa los desplazamientos tanto en el sentido "X" como en el sentido "Y" considerado el de la última planta.

Los siguientes valores fueron obtenidos del programa ETABS con la edificación correspondiente a cada caso, y se analizan los 2 tipos de estructuras, con secciones del modelo matemático y secciones del diseño con la NEC.

Desplazamiento con el modelo matemático	
Desplazamiento en X	2.36 cm
Desplazamiento en Y	1.88 cm

Tabla 4.5: Desplazamientos, estructura con pórticos resistentes a momento, modelo matemático.

Fuente: El autor.

Desplazamiento de modelo con NEC	
Desplazamiento en X	2.22 cm
Desplazamiento en Y	1.71 cm

Tabla 4.6: Desplazamientos, estructura con pórticos resistentes a momento, modelo con NEC.

Fuente: El autor.

Podemos identificar que en ambas edificaciones tanto la con el modelo matemático como el modelo con las especificaciones de la NEC cumplen con el desplazamiento de la estructura pues ninguno sobrepasa el valor máximo y entre ambos modelos existe una diferencia de los desplazamientos en ambos sentidos "X" y "Y", siendo el modelo matemático el que presenta más desplazamiento a comparación del modelo con la NEC.

Modelos con pórticos arriostrados

De la misma manera analizaremos los pesos y los desplazamientos cuando tenemos pórticos arriostrados, debemos tomar en cuenta que en este diseño se incluyen las diagonales rigidizadoras pero las columnas disminuyen como se indicó en el modelo matemático.

Pesos de las estructuras

Piso	Carga muerta
1	6.328,81 kg
2	5.879,36 kg
3	5.879,36 kg
4	7.122,46 kg
Σ	25.209,98 kg

Tabla 4.7: Peso de la estructura con pórticos arriostrados, modelo matemático.

Fuente: El autor.

Piso	Carga muerta
4	9.125,19 kg
3	8.635,39 kg
2	8.635,39 kg
1	8.635,39 kg
Σ	35.031,35 kg

Tabla 4.8: Peso de la estructura con pórticos arriostrados, modelo con NEC.

Fuente: El autor.

Entre ambos pesos de las estructuras tenemos un aumento de peso de la estructura, resultando más pesado de igual manera aquel diseño realizado con los criterios de la NEC, ya que sus columnas se incrementaron al momento de hacer cumplir el criterio de columna fuerte-viga débil entonces se supone que este es el modelo que debería ser realizado al momento de ponerlo en obra, pero si aumenta el peso significa que los costos de construcción serán elevados.

Desplazamientos de estructuras

El desplazamiento máximo en la estructura será de igual manera el valor de $0.2H$ y como la altura de las edificaciones es la misma el valor será considerado de 2,56 cm, el mismo que no debe ser sobrepasado.

Como ahora estamos trabajando con estructuras con pórticos arriostrados el desplazamiento en estas será mucho más pequeño a comparación con las estructuras con pórticos resistentes a momento, por lo que este diseño consta con diagonales que restringen el movimiento de la edificación.

Desplazamiento con el modelo matemático	
Desplazamiento en X	0.40 cm
Desplazamiento en Y	0.41 cm

Tabla 4.9: Desplazamientos, estructura con pórticos arriostrados, modelo matemático.

Fuente: El autor.

Desplazamiento de modelo con NEC	
Desplazamiento en X	0,36 cm

Desplazamiento en Y	0,35 cm
---------------------	---------

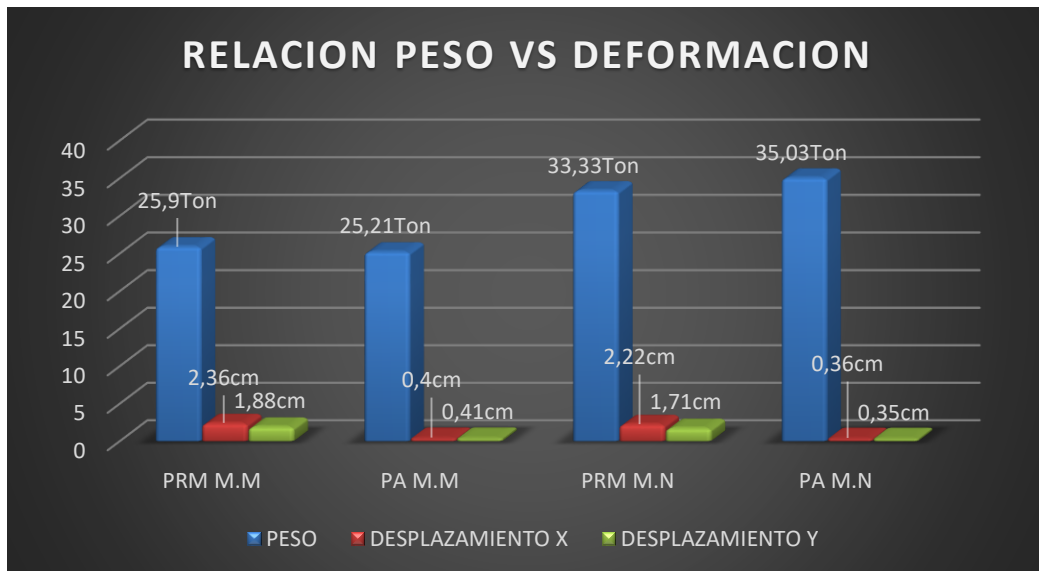
Tabla 4.10: Desplazamientos, estructura con pórticos arriostrados, modelo con NEC.

Fuente: El autor.

Se puede observar que con los pórticos arriostrados se tiene un desplazamiento mucho menor al desplazamiento máximo que puede tener toda la edificación, y de igual manera existe una variación entre los diseños ya sea solo con el modelo matemático y con el diseño incluyendo los diseños de la NEC tanto en el sentido “X” como en el sentido “Y”.

4.1. Comparación entre pesos y desplazamientos de los diseños

Ahora se realizará una comparación entre los diseños con pórticos resistentes a momento y con pórticos arriostrados, incluyendo sus 2 modelos, matemático y con la NEC, se analizarán las diferencias de los pesos con los que consta cada modelo, hallando los porcentajes de variación estos, para definir de tal manera cuál es el diseño más conveniente, para cumplir con los objetivos planteados, que en forma general es encontrar una solución, la misma que sea funcional y económica.



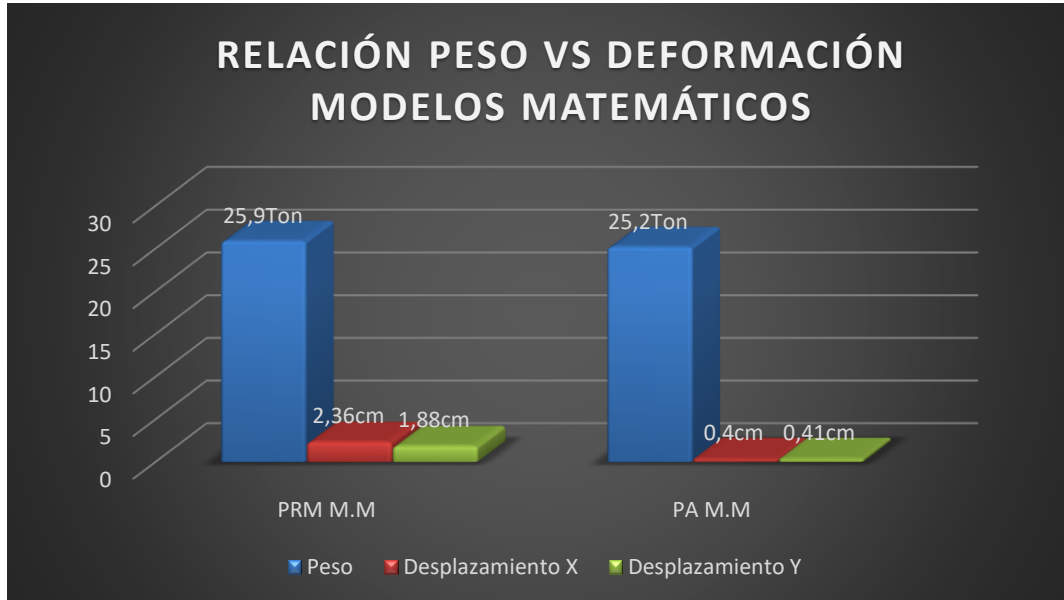
Gráfica 4.1: Relación entre peso vs deformación de todos los modelos de diseño.

Fuente: El autor.

Como se observa en el gráfico 4.1 presentado los modelos matemáticos de los diseños con pórticos resistentes a momento (PRM M.M) y con pórticos arriostrados (PA M.M) tienen un peso mucho menor en comparación con los modelos realizados con la NEC, (PRM M.N) y (PA M.N), demostrando de tal manera que si se quiere realizar dichos modelos, el más conveniente con relación al ahorro en costos de construcción es el modelo matemático pero de manera obligatoria se aplicarán aquellos que tengan incluidos todos los criterios relacionados con la Norma Ecuatoriana de la Construcción ya que nos encontramos en un país con alerta sísmica de tal manera que se debe cumplir con todas las especificaciones del diseño con la NEC.

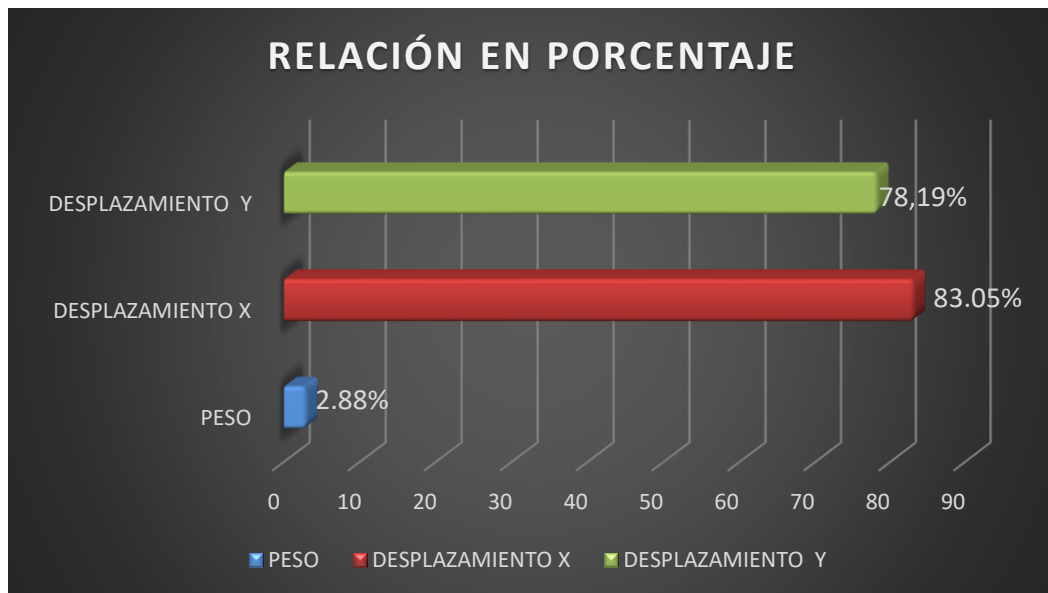
Con relación a los desplazamientos entre los modelos matemáticos y los modelos con la NEC no varían en gran magnitud, pero si se puede observar que existe variación entre un modelo u otro.

A continuación se indica las variaciones entre pesos y desplazamientos entre los modelos, ya sean los diseños con pórticos resistentes a momento como los pórticos arriostrados, de tal manera que se pueda indicar la variación que existe y se consiga tomar la mejor decisión para el emplazamiento del proyecto y que este resulte tener una estructura funcional.



Gráfica 4.2: Relación entre peso vs deformación entre los modelos matemáticos.

Fuente: El autor.



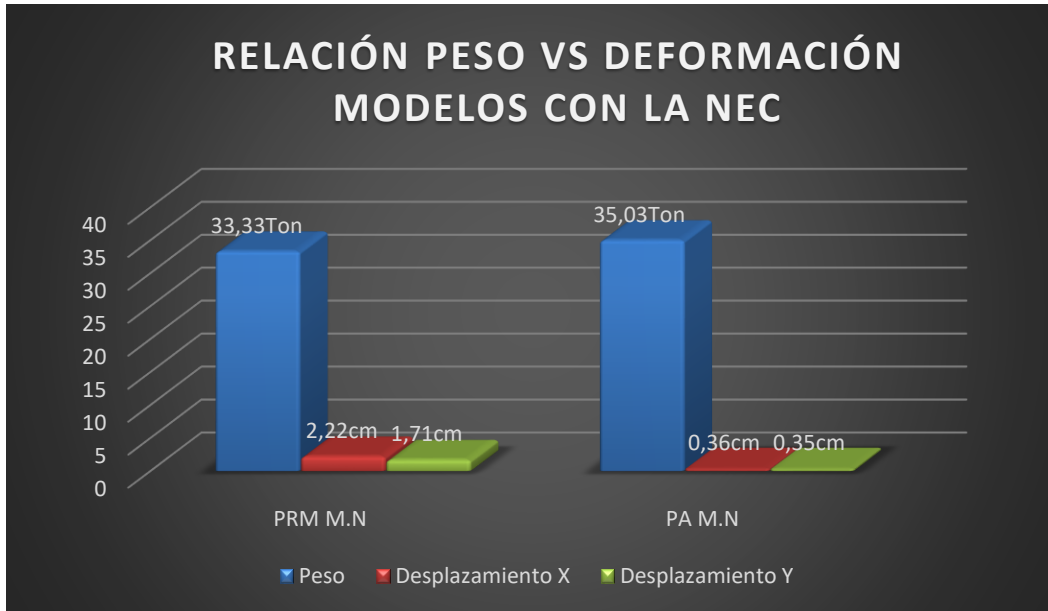
Gráfica 4.3: Relación de porcentaje entre los modelos matemáticos riostrados y no riostrados.

Fuente: El autor.

Como podemos observar según el gráfico 4.3 presentado entre ambos modelos matemáticos existe una variación de peso de disminución entre el diseño con pórticos resistentes a momento y con pórticos arriostrados de 2,88% definiendo que el diseño con arriostramiento presenta menos peso pues en este las columnas se reducen ya que no son las únicas encargadas de controlar los desplazamientos si no las diagonales

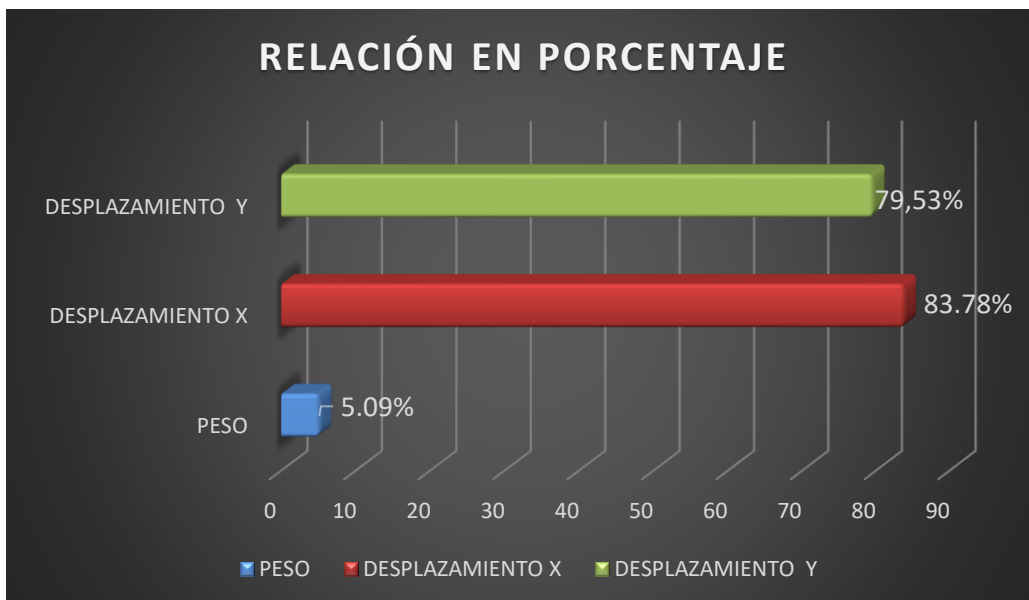
también ayudan a restringirlo, en relación a los desplazamientos provocados en “X” existe una variación de disminución del 83,05% resultando que la edificación que trabaja con pórticos arriostrados tiene menos desplazamiento al igual que en “Y” se considera una disminución de desplazamiento en un 78,19%.

De igual manera ahora se analizarán los diseños utilizando los modelos con la NEC de manera que se dé a conocer el resultado de los mismos.



Gráfica 4.4: Relación entre peso vs deformación entre los modelos con la NEC.

Fuente: El autor.



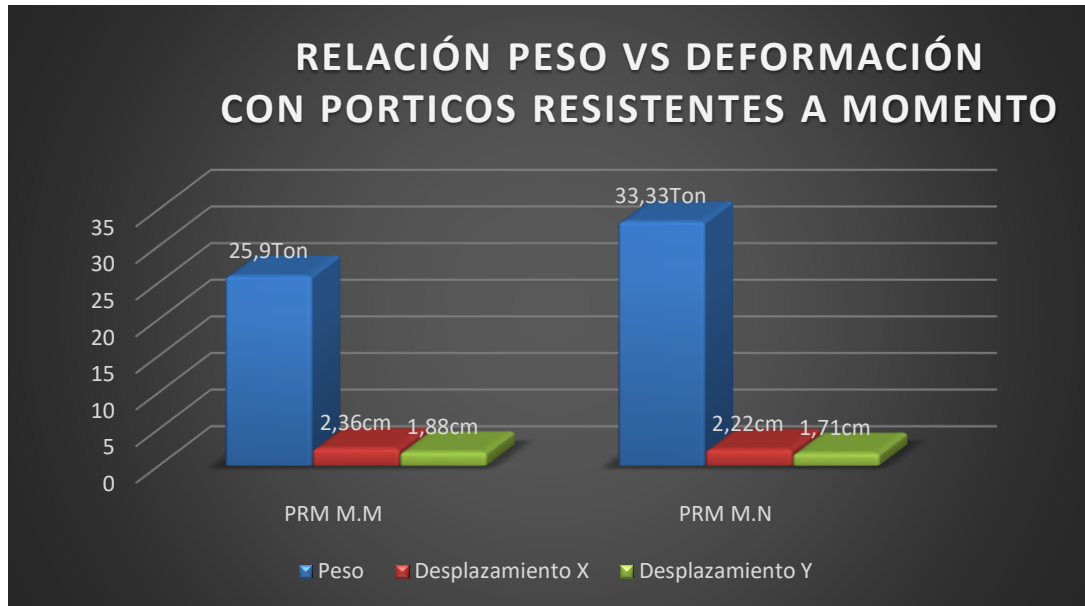
Gráfica 4.5: Relación de porcentaje entre los modelos con la NEC rriostros y no rriostros.

Fuente: El autor.

Si en el grafico 4.5 analizamos los pesos de las estructuras existe una variación de aumento del 5,09% en el diseño con arriostramiento lateral, pues como se indicó se analizaron los criterios de la NEC los cuales indicaron que debía haber un aumento

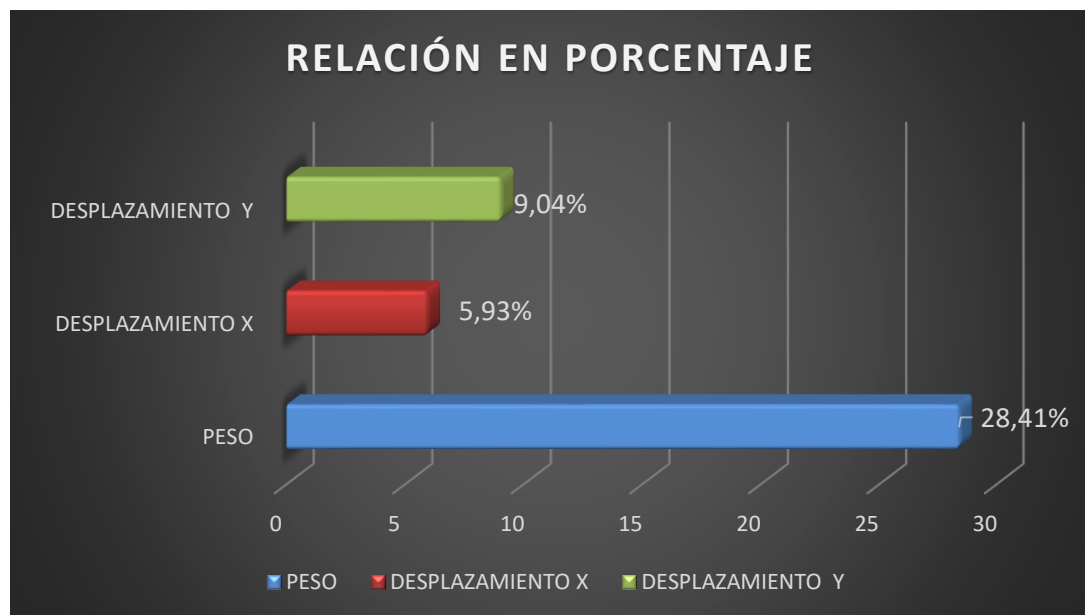
necesario de columnas para cumplir con todos los parámetros de manera que vigas y columnas en ambos diseños fueron los mismos pero en los pórticos arriostrados incluye las diagonales entonces por tal razón se determina el aumento. Haciendo la comparación entre los desplazamientos tanto en "X" como en "Y" tenemos una variación de disminución del 83,78% y 79,53% respectivamente, haciendo referencia a que la edificación con arriostramiento disminuye los desplazamientos máximos en la estructura.

Luego se analizaron ambos modelos con pórticos resistentes a momento determinando la variación que existe entre peso y desplazamientos.



Gráfica 4.6: Relación entre peso vs deformación entre diseños con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor.

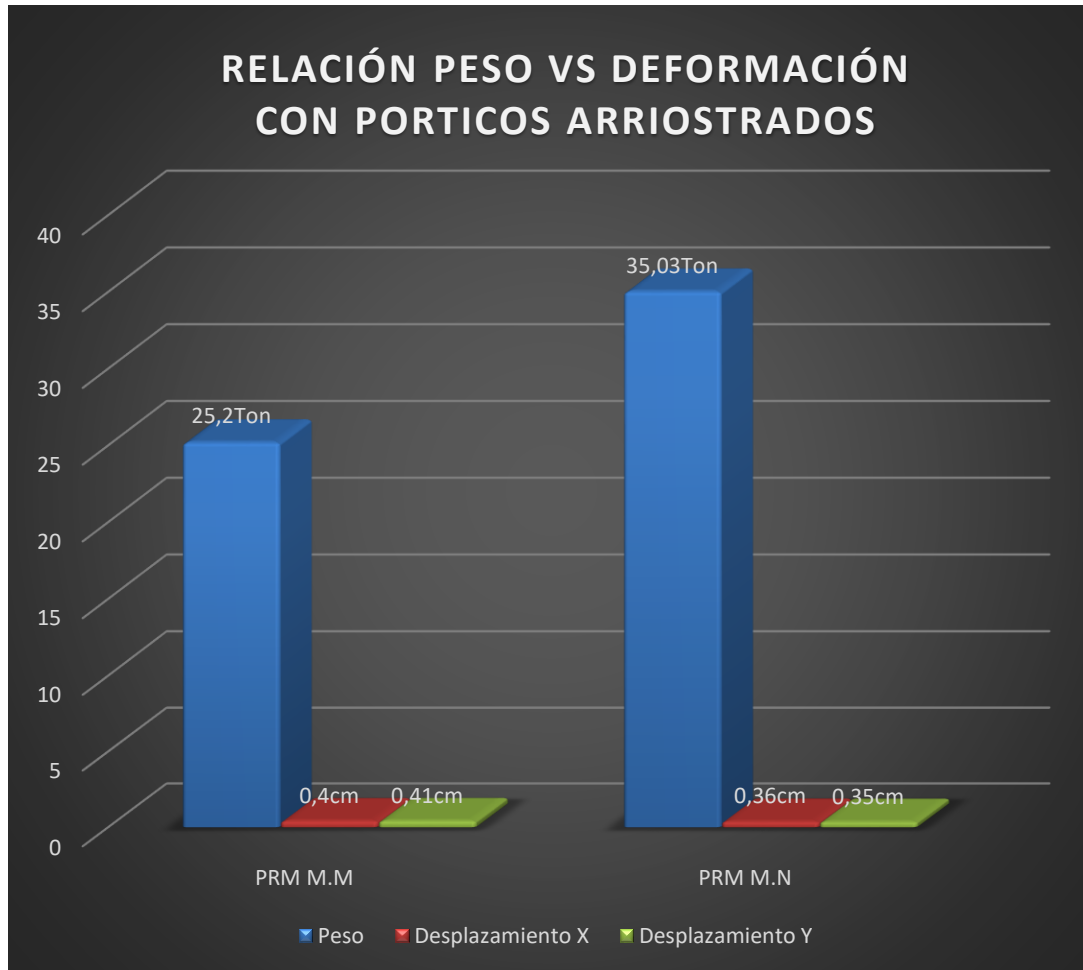


Gráfica 4.7: Relación de porcentaje entre los diseños con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor.

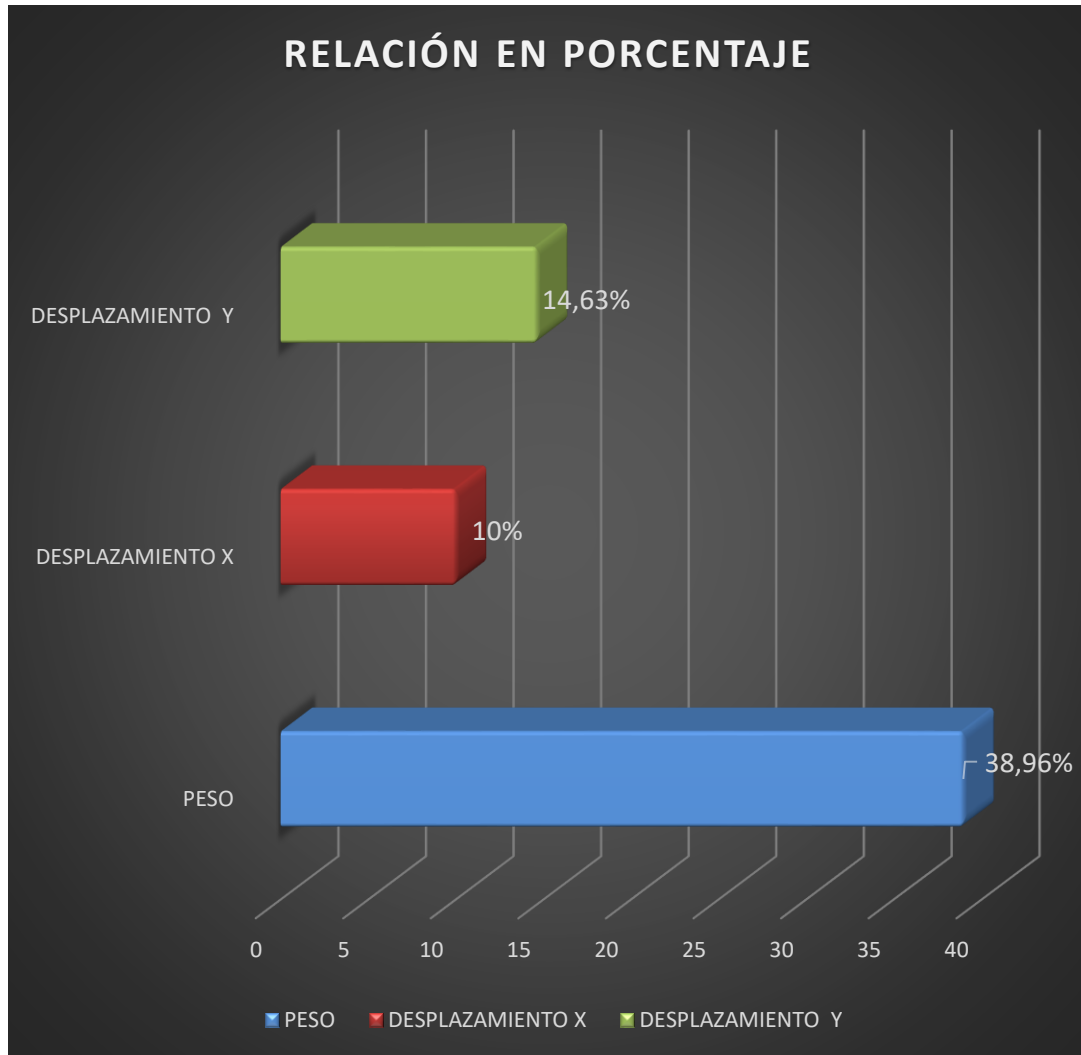
Ahora como se puede observar mediante el gráfico 4.7 nos indica que la variación de los pesos aumenta en un 28,41% cuando el pórtico es diseñado con el modelo de la NEC, los desplazamientos entre uno u otro modelo no varían con gran magnitud pues se tiene un valor de 5,93% en "X" y de 9,04% en "Y" indicando de igual manera que los modelos con los criterios de la NEC tienen menor desplazamiento pero los costos aumentan en relación al peso.

Ahora analizaremos los pórticos arriostrados con ambos modelos, el matemático y el realizado con la NEC, para saber cuál de estos resulta mejor, siendo analizado tanto los costos como los desplazamientos de cada uno.



Gráfica 4.8: Relación entre peso vs deformación entre diseños con pórticos arriostrados.

Fuente: El autor.



Gráfica 4.9: Relación de porcentaje entre los diseños con pórticos resistentes a momento.

Fuente: El autor.

Así mismo se puede observar en la gráfica 4.9 que la relación de los pesos varía con una gran magnitud de 38,96% generando que se aumenten los costos con el modelo realizado con criterios de la NEC. Existe también variación en los desplazamientos tanto en "X" como en "Y" de 10% y 14,63% respectivamente, resultando de la misma manera que el diseño con la NEC resulta disminuir los desplazamientos pero a un costo elevado de construcción porque como se puede observar la diferencia de pesos es grande y en realidad los desplazamientos no disminuyen en un gran porcentaje.

Una vez realizados todos los análisis entre cada uno de los modelos se pudo determinar la mejor decisión para la diseño de la edificación, puesto que lo que se planteó desde un principio fue tener una edificación que funcione de manera correcta, es decir que su diseño estructural sea eficaz, capaz de resistir las fuerzas tanto laterales como gravitatorias, de tal manera que podamos obtener un diseño sismorresistente el mismo que llegue a cumplir con la condición de que logre ser una estructura que no eleve en gran magnitud los costos de construcción, pues como se indicó el estudio e investigación están diseñados para una edificación que sería emplazada en la ciudad de Azogues-Ecuador.

4.4. Comparación técnica y económica

Generalidades

Se realizara una comparación económica y técnica de cada uno de los diseños con los que se consta en esta investigación de tal manera de analizar el costo por peso de cada uno de los modelos y los desplazamientos de piso.

Comparación de desplazamientos

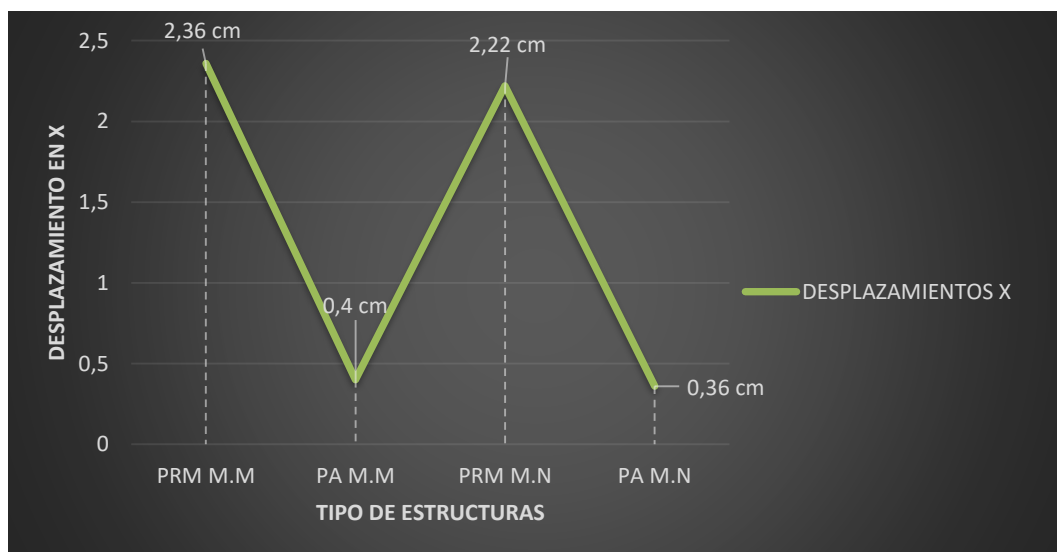
Los desplazamientos como ya se indicó anteriormente fueron los de la última planta ya que representa el máximo desplazamiento de la estructura y por lo tanto se evalúa la condición más crítica de la edificación.

Tipo de estructura	Desplazamiento en X	Desplazamiento en Y
Con pórticos resistentes a momento modelo matemático (PRM M.M)	2.36 cm	1.88 cm
Con pórticos arriostrados modelo matemático (PA M.M)	0.40 cm	0.41 cm
Con pórticos resistentes a momento modelo con la NEC (PRM M.N)	2.22 cm	1.71 cm
Con pórticos arriostrados modelo con la NEC (PA M.N)	0.36 cm	0.35 cm

Tabla 4.11: Desplazamientos, diseños arriostrados y no arriostrados, modelos matemáticos y con la NEC.

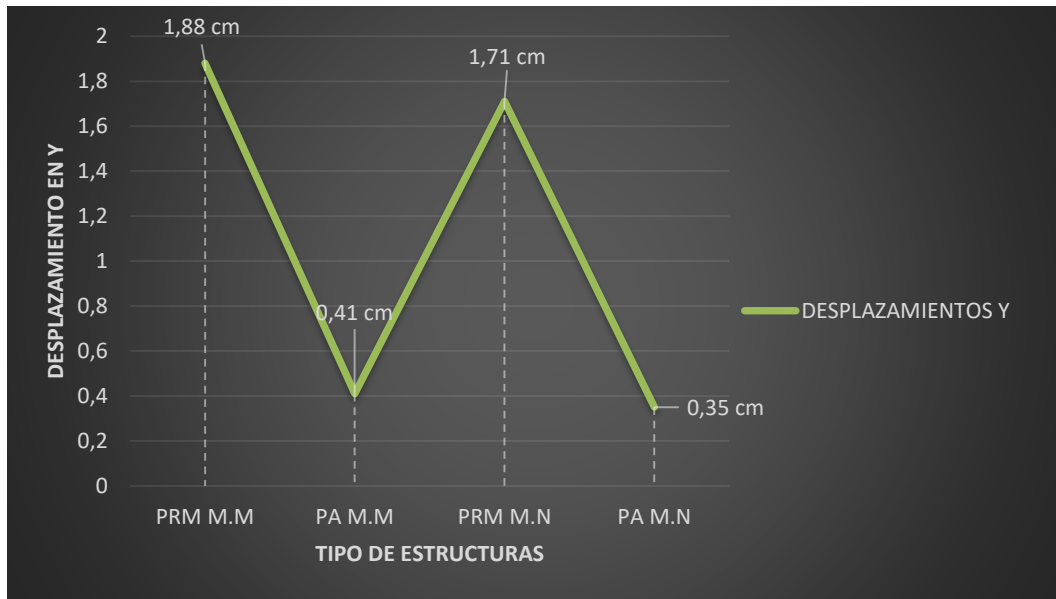
Fuente: El autor.

Como podemos observar en la tabla 4.10 todos los desplazamientos cumplen ya que son menores al valor máximo de 2.56 cm, pero la estructura que presenta menor desplazamiento en ambos sentidos es aquella diseñada con pórticos arriostrados incluyendo los criterios de la NEC.



Gráfica 4.10: Variación de desplazamientos en X de los diseños.

Fuente: El autor.



Gráfica 4.11: Variación de desplazamientos en Y de los diseños.

Fuente: El autor.

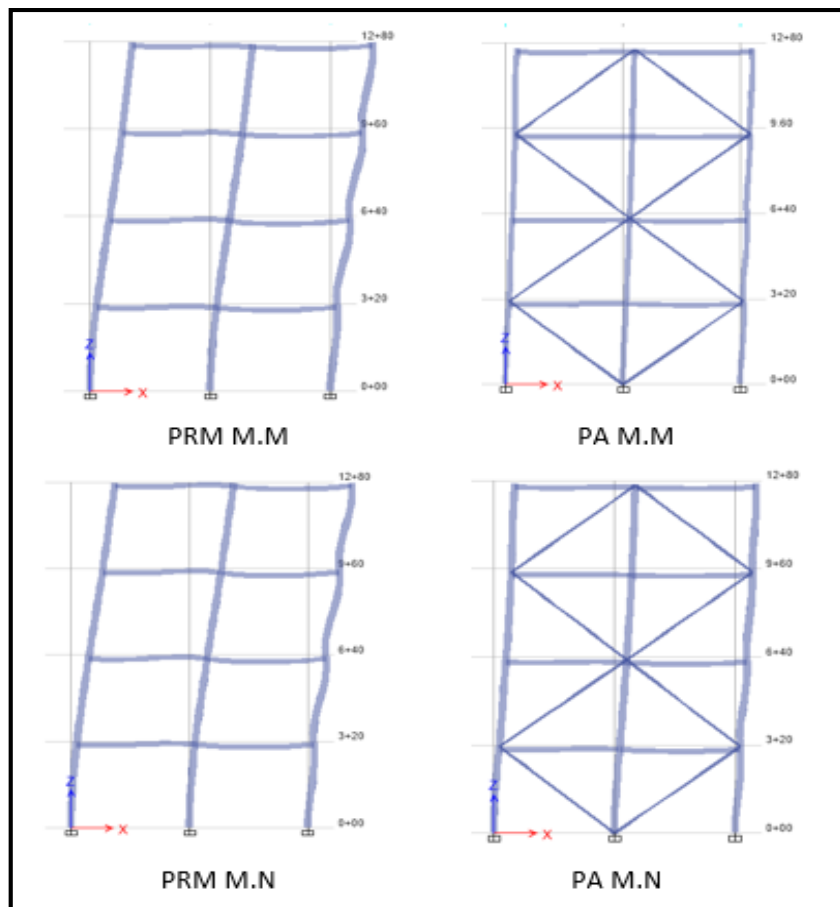


Imagen 4.11: Desplazamientos en X de todos los modelos diseñados.

Fuente: El autor.

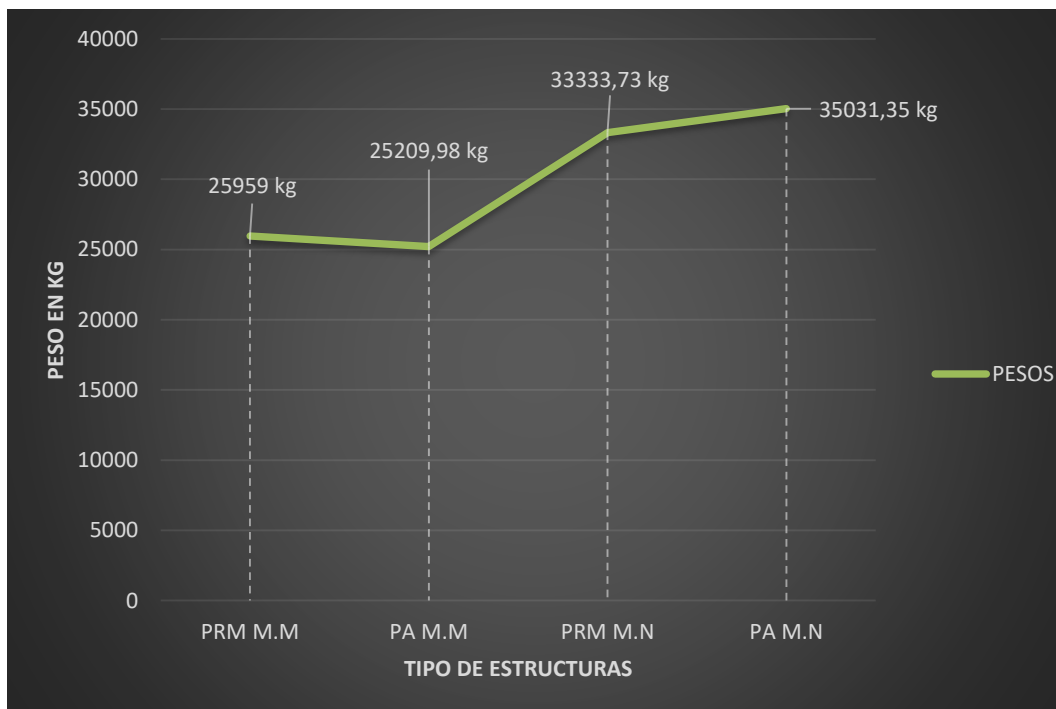
Comparación de pesos

Ahora pondremos a consideración los pesos de las estructuras planteadas para determinar cuál de estas es la mejor opción incluyendo ahora los costos del material, recordando que a mayor peso los costos se incrementarían de la misma manera.

Tipo de estructura	Peso
Con pórticos resistentes a momento modelo matemático (PRM M.M)	25.959 kg
Con pórticos arriostrados modelo matemático (PA M.M)	25.209,98 kg
Con pórticos resistentes a momento modelo con la NEC (PRM M.N)	33.333,73 kg
Con pórticos arriostrados modelo con la NEC (PA M.N)	35.031,35 kg

Tabla 4.12: Pesos, diseños arriostrados y no arriostrados, modelos matemáticos y con la NEC.

Fuente: El autor.



Gráfica 4.12: Variación de pesos de los diseños.

Fuente: El autor.

A diferencia en el caso anterior con los desplazamientos la estructura que presenta mayor peso es aquella diseñada con pórticos arriostrados con los criterios de la NEC, la cual en relación a costos no sería la más adecuada pues estaríamos diseñando una estructura con un costo elevado de construcción, en este caso la edificación adecuada que consta de menos peso y en relación a desplazamientos estos son mínimos, es la estructura con pórticos arriostrados diseñada con el modelo matemático.

La dispersión de los pesos entre los modelos matemáticos y los modelos realizados con la NEC son notorios, de tal manera que los costos de los mismos se elevan pues podemos decir que a mayor peso mayor costo del material de acero.

Comparación de precios

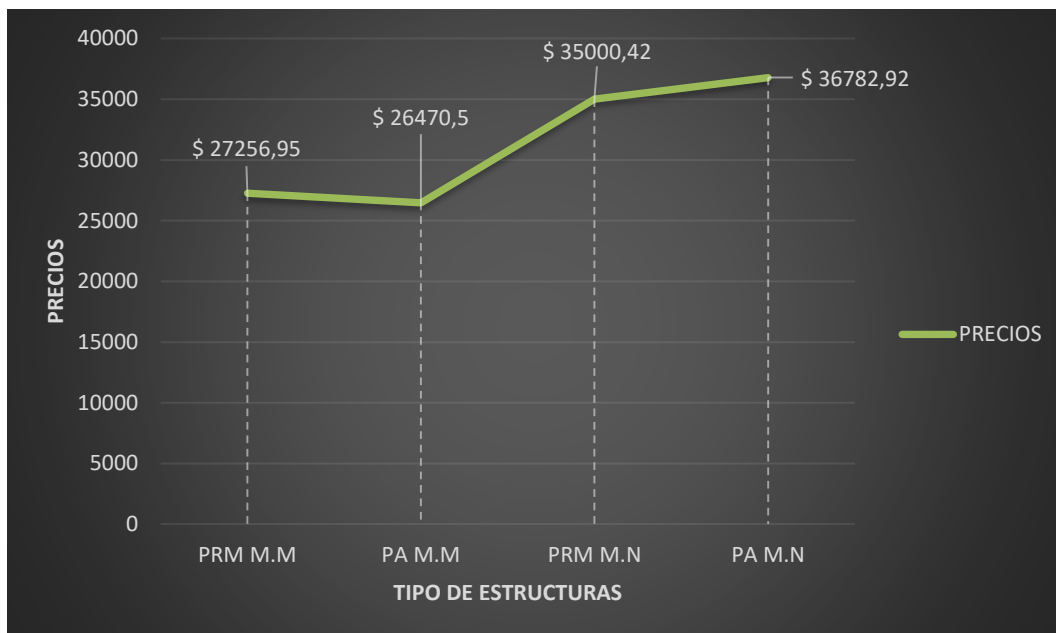
En relación a los costos del acero el kg del mismo se encuentra a un precio unitario de \$1.05 consultado en el mes de febrero 2018 a un proveedor, según los precios de costo unitario sin incluir instalación, transporte ni mano de obra, es precio de material solamente.

Entonces, cada una de las estructuras queda definida por un precio presentado en la siguiente tabla 4.13.

Tipo de estructura	Precio
Con pórticos resistentes a momento modelo matemático (PRM M.M)	\$27.256,95
Con pórticos arriostrados modelo matemático (PA M.M)	\$26.470,50
Con pórticos resistentes a momento modelo con la NEC (PRM M.N)	\$35.000,42
Con pórticos arriostrados modelo con la NEC (PA M.N)	\$36.782,92

Tabla 4.13: Precios, diseños arriostrados y no arriostrados, modelos matemáticos y con la NEC.

Fuente: El autor.



Gráfica 4.13: Variación de precios de los diseños.

Fuente: El autor.

De igual manera podemos observar que los precios de las edificaciones diseñadas con los modelos matemáticos resultan ser más económicos que aquellos diseñados con los criterios de la NEC.

Cabe recalcar que los precios estipulados en esta investigación no incluyen los costos de mano de obra simplemente es un análisis de precios unitarios del acero en relación al peso determinado.

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Una vez analizados todos los parámetros a considerarse para llegar al cumplimiento de los objetivos planteados podemos dar a conocer la mejor opción con la que se tiene un diseño funcional y económico.

- Al determinar los desplazamientos de cada uno de los diseños determinamos que todos cumplen en no sobrepasar al valor de desplazamiento máximo, pero lo que se requiere es obtener la estructura más rígida, es decir, aquella que tiene menos desplazamiento, y se determinó que es la estructura con pórticos arriostrados diseñada con los criterios de la NEC (PA M.N), como ya se indicó anteriormente, y desde el punto de vista constructivo, esta edificación sería la más acertada, ya que por sismo resistencia es una estructura ideal para soportar este tipo de esfuerzos, pues se tienen columnas fuertes en toda la estructura y además constan de diagonales que restringen el movimiento de la misma, con una diferencia de 85,94% en el sentido "X" y de 86,33% en el sentido "Y" referente al desplazamiento máximo de 2.56cm. Como siguiente solución tenemos el modelo matemático de la estructura con pórticos arriostrados (PA M.M) que de igual manera se considera una estructura rígida por los desplazamientos menores que presenta una diferencia con el máximo desplazamiento en "X" de 84.36% y en "Y" de 83,98%. Los diseños con pórticos resistentes a momento cumplen con el criterio de ser rígidos pero siguen teniendo un desplazamiento grande y no muy diferente al valor máximo considerado, teniendo en el modelo matemático (PRM M.M) una diferencia de 7,81% en el sentido "X" y de 26.56% en "Y", y en el modelo diseñado con la NEC (PRM M.N) una diferencia de 13,28% en "X" y 33,20% en "Y" determinando de tal manera que cualquiera de las opciones consideradas con pórticos arriostrados serían las mejores para obtener una estructura funcional.
- La comparación entre pesos y precios sería la misma, ya que como habíamos mencionado anteriormente a mayor peso mayor es el costo de la edificación de acuerdo a la cantidad de material que en ella se utiliza. Ahora podemos decir que la mejor opción de acuerdo a costos de material será el diseño PA M.M, puesto que la misma tiene un peso menor a las demás estructuras y además consta con arriostramientos laterales y como se indicó anteriormente es una de las mejores opciones en relación al ámbito constructivo ya que se tiene una estructura considerada como rígida de acuerdo a los desplazamientos mínimos que presenta. De acuerdo al mismo criterio de pesos y costos la edificación más costosa es el diseño PA M.N entonces este modelo no sería el adecuado si lo que se requiere obtener es una estructura económica.
- Por otro lado, como estamos en un país donde la amenaza sísmica es grande y tenemos la Norma Ecuatoriana de la Construcción, misma que nos da las pautas para el diseño de estructuras, se supone que los diseños realizados con estos criterios de construcción deberían ser los utilizados para cuando se vaya a realizar el emplazamiento del proyecto, entonces, haciendo una comparación económica y técnica entre estos dos modelos se determina que el diseño PA M.N resulta ser más costoso que aquel diseño realizado con PRM M.N, lo que nos

indica que sería más conveniente de acuerdo a la norma realizar una estructura con pórticos resistentes a momento ya que lo que se requiere es la opción más económica pero funcional. Los desplazamientos de la estructura PRM M.N como pudimos identificar no sobrepasa el valor máximo y por ende nos encontramos dentro de la seguridad de la estructura teniendo una edificación funcional, los desplazamientos de la estructura PA M.N son mucho menores en comparación con el diseño anterior pero a que costo se realizaría si se tiene una estructura mucho más pesada que la anterior.

- Entonces, el diseño con el que se cumple con los objetivos planteados y se consideran todas las especificaciones de la NEC para que sea una estructura funcional es la edificación con pórticos resistentes a momento, pues de acuerdo a las normas que rigen en nuestro país esta opción sería la menos costosa y trabajaría dentro del ámbito de lo seguro, llegando a cumplir con el objetivo principal de la investigación que era obtener una estructura funcional pero económica aplicando todos los criterios para el diseño de estructuras sismorresistentes.

BIBLIOGRAFÍA

Altos Hornos de Mexico (AHMSA). 2013. Manual de diseño para la construcción con acero. Mexico, 420 páginas.

Avecillas León Javier A. 2015. Análisis de factibilidad de la implementación de Riostras de pandeo restringido como dispositivos Disipadores de energía. Universidad de Cuenca, Cuenca. Recuperado de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/21672>

Crisafulli, Francisco Javier. 2013. Diseño Sismoresistente de Construcciones de Acero. Mendoza, Argentina: Asociacion Latinoamericana del Acero, 173 páginas.

Csernak, Jack C. Mc.Cormac-Stephen F. 2013. Diseño de Estructuras de Acero. Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C. V., México, 736 páginas.

Galambos, Theodore V. Diseño de estructuras de Acero con LRFD. 1999. PRENTICE HALL, México. 336 páginas.

Guerrero Cuasapaz, D. P. (2015). Evaluación técnica económica del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando diversos tipos de arriostramientos laterales. 171 hojas. Quito: EPN. Recuperado de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/12471>

José David Andrade Sojos, Maribel Karla Jaramillo Carrillo 2015. Análisis comparativo entre sistemas estructurales sismo resistentes para edificios utilizando sistemas combinados con pórticos, muros o diagonales en hormigón y acero. Universidad de Cuenca, Cuenca. Recuperado de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/21682/1/Tesis.pdf>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Camara de la Industria de la Construcción (CAMICON). 2014. Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sismico Diseño Sismo Resistente. Quito, Ecuador: Direccion de Comunicación Social, MIDUVI, 148 páginas.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Camara de la Industria de la Construcción (CAMICON). 2014. Norma Ecuatoriana de la Cosntrucción: Estructuras de Acero. Quito, Ecuador: Direccion de Comunicación Social, MIDUVI, 122 páginas.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Secretaría de Gestión de Riesgos. 2016. Guía Práctica para el Diseño de Estructuras de Acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015. Quito, Ecuador, 68 páginas.

Soria Carrasco Jaime W. 2015. Diseño comparativo para edificios en estructuras de acero con diversos tipos de arriostramiento lateral: caso diagonales en punta. Quito: EPN. Recuperado de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/10478>

Valencia Clement Gabriel. 2010. Diseño Básico de Estructuras de Acero de acuerdo con NSR-10. Bogota: Escuela Colombiana de Ingenieria, 320 páginas.

Venegas Alvarez Daniel A. 2015. Diseño comparativo para edificios en estructuras de acero con diversos tipos de arriostamiento lateral: caso diagonales en cruz. Quito: EPN. Recuperado de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/10472>