



UNIVERSIDAD DE CUENCA

**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

“ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMO RESISTENTES PARA EDIFICIOS UTILIZANDO SISTEMAS COMBINADOS CON PÓRTICOS, MUROS O DIAGONALES EN HORMIGÓN Y ACERO”

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

AUTORES:

JOSÉ DAVID ANDRADE SOJOS

MARIBEL KARLA JARAMILLO CARRILLO

DIRECTOR:

ING. JUAN EUGENIO CARRIÓN MONSALVE, Ph.D.

CUENCA – ECUADOR

ABRIL 2015



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

RESUMEN

La ocurrencia de frecuentes eventos sísmicos ha sido una de las razones para el estudio de nuevos sistemas estructurales capaces de funcionar de manera adecuada a dichos requerimientos.

Este proyecto contiene un análisis y diseño estructural de sistemas sismo resistentes mediante edificios tipo. Dichos sistemas sismo resistentes son: Pórticos No Arriostrados, Pórticos Arriostrados Concéntricamente, Pórticos con Muros de Corte de Hormigón Armado y Pórticos con Muros de Corte con Placas de Acero.

Los sistemas fueron aplicados a edificaciones tipo que estarían emplazados en la ciudad de Cuenca, Ecuador, y su uso destinado para vivienda. Para la metodología de estudio se utilizó como códigos base para el diseño, AISC 341-10 para los sistemas con acero estructural, ACI 318-11 para sistemas con hormigón, NEC-11 para condiciones de carga. Para el modelado de los diferentes sistemas se utilizó el programa de elementos finitos Etabs 2013.

Para realizar un análisis comparativo entre los sistemas antes mencionados, se consideró las variables que usualmente son empleadas en el diseño de edificaciones, como son: Altura (número de pisos), y luces libres entre columnas. Adicionalmente se realizó un análisis técnico - económico entre los sistemas antes mencionados. La variación de pisos utilizados en las edificaciones fueron de cuatro, ocho y doce pisos. Las luces libres entre columnas fueron de seis y nueve metros de longitud.

Se realizó presupuestos para los diferentes edificios tipo según su sistema correspondiente, los cuales junto con los resultados del diseño nos ayudaron en la comparación económica y técnica, para obtener las ventajas o desventajas de cada uno de los sistemas.

Palabras Claves: Edificio, Sismo resistente, pórtico, muro, arriostramiento, acero, hormigón, análisis estructural, diseño, presupuesto, derivas, etabs.



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

ABSTRACT

The occurrence of frequent seismic events has been one of the reasons for the study of new structural systems able to adequately address the challenges of building in this environment.

This project contains a structural analysis and design of earthquake resistant buildings systems. The earthquake resistant buildings systems studied are Special Moment Frames, Special Concentrically Braced Frames, Concrete Shear Walls and Steel Plate Shear Walls.

The systems were applied to buildings that would be located in Cuenca, Ecuador, and intended for residential use.

For study methodology, the following codes were used as bases: AISC 341-10 for systems with structural steel, ACI 318-11 for systems with concrete, NEC-11 for load conditions.

For modeling of different systems, the finite element software Etabs 2013 was used.

To perform a comparative analysis of the above systems, the variables that are usually employed in buildings' designs were considered, such as, height (number of floors) and clear spans between columns.

Additionally, an economic and technical analysis comparing the above systems was considered.

The variations of stories used in the buildings were four, eight and twelve stories. The clear spans between columns were six and nine meters in length.

Budgets for different buildings were calculated according to the corresponding system. Together with the results of the design, they were useful in the economic and technical comparison, helping to highlight the advantages or disadvantages of each system.

Keywords: Frames, buildings, steel, concrete, walls, braces, structural analysis, earthquake, budgets, etabs.



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

ÍNDICE

RESUMEN.....	1
ABSTRACT	2
INDICE.....	3
CLAUSULAS	13
DEDICATORIA.....	17
AGRADECIMIENTO.....	18
1. INTRODUCCIÓN.....	19
1.1 Introducción y Antecedentes	19
1.2 Objetivos.....	20
1.3 Justificación	21
2. MARCO TEÓRICO.....	21
2.1 Generalidades	21
2.2 Sistemas estructurales de Acero y Hormigón	22
2.2.1 Sistemas estructurales de Acero.....	22
2.2.2 Sistemas estructurales de Hormigón	23
2.3 Pórticos No Arriostrados	23
2.3.1 Comportamiento estructural	24
2.3.2 Aplicaciones.....	25
2.3.3 Ventajas.....	25
2.3.4 Conexiones	25
2.4 Pórticos Arriostrados Concéntricamente	26
2.4.1 Comportamiento estructural	27
2.4.2 Aplicaciones.....	27
2.4.3 Ventajas.....	28
2.4.4 Conexiones	28
2.5 Pórticos con Muros de Corte de Hormigón Armado	28
2.5.1 Comportamiento estructural	28
2.5.2 Aplicaciones.....	29
2.5.3 Ventajas.....	29
2.6 Pórticos con Muros de Corte con Placas de Acero	29
2.6.1 Comportamiento estructural.....	30
2.6.2 Aplicaciones.....	31
2.6.3 Ventajas.....	31
2.6.4 Conexiones	31



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	31
3.1 Definición de la geometría de los edificios tipo	31
3.1.1 Generalidades.....	31
3.1.2 Edificio Tipo 1	31
3.1.3 Edificio Tipo 2	32
3.1.4 Edificio Tipo 3	32
3.1.5 Edificio Tipo 4	32
3.1.6 Edificio Tipo 5	32
3.1.7 Edificio Tipo 6	32
3.2 Formulación de los diferentes sistemas sismo resistentes	32
3.2.1 Pórticos especiales no arriostrados	32
3.2.1.1 Requerimiento para vigas y columnas. Relación ancho – espesor	33
3.2.1.2 Criterio de columna fuerte – viga débil	33
3.2.1.3 Arriostramiento lateral en las vigas	33
3.2.1.4 Conexiones viga – columna	33
3.2.1.5 Placas de continuidad	34
3.2.1.6 Panel Nodal	35
3.2.2 Pórticos arriostrados concéntricamente	37
3.2.2.1 Riostras	37
3.2.2.2 Configuración de las riostras	37
3.2.2.3 Relación ancho – espesor	37
3.2.2.4 Conexiones	37
3.2.2.5 Empalmes en las columnas	38
3.2.3 Muros de corte de hormigón armado	38
3.2.3.1 Resistencia al corte	39
3.2.3.2 Resistencia a flexión	40
3.2.3.3 Resistencia a carga axial	40
3.2.3.4 Elementos de borde	41
3.2.4 Muros de corte con placas de acero	41
3.2.4.1 Métodos	41
3.2.4.2 El método de las bandas	41
3.2.4.3 Diseño a corte	42
3.3 Modelación y diseño estructural mediante la herramienta computacional ETABS	43
3.3.1 Cargas Gravitacionales	43
3.3.1.1 Cargas Muertas.....	43
3.3.1.2 Cargas Vivas.....	46
3.3.2 Cargas Sísmicas	46
3.3.3 Combinación de cargas	49
3.3.4 Sistema de entrepiso	50



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

3.3.4.1	Generalidades	50
3.3.4.2	Losa con placa colaborante	50
3.3.4.3	Diseño de losa con placa colaborante	50
3.3.5	Modelado en Etabs	51
3.3.5.1	Generalidades	51
3.3.5.2	Definición de materiales	52
3.3.5.3	Definición de secciones	52
3.3.5.4	Aplicación de cargas	53
3.3.5.5	Fuerzas de diseño	53
3.3.5.6	Variables del comportamiento global de las edificaciones	54
3.3.6	Modelos y diseño estructural de sistemas sismo resistentes	55
3.3.6.1	Nomenclatura	55
3.3.6.2	Pórticos No Arriostrados	56
3.3.6.2.1	Generalidades	56
3.3.6.2.2	Comportamiento Global	57
3.3.6.2.3	Edificio Tipo 1	58
3.3.6.2.4	Edificio Tipo 2	59
3.3.6.2.5	Edificio Tipo 3	60
3.3.6.2.6	Edificio Tipo 4	62
3.3.6.2.7	Edificio Tipo 5	63
3.3.6.2.8	Edificio Tipo 6	64
3.3.6.3	Pórticos Arriostrados Concéntricamente	66
3.3.6.3.1	Generalidades	66
3.3.6.3.2	Comportamiento Global	66
3.3.6.3.3	Número de braces requeridos para las edificaciones analizadas	67
3.3.6.3.4	Edificio Tipo 1	69
3.3.6.3.5	Edificio Tipo 2	70
3.3.6.3.6	Edificio Tipo 3	71
3.3.6.3.7	Edificio Tipo 4	73
3.3.6.3.8	Edificio Tipo 5	74
3.3.6.3.9	Edificio Tipo 6	76
3.3.6.4	Muros de Corte de Hormigón Armado	77
3.3.6.4.1	Generalidades	77
3.3.6.4.2	Comportamiento Global	78
3.3.6.4.3	Número de muros requeridos para las edificaciones analizadas	79
3.3.6.4.4	Edificio Tipo 1	80
3.3.6.4.5	Edificio Tipo 2	82
3.3.6.4.6	Edificio Tipo 3	84
3.3.6.4.7	Edificio Tipo 4	86



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

3.3.6.4.8	Edificio Tipo 5	88
3.3.6.4.9	Edificio Tipo 6	90
3.3.6.5	Muros de Corte con placas de Acero	92
3.3.6.5.1	Generalidades	92
3.3.6.5.2	Comportamiento Global	93
3.3.6.5.3	Número de muros requeridos para las edificaciones analizadas	93
3.3.6.5.4	Edificio Tipo 1	94
3.3.6.5.5	Edificio Tipo 2	95
3.3.6.5.6	Edificio Tipo 3	97
3.3.6.5.7	Edificio Tipo 4	99
3.3.6.5.8	Edificio Tipo 5	101
3.3.6.5.9	Edificio Tipo 6	102
3.3.7	Conexiones	106
3.3.7.1	Conexión Precalificada pórticos no arriostrados	106
3.3.7.2	Diseño de una conexión precalificada RBS	108
3.3.7.3	Conexión Gusset plate para pórticos arriostrados concéntricamente	109
3.3.7.4	Diseño de una conexión Gusset Plate	114
4.	ANALISIS COMPARATIVO TECNICO-ECONOMICO ENTRE LOS SISTEMAS SISMO RESISTENTES	115
4.1	Generalidades	115
4.2	Costos de construcción	115
4.2.1	Generalidades.....	115
4.2.2	Precios Unitarios.....	115
4.3	Presupuesto total de los diferentes sistemas sismo resistentes	116
4.4	Comparación técnica-económica	117
4.4.1	Generalidades	117
4.4.2	Comparación de derivas de piso	117
4.4.3	Comparación de Pesos de la estructura	117
4.4.4	Comparación de Conexiones Diseñadas	120
4.4.5	Comparación de Costos	120
4.4.6	Comportamiento según el número de pisos	122
4.4.7	Comportamiento según la longitud entre columnas	124
4.4.8	Comparación según el ámbito Arquitectónico	125
5.	CONCLUSIONES	126
6.	BIBLIOGRAFÍA	128



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1.1: Típico pórtico no arriostrado de acero.....	24
Figura 2.1.2: Diagramas típicos de: (a) momentos flectores y (b) esfuerzos de corte de un pórtico sometido a carga sísmica.....	24
Figura 2.1.3: Configuraciones típicas de los pórticos arriostrados concéntricos: (a) riostras en X, (b) en K, (c) en diagonal, (d) en V invertida, (d) en V.....	26
Figura 2.1.4: Típico muro de corte con placa de acero.....	30
Figura 3.1.1: Geometría de la conexión viga-columna en pórticos no arriostrados.....	36
Figura 3.2.1: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (NEC-11).....	48
Figura 3.2.2: Elementos de un sistema de losa con placa colaborante.....	50
Figura 3.3.1: Vista tridimensional del modelo en Etabs. Edificio Tipo 1, 4 Pisos; Luz=6m.....	58
Figura 3.3.2: Vista tridimensional del modelo en Etabs. Edificio Tipo 2, 8 Pisos; Luz=6m.....	59
Figura 3.3.3: Vista tridimensional del modelo en Etabs. Edificio Tipo 3, 12 Pisos; Luz=6m.....	60
Figura 3.3.4: Vista tridimensional del modelo en Etabs. Edificio Tipo 4, 4 Pisos; Luz=9m.....	62
Figura 3.3.5: Vista tridimensional del modelo en Etabs. Edificio Tipo 5, 8 Pisos; Luz=9m.....	63
Figura 3.3.6: Vista tridimensional del modelo en Etabs. Edificio Tipo 6, 12 Pisos; Luz=9m.....	64
Figura 3.4.1: Pórtico con fuerzas de gravedad y fuerza horizontal.....	67
Figura 3.4.2: Pórtico afectado por fuerzas sísmicas.....	68
Figura 3.4.3: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 1, 4 Pisos; Luz=6m.....	69
Figura 3.4.4: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 2, 8 Pisos; Luz=6m.....	70
Figura 3.4.5: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 3, 12 Pisos; Luz=6m.....	71
Figura 3.4.6: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 4, 4 Pisos; Luz=9m.....	73
Figura 3.4.7: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 5, 8 Pisos; Luz=9m.....	74
Figura 3.4.8: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 6, 12 Pisos; Luz=9m.....	76
Figura 3.5.1: Dos pórticos con fuerzas de gravedad y fuerza horizontal.....	79
Figura 3.5.2: Tres pórticos con fuerzas de gravedad y fuerza horizontal.....	79
Figura 3.5.3: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 1, 4 Pisos; Luz=6m.....	80
Figura 3.5.4: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 2, 8 Pisos; Luz=6m.....	82
Figura 3.5.5: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 3, 12 Pisos; Luz=6m.....	84
Figura 3.5.6: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 4, 4 Pisos; Luz=9m.....	86
Figura 3.5.7: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 5, 8 Pisos; Luz=9m.....	88
Figura 3.5.8: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 6, 12 Pisos; Luz=9m.....	90



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Figura 3.6.1: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 1, 4 Pisos; Luz=6m.....	94
Figura 3.6.2: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 2, 8 Pisos; Luz=6m.....	95
Figura 3.6.3: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 3, 12 Pisos; Luz=6m.....	97
Figura 3.6.4: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 4, 4 Pisos; Luz=9m.....	99
Figura 3.6.5: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 5, 8 Pisos; Luz=9m.....	101
Figura 3.6.6: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 6, 12 Pisos; Luz=9m.....	102
Figura 3.7.1: Conexión precalificada de sección reducida de viga (RBS) (AISC 358-10).....	106
Figura 3.7.2: Parámetros de diseño del gusset plate (W.Roeder, 2006).....	111
Figura 3.7.3: Parámetros del Método de Fuerzas Uniformes.....	113
Figura 3.7.4: Método de las fuerzas uniformes.....	113

LISTA DE GRÁFICAS

Gráfica 3.2.1: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño para la ciudad de Cuenca, con tipo de suelo C.....	49
Gráfica 4.1.1: Pesos totales en m2 de los sistemas sismo resistentes en función del número de pisos, con luz de 6 metros.....	118
Gráfica 4.1.2: Pesos totales en m2 de los sistemas sismo resistentes en función del número de pisos, con luz de 9 metros.....	119
Gráfica 4.1.3: Precios totales por m2 según su sistema sismo resistente en función del número de pisos con luz de 6 metros.....	121
Gráfica 4.1.4: Precios totales por m2 según su sistema sismo resistente en función del número de pisos con luz de 9 metros.....	121
Gráfica 4.1.5: Costo por m2 de los diferentes edificios tipo de pórticos no arriostrados con luces de 6 y 9 metros.....	122
Gráfica 4.1.6: Costo por m2 de los diferentes edificios tipo de pórticos arriostrados concéntricamente con luces de 6 y 9 metros.....	123
Gráfica 4.1.7: Costo por m2 de los diferentes edificios tipo de pórticos con muros de corte de hormigón armado con luces de 6 y 9 metros.....	123
Gráfica 4.1.8: Costo por m2 de los diferentes edificios tipo de pórticos con muros de corte con placas de acero con luces de 6 y 9 metros.....	124



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1.1: Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muro (ACI 318S-11).....	38
Tabla 3.2.1: Cargas muertas de pared para planta de tipo 1.....	44
Tabla 3.2.2: Sobre cargas impuestas para planta de tipo 1.....	44
Tabla 3.2.3: Cargas muertas de pared para planta de tipo 2.....	45
Tabla 3.2.4: Sobre cargas impuestas para planta de tipo 2.....	45
Tabla 3.2.5: Valores totales de sobre carga muerta.....	45
Tabla 3.2.6: Cargas vivas (NEC-11).....	46
Tabla 3.2.7: Valores de coeficientes del suelo tipo C que serán utilizados en el diseño sísmico.....	47
Tabla 3.2.8: Combinación de cargas vivas y muertas que deberá resistir el sistema de entrepiso.....	51
Tabla 3.2.9: Propiedades del concreto.....	52
Tabla 3.2.10: Propiedades del Acero estructural ASTM A36.....	52
Tabla 3.3.1: Comportamiento global de las edificaciones con sistema de pórticos no arriostrados, luz de 6 y 9 metros.....	57
Tabla 3.3.2: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 1 de pórticos no arriostrados.....	58
Tabla 3.3.3: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 1 de pórticos no arriostrados.....	58
Tabla 3.3.4: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 2 de pórticos no arriostrados.....	59
Tabla 3.3.5: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 2 de pórticos no arriostrados.....	60
Tabla 3.3.6: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 3 de pórticos no arriostrados.....	61
Tabla 3.3.7: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 3 de pórticos no arriostrados.....	61
Tabla 3.3.8: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 4 de pórticos no arriostrados.....	62
Tabla 3.3.9: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 4 de pórticos no arriostrados.....	62
Tabla 3.3.10: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 5 de pórticos no arriostrados.....	63
Tabla 3.3.11: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 5 de pórticos no arriostrados.....	64
Tabla 3.3.12: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 6 de pórticos no arriostrados.....	65
Tabla 3.3.13: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 6 de pórticos no arriostrados.....	65
Tabla 3.4.1: Comportamiento global de las edificaciones con sistema de pórticos arriostrados concéntricamente, luz de 6 y 9 metros.....	66
Tabla 3.4.2: Número de braces en cada dirección sísmica, calculados y utilizados.....	68
Tabla 3.4.3: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 1 de pórticos arriostrados concéntricamente.....	69
Tabla 3.4.4: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 1 de pórticos arriostrados concéntricamente.....	69
Tabla 3.4.5: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 2.....	70
Tabla 3.4.6: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 2 de pórticos arriostrados concéntricamente.....	71



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tabla 3.4.7: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 3 de pórticos arriostrados concéntricamente.....	72
Tabla 3.4.8: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 3 de pórticos arriostrados concéntricamente.....	72
Tabla 3.4.9: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 4.....	73
Tabla 3.4.10: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 4 de pórticos arriostrados concéntricamente.....	74
Tabla 3.4.11: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 5 de pórticos arriostrados concéntricamente.....	75
Tabla 3.4.12: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 5 de pórticos arriostrados concéntricamente.....	75
Tabla 3.4.13: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 6 de pórticos arriostrados concéntricamente.....	76
Tabla 3.4.14: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 6 de pórticos arriostrados concéntricamente.....	77
Tabla 3.5.1: Comportamiento global de las edificaciones con sistema de pórticos con muros de corte de hormigón armado, luz de 6 y 9 metros.....	78
Tabla 3.5.2: Número de muros en cada dirección sísmica, calculados y utilizados.....	80
Tabla 3.5.3: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 1 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	81
Tabla 3.5.4: Detalles de los refuerzos de muros del edificio tipo 1 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	81
Tabla 3.5.5: Detalles de los elementos de borde de muros del edificio tipo 1 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	81
Tabla 3.5.6: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 1 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	82
Tabla 3.5.7: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 2 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	83
Tabla 3.5.8: Detalles de los refuerzos de muros del edificio tipo 2 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	83
Tabla 3.5.9: Detalles de los elementos de borde de muros del edificio tipo 2 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	83
Tabla 3.5.10: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 2 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	84
Tabla 3.5.11: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 3 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	85
Tabla 3.5.12: Detalles de los refuerzos de muros del edificio tipo 3 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	85
Tabla 3.5.13: Detalles de los elementos de borde de muros del edificio tipo 3 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	85
Tabla 3.5.14: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 3 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	86
Tabla 3.5.15: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 4 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	87
Tabla 3.5.16: Detalles de los refuerzos de muros del edificio tipo 4 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	87



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tabla 3.5.17: Detalles de los elementos de borde de muros del edificio tipo 4 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	87
Tabla 3.5.18: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 4 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	88
Tabla 3.5.19: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 5 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	89
Tabla 3.5.20: Detalles de los refuerzos de muros del edificio tipo 5 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	89
Tabla 3.5.21: Detalles de los elementos de borde de muros del edificio tipo 5 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	89
Tabla 3.5.22: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 5 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	90
Tabla 3.5.23: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 6 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	91
Tabla 3.5.24: Detalles de los refuerzos de muros del edificio tipo 6 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	91
Tabla 3.5.25: Detalles de los elementos de borde de muros del edificio tipo 6 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	91
Tabla 3.5.26: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 6 de pórticos con muros de corte de hormigón.....	92
Tabla 3.6.1: Comportamiento global de las edificaciones con sistema de pórticos con muros de corte con placas de acero, luz de 6 y 9 metros.....	93
Tabla 3.6.2: Número de muros de corte de acero en cada dirección sísmica, calculados y utilizados.....	94
Tabla 3.6.3: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 1 de pórticos con muros de corte con placas de acero.....	94
Tabla 3.6.4: Detalles de elementos de borde de muros del edificio tipo 1 de pórticos con muros de corte con placas de acero.....	95
Tabla 3.6.5: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 1 de pórticos con muros de corte con placas de acero.....	95
Tabla 3.6.6: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 2 de pórticos con muros de corte con placas de acero.....	96
Tabla 3.6.7: Detalles de elementos de borde de muros del edificio tipo 2 de pórticos con muros de corte con placas de acero.....	96
Tabla 3.6.8: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 2 de pórticos con muros de corte con placas de acero.....	97
Tabla 3.6.9: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 3 de pórticos con muros de corte con placas de acero.....	98
Tabla 3.6.10: Detalles de elementos de borde de muros del edificio tipo 3 de pórticos con muros de corte con placas de acero.....	98
Tabla 3.6.11: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 3 de pórticos con muros de corte con placas de acero.....	99
Tabla 3.6.12: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 4.....	100
Tabla 3.6.13: Detalles de elementos de borde de muros del edificio tipo 4 de pórticos con muros de corte con placas de acero.....	100
Tabla 3.6.14: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 4 de pórticos con muros de corte con placas de acero.....	100



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tabla 3.6.15: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 5 de pórticos con muros de corte con placas de acero.....	101
Tabla 3.6.16: Detalles de elementos de borde de muros del edificio tipo 5 de pórticos con muros de corte con placas de acero.....	101
Tabla 3.6.17: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 5 de pórtico con muros de corte con placas de acero.....	102
Tabla 3.6.18: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 6 de pórticos con muros de corte con placas de acero.....	103
Tabla 3.6.19: Detalles de elementos de borde de muros del edificio tipo 6 de pórticos con muros de corte con placas de acero.....	103
Tabla 3.6.20: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 6 de pórticos con muros de corte con placas de acero.....	104
Tabla 3.6.21: Resumen de cantidades y pesos de todos los sistemas sismo resistentes estudiados.....	105
Tabla 3.6.22: Resumen de cantidades y pesos del sistema de entrepiso.....	105
Tabla 3.7.1: Parámetros generales de la conexión (RBS) (AISC 358-10).....	107
Tabla 3.7.2: Verificación de flexión de la viga en la cara de la columna de un nudo de cada uno de los edificios tipo.....	108
Tabla 3.7.3: Criterio de Columna fuerte – Vigas débil de un nudo de cada uno de los edificios tipo.....	109
Tabla 3.7.4: Dimensiones de la placa de cortante de un nudo de cada uno de los edificios tipo.....	109
Tabla 3.7.5: Dimensiones de la placa de refuerzo.....	114
Tabla 3.7.6: Dimensiones del Gusset Plate.....	114
Tabla 4.1.1: Precios unitarios utilizados para la elaboración de los diferentes edificios tipo de los sistemas sismo resistentes.....	116
Tabla 4.1.2: Presupuestos totales de los diferentes sistemas sismo resistentes.....	116
Tabla 4.1.3: Pesos totales de la estructura de cada sistema sismo resistente.....	118
Tabla 4.1.4: Pesos totales de conexiones RBS y Gusset Plate.....	120



ΥΝΙΒΕΡΣΙΤΗΤΑ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Universidad de Cuenca

Cláusula de Derechos de Autor

Yo, *José David Andrade Sojos*, autor de la tesis “ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMO RESISTENTES PARA EDIFICIOS UTILIZANDO SISTEMAS COMBINADOS CON PÓRTICOS, MUROS O DIAGONALES EN HORMIGÓN Y ACERO”, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciera de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 1 de Abril del 2015

José David Andrade Sojos
C.I: 010511869-9



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Universidad de Cuenca

Cláusula de Derechos de Autor

Yo, *Maribel Karla Jaramillo Carrillo*, autora de la tesis “ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMO RESISTENTES PARA EDIFICIOS UTILIZANDO SISTEMAS COMBINADOS CON PÓRTICOS, MUROS O DIAGONALES EN HORMIGÓN Y ACERO”, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniera Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autora.

Cuenca, 1 de Abril del 2015

Maribel Karla Jaramillo Carrillo
C.I: 140070400-1



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Universidad de Cuenca

Cláusula de Propiedad Intelectual

Yo, *José David Andrade Sojos*, autor de la tesis “ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMO RESISTENTES PARA EDIFICIOS UTILIZANDO SISTEMAS COMBINADOS CON PÓRTICOS, MUROS O DIAGONALES EN HORMIGÓN Y ACERO”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 1 de Abril del 2015

José David Andrade Sojos
C.I: 010511869-9



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Universidad de Cuenca

Cláusula de Propiedad Intelectual

Yo, *Maribel Karla Jaramillo Carrillo*, autora de la tesis “ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMO RESISTENTES PARA EDIFICIOS UTILIZANDO SISTEMAS COMBINADOS CON PÓRTICOS, MUROS O DIAGONALES EN HORMIGÓN Y ACERO”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, 1 de Abril del 2015

Maribel Karla Jaramillo Carrillo
C.I: 140070400-1



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

DEDICATORIA

A Dios, por haberme dado la fortaleza, salud y ganas de superación para llegar a cumplir esta meta en mi vida.

A mis padres, que han sido un pilar fundamental, apoyándome en cada momento y brindándome amor, consejos y valores que me han permitido llegar a ser una persona de bien.

A mis abuelitos, ejemplo de superación y esfuerzo. A mi hermano que siempre ha estado presente en todo momento. A mi familia, en especial a mis tías, que siempre con la unidad me han cuidado y hecho sentir una mejor persona, y a una amiga especial que con su ayuda y consejos siempre me ha demostrado su apoyo.

José David A.

Esta tesis se la dedico a Dios, quien supo darme la fortaleza para seguir adelante con mis estudios a pesar de todas las adversidades y permitirme llegar a este momento tan especial en mi vida.

A mi madre, quien ha sido el pilar fundamental de mi vida, formándome con buenos sentimientos, hábitos y valores. Por brindarme sus consejos, comprensión, amor y ayuda incondicional en los momentos buenos y malos que se presentaron a lo largo de mi vida estudiantil, siempre apoyándome y creyendo en mí.

A mis hermanos Lisbeth, Freddy y Fernando por brindarme su apoyo incondicional y estar conmigo para poder realizarme como profesional. A mi hijo Dereck quién es mi inspiración, motivación y felicidad.

Karla J.



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

AGRADECIMIENTO

Este proyecto es resultado de mucho esfuerzo y dedicación, por esto agradecemos en primer lugar a Dios.

A nuestro director de tesis, Ing. Juan Carrión, que con sus conocimientos y dirección nos guio de excelente manera para el desarrollo de dicho proyecto de tesis.

A nuestra Universidad, la cual nos dio la oportunidad de prepararnos de la mejor manera como personas y profesionales.

A nuestros profesores, compañeros y todas las personas que nos apoyaron a lo largo de la carrera de ingeniería, inculcándonos responsabilidad y formándonos como personas de bien.



1. INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción y Antecedentes

“El diseño sismo resistente implica mucho más que la simple consideración de un conjunto de cargas estáticas que se aplican a la estructura; requiere, además y principalmente, la selección de un sistema estructural idóneo y eficiente para absorber los efectos sísmicos y de un cuidado especial en la observancia de requisitos de dimensionamiento y de detalle de los elementos estructurales, y aun de los no estructurales.” (Meli, 1985). El objetivo de un sistema estructural es resistir las acciones a las que va a estar sometido, sin recibir grandes daños que lo lleven a un colapso o mal comportamiento.

En muchas regiones, los sismos representan la causa mayor de fallas y daños en las estructuras y es necesario tomar precauciones muy especiales en ellas. “En otras, su ocurrencia es mucho más esporádica, pero el riesgo de sismos intensos es suficientemente grande para que sus efectos deban tomarse en cuenta en el diseño de las estructuras comunes.” (Meli, 1985).

“Después del gran terremoto de Ambato, el gobierno del Ecuador emitió un código nacional de la construcción en 1951, que fue calificado como obligatorio para todo el país en 1952. En este código se especifica, entre otras cosas, las reglas para construcciones sismo resistentes.” (INEN, 1976).

El Hormigón desde su invención entre el siglo XIX y siglo XX se ha convertido en uno de los materiales estructurales más utilizados. Una importante ventaja es su alta resistencia a compresión, lo que lo hace apropiado para este tipo de elementos tales como columnas o arcos; y como una gran desventaja se tiene que el hormigón es un material relativamente frágil a tensión y corte, por lo cual se utiliza acero de refuerzo. (Nilson, 2001). Otras de sus ventajas son la durabilidad en el tiempo y la trabajabilidad cuando se encuentra en su estado fresco.

El acero es uno de los materiales estructurales más utilizados actualmente, ya que cuenta con una alta resistencia, poco peso en comparación con el hormigón y facilidad de fabricación. Entre algunas de sus ventajas tenemos una alta resistencia del acero por unidad de peso, lo que permite estructuras relativamente livianas y en consecuencia espacios más extensos. Por su ductilidad presentan grandes deformaciones antes de producirse la falla, avisando de manera visual un posible colapso; se utilizan elementos de menor dimensión lo que genera mayor disponibilidad de espacio.



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

En esta investigación se realiza un análisis comparativo de cuatro sistemas estructurales sismo resistentes en consideración de sus características, métodos de diseño, facilidad de construcción, entre otros. Para el estudio se tomará en cuenta los siguientes sistemas:

- Pórticos de acero no arriostrados o pórticos a momento.
- Pórticos de acero arriostrados
- Muros de corte de hormigón armado
- Muros de corte con placa de acero

Para realizar un análisis comparativo entre los sistemas antes mencionados, se plantea considerar las variables que usualmente son empleadas en el diseño de edificaciones. Las variables a considerarse son: altura (número de pisos), y luces libres entre columnas. Se utilizará como códigos base para el diseño, AISC 360-10 para los sistemas con acero estructural, AISC 341-10 para los sistemas sismo resistentes con acero estructural, ACI 318-11 para sistemas con hormigón y NEC-11 para condiciones de cargas. Como parte de la metodología de análisis se prevé emplear el programa de modelación digital tridimensional de elementos finitos ETABS versión 2013 (Computers and Structures Inc).

Adicionalmente se realizara un análisis técnico y económico entre los sistemas antes mencionados. A través de los resultados a obtener, se espera determinar las condiciones para las cuales cada sistema es más apropiado en la zona de estudio.

1.2Objetivos

1.2.1 Objetivo General

- Realizar un análisis comparativo para edificaciones entre diferentes sistemas estructurales sismo resistentes en la ciudad de Cuenca de acuerdo a las variables: número de pisos y longitud de luces.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Analizar los fundamentos y desempeño de los sistemas sismo resistentes del estudio
- Aplicar los diferentes códigos de diseño a los sistemas de estudios planteados
- Implementar el modelo computacional para los sistemas de estudio
- Realizar un análisis comparativo de sistemas según sus respectivas variables
- Realizar un análisis económico de los sistemas estudiados



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

1.3 Justificación

En el Ecuador y todo el mundo, uno de los factores que ocasionan mayor fallas estructurales son los terremotos, debido a que las normas de diseño sismo resistente no han sido aplicadas correctamente, elevando la vulnerabilidad de las estructuras. Un buen diseño sismo resistente nos permite construir edificios con la capacidad de resistir fuerzas laterales severas sin colapsar, aceptando algún grado de daño estructural, y capaces de resistir sismos de moderada intensidad sin sufrir daño estructural relevante. (Zambrano, 2008). Un factor importante a la hora de seleccionar un adecuado sistema sismo resistente es el económico, el cual determina si es o no viable la construcción.

Por lo antes mencionado, es necesario realizar un análisis comparativo técnico-económico para edificaciones entre diferentes sistemas estructurales sismo resistentes en la ciudad de Cuenca, evaluando, las ventajas y desventajas de cada sistema analizado. Para cada sistema estructural se analizara su comportamiento y eficiencia de acuerdo a las variables planteadas.

Esta investigación incluye un análisis completo de cada sistema sismo resistente de acuerdo a edificios tipo, es decir para una determinada geometría del edificio, mismo material de elementos no estructurales, se realizara un modelamiento de cada sistema, diseño de los elementos, selección de la alternativa estructural más eficiente y un detallado análisis económico de cada sistema.

2. MARCO TEORICO

2.1 Generalidades

Los sismos son desastres naturales que se producen en gran parte del mundo por la liberación de energía acumulada en la tierra, produciendo pérdidas de vidas humanas, daño en la infraestructura civil y pérdidas económicas.

“Se debe mencionar que el objetivo fundamental de la ingeniería sísmica es el de proyectar y diseñar estructuras que sean capaces de resistir grandes eventos sísmicos durante su vida útil, para lo cual es estrictamente necesario el conocimiento a detalle de la respuesta no lineal (constitutiva y geométrica)” (Vielma & Mendoza, 2009).

Para resistir un evento sísmico sin sufrir daños considerables se utiliza tipos de sistemas estructurales, mediante la estructuración de pórticos de acero formado por vigas y columnas, y la estructuración conformada de muros de corte con placas de acero u hormigón.

El acero es un material que nos provee excelentes características como resistencia, rigidez y ductilidad, siendo capaz de soportar grandes cargas sin producir su falla.



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Debido a estas propiedades es muy utilizado en diseño de estructuras sismo resistentes. (Mc.Cormac, 2002).

El hormigón es un material tradicional que se emplea en las construcciones y se obtiene a partir de mezclar cemento, arena, grava y agua. Tiene gran importancia estructural debido a que puede adoptar una variedad de formas debido a su consistencia líquida y plástica, alta resistencia a compresión, con la desventaja de presentar poca resistencia a esfuerzos de tracción. Para resistir dichos esfuerzos se utiliza acero de refuerzo, que es lo que comúnmente conocemos como hormigón armado.

Los tipos estructurales sismo resistentes se clasifican por:

La forma de soportar la acción sísmica:

- Pórticos sismo resistentes no arriostrados
- Pórticos sismo resistentes arriostrados
- Sistemas duales
- Muros de corte con placas de acero
- Muros de corte de hormigón

La forma de disipación de la energía o capacidad de deformación inelástica:

- Especiales
- Intermedios
- Ordinarios

2.2 Sistemas estructurales de Acero y Hormigón

2.2.1 Sistemas estructurales de Acero

“Las estructuras de acero han evolucionado a lo largo de más de un siglo como resultado de la experiencia obtenida por la industria de la construcción y de numerosas investigaciones destinadas a optimizar su uso. Este avance ha permitido desarrollar distintos tipos de estructuras sismo resistentes, los cuales presentan variaciones no solo en su comportamiento estructural, sino también diferencias constructivas, funcionales y económicas.” (Crisafulli, 2013).

Estos aspectos le permiten al ingeniero estructural seleccionar la solución más adecuada para casos particulares.

El reglamento AISC 341-10 clasifica a los sistemas estructurales para construcciones sismo resistentes de acero en dos grupos:

Los sistemas del primer grupo se caracterizan porque su comportamiento está controlado por la flexión, mientras que en el segundo grupo su comportamiento depende de las fuerzas axiales o el corte.



2.2.2 Sistemas estructurales de Hormigón

Sin lugar a dudas el sistema estructural más utilizado para las estructuras de edificación en nuestro medio es el compuesto de vigas y columnas (sistemas aporricados) de hormigón armado.

Entre algunas de las ventajas que tienen los sistemas de este tipo, tenemos:

Si el acero de refuerzo tiene un recubrimiento de hormigón adecuado, la estructura tendrá la posibilidad de una larga vida útil aún bajo condiciones extremas de clima y ambiente.

De igual manera, con un buen recubrimiento del refuerzo, una estructura de hormigón armado suministra la máxima protección contra el fuego.

2.3 Pórticos No Arriostrados:

Anteriormente el diseño sísmico no existía formalmente; el terremoto de 1906 en San Francisco (EEUU) convenció a muchos ingenieros de la eficiencia de los pórticos de acero. Las fotos tomadas antes y después del terremoto mostraron que muchos edificios resistieron dicho movimiento, ya sea de forma intacta o algunos perdieron parte de su fachada sin presentar daño estructural considerable. (Bronson, 1959). Sin embargo, la construcción de pórticos a momento de acero han evolucionado en las décadas posteriores, con diferencias notables en las conexiones. (Hamburger, Krawinkler, & Malley, 2009). Cuando se produjo el terremoto de Northridge (EEUU) en 1994 y el terremoto de Kobe (Japón) de 1995, se pudo observar que los edificios de acero presentaron fallas especialmente en las conexiones viga-columna, debido a esto se refuerza de manera sustancial la verificación de los detalles de conexión, calidad de mano de obra e inspección y verificación de las propiedades de soldaduras. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

Los pórticos no arriostrados o pórticos a momento, están compuestos por ensamblajes rectilíneos de vigas y columnas, con conexiones rígidas, así formando una estructura resistente. (Leet, Uang, & Gilbert, 2011).

Los componentes de estos pórticos al ser accionados por un sismo dan lugar a momentos flectores y esfuerzos de corte. Estos pórticos pueden exhibir una respuesta dúctil y estable; sin embargo, son estructuras relativamente flexibles y el diseño usualmente es controlado por las limitaciones de la distorsión de piso. Este tipo estructural se caracteriza por su elevada capacidad de disipación de energía, cuando se diseña y construye para acción sísmica. (Crisafulli, 2013).

Las especificaciones AISC 341-10 definen tres tipos de pórticos no arriostrados: especiales (SMF), intermedios (IMF) y ordinarios (OMF), de acuerdo al grado de comportamiento dúctil que se considera en el diseño. Estos sistemas estructurales se diseñan para distintos valores de disipación de energía. Para este análisis comparativo usaremos los pórticos no arriostrados especiales (SMF).



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

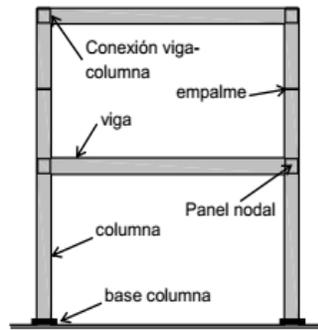


Figura 2.1.1: Típico Pórtico No Arriostrado de acero

2.3.1 Comportamiento estructural

Los pórticos de momento sismo resistentes están compuesto por tres elementos principales: vigas, columnas y conexión viga-columna. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011). Las cargas que actúan sobre los pórticos no arriostrados inducen a esfuerzos internos, esfuerzos de corte y momento flectores (Figura 2.1.2), controlando el diseño los momentos flectores.

La resistencia ante cargas laterales es proporcionada por la acción del pórtico rígido, es decir, los momentos flectores máximos que se desarrollan en los extremos de vigas y columnas, donde pueden formarse rotulas plástica para permitir la disipación de energía. (Leet, Uang, & Gilbert, 2011).

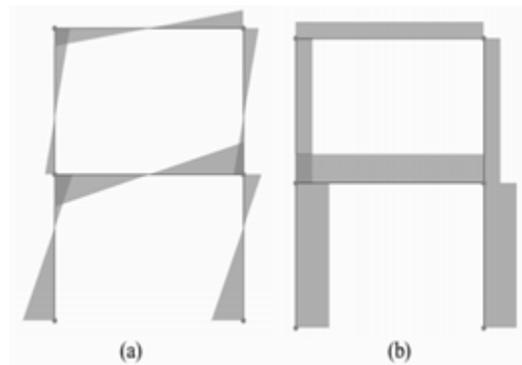


Figura 2.1.2: Diagramas típicos de: (a) momentos flectores y (b) esfuerzos de corte de un pórtico sometido a carga sísmica.

Para obtener una excelente respuesta estructural sísmica se debe usar el mecanismo de viga débil-columna fuerte, formándose rotulas plásticas en los extremos de las vigas, mientras las columnas permanecen en rango elástico. Para lograr esto debemos aplicar el diseño por capacidad para obtener una respuesta dúctil, donde la plastificación de las vigas se produce en forma progresiva. (Crisafulli, 2013).



2.3.2 Aplicaciones

No se puede fijar un límite de altura para los edificios con sistemas de pórticos a momento, se puede emplear en distintos tipos de construcciones ya sea fábricas, edificios, centro comerciales, viviendas etc. Se recomienda una geometría sencilla en planta y elevación, las formas complejas, irregulares o asimétricas causan un mal comportamiento cuando la estructura es atravesada por un sismo. Si se construye geometrías irregulares la estructura podría sufrir torsión.

2.3.3 Ventajas

- Los Pórticos no arriostrados han sido populares en muchas regiones de alta sismicidad debido a su alta ductilidad y su versatilidad arquitectónica ya que no hay arriostramientos para bloquear las aberturas de la pared. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).
- Su construcción se realiza en menos tiempo a comparación de los pórticos de hormigón.
- Disipan grandes cantidades de energía gracias a la ductilidad que poseen los elementos y la gran hiper elasticidad del sistema.
- Rapidez de elaboración de sus componentes y montaje.

2.3.4 Conexiones

Las conexiones de los pórticos a momento de acero deben asegurar que las vigas desarrollen su capacidad a flexión. Estas conexiones pueden clasificarse en 3 grupos, según su rigidez flexional. Conexiones totalmente restringidas (FR, Fully Restrained): transfieren momento flector con una rotación relativa despreciable, requiere que la rigidez flexional de la conexión sea igual o mayor a 20 veces la rigidez de la viga.

Conexiones parcialmente restringidas (PR, Partially Restrained): capaces de transferir momento, la rotación no es despreciable. La rigidez flexional de la conexión esta entre 20 y 2 veces la rigidez de la viga. Si la rigidez es menor equivale a una conexión articulada sin transferir momento. (Crisafulli, 2013).

Se debe utilizar conexiones parciales o totalmente restringidas para evitar fallas en las conexiones viga-columna como las observadas en el terremoto de Northridge (California, USA, 1994). Las especificaciones sísmicas (AISC) requieren de conexiones precalificadas en pórticos no arriostrados sismo resistentes. (Crisafulli, 2013)

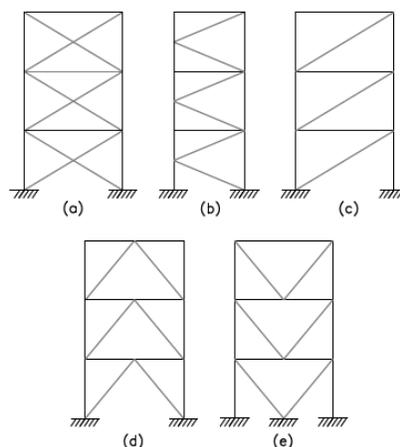


2.4 Πόρτικος Αρριοστραδος Κονκόντρικος

Αρμαδουρας δε ηιερο κουνδιου φουερου υσαδου πορ πριμωρα βωζ εν ελ πουεντ Earl Trumbull σοβρο ελ καναλ δε Erie εν 1840. (Griggs, 2009). Λας διαποσιουονεσ σιςμικασ πορα ελ ανάλυσι, διασένη και λωρα δεταλλαδω δε λωσ πορτικος αρριοστραδος κονκόντρικος (CBFS) σε διασαρρολλαρην εν ρεγλαμεντοσ και γυίασ σιςμικασ. Εν ΕΕΥΥ σε διασαρρολλαρην α φιναλεσ δε 1970 (SEAOC 1978) και σε αποκλαρην δε φορμα νακοναλ α πρινοπιοσ δε 1990 (AISC 1992). Ετασ διαποσιουονεσ σε ηαν ιδο ακτουαλίζωονεσ προγρωσivamente εν ρεγλαμεντοσ και γυίασ κομω: Ασσοκίωονεσ δε Ινγερνιεροσ Εστρουκτουραλεσ δε Καλιφορνια (SEAOC), ρεκομηνδωκονεσ δε ρεγουιρηνιεντοσ πορα φορζασ λατεραλεσ (SEAOC 1996), κώδιγο δε κονστρουκκίωονεσ υνιφορμη (ICBO 1994), ρεκομηνδωκονεσ δε ρεγυλακονεσ σιςμικασ πορα νωεωσ εδιφικίωονεσ (BSSC 1995), και ελ AISC LRFD (AISC 1993). Λωσ κώδιγοσ πορα λω κονστρουκκίωονεσ σε εταβλεκίωονεσ φορμωλαμηντε εν ΕΕΥΥ εν ελ ανίω 2000. AISC 341 εσ ελ κώδιγο βασω πορα ελ διασένη δε εστρουκτουρασ σισμω ρεσιστεντεσ δε ακερο. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

Λωσ πορτικος δε ακερο κον αρριοστρωμηντοσ κονκόντρικοσ (CBFS) ετασ κωποστωσ πορ βιγασ, κωλυμνασ και διαγωναλεσ εστρουκτουραλεσ ποε σε κωρταν εν πουεντ, φορμωνοσ ασί υν σιστεμω δε κερχα κονκόντρικα (Φιγουρα 2.1.3). Λωσ CBFS τιενεν υνα γρων εφικίωονεσ δε ρεσιστιρ φορζασ λατεραλεσ, και ποε πρωσενταν υνα αλτα ρεσιστενκίωονεσ και ριγιδεζ αντε ακκονεσ σιςμικασ, εστο πορμιτε υν αδεκωαδο κωντρολ δε δεσπλωζωμηντοσ. Λωσ CBFS σοσ σιστεμασ εστρουκτουραλεσ κομυονεσ εν κωυαλκίωωονεσ ζωνω δε αλτα σισμικιτω. (Sabelli, Roeder, & Hajjar, 2013).

Si no se diseñan adecuadamente sus componentes estructurales pueden presentar un resultado inadecuado ante la presencia de un sismo. (Tremblay, 1996).



Φιγουρα 2.1.3: Κονφιγουρακίωονεσ τίπικασ δε λωσ πορτικος αρριοστραδος κονκόντρικοσ:(a) ριοστρασ εν Χ, (b) εν Κ, (c) εν διαγωναλ, (d) εν V ινβερτιδα, (e) εν V



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Este tipo de pórticos, al ser afectado por un sismo, producen deformaciones inelásticas en sus riostras diagonales, lo cual permite la disipación de energía. El código AISC 341-10 clasifica a los pórticos arriostrados concéntricos (CBF) en dos tipos: Pórticos arriostrados concéntricos especiales (SCBF) y pórticos arriostrados concéntricos ordinarios (OCBF).

Para este proyecto de grado analizaremos los pórticos arriostrados concéntricos especiales (SCBF).

2.4.1 Comportamiento estructural

Bajo excitación sísmica, la ocurrencia de grandes fuerzas horizontales da como origen el comportamiento plástico de la estructura. Dependiendo de la dirección de las cargas, las barras de arriostramiento actúan en tensión y compresión, las cuales tienen mayor capacidad a tensión que a compresión. (Balázs).

El desempeño del sistema SCBF se ve influenciado por el comportamiento de las riostras. (Lehman, Roeder, Herman, Johnson, & Kotulka, 2008). El desempeño deseado de un sistema SCBF se basa en proporcionar altos niveles de ductilidad de las riostras para lograr grandes derivas inelásticas. Estos pórticos utilizan diseño por capacidad, las riostras sirven como “fusible del sistema”. SCBF desarrollan la fuerza y rigidez lateral necesaria para asegurar el funcionamiento estructural durante pequeños y frecuentes terremotos, pero la deformación inelástica necesaria para garantizar la seguridad de vida mediante la prevención de colapso de estructuras durante terremotos está dominado por la fluencia en tensión, pandeo y deformación post pandeo de las riostras.

Es necesario conseguir una capacidad máxima de deformación inelástica de las riostras. (Sabelli, Roeder, & Hajjar, 2013).

Los arriostramientos pueden desarrollar deformaciones inelásticas durante la presencia de un sismo, esto da origen al pandeo de riostras comprimidas y posteriormente a la fluencia de riostras traccionadas.

Debido a esto, se forman rótulas plásticas en la zona central y en los extremos de las riostras. El diseño de los SCBF debe asegurar que el resto de la estructura (columnas, vigas y conexiones) posea la capacidad suficiente para resistir las cargas gravitacionales, aun cuando las riostras hayan sido dañadas. (Crisafulli, 2013).

2.4.2 Aplicaciones

Son aplicados en ciudades con alta amenaza sísmica por su gran capacidad de disipación de energía y rigidez lateral. Se puede aplicar a gran variedad de geometrías posibles y construir hasta niveles de gran altura.

Se puede aplicar para rehabilitación de estructuras existentes porque se pueden ensamblar piezas relativamente pequeñas en tamaño y peso. Son eficaces en el



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

perímetro del edificio donde pueden controlar la respuesta torsional del edificio ante el sismo. (Sabelli, Roeder, & Hajjar, 2013).

2.4.3 Ventajas

- Mediana capacidad de disipación de energía ante eventos sísmicos.
- Los arriostramientos concéntricos de acero son usados para la rehabilitación sísmica de estructuras, mediante la colocación de riostras en estructuras existentes de acero u hormigón armado.
- Presentan gran rigidez elástica.

2.4.4 Conexiones

Las riostras se unen a las vigas y columnas del pórtico mediante placas, a través de pernos o soldadura. Las observaciones en terremotos pasados y en ensayos de laboratorio indican que muchas de las fallas observadas se producen en las conexiones, de ahí la importancia de que se diseñen y detallen adecuadamente. La conexión de un pórtico arriostrado concéntrico debe asegurar que tenga una resistencia a tracción, compresión y flexión suficiente para soportar los máximos esfuerzos que le trasmite la riostra, cuando está desarrollando su capacidad resistente. Esto se logra con la aplicación de los principios del diseño por capacidad. (Crisafulli, 2013).

2.5 Pórticos con Muros de Corte de Hormigón

Un muro de corte de hormigón se podría definir como paredes de hormigón armado que dada una mayor dimensión en una dirección, proporcionan en dicha dirección una gran resistencia y rigidez ante cargas laterales. Un muro de corte alto en voladizo tiene un comportamiento parecido o similar al de una viga en voladizo.

Una de sus funciones es la de absorber fuerzas laterales aplicadas en la estructura, aumentando la rigidez con el propósito de evitar deformaciones excesivas y daños que puedan afectar el funcionamiento general de la misma.

2.5.1 Comportamiento estructural

“Los muros de corte deben diseñarse para resistir la variación del cortante en la altura, del momento, que produce compresión en un extremo y tensión en el extremo opuesto, así como las cargas gravitacionales que producen compresión en el muro.

Un prerequisite para el diseño de muros de corte dúctiles es que la fluencia del refuerzo de flexión en zonas de articulación plástica definidas controle la resistencia, las deformaciones inelásticas y la capacidad de deformación de toda la estructura.



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

De esta manera, la principal fuente de disipación de energía será la plastificación del acero a flexión.” (Alcocer, 1995).

2.5.2 Aplicaciones

Los muros de corte de hormigón armado son especialmente adecuados para edificaciones de mediana altura, ubicando de manera general los muros de corte en los ductos del ascensor. Los muros estructurales deben colocarse de manera que la distribución en planta de la rigidez sea simétrica y sea estable torsionalmente. (Alcocer, 1995).

2.5.3 Ventajas

Disminuye considerablemente las deformaciones de piso o derivas de piso, las vibraciones con lo que evita que existan excesivos daños en elementos no estructurales de la edificación.

Al tener estos muros la característica de gran rigidez lateral, absorben la mayoría de las sollicitaciones sísmicas. Este aspecto ayuda a minimizar la posibilidad de falla por efecto de columnas cortas.

Tiene un comportamiento dúctil, mediante el acero de refuerzo que actúa como elemento disipador de energía.

2.6 Pórticos con Muros de Corte con Placas de Acero

Los pórticos con muros de corte con placas de acero se han usado desde hace varias décadas en Japón y Estados Unidos. Su implementación explícita en las reglamentaciones AISC data del año 2005. (Crisafulli, 2013).

Un muro de corte con placas de acero (SPSW) es un sistema estructural de resistencia de carga lateral que está compuesto por una placa de acero vertical (placa de relleno), enmarcada por vigas y columnas. Este sistema no solo se puede utilizar en edificios nuevos sino también en la modernización de construcciones existentes. Las vigas y columnas que encierran la placa de relleno se denominan elementos de borde; estos elementos pueden ser verticales (VBE) y horizontales (HBE). (Sabelli & Bruneau, 2007).

Una caracterización general es que un muro de este tipo, sujeto a ciclos de deformación inelástica, presenta inicialmente una gran rigidez y un comportamiento muy dúctil en general, disipando gran cantidad de energía, por lo cual se podría considerar un sistema estructural apto para el diseño de estructuras sismo resistentes. (Sabelli & Bruneau, 2007).



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

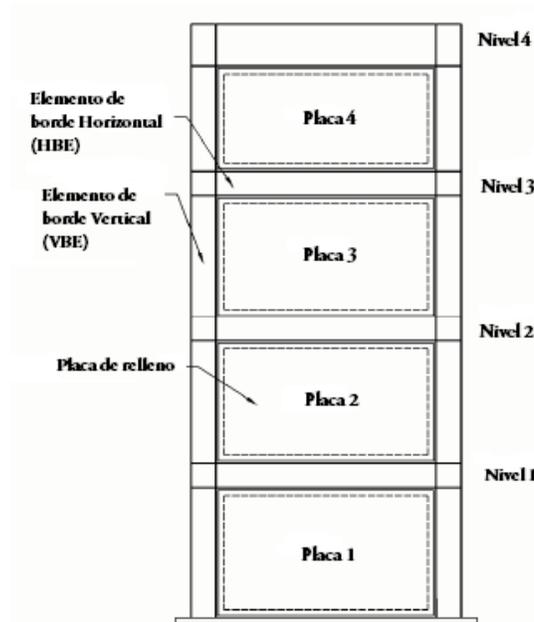


Figura 2.1.4: Típico muro de corte con placa de acero

2.6.1 Comportamiento estructural:

“El comportamiento estructural de los muros de corte con placas de acero se caracteriza, como todos los sistemas de muros, por su elevada rigidez y resistencia. Bajo la acción de cargas sísmicas, los muros de corte pueden disipar energía, principalmente, por la fluencia de la placa de alma. La fluencia se desarrolla por un mecanismo de acción de campo de tracción diagonal, con un ángulo de aproximadamente 45° , mientras que en la dirección perpendicular la placa se pandea a niveles bajos de carga (debido a la esbeltez de la placa).

Los ensayos indican que la placa de alma puede experimentar grandes deformaciones inelásticas en tracción y compresión. En algunos casos se ha observado problemas de fractura del acero, por ejemplo en las esquinas del panel, donde se pueden producir demandas elevadas.

Los elementos de borde horizontal y vertical, utilizan conexiones totalmente restringidas, de modo que pueden formarse rótulas plásticas en los elementos horizontales, en forma análoga a un pórtico no arriostrado. Los resultados experimentales indican que puede producirse pandeo local en las rótulas plásticas cuando el muro de corte desarrolla ductilidades elevadas.” (Crisafulli, 2013).



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

2.6.2 Aplicaciones:

Los muros de corte con placas de acero han sido aplicados en construcción de viviendas unifamiliares hasta la construcción de rascacielos.

Es especialmente adecuado para edificaciones de media y gran altura con plano de planta repetitivo y núcleo de edificio continuo. (Sabelli & Bruneau, 2007).

2.6.3 Ventajas:

Los muros de corte con placas de acero ofrecen ventajas significativas sobre muchos otros sistemas en términos de costo, rendimiento y facilidad de diseño. La resistencia y rigidez del sistema aseguran un adecuado rendimiento bajo cargas laterales moderadas. La ductilidad en las placas de acero produce un buen rendimiento bajo cargas sísmicas severas. (Sabelli & Bruneau, 2007).

2.6.4 Conexiones:

“La resistencia requerida para el diseño de las conexiones de la placa de alma a los elementos de borde debe determinarse considerando que la placa desarrolla su resistencia esperada en tracción.

Las conexiones entre los elementos de borde vertical y horizontal deben cumplir todas las condiciones exigidas para las conexiones a momento totalmente restringidas de los pórticos no arriostrados ordinarios.” (Crisafulli, 2013).

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1 Definición de la geometría de los edificios tipo

3.1.1 Generalidades

Para el estudio de los sistemas sismo resistentes definidos en el anterior capítulo, vamos a utilizar edificios representativos, los cuales tendrán variación de número de pisos, dimensiones en planta y luces libres entre columnas. Los edificios tipo serán para uso residencial, ya que la ciudad de Cuenca se encuentra en una etapa de expansión urbana, específicamente en forma vertical.

Los edificios tendrán una variación de altura de 4, 8 y 12 pisos, las cuales son alturas de uso común en la ciudad. Las luces libres entre columnas serán de 6 y 9 metros, dichos valores son aproximados a los comúnmente utilizados en edificaciones típicas.

3.1.2 Edificio Tipo 1



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Este tipo de edificio tiene una planta rectangular de 42 x 30 metros, utilizando luces libres entre columnas de 6m y una elevación de 4 pisos (12m) con 3m de altura entre pisos.

3.1.3 Edificio Tipo 2

Este tipo de edificio tiene una planta rectangular de 42 x 30 metros, utilizando luces libres entre columnas de 6m y una elevación de 8 pisos (24m) con 3m de altura entre pisos.

3.1.4 Edificio Tipo 3

Este tipo de edificio tiene una planta rectangular de 42 x 30 metros, utilizando luces libres entre columnas de 6m y una elevación de 12 pisos (36m) con 3m de altura entre pisos.

3.1.5 Edificio Tipo 4

Este tipo de edificio tiene una planta rectangular de 45 x 36 metros, utilizando luces libres entre columnas de 9m y una elevación de 4 pisos (12m) con 3m de altura entre pisos.

3.1.6 Edificio Tipo 5

Este tipo de edificio tiene una planta rectangular de 45 x 36 metros, utilizando luces libres entre columnas de 9m y una elevación de 8 pisos (24m) con 3m de altura entre pisos.

3.1.7 Edificio Tipo 6

Este tipo de edificio tiene una planta rectangular de 45 x 36 metros, utilizando luces libres entre columnas de 9m y una elevación de 12 pisos (36m) con 3m de altura entre pisos.

3.2 Formulación de los diferentes sistemas sismo resistentes

3.2.1 Pórticos Especiales No Arriostrados

Estos pórticos presentan mayor capacidad de disipación de energía. Se espera que la mayoría de las deformaciones inelásticas ocurran en la articulación plástica de las vigas (fluencia por flexión) con limitada fluencia en las zonas de los paneles nodales de las columnas. (NEC, 2011).



3.2.1.1 Requerimiento para vigas y columnas. Relación ancho – espesor

Las vigas y columnas de pórticos especiales, deben cumplir con los requerimientos para miembros de alta ductilidad de la tabla D1.1 de la especificación AISC 341-10 para controlar problemas de pandeo local.

3.2.1.2 Criterio de columna fuerte – viga débil

La conexión-viga columna debe satisfacer las relaciones especificadas en el código AISC 341-10 sección E3:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1$$

Donde:

$\sum M_{pc}^*$: Es la suma de momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta.

$\sum M_{pb}^*$: Es la suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta.

3.2.1.3 Arriostramiento lateral en las vigas

- **Separación**

Ambas alas de las vigas deben estar lateralmente arriostrados, con un espaciamiento máximo de:

$$L_b = 0.086r_y \frac{E}{F_y}$$

r_y : Radio de giro de la viga respecto al eje vertical.

- **Resistencia y Rigidez requerida**

Los arriostramientos laterales deben tener una suficiente resistencia y rigidez a compresión de acuerdo a las ecuaciones del código AISC 341-10 sección D.1.

3.2.1.4 Conexiones viga – columna

Debe cumplir los siguientes requerimientos:

- **Angulo de deriva de entrespiso**

La conexión debe ser capaz de soportar las rotaciones plásticas correspondientes a



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

un nivel de distorsión de piso total de 0.04 radianes.

- **Resistencia a Flexión**

La capacidad a flexión de la conexión, medida en la cara de la columna, debe ser como mínimo $0.8 M_p$ de la viga conectada para un nivel de distorsión de piso de 0.04 radianes

M_p : Es el momento de plastificación de la viga calculado con la tensión de fluencia para el acero especificado.

- **Resistencia a Cortante requerida**

Se determina a partir del cortante producido por las cargas gravitacionales más el cortante V_E originando asumiendo la formación de articulaciones plásticas en los extremos de la viga.

$$V_E = 2(1.1R_y M_p) / L_h \quad \text{LRFD}$$

Donde:

M_p : Resistencia plástica nominal a flexión

L_h : Distancia entre las articulaciones plásticas

R_y : Es el factor de esfuerzo de fluencia probable

3.2.1.5 Placas de continuidad

Se debe colocar en las conexiones viga-columna si no cumplen con los siguientes requerimientos:

- Así lo indica la conexión precalificada
- Cuando la viga se suelda al ala de una columna formada por un perfil I, t_{cf} cumple con:

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

Donde:

F_{yb} : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado de la viga

F_{yc} : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado de la columna

R_{yb} : Factor de esfuerzo de fluencia probable de la viga

R_{yc} : Factor de esfuerzo de fluencia probable de la columna

b_{bf} : Espesor del ala de la viga

JOSE DAVID ANDRADE SOJOS

MARIBEL KARLA JARAMILLO CARRILO



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

t_{bf} : Espesor del ala de la viga

t_{cf} : Mínimo espesor requerido de la de la columna cuando no está compuesta por placas

Las placas de continuidad deben unirse a las alas de la columna mediante soldadura de penetración completa (CJP groove welds) y al alma de la columna con soldadura de ranura o de filete.

3.2.1.6 Panel Nodal

- **Resistencia al Cortante**

Se determina mediante la suma de los momentos en las caras de las columnas obtenidos a partir de los momentos probables en los puntos de articulaciones plásticas.

$$\phi_v = 1 \quad \text{LRFD}$$

R_v : Resistencia nominal al corte

$$V_u = \frac{M_1}{(d_{b1} - t_{f1})} + \frac{M_2}{(d_{b2} - t_{f2})} - V_c$$

Donde:

V_c : Esfuerzo de corte en la columna

d_{b1}, d_{b2} : Altura total de las vigas

Si ambas vigas son iguales: $V_u = \frac{\sum M}{(d_b - t_f)}$

Las especificaciones AISC indican que la capacidad a corte requerida en el panel debe determinarse:

Capacidad de corte en el panel es: $\phi_v V_n$

Donde:

$$\phi_v = 1 \quad \text{LRFD}$$

$$\phi_v V_n > V_u$$

V_n se determina a través de:

Si se considera la estabilidad del pórtico y el efecto de la deformación plástica del panel nodal:



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

- Si $P_r \leq 0.75P_c$, donde: $P_c = 0.6P_y = 0.6F_yA_g$

$$V_n = 0.60F_y d_c t_p \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \text{ Resistencia Nominal a corte mediante fluencia del alma}$$

- Si $P_r > 0.75P_c$

$$V_n = 0.60F_y d_c t_p \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \left(1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y} \right)$$

Donde:

$0.60F_y$: Es la tensión de fluencia por corte

P_r : Carga axial requerida

t_p : Espesor total del panel nodal, incluyendo placas de refuerzo

d_c : Ancho total de la columna

d_b : Ancho total de la viga

- **Espesor de las placas del panel nodal**

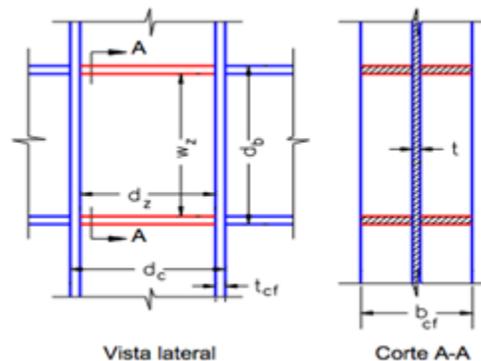


Figura 3.1.1: Geometría de la conexión viga-columna en pórticos no arriostrados

Los espesores “t” de las almas de las columnas y doble placas, en caso que se requiera debe cumplir con:

$$t \geq \frac{(d_z + W_z)}{90}$$

Donde:

t : Espesor del alma de la columna o de la doble placa

d_z : Peralte de la zona de panel medido entre las placas de continuidad

w_z : Ancho de la zona de panel entre alas de columna



3.2.2 Πόρτικος Αρριοστραδος Κοκκόντρικαμντε

Los pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) se diseñan para desarrollar deformaciones inelásticas, mediante la fluencia y pandeo de las riostras.

3.2.2.1 Ριοστρας

Deben cumplir con la condición de esbeltez:

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

- **Resistencia requerida**

Quando el área neta de las diagonales es menor al área gruesa, la resistencia requerida a la tensión del arriostramiento basada en el estado límite de fractura en la sección neta deberá ser mayor al menor de estos valores:

-La resistencia a fluencia probable, en tensión, de la diagonal se determina como $R_y F_y A_g$ (LRFD).

-La máxima carga determinada en un análisis que pueda ser transferida a los arriostramientos del sistema.

3.2.2.2 Configuración de las Ριοστρας

Se escoge una configuración de manera de obtener un balance entre las riostras traccionadas y comprimidas. En cada plano las riostras deben resistir del 30% al 70% de la fuerza sísmica actuante en ese plano.

3.2.2.3 Relación ancho – espesor

Las columnas y riostras de los pórticos arriostrados concéntricamente deben satisfacer requerimientos para miembros de alta ductilidad, mientras las vigas se diseñan para miembros de moderada ductilidad. Dichas especificaciones se muestran en la Tabla D.1.1, ubicada en la sección 3.2.1.1.

3.2.2.4 Conexiones

- **Conexiones viga – columna**

Quando el arriostramiento se conecte a la conexión viga–columna debe cumplir con:

- La rotación requerida es de 0.025 radianes
- La conexión debe ser diseñada para resistir un momento flector menor de los siguientes valores:

Resistencia flexional esperada en la riostra por 1.1, $M = 1.1 R_y F_y A_g$, para viga (LRFD).

Suma de las resistencia flexionales esperadas de las columnas por 1.1



- **Conexiones del arriostramiento diagonal**

Resistencia requerida a tracción es la menor de los siguientes valores:

- La resistencia a fluencia esperada de la riostra: $R_y F_y A_g$, (A_g area bruta de la riostra)
- Máxima carga axial que puede ser transferida a la riostra

Resistencia requerida a compresión:

- $1.1 R_y P_n$, (P_n es la resistencia nominal a compresión)

3.2.2.5 Empalmes en las columnas

Se debe diseñar para desarrollar el 50% de la menor de resistencias nominales plásticas a flexión de los miembros conectados.

Resistencia al cortante: $\frac{\sum M_{pc}}{H}$

Donde:

$\sum M_{pc}$: es la suma de las resistencias nominales plásticas a flexión de las columnas arriba y debajo del empalme

3.2.3 Muros de Corte de Hormigón Armado

Los requisitos de diseño para segmentos de muros verticales dependen de la relación de las dimensiones del segmento de muro en el plano del muro.

La intención de dicha relación es que la fluencia del refuerzo vertical debida a flexión limite la demanda de cortante. Generalmente se sigue la descripción de la tabla publicada en el ACI 318S-11, que se muestra a continuación:

Tabla 3.1.1: Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muro



ΥΝΙϞΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Altura libre del segmento vertical de muro/longitud del segmento vertical de muro (h_w/l_w)	Longitud del segmento vertical de muro/Espesor del muro (l_w/b_w)		
	$l_w/b_w \leq 2.5$	$2.5 < l_w/b_w \leq 6$	$l_w/b_w > 6$
$h_w/l_w < 2$	Muro	Muro	Muro
$h_w/l_w \geq 2$	El machón de muro debe cumplir los requisitos de diseño de columnas, véase 21.9.8.1	El machón de muro debe cumplir los requisitos de columnas o requisitos alternos, véase 21.9.8.1	Muro

Tabla tomada del código ACI 318S-11

3.2.3.1 Resistencia al corte

La resistencia nominal al cortante se da según el ACI 318S-11, en términos de área neta de la sección resistente al cortante:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \delta \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

El coeficiente α_c tiene los valores:

$$\alpha_c \left[\begin{array}{ll} 0.80 & \text{para } h_w/l_w \leq 1.5 \\ \text{Varía linealmente entre } 0.80 - 0.53 & \text{para } 1.5 < h_w/l_w < 2 \\ 0.53 & \text{para } h_w/l_w = 2 \end{array} \right]$$

Nota: Los valores del coeficiente son para unidades MKS (Kg/cm²)

A_{cv} es el área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante considerada.

δ es el factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión.

ρ_t es la cuantía del área de refuerzo transversal distribuido al área bruta de concreto (refuerzo horizontal).

Para cualquiera de los segmentos de muro verticales:



ΥΝΙΣΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

$$Vn \leq 2.65 A_{cw} \sqrt{f'c}$$

A_{cw} es el área de la sección transversal de concreto del segmento vertical de muro considerado.

Para segmentos horizontales de muro, incluyendo vigas de acople:

$$Vn \leq 2.65 A_{cw} \sqrt{f'c}$$

A_{cw} es el área de la sección de concreto del segmento horizontal de muro o viga de acople.

3.2.3.2 Resistencia a flexión

Para el diseño de muros de corte según el ACI 318S-11 se considera las mismas formulaciones a flexión de vigas de concreto, evitando considerar los requerimientos de deformación no lineal.

La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

Se utiliza una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

$$Mu \leq \phi Mn$$

$$Mn = As fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{As fy}{0.85 b f'c}$$

Donde:

As: es el área de refuerzo longitudinal no pre esforzado a tracción

d: es distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

b: ancho de la cara en compresión del elemento

f'c: es la resistencia a compresión del concreto

fy: es la resistencia a la fluencia del refuerzo



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

3.2.3.3 Resistencia a carga axial

Para el diseño a carga axial se utiliza de igual manera la formulación de columnas de concreto dada por el ACI 318S-11.

La siguiente fórmula se utiliza para elementos no pre esforzados con estribos.

$$Pu \leq \phi Pn$$

$$\phi Pn, max = 0.80 \phi [0.85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} fy]$$

Donde:

Ag es el área bruta de la sección de concreto

Ast es el área total del refuerzo longitudinal no pre esforzado

fy es la resistencia a la fluencia del refuerzo

3.2.3.4 Elementos de Borde

La necesidad de utilizar elementos de borde, se basa en encontrar la deformación unitaria a compresión en muros continuos desde la base hasta la cubierta. Se debe cumplir con la ecuación detallada en el código ACI 318-11:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta u}{h_w} \right)}$$

Donde:

c: Mayor profundidad del eje neutro, calculada para la fuerza axial mayorada

$\frac{\delta u}{h_w}$: Este coeficiente no debe tomarse menor a 0.007

lw: Longitud del muro completo

En donde se requiera elementos de borde, dichos elementos deben extenderse horizontalmente desde la fibra externa en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre:

- $c - 0.1l_w$
- $c/2$

3.2.4 Muros de Corte con Placas de Acero

3.2.4.1 Métodos

El dimensionamiento de los componentes del muro de corte con placas de acero requiere de modelos que permitan determinar los esfuerzos en los elementos de borde y las tensiones en la placa.



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Algunos de los métodos utilizados comúnmente son: El método de las bandas, método de la membrana ortótropa y método de elementos finitos. En el siguiente literal se describirá el método de las bandas, el cuál será utilizado para el análisis correspondiente del sistema de muros de corte con placas de acero.

3.2.4.2 El método de las bandas

El método de las bandas fue introducido por Thorburn, en 1983, y luego desarrollado y mejorado por muchos otros investigadores. Este procedimiento se basa en el comportamiento observado de la placa de acero, de modo que la misma es reemplazada por una serie de barras diagonales paralelas con rigidez y resistencia sólo a tracción. La comparación de resultados obtenidos con este modelo y los datos experimentales muestra una buena concordancia en la medida que el modelo se formule adecuadamente. Para ello es fundamental considerar diez bandas de tracción como mínimo y definir el ángulo de inclinación (α).

3.2.4.3 Diseño a corte

Para el diseño a corte de la placa de relleno tenemos la formulación:

La resistencia de diseño a corte, $Vd = \phi Vn$ se determina considerando $\phi = 0.9$

La resistencia nominal para el estado límite de fluencia por corte igual a:

$$Vn = 0.42 F_y t_w L_{cf} \text{Sen} (2 \alpha)$$

Donde:

tw es el espesor del alma

Lcf es la distancia libre entre elementos de borde vertical

Nota: La fórmula de resistencia nominal para el estado límite de fluencia por corte mencionada anteriormente es útil para conexiones simples.

La fórmula de resistencia nominal para el estado límite de fluencia por corte, para conexiones rígidas:

$$Vn = 0.42 F_y t_w L_{cf} \text{Sen} (2 \alpha) + \frac{4 Mp}{h}$$

Donde:

Mp es el momento plástico más pequeño de las vigas y columnas

α es el ángulo de inclinación definido por:



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2 A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 I_c L} \right)}$$

Donde:

Ab es el área de la sección del elemento de borde horizontal (HBE)

Ac es el área de la sección del elemento de borde vertical (VBE)

h es la distancia entre ejes de HBE

L es la distancia entre ejes de VBE

Para los elementos de borde verticales (VBE) se recomienda que su respectivo momento de inercia, sea tal que:

$$I_c \geq \frac{0.00307 t_w h^4}{L}$$

No existe expresiones para los elementos de borde horizontales (HBE) similares a las de los elementos de borde verticales, pero se podría utilizar la misma expresión con sus respectivas variaciones.

Sin embargo las secciones adecuadas para resistir las demandas a flexión podrían proporcionar una rigidez adecuada para los elementos de borde horizontal.

Adicionalmente, las especificaciones recomiendan un valor mínimo de momento de inercia de los elementos de borde horizontales con respecto al eje perpendicular al plano del muro (I_b) en el caso que la placa del alma tenga espesores diferentes arriba y abajo del elemento de borde horizontal.

Por lo cual debe cumplir:

$$I_b \geq \frac{0.0031 h^4}{L} |t_i - t_{i-1}|$$

$t_i - t_{i-1}$: Representa la diferencia de espesores entre las placas del alma vinculadas al elemento.

Otra condición es que la resistencia flexional de los elementos de borde VBE y HBE cumplan con una relación donde el numerador representa la sumatoria de los momentos plásticos en las columnas por encima y por debajo del nudo, considerando la reducción por efecto de la carga axial, y el denominador representa la sumatoria de la resistencia flexional esperada en las vigas, proyectada en la cara de la columna. Dicha relación es la de columna fuerte – viga débil.

La formulación de dicha relación se mostró en la sección 3.2.1.2.

Al tratar de asegurar un comportamiento de columna fuerte – viga débil se debe evitar la utilización del efecto de la placa del alma en dicha relación de resistencia flexional de los elementos de borde.

3.3 Modelación y diseño estructural mediante la herramienta computacional ETABS

JOSE DAVID ANDRADE SOJOS

MARIBEL KARLA JARAMILLO CARRILO



3.3.1 Cargas Gravitacionales

3.3.1.1 Cargas Muertas

Las cargas muertas de una edificación consisten en todos los pesos permanentes que va a soportar la estructura. Las típicas cargas de este tipo son el peso propio de la estructura, paredes, pisos, recubrimientos, cubiertas, escaleras, elementos no estructurales fijos y elementos arquitectónicos.

Como peso muerto de las edificaciones analizadas se utilizará el peso de paredes de bloque hueco de hormigón alivianado con elucido de cemento, pisos de porcelanato cerámico adheridos sobre una capa de mortero, cielorraso de yeso y el peso de las instalaciones mecánicas y sanitarias.

Se obtuvo una carga distribuida por metro cuadrado de peso muerto total, la cual será utilizada en el modelamiento estructural. Adicionalmente se utilizará el peso propio de la estructura, el cual será directamente incluido por el programa de modelamiento estructural.

La planta de tipo 1 se refiere a las edificaciones con luces de 6m y área de 1260m², mientras la planta de tipo 2 utiliza luces de 9m, con un área de 1620m².

En la tabla 3.2.1 y 3.2.3 se muestran los valores de peso muerto calculado para efectos de masa sísmica, utilizando la mitad de la altura de piso para la carga correspondiente a la cubierta.

Tabla 3.2.1: Cargas muertas de pared para planta de tipo 1

Ubicación	Material	Descripción	Peso del Material (Kg/m ²)	Altura (m)	Longitud de pared (m)	Área Pared (m ²)	Peso Total (Kg/m ²)
Planta Común	Bloque	Bloque hueco de hormigón alivianado, espesor 150mm	127.5	3.00	144	432.00	57.4
	Enlucido	Enlucido de cemento compuesto y arena 1:3 a 1:5, espesor 20mm	40	3.00	144	432.00	
	Bloque paredes interiores	Bloque hueco de hormigón alivianado, espesor 150mm	127.5	3.00	522	1566.00	208.2
	Enlucido	Enlucido de cemento compuesto y arena 1:3 a 1:5, espesor 20mm	40	3.00	522	1566.00	
Cubierta	Bloque	Bloque hueco de hormigón alivianado, espesor 150mm	127.5	1.50	144	216.00	28.7
	Enlucido	Enlucido de cemento compuesto y arena 1:3 a 1:5, espesor 20mm	40	1.50	144	216.00	
	Bloque paredes interiores	Bloque hueco de hormigón alivianado, espesor 150mm	127.5	1.50	522	783.00	104.1
	Enlucido	Enlucido de cemento compuesto y arena 1:3 a 1:5, espesor 20mm	40	1.50	522	783.00	



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tabla 3.2.2: Sobre cargas impuestas para planta de tipo 1

Ubicación	Material	Descripción	Peso del Material (Kg/m ²)	Peso Total (Kg/m ²)
Planta Común	Piso de Porcelana	Baldosa de porcelanato cerámico con mortero de cemento, de 3cm de espesor.	60	100.0
	Mortero			
	Cielorraso	Cielorraso de yeso sobre listones	20	
	Instalaciones	Mecánicas - Sanitarias	20	
Cubierta	Impermeabilizante		6.5	106.5
	Cielorraso	Cielorraso de yeso sobre listones	20	
	Instalaciones	Mecánicas - Sanitarias	20	
	Pendiente	Capa de mortero de cemento compuesto y arena con pendiente del 3%, espesor 30mm	60	

Tabla 3.2.3: Cargas muertas de pared para planta de tipo 2

Ubicación	Material	Descripción	Peso del Material (Kg/m ²)	Altura (m)	Longitud de pared (m)	Área Pared (m ²)	Peso Total (Kg/m ²)
Planta Común	Bloque	Bloque hueco de hormigón alivianado, espesor 150mm	127.5	3.00	162	486.00	50.3
	Enlucido	Enlucido de cemento compuesto y arena 1:3 a 1:5, espesor 20mm	40	3.00	162	486.00	
	Bloque paredes interiores	Bloque hueco de hormigón alivianado, espesor 150mm	127.5	3.00	639	1917.00	198.2
	Enlucido	Enlucido de cemento compuesto y arena 1:3 a 1:5, espesor 20mm	40	3.00	639	1917.00	
Cubierta	Bloque	Bloque hueco de hormigón alivianado, espesor 150mm	127.5	1.50	162	243.00	25.1
	Enlucido	Enlucido de cemento compuesto y arena 1:3 a 1:5, espesor 20mm	40	1.50	162	243.00	
	Bloque paredes interiores	Bloque hueco de hormigón alivianado, espesor 150mm	127.5	1.50	639	958.50	99.1
	Enlucido	Enlucido de cemento compuesto y arena 1:3 a 1:5, espesor 20mm	40	1.50	639	958.50	

Tabla 3.2.4: Sobre cargas impuestas para planta de tipo 2

Ubicación	Material	Descripción	Peso del Material (Kg/m ²)	Peso Total (Kg/m ²)
Planta Común	Piso de Porcelana	Baldosa de porcelanato cerámico con mortero de cemento, de 3cm de espesor.	60	100.0
	Mortero			
	Cielorraso	Cielorraso de yeso sobre listones	20	



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

	Instalaciones	Mecánicas - Sanitarias	20	
Cubierta	Impermeabilizante		6.5	106.5
	Cielorraso	Cielorraso de yeso sobre listones	20	
	Instalaciones	Mecánicas - Sanitarias	20	
	Pendiente	Capa de mortero de cemento compuesto y arena con pendiente del 3%, espesor 30mm	60	

Tabla 3.2.5: Valores totales de sobre carga muerta

Tipo	Descripción	Peso Total (Kg/m ²)
Planta Tipo 1	Planta	365.6
	Cubierta	239.3
Planta Tipo 2	Planta	348.5
	Cubierta	230.7

Para obtener los valores de paredes internas, se utilizó una distribución de muros que limiten áreas de 4x4m.

La carga distribuida total de peso muerto a utilizar en la planta tipo 1 es de 365.6 Kg/m², pero para el diseño tomaremos un valor redondeado de 370 Kg/m².

La carga distribuida total de peso muerto a utilizar en la cubierta de planta tipo 1 es de 239.3 Kg/m², pero para el diseño tomaremos un valor redondeado de 240 Kg/m².

La carga distribuida total de peso muerto a utilizar en la planta tipo 2 es de 348.5 Kg/m², pero para el diseño tomaremos un valor redondeado de 350 Kg/m².

La carga distribuida total de peso muerto a utilizar en la cubierta de planta tipo 2 es de 230.7 Kg/m², pero para el diseño tomaremos un valor redondeado de 240 Kg/m².

3.3.1.2 Cargas Vivas

Son cargas producidas por el uso u ocupación de elementos que no son permanentes sobre la estructura, dejando de lado las cargas ambientales como viento, lluvia, nieve o sismo.

En el caso de las cargas vivas, la norma ecuatoriana de la construcción nos propone una lista de valores que deben ser utilizados para el diseño estructural, por lo cual tomaremos el valor correspondiente para edificaciones residenciales y el valor para las cubiertas planas.

Tabla 3.2.6: Cargas vivas

Descripción	Peso Total (Kg/m ²)
Viviendas (Unifamiliares y Bifamiliares)	200
Cubiertas planas	70



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Valor tomado de la NEC-11

3.3.2 Cargas Sísmicas

Para el cálculo de la carga sísmica utilizaremos el proceso especificado en el capítulo 2 de la “Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2011”.

La NEC-11 divide al Ecuador en 6 zonas sísmicas según un factor de zona Z, el cual representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

La ciudad de Cuenca se encuentra en la zona II, por lo cual tiene un valor del factor de zona Z igual a 0.25. Utilizaremos un suelo tipo C, el cual representa perfiles de suelos muy densos o roca blanda.

Se necesita obtener los coeficientes de amplificación o deamplificación dinámica de perfiles de suelo (Fa, Fd, Fs), para lo cual se utilizará las tablas presentadas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11.

Los valores de coeficientes correspondientes al tipo de suelo C, en la ciudad de Cuenca, sobre el cual serán diseñadas las edificaciones son:

Tabla 3.2.7: Valores de coeficientes del suelo tipo C que serán utilizados en el diseño sísmico

Fa	1.3
Fd	1.5
Fs	1.1

Para obtener el espectro elástico de diseño en aceleraciones, utilizaremos los parámetros y procedimiento especificado en la NEC-11.

“El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad Sa, consistente con el factor de zona sísmica Z, el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de los coeficientes de amplificación o deamplificación.

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a dos rangos:” (NEC, 2011).

$$Sa = n Z Fa \quad \text{Para: } 0 \leq T \leq Tc$$

$$Sa = n Z Fa \left(\frac{Tc}{T} \right)^r \quad \text{Para: } T > Tc$$



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Donde el valor de r depende del tipo de suelo donde será emplazada la estructura: $r=1$ cuando el suelo es de tipo A, B y C; y $r=1.5$ cuando el suelo es de tipo D o E. (NEC, 2011).

De igual manera el valor de n varía según la región del Ecuador donde esté emplazada la estructura: $n=1.8$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas); $n=2.48$ (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos); $n=2.6$ (Provincias del Oriente). (NEC, 2011).

Para los límites del periodo de vibración se utilizan las expresiones:

$$T_o = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}, \quad T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Los valores de los límites del periodo de vibración obtenidos con los datos de los coeficientes de amplificación o deamplificación son:

$$T_o=0.1269$$

$$T_c=0.6981$$

Finalmente obtendremos un gráfico de espectro sísmico elástico similar a la curva mostrada en la NEC-11:

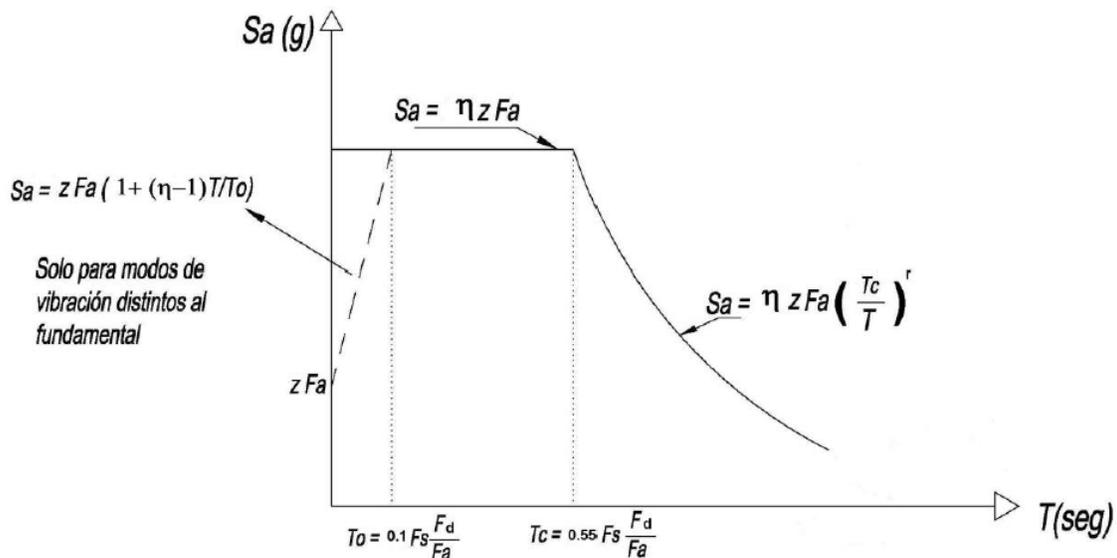
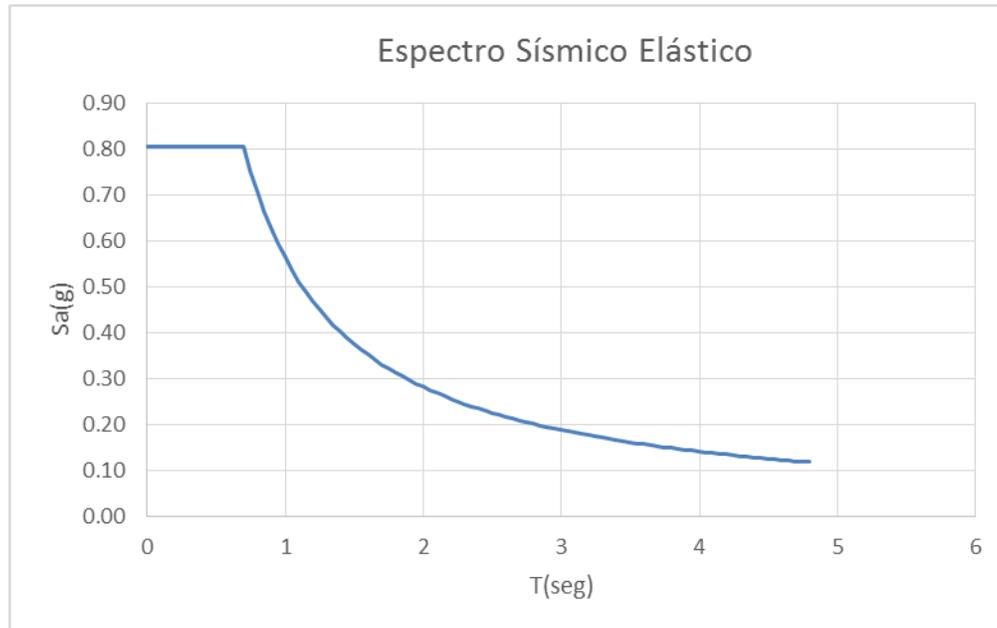


Figura 3.2.1: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Figura tomada de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11



Utilizando los valores de las tablas y obteniendo resultados de las formulaciones especificadas anteriormente para los requerimientos de las edificaciones a diseñar, obtuvimos el siguiente espectro:



Gráfica 3.2.1: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño para la ciudad de Cuenca, con tipo de suelo C

3.3.3 Combinación de cargas

Los elementos estructurales de edificaciones deben ser diseñados para que por lo menos tengan una resistencia igual a la resistencia requerida. La resistencia requerida se calcula utilizando fuerzas mayoradas, por lo cual se utiliza factores de mayoración para dichas fuerzas. Cada factor que se aplica a las fuerzas, representa aproximadamente el grado de precisión con el cual se espera que la fuerza actúe en la estructura durante su vida útil.

Para nuestro análisis utilizaremos las combinaciones de carga especificadas en el código NEC-11:

- 1) $1.4 D$
- 2) $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r, S, R)$
- 3) $1.2D + 1.6(L_r, S, R) + (L, 0.5W)$
- 4) $1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r, S, R)$
- 5) $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
- 6) $0.9D + 1.0W$
- 7) $0.9D + 1.0E$

Donde:

JOSE DAVID ANDRADE SOJOS
MARIBEL KARLA JARAMILLO CARRILO



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

- D: Carga muerta
- L: Carga viva
- Lr: Carga de cubierta
- S: Carga de nieve
- R: Carga de lluvia
- W: Carga de viento
- E: Carga sísmica

Para nuestro diseño de cargas gravitacionales y diseño sísmico tomaremos las combinaciones dominantes. Dichas combinaciones contienen carga muerta, carga viva, carga sísmica, carga de granizo, etc. Para analizar las tracciones que algunos sistemas emiten hacia las bases de las edificaciones se utilizará la combinación que domine dichas reacciones. Según la NEC-11 la carga de nieve, por la ubicación geográfica, será considerada como carga de granizo en cubiertas.

3.3.4 Sistema de entrepiso

3.3.4.1 Generalidades

Para el sistema de entrepiso de las edificaciones se utilizará un sistema de losa con placa colaborante, el cual consta de una placa de acero que se apoya sobre las vigas principales y secundarias; y en la parte superior de la placa se vierte un espesor de concreto, con lo cual funciona como un sistema combinado.

3.3.4.2 Losa con placa colaborante

El sistema de losa con placa colaborante es de tipo compuesta, ya que usa una placa de acero galvanizado que se acopla perfectamente con un espesor de concreto, formando una losa reforzada. Esta placa de acero actúa como refuerzo a tracción de la losa de concreto, formando un elemento mixto que funciona como un solo elemento estructural.

La placa colaborante y la capa de concreto están sujetas a la viga mediante conectores a cortante, que asegura la resistencia del sistema y elimina el exceso de vibraciones en grandes luces.

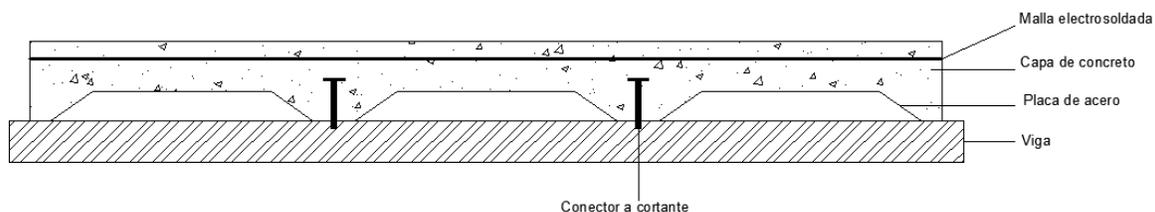


Figura 3.2.2: Elementos de un sistema de losa con placa colaborante

3.3.4.3 Diseño de losa con placa colaborante



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Para el diseño de este tipo de entrepiso, cada fabricante de placas utiliza una guía de diseño para facilitar dicho proceso, por lo cual, nosotros utilizaremos el manual de diseño de la empresa ecuatoriana TUGALT.

Según la guía indicada, primero debemos seleccionar un espesor de placa colaborante y un espesor de capa de concreto según las tablas existentes en dicha guía. Con esos espesores seleccionamos una distancia entre vigas, la cual nos va a dar un valor de sobrecarga en Kg/m² que será la capacidad de la losa con placa colaborante ante las cargas vivas y muertas del entrepiso.

Este valor de cargas vivas y muertas, se calculará con la combinación de carga según el método de LRFD dada por el ACI 318S-11, que corresponden a cargas vivas y muertas.

La siguiente tabla muestra el cálculo de la combinación de cargas vivas y muertas que deberá resistir el sistema de entrepiso:

Tabla 3.2.8: Combinación de cargas vivas y muertas que deberá resistir el sistema de entrepiso

Planta	Descripción	Peso Kg/m ²	Peso Total Kg/m ²
Tipo 1	Carga Muerta	210	580
	Sobre Carga Muerta	370	
	Carga Viva	200	200
	Combinación 1.2(D) + 1.6 (L)		
Tipo 2	Carga Muerta	210	560
	Sobre Carga Muerta	350	
	Carga Viva	200	200
	Combinación 1.2(D) + 1.6 (L)		

Con este valor, el sistema de placa colaborante seleccionado fue:

- Placa Colaborante de acero corrugado: Espesor 0.75mm
- Altura de la capa de concreto con $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$: 60mm
- Distancia máxima libre entre vigas: 1.60m

Este sistema seleccionado tiene una capacidad de resistencia de 2331 Kg/m², absorbiendo de manera óptima el valor de la combinación calculada para el sistema de entrepiso.

También se utiliza una malla electro soldada en el interior de la capa de concreto para evitar los efectos de temperatura y contracción, la cual calculamos con la cuantía mínima en losas de concreto según el ACI 318S-11, que es 0.0018, lo cual nos da una malla de 1φ5@100mm.

3.3.5 Modelado en ETABS

3.3.5.1 Generalidades



ΥΝΙϞΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Para el modelado de los diferentes sistemas sismo resistentes estudiados en este documento, se utilizará el programa tridimensional de elementos finitos Etabs versión 2013, con el cual vamos a obtener los diferentes resultados necesarios para el diseño de los elementos de los sistemas mencionados.

3.3.5.2 Definición de materiales

Para el modelado estructural se necesita definir los materiales con sus respectivas propiedades que serán utilizados en los elementos de los sistemas.

Tabla 3.2.9: Propiedades del concreto

Peso Específico	2400	Kg/m ³
Módulo de elasticidad	240000	Kg/cm ²
Coefficiente de Poisson	0.20	
Resistencia a compresión (f'c)	210	Kg/cm ²

Tabla 3.2.10: Propiedades del Acero estructural ASTM A36

Peso Específico	7850	Kg/m ³
Módulo de elasticidad	2000000	Kg/cm ²
Coefficiente de Poisson	0.30	
Límite de fluencia (Fy)	2530	Kg/cm ²

3.3.5.3 Definición de secciones

Vigas

Para el modelamiento de vigas utilizaremos el tipo pre definido “Beam”. Las secciones serán de tipo “I”, y sus dimensiones serán tomadas de la norma AISC o según sea el caso secciones armadas.

Columnas

Para el modelamiento de columnas utilizaremos el tipo pre definido “Column”. Las secciones para el sistema de pórticos no arriostrados serán de tipo “HSS”, y se usará tamaños tomados a partir de secciones armadas, con unidades en milímetros. Las secciones para los sistemas de pórticos arriostrados concéntricamente, con muros de corte de hormigón armado y con muros de corte con placas de acero serán de tipo “I”, y sus dimensiones serán tomadas de la norma AISC o según sea el caso secciones armadas.

Losas



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Para el modelamiento de la losa se utiliza el tipo pre definido “Deck”. Esta herramienta “Deck” del etabs modela directamente una losa con placa colaborante. Los tamaños de la losa de placa colaborante se tomarán del manual de diseño de Tugalt.

Muros

Para el modelamiento de los muros se utiliza el tipo pre definido “Wall”.

Riostras

Para el modelamiento de las riostras utilizaremos el tipo pre definido “Braces”. Las secciones serán de tipo “HSS”, y sus dimensiones serán tomadas de la norma AISC. Se utilizará riostras tipo V invertida.

3.3.5.4 Aplicación de cargas

La carga de peso propio fue calculada de forma directa por el programa Etabs. Las cargas calculadas en las secciones anteriores se aplican a las edificaciones según los siguientes criterios:

Cargas de gravedad

Las cargas de gravedad definidas como: sobre cargas muertas y cargas vivas (Entrepiso y cubierta); son aplicadas en las losas de la edificación, según sea el caso (Entrepiso o Cubierta), como cargas verticales distribuidas por unidad de área.

Cargas sísmicas

Las cargas sísmicas se basan en el espectro de respuesta diseñado en la sección 3.3.2. Dicho espectro de respuesta se ingresa en el programa Etabs, el mismo que aplicará el sismo a la edificación según las direcciones “X” y “Y” que serán definidas al momento de designar las cargas sísmicas en el programa.

Según la NEC-11, “El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no puede ser menor que el 80% del cortante basal obtenido por el método estático, en el caso de estructuras regulares.”

Para cumplir dicho requerimiento de cortante, se debe utilizar factores de mayoración los cuales se multiplicarán por el espectro para aumentar el cortante en la base. Estos factores tendrán valores mayores a 1.

3.3.5.5 Fuerzas de diseño

Los esfuerzos que debemos tomar luego de realizar el modelado de los sistemas en Etabs son: momentos, cortantes y fuerzas axiales. Con dichos esfuerzos



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

diseñaremos los elementos de las edificaciones bajo cargas gravitacionales y los sistemas sismo resistentes.

Vigas

Para el diseño de vigas se debe considerar:

- Flexión: se tomará los momentos flectores máximos con respecto al eje principal generados por la combinación de cargas, comúnmente M33.
- Corte: se tomará el máximo cortante V22 generado por la combinación de carga.

Columnas

Para el diseño de columnas se debe considerar:

- Flexión: se tomará los momentos flectores máximos con respecto a los dos ejes generados por la combinación de cargas, M22 y M33.
- Corte: se tomará el máximo cortante V22 y V33 generado por la combinación de cargas.
- Axial: se tomará la fuerza axial presente en la columna.
- Se deberá tomar en cuenta también la combinación de fuerza axial y flexión (Flexocompresión) para dimensionar la columna.

Riostras

Para el diseño de riostras se debe considerar:

- Axial: se tomará la fuerza axial presente en la riostra, la cual es a compresión o tracción.

Muros de corte

Para el diseño de muros de corte se debe considerar:

- Flexión: se tomará los momentos flectores máximos con respecto al eje principal generados por la combinación de cargas, comúnmente M33.
- Corte: se tomará el máximo cortante V22 generado por las fuerzas sísmicas en la dirección "X" y "Y".
- Flexo-compresión

3.3.5.6 Variables del comportamiento global de las edificaciones

Derivas de Piso

Las derivas de piso tomadas del programa Etabs son de tipo elástico, por lo cual se utilizó la fórmula establecida por la NEC-11 para calcular la deriva de piso inelástica necesaria para comparar con el máximo límite según la norma del 2%.



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

“El valor de la deriva máxima inelástica de cada piso debe calcularse mediante:”
(NEC, 2011)

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Donde:

Δ_M : Deriva de piso máxima inelástica

Δ_E : Deriva de piso máxima elástica

R : Factor de reducción de resistencia

Participación de Masas

“Utilizar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.” (NEC, 2011).

Períodos:

Los períodos utilizados para calcular los cortantes sísmicos fueron obtenidos a partir del método 1 de la NEC-11. Dicho período, según la NEC-11, es el máximo valor que puede tener la estructura y aclara que el mismo es un aproximado.

También se obtendrá un período fundamental que calcula el programa Etabs.

3.3.6 Modelos y diseño estructural de sistemas sismo resistentes

Para la modelación de los sistemas del proyecto no se realizó el diseño de cimentaciones, pero se consideró que las mismas no tengan cargas a tracción elevadas porque la mayoría de cimentaciones solo funcionan a compresión. El criterio aplicado para el análisis fue que la tracción que puede soportar una zapata de cimentación es aproximadamente su peso propio y su respectivo relleno.

3.3.6.1 Nomenclatura

Vigas

Para identificar las vigas dentro de las tablas de resultados de las diferentes edificaciones sismo resistentes utilizaremos la siguiente nomenclatura:

Vigas Principales: Para el caso de las vigas principales que utilizan medidas tomadas de la norma AISC, se utiliza la letra “W” seguido del valor del peralte y el peso de la viga. Para el caso de las vigas principales armadas, se utiliza la letra “I” seguido del valor del peralte, longitud del ala, espesor del ala y espesor del alma.

La nomenclatura utilizada para ambos casos de vigas principales, será “VP”, seguida de un número que indica el tipo específico.

Vigas Secundarias: Para el caso de las vigas secundarias que utilizan medidas tomadas de la norma AISC, se utiliza la letra “W” seguido del valor del peralte y el peso de la viga. Para el



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

caso de las vigas secundarias armadas, se utiliza la letra “I” seguido del valor del peralte, longitud del ala, espesor del ala y espesor del alma.

La nomenclatura utilizada para ambos casos de vigas secundarias, será “VS”, seguida de un número que indica el tipo específico.

Columnas

Para identificar las columnas dentro de las tablas de resultados de las diferentes edificaciones sismo resistentes utilizaremos la siguiente nomenclatura:

Para el caso de las columnas que utilizan medidas tomadas de la norma AISC, se utiliza las letras “HSS” seguido del valor del alto, ancho y espesor. Para el caso de las columnas armadas, se utiliza las letras “CAJA” seguido del valor del alto, ancho y espesor.

La nomenclatura utilizada para ambos casos de columnas, será “COL”, seguida de un número que indica el tipo específico.

Diagonales (Braces)

Para identificar los brases dentro de las tablas de resultados de las diferentes edificaciones sismo resistentes utilizaremos la siguiente nomenclatura:

Para el caso de los brases que utilizan medidas tomadas de la norma AISC, se utiliza las letras “HSS” seguido del valor del alto, ancho y espesor de la caja en milímetros.

La nomenclatura utilizada para brases, será “BR”, seguida de un número que indica el tipo específico.

Muros

Para identificar los muros dentro de las tablas de resultados de las diferentes edificaciones sismo resistentes utilizaremos la siguiente nomenclatura:

Las letras “MU”, seguida de un número que indica el tipo específico.

Refuerzo de los muros

Para identificar el refuerzo de los muros dentro de las tablas de resultados de las diferentes edificaciones sismo resistentes utilizaremos la siguiente nomenclatura:

Las letras “VA”, seguida de un número que indica el diámetro específico del refuerzo.

Elementos de borde de muros

Para identificar los elementos de borde de muros dentro de las tablas de resultados de las diferentes edificaciones sismo resistentes utilizaremos la siguiente nomenclatura:

Las letras “EB”, seguida de un número que indica el tipo específico.



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

3.3.6.2 Πόρτικος no Arriostrados

3.3.6.2.1 Generalidades

El diseño de los elementos estructurales que conforman el sistema sismo resistente de pórticos no arriostrados de las edificaciones, se basó en la formulación detallada en la sección 3.2.1, cumpliendo con los requerimientos de resistencia y servicio.

3.3.6.2.2 Comportamiento Global

La tabla 3.3.1 muestra la información general del comportamiento de la estructura:

Tabla 3.3.1: Comportamiento global de las edificaciones con sistema de pórticos no arriostrados, luz de 6 y 9 metros

	Unidad	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5	Tipo 6
		4 Pisos	8 Pisos	12 Pisos	4 Pisos	8 Pisos	12 Pisos
		Luz=6m	Luz=6m	Luz=6m	Luz=9m	Luz=9m	Luz=9m
Período máximo de la estructura	s	0.53	0.92	1.27	0.53	0.92	1.27
Número de Modos de vibración en el análisis		12	12	12	12	12	12
Participación de Masas dirección "X"	%	100	95	93	96	92	91
Participación de Masas dirección "Y"	%	99	95	93	96	92	91
Participación de Masas dirección "Rz"	%	93	92	91	96	92	91
Período fundamental	s	0.98	1.80	2.63	0.85	1.50	2.11
Deriva de Piso máxima	%	1.57	1.99	1.99	1.32	1.61	1.49
Cortante Sísmico Estático	Tonf	328.0	516.3	572.3	417.2	659.1	727.7
Cortante Sísmico Dinámico dirección "X"	Tonf	262.8	413.3	458.0	334.1	527.4	582.4
Cortante Sísmico Dinámico dirección "Y"	Tonf	262.6	413.2	458.0	334.1	527.7	582.6
Porcentaje del Cortante sísmico dinámico respecto al estático dirección "X"	%	80.1	80.1	80.0	80.1	80.0	80.0
Porcentaje del Cortante sísmico dinámico respecto al estático dirección "Y"	%	80.0	80.0	80.0	80.1	80.1	80.1
Porcentaje relación V/W	%	8.1	6.2	4.5	8.1	6.2	4.5



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Coeficiente de amplificación del espectro dirección "X"		1.49	2.07	2.15	1.33	1.80	1.76
Coeficiente de amplificación del espectro dirección "Y"		1.51	2.11	2.19	1.35	1.83	1.79

3.3.6.2.3 Edificio Tipo 1

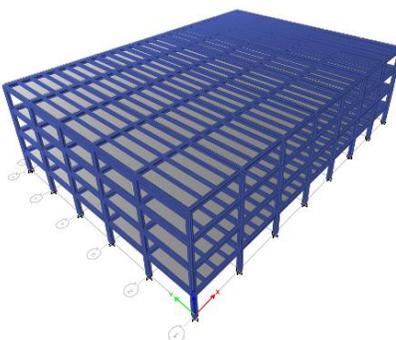


Figura 3.3.1: Vista tridimensional del modelo en Etabs. Edificio Tipo 1, 4 Pisos; Luz=6m

En la tabla 3.3.2 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias y columnas obtenidas del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.3.2: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 1 de pórticos no arriostrados

Piso	Tipo 1 (4 Pisos; Luz=6m)		
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)
4	W410x38.8	W250x17.9	CAJA 260x260x18
3	W410x53	W310x23.8	CAJA 260x260x18
2	W410x53	W310x23.8	CAJA 300x300x18
1	W410x67	W310x23.8	CAJA 300x300x18

En la tabla 3.3.3 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 1:

Tabla 3.3.3: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 1 de pórticos no arriostrados

Tipo 1		
Luz=6m; 4 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Vigas Principales	104205.6	20.68
Vigas Secundarias	56259.0	11.16



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Columnas	85248.0	16.91
Conexiones	5860.9	0.00
Peso Total (Kg/m ²)		48.75
Hormigón (f'c=210Kg/cm²)		
Elemento	Cantidad (m³)	Cantidad (m³/m²)
Losa	413.28	0.08
Elemento	Cantidad (m²)	
Placa Colaborante	5040	
Malla Electro soldada	5040	

3.3.6.2.4 Edificio Tipo 2

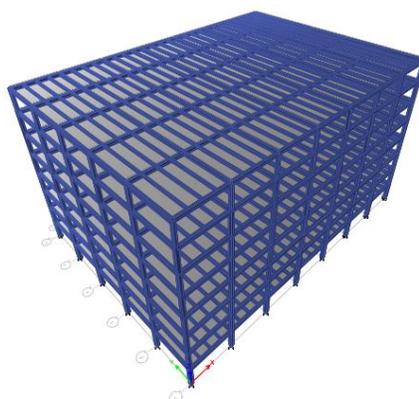


Figura 3.3.2: Vista tridimensional del modelo en Etabs. Edificio Tipo 2, 8 Pisos; Luz=6m

En la tabla 3.3.4 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias y columnas obtenidas del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.3.4: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 2 de pórticos no arriostrados

Piso	Tipo 2 (8 Pisos; Luz=6m)		
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)
8	W410x38.8	W250x17.9	HSS 254x254x15.9
7	W410x53	W310x23.8	HSS 304.8x304.8x15.9
6	W460x60	W310x23.8	HSS 304.8x304.8x15.9
5	W460x60	W310x23.8	HSS 304.8x304.8x15.9
4	W460x60	W310x23.8	CAJA 300x300x18
3	W460x60	W310x23.8	CAJA 300x300x20
2	W460x60	W310x23.8	CAJA 300x300x25
1	W460x60	W310x23.8	CAJA 350x350x25



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

En la tabla 3.3.5 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 2:

Tabla 3.3.5: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 2 de pórticos no arriostrados

Tipo 2		
Luz=6m; 8 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m2)
Vigas Principales	222285.6	22.05
Vigas Secundarias	116235.0	11.53
Columnas	192096.0	19.06
Conexiones	11239.2	0.00
Peso Total (Kg/m2)		52.64
Hormigón (f'c=210Kg/cm2)		
Elemento	Cantidad (m3)	Cantidad (m3/m2)
Losa	826.56	0.08
Elemento	Cantidad (m2)	
Placa Colaborante	10080	
Malla Electro soldada	10080	

3.3.6.2.5 Edificio Tipo 3



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

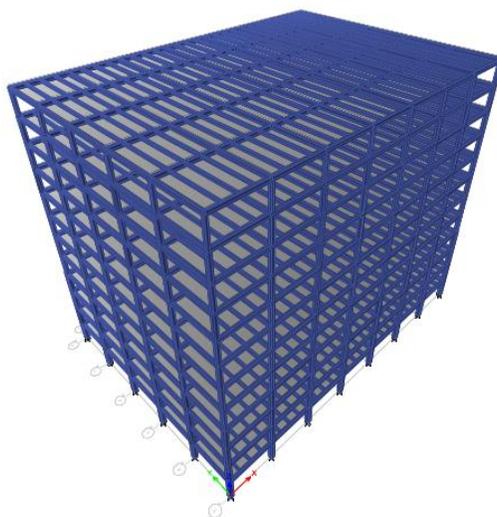


Figura 3.3.3: Vista tridimensional del modelo en Etabs. Edificio Tipo 3, 12 Pisos; Luz=6m

En la tabla 3.3.6 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias y columnas obtenidas del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.3.6: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 3 de pórticos no arriostrados

Piso	Tipo 3 (12 Pisos; Luz=6m)		
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)
12	W410x38.8	W250x17.9	HSS 254x254x15.9
11	W410x53	W310x23.8	HSS 304.8x304.8x15.9
10	W410x53	W310x23.8	HSS 304.8x304.8x15.9
9	W410x53	W310x23.8	HSS 304.8x304.8x15.9
8	W410x67	W310x23.8	CAJA 300x300x22
7	W410x67	W310x23.8	CAJA 300x300x22
6	W410x67	W310x23.8	CAJA 300x300x22
5	W410x67	W310x23.8	CAJA 300x300x22
4	W410x67	W310x23.8	CAJA 400x400x28
3	W410x67	W310x23.8	CAJA 400x400x28
2	W410x67	W310x23.8	CAJA 400x400x28
1	W410x67	W310x23.8	CAJA 400x400x28

En la tabla 3.3.7 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 3:

Tabla 3.3.7: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 3 de pórticos no arriostrados



ΥΝΙÇΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tipo 3		
Luz=6m; 12 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m2)
Vigas Principales	361029.6	23.88
Vigas Secundarias	176211.0	11.65
Columnas	375264.0	24.82
Conexiones	14910.6	0.00
Peso Total (Kg/m2)		60.35
Hormigón (f'c=210Kg/cm2)		
Elemento	Cantidad (m3)	Cantidad (m3/m2)
Losa	1239.84	0.08
Elemento		Cantidad (m2)
Placa Colaborante		15120
Malla Electro soldada		15120

3.3.6.2.6 Edificio Tipo 4



Figura 3.3.4: Vista tridimensional del modelo en Etabs. Edificio Tipo 4, 4 Pisos; Luz=9m

En la tabla 3.3.8 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias y columnas obtenidas del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.3.8: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 4 de pórticos no arriostrados

Piso	Tipo 4 (4 Pisos; Luz=9m)		
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)
4	I600x170x12x10	I380x100x6x6	CAJA 300x300x18
3	I670x200x15x10	I400x130x8x6	CAJA 350x350x22
2	I670x200x15x10	I400x130x8x6	CAJA 350x350x22
1	I670x200x15x10	I400x130x8x6	CAJA 430x430x25



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

En la tabla 3.3.9 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 4:

Tabla 3.3.9: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 4 de pórticos no arriostrados

Tipo 4		
Luz=9m; 4 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m²)
Vigas Principales	165375.0	25.52
Vigas Secundarias	119250.0	18.40
Columnas	83700.0	12.92
Conexiones	4982.2	0.00
Peso Total (Kg/m ²)		56.84
Hormigón (f'c=210Kg/cm²)		
Elemento	Cantidad (m³)	Cantidad (m³/m²)
Losa	531.36	0.08
Elemento	Cantidad (m²)	
Placa Colaborante	6480	
Malla Electro soldada	6480	

3.3.6.2.7 Edificio Tipo 5



Figura 3.3.5: Vista tridimensional del modelo en Etabs. Edificio Tipo 5, 8 Pisos; Luz=9m

En la tabla 3.3.10 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias y columnas obtenidas del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.3.10: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 5 de pórticos no arriostrados

Piso	Tipo 5 (8 Pisos; Luz=9m)
-------------	---------------------------------



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)
8	I600x170x12x10	I380x100x6x6	CAJA 300x300x18
7	I670x200x15x10	I400x130x8x6	CAJA 350x350x22
6	I670x200x15x10	I400x130x8x6	CAJA 350x350x22
5	I670x200x18x10	I400x130x8x6	CAJA 430x430x25
4	I670x200x18x10	I400x130x8x6	CAJA 430x430x25
3	I670x200x18x10	I400x130x8x6	CAJA 430x430x25
2	W690x125	I400x130x8x6	CAJA 500x500x30
1	W690x125	I400x130x8x6	CAJA 500x500x30

En la tabla 3.3.11 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 5:

Tabla 3.3.11: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 5 de pórticos no arriostrados

Tipo 5		
Luz=9m; 8 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Vigas Principales	374850.0	28.92
Vigas Secundarias	245250.0	18.92
Columnas	220680.0	17.03
Conexiones	12605.6	0.00
Peso Total (Kg/m ²)		64.88
Hormigón (f'c=210Kg/cm²)		
Elemento	Cantidad (m ³)	Cantidad (m ³ /m ²)
Losa	1062.72	0.08
Elemento	Cantidad (m ²)	
Placa Colaborante	12960	
Malla Electro soldada	12960	

3.3.6.2.8 Edificio Tipo 6



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

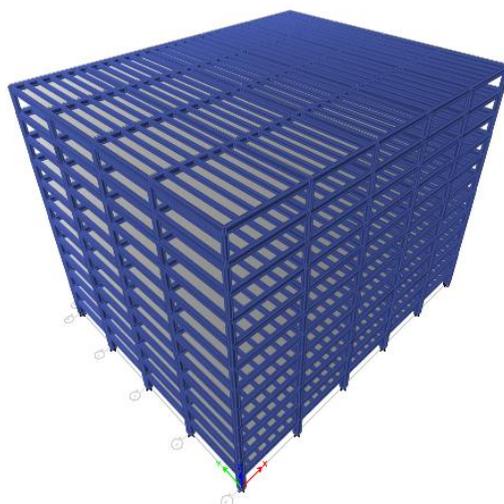


Figura 3.3.6: Vista tridimensional del modelo en Etabs. Edificio Tipo 6, 12 Pisos; Luz=9m

En la tabla 3.3.12 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias y columnas obtenidas del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.3.12: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 6 de pórticos no arriostrados

Piso	Tipo 6 (12 Pisos; Luz=9m)		
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)
12	I600x150x12x10	I380x100x6x6	CAJA 300x300x18
11	I670x200x15x10	I400x130x8x6	CAJA 350x350x22
10	I670x200x15x10	I400x130x8x6	CAJA 350x350x22
9	I670x200x18x10	I400x130x8x6	CAJA 430x430x25
8	I670x200x18x10	I400x130x8x6	CAJA 430x430x25
7	W690x125	I400x130x8x6	CAJA 430x430x25
6	W690x125	I400x130x8x6	CAJA 500x500x30
5	W690x125	I400x130x8x6	CAJA 500x500x30
4	W690x125	I400x130x8x6	CAJA 500x500x30
3	W690x125	I400x130x8x6	CAJA 500x500x30
2	W690x125	I400x130x8x6	CAJA 570x570x35
1	W690x125	I400x130x8x6	CAJA 570x570x35



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

En la tabla 3.3.13 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 6:

Tabla 3.3.13: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 6 de pórticos no arriostrados

Tipo 6		
Luz=9m; 12 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Vigas Principales	601303.5	30.93
Vigas Secundarias	371250.0	19.10
Columnas	406260.0	20.90
Conexiones	17570.7	0.00
Peso Total (Kg/m ²)		70.93
Hormigón (f'c=210Kg/cm ²)		
Elemento	Cantidad (m ³)	Cantidad (m ³ /m ²)
Losa	1594.08	0.08
Elemento	Cantidad (m ²)	
Placa Colaborante	19440	
Malla Electro soldada	19440	

3.3.6.3 Pórticos Arriostrados Concéntricamente

3.3.6.3.1 Generalidades

El diseño de los elementos estructurales que conforman el sistema sismo resistente de pórticos arriostrados concéntricamente de las edificaciones, se basó en la formulación detallada en la sección 3.2.2, cumpliendo con los requerimientos de resistencia y servicio.

Una consideración que se debe tomar en cuenta es el comprobar que las tracciones que llegan a las bases de la edificación por el uso del sistema sismo resistente, sean bajas o nulas. Dicha consideración es muy importante ya que la mayoría de cimentaciones solo funcionan a compresión.

3.3.6.3.2 Comportamiento Global

La tabla 3.4.1 muestra la información general del comportamiento de la estructura:

Tabla 3.4.1: Comportamiento global de las edificaciones con sistema de pórticos arriostrados concéntricamente, luz de 6 y 9 metros

	Unidad	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5	Tipo 6
		4 Pisos	8 Pisos	12 Pisos	4 Pisos	8 Pisos	12 Pisos
		Luz=6m	Luz=6m	Luz=6m	Luz=9m	Luz=9m	Luz=9m
Período máximo de la estructura	s	0.47	0.79	1.07	0.47	0.79	1.07
Número de Modos de vibración en el análisis		12	12	12	12	12	12



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Participación de Masas dirección "X"	%	96	93	91	98	97	95
Participación de Masas dirección "Y"	%	97	93	91	100	97	96
Participación de Masas dirección "Rz"	%	97	93	91	96	94	92
Período fundamental	s	0.60	0.86	1.22	0.63	0.94	1.33
Deriva de Piso máxima	%	0.47	0.54	0.55	0.59	0.68	0.65
Cortante Sísmico Estático	Tonf	435.7	795.0	893.9	563.5	1028.0	1155.6
Cortante Sísmico Dinámico dirección "X"	Tonf	348.7	636.4	715.6	450.9	823.0	925.2
Cortante Sísmico Dinámico dirección "Y"	Tonf	348.8	636.3	715.7	451.2	823.0	924.8
Porcentaje del Cortante sísmico dinámico respecto al estático dirección "X"	%	80.0	80.1	80.1	80.0	80.1	80.1
Porcentaje del Cortante sísmico dinámico respecto al estático dirección "Y"	%	80.0	80.0	80.1	80.1	80.1	80.0
Porcentaje relación V/W	%	10.8	9.5	7.0	10.8	9.5	7.0
Coefficiente de amplificación del espectro dirección "X"		1.53	1.56	1.63	1.52	1.55	1.68
Coefficiente de amplificación del espectro dirección "Y"		1.53	1.60	1.66	1.52	1.65	1.79

3.3.6.3.3 Número de braces requeridos para las edificaciones analizadas

La fuerza horizontal que soporta un pórtico debido a cargas de gravedad se determina a través de las fórmulas obtenidas a partir del análisis de equilibrio de la figura 3.4.1:

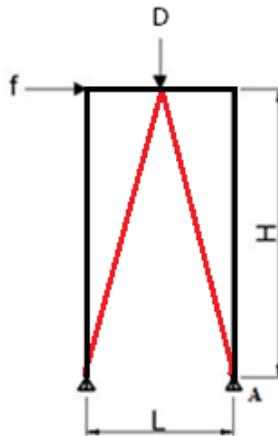


Figura 3.4.1: Pórtico con fuerzas de gravedad y fuerza horizontal



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

$$\sum M_A = 0: D * \frac{L}{2} - f * H = 0$$

$$f = \frac{D * \frac{L}{2}}{H}$$

Donde:

D: Carga sobre impuesta muerta y peso muerto.

El factor de reducción 0,9 fue tomado de la combinación dominante para determinar las tracciones en las bases, dicha combinación de la NEC-11 es 0,9D+E. Como en el pórtico analizado actúan fuerzas de gravedad, se tomó la combinación 0,9D.

En la figura 3.4.2, podemos observar cómo actúa el total del cortante basal (V) sobre el pórtico. La fuerza (f) es la capacidad que tiene el pórtico para soportar la carga sísmica. Si V es mayor que f significa que necesitaremos más de un pórtico para soportar el cortante basal (V), si es menor, no se requiere más pórticos.

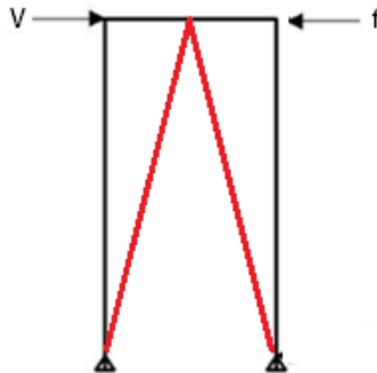


Figura 3.4.2: Pórtico afectado por fuerzas sísmicas

Según la NEC-11, el cortante basal total de diseño (V), a nivel de cargas últimas que se aplica en una dirección es:

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_F\phi_E} W$$

El factor de reducción de respuesta estructural R se tomará de acuerdo a los diferentes sistemas estructurales sismo resistentes, en este caso se optó un valor de R=6, recomendado por la ASCE-7.

Del cortante basal total por lo menos se debe tomar el 80% de V, de acuerdo a la NEC-11.

Para determinar el número de bracos requeridos en cada dirección de la edificación, aplicamos la relación entre el cortante basal y la fuerza horizontal que soporta el pórtico analizado.



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

$$n = \frac{V}{f}$$

En la tabla 3.4.2, se muestran los valores del número de braces en cada dirección sísmica, sugeridos por el análisis mostrado. Este análisis aproxima tener tracciones nulas en las bases. Por lo cual se disminuyó el número de braces hasta obtener tracciones que puedan soportar las zapatas de cimentación de acuerdo a su peso propio.

Tabla 3.4.2: Número de braces en cada dirección sísmica, calculados y utilizados

Número de braces obtenidos del dimensionamiento						
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5	Tipo 6
# Braces/piso	14	24	26	5	9	10
Número de braces utilizados						
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5	Tipo 6
# Braces/piso	8	12	14	4	8	8

3.3.6.3.4 Edificio Tipo 1

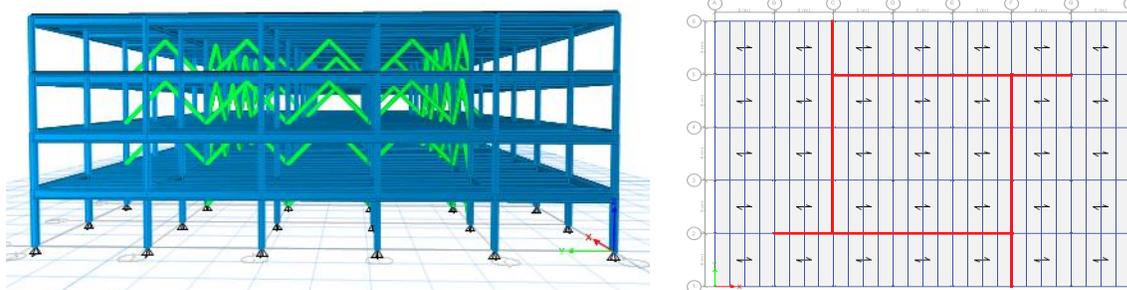


Figura 3.4.3: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 1, 4 Pisos; Luz=6m

En la tabla 3.4.3 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y braces obtenidas del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.4.3: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 1 de pórticos arriostrados concéntricamente

Piso	Tipo 1 (4 Pisos; Luz=6m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Braces (mm)
4	W410x53	W250x32.7	W250x38.5	HSS101.6x101.6x6.4
3	W460x60	W250x32.7	W250x38.5	HSS101.6x101.6x7.9
2	W460x60	W250x32.7	W310x67	HSS101.6x101.6x12.7
1	W460x60	W250x32.7	W310x67	HSS101.6x101.6x12.7

En la tabla 3.4.4 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 1:



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tabla 3.4.4: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 1 de pórticos arriostrados concéntricamente

Tipo 1		
Luz=6m; 4 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m2)
Vigas Principales	72696.0	14.42
Vigas Secundarias	105948.0	21.02
Columnas	30384.0	6.03
Braces	22319.0	4.43
Conexiones	11048.2	0.00
Peso Total (Kg/m2)		45.90
Hormigón (f'c=210Kg/cm2)		
Elemento	Cantidad (m3)	Cantidad (m3/m2)
Losa	413.28	0.08
Elemento	Cantidad (m2)	
Placa Colaborante	5040	
Malla Electro soldada	5040	

3.3.6.3.5 Edificio Tipo 2

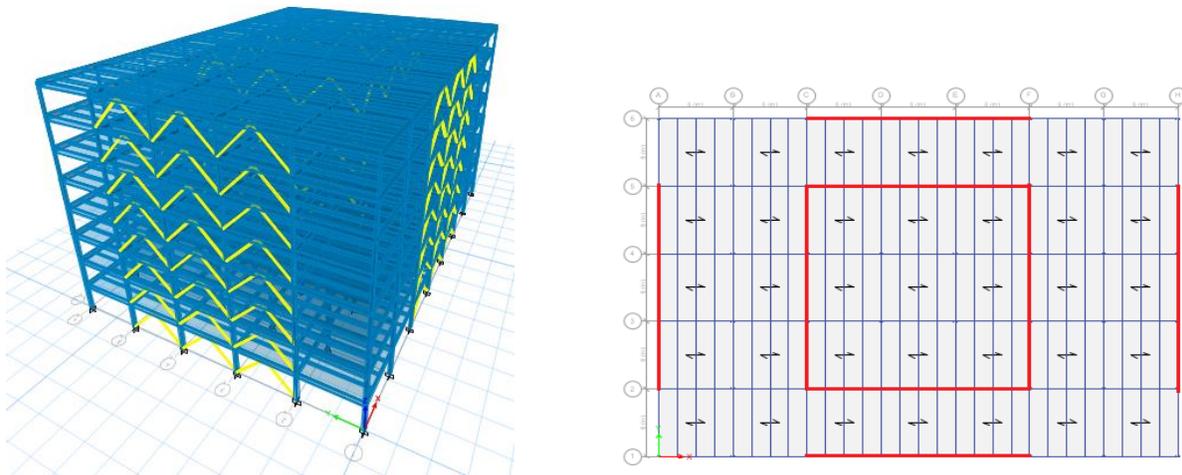


Figura 3.4.4: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 2, 8 Pisos; Luz=6m

En la tabla 3.4.5 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y braces obtenidas del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.4.5: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 2

Piso	Tipo 2 (8 Pisos; Luz=6m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Braces (mm)
8	W410x53	W250x32.7	W250x38.5	HSS101.6x76.2x6.4



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

7	W460x60	W250x32.7	W250x38.5	HSS101.6x101.6x6.4
6	W460x60	W250x32.7	W310x67	HSS101.6x101.6x7.9
5	W460x60	W250x32.7	W310x67	HSS101.6x101.6x9.5
4	W460x60	W250x32.7	W310x97	HSS101.6x101.6x12.7
3	W460x60	W250x32.7	W310x97	HSS101.6x101.6x12.7
2	W460x60	W250x32.7	W310x117	HSS114.3x114.3x9.5
1	W460x60	W250x32.7	W310x117	HSS114.3x114.3x9.5

En la tabla 3.4.6 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 2:

Tabla 3.4.6: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 2 de pórticos arriostrados concéntricamente

Tipo 2		
Luz=6m; 8 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m2)
Vigas Principales	147576.0	14.64
Vigas Secundarias	211896.0	21.02
Columnas	92016.0	9.13
Braces	65638.6	6.51
Conexiones	31434.7	0.00
Peso Total (Kg/m2)		51.30
Hormigón (f'c=210Kg/cm2)		
Elemento	Cantidad (m3)	Cantidad (m3/m2)
Losa	826.56	0.08
Elemento	Cantidad (m2)	
Placa Colaborante	10080	
Malla Electro soldada	10080	

3.3.6.3.6 Edificio Tipo 3



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

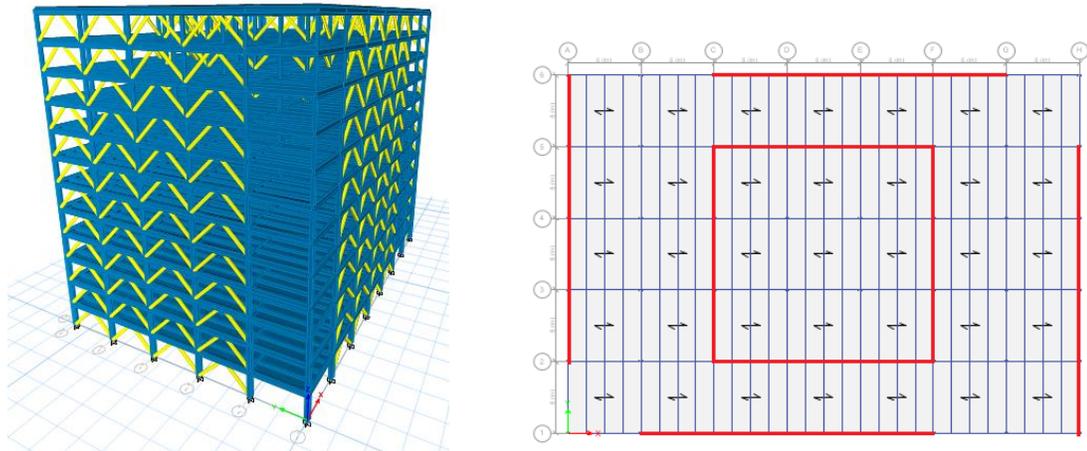


Figura 3.4.5: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 3, 12 Pisos; Luz=6m

En la tabla 3.4.7 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y braces obtenidas del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.4.7: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 3 de pórticos arriostrados concéntricamente

Piso	Tipo 3 (12 Pisos; Luz=6m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Braces (mm)
12	W410x53	W250x32.7	W250x38.5	HSS101.6x76.2x7.9
11	W460x60	W250x32.7	W250x38.5	HSS101.6x101.6x6.4
10	W460x60	W250x32.7	W310x67	HSS101.6x101.6x6.4
9	W460x60	W250x32.7	W310x67	HSS101.6x101.6x7.9
8	W460x60	W250x32.7	W310x97	HSS101.6x101.6x9.5
7	W460x60	W250x32.7	W310x97	HSS101.6x101.6x9.5
6	W460x60	W250x32.7	W310x117	HSS101.6x101.6x12.7
5	W460x60	W250x32.7	W310x117	HSS101.6x101.6x12.7
4	W460x60	W250x32.7	W360x147	HSS101.6x101.6x12.7
3	W460x60	W250x32.7	W360x147	HSS114.3x114.3x9.5
2	W460x60	W250x32.7	W360x179	HSS114.3x114.3x9.5
1	W460x60	W250x32.7	W360x179	HSS114.3x114.3x9.5

En la tabla 3.4.8 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 3:



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tabla 3.4.8: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 3 de pórticos arriostrados concéntricamente

Tipo 3		
Luz=6m; 12 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m2)
Vigas Principales	222456.0	14.71
Vigas Secundarias	317844.0	21.02
Columnas	185904.0	12.30
Braces	117212.5	7.75
Conexiones	59082.4	0.00
Peso Total (Kg/m2)		55.78
Hormigón (f'c=210Kg/cm2)		
Elemento	Cantidad (m3)	Cantidad (m3/m2)
Losa	1239.84	0.08
Elemento	Cantidad (m2)	
Placa Colaborante	15120	
Malla Electro soldada	15120	

3.3.6.3.7 Edificio Tipo 4

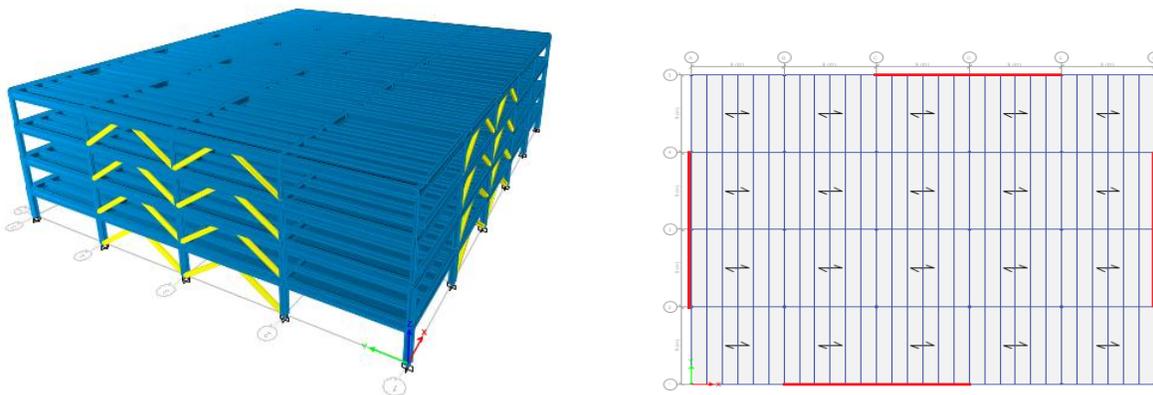


Figura 3.4.6: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 4, 4 Pisos; Luz=9m

En la tabla 3.4.9 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y braces obtenidas del diseño, según el número de piso.



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tabla 3.4.9: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 4

Piso	Tipo 4 (4 Pisos; Luz=9m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Braces (mm)
4	W610x101	W360x32.9	W310x60	HSS 177.8x101.6x9.5
3	W610x140	W360x44	W310x60	HSS 177.8x127x12.7
2	W610x140	W360x44	W360x134	HSS 177.8x177.8x9.5
1	W610x140	W360x44	W360x134	HSS 177.8x177.8x9.5

En la tabla 3.4.10 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 4:

Tabla 3.4.10: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 4 de pórticos arriostrados concéntricamente

Tipo 4		
Luz=9m; 4 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Vigas Principales	154737.0	23.88
Vigas Secundarias	172155.6	26.57
Columnas	34920.0	5.39
Braces	28242.2	4.36
Conexiones	8983.6	0.00
Peso Total (Kg/m ²)		60.19
Hormigón (f' _c =210Kg/cm ²)		
Elemento	Cantidad (m ³)	Cantidad (m ³ /m ²)
Losa	531.36	0.08
Elemento	Cantidad (m ²)	
Placa Colaborante	6480	
Malla Electro soldada	6480	

3.3.6.3.8 Edificio Tipo 5



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

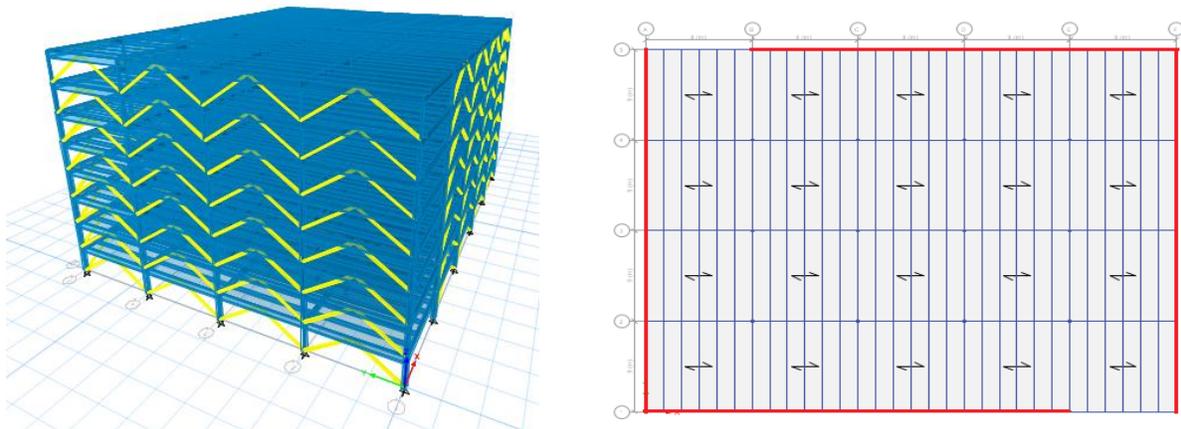


Figura 3.4.7: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 5, 8 Pisos; Luz=9m

En la tabla 3.4.11 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y braces obtenidas del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.4.11: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 5 de pórticos arriostrados concéntricamente

Piso	Tipo 5 (8 Pisos; Luz=9m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Braces (mm)
8	W610x101	W360x32.9	W310x60	HSS 114.3x114.3x9.5
7	W610x140	W360x44	W310x60	HSS 127x127x9.5
6	W610x140	W360x44	W360x134	HSS 127x127x12.7
5	W610x140	W360x44	W360x134	HSS 152.4x152.4x9.5
4	W610x140	W360x44	W360x196	HSS 152.4x152.4x9.5
3	W610x140	W360x44	W360x196	HSS 152.4x152.4x9.5
2	W610x140	W360x44	W360x262	HSS 152.4x152.4x12.7
1	W610x140	W360x44	W360x262	HSS 152.4x152.4x12.7

En la tabla 3.4.12 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 5:

Tabla 3.4.12: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 5 de pórticos arriostrados concéntricamente

Tipo 5
Luz=9m; 8 Pisos
Acero Estructural (A36)



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Vigas Principales	321057.0	24.77
Vigas Secundarias	355899.6	27.46
Columnas	117360.0	9.06
Braces	100669.9	7.77
Conexiones	37050.5	0.00
Peso Total (Kg/m ²)		69.06
Hormigón (f'_c=210Kg/cm²)		
Elemento	Cantidad (m ³)	Cantidad (m ³ /m ²)
Losa	1062.72	0.08
Elemento	Cantidad (m ²)	
Placa Colaborante	12960	
Malla Electro soldada	12960	

3.3.6.3.9 Edificio Tipo 6

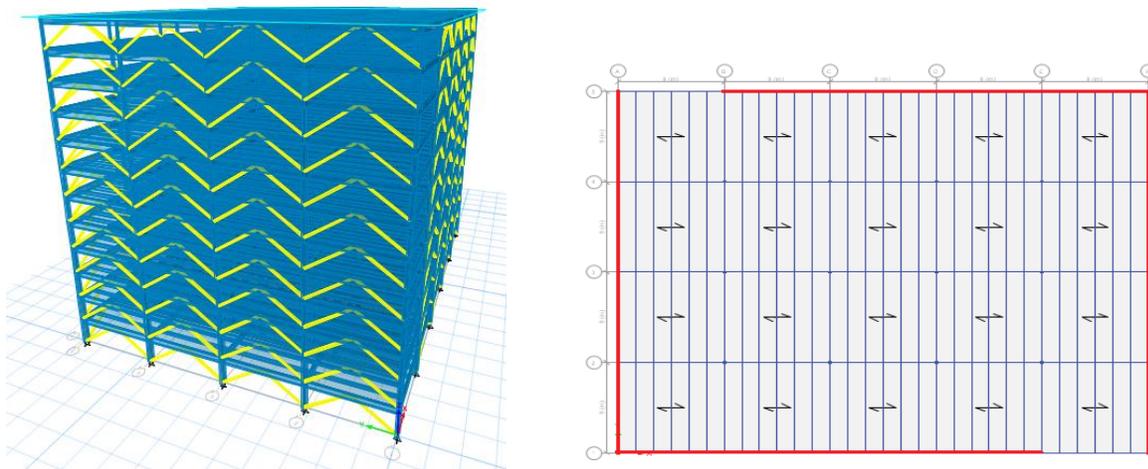


Figura 3.4.8: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 6, 12 Pisos; Luz=9m

La distribución de braces en planta es la misma que la figura 3.4.7.



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

En la tabla 3.4.13 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y braces obtenidas del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.4.13: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 6 de pórticos arriostrados concéntricamente

Piso	Tipo 6 (12 Pisos; Luz=9m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Braces (mm)
12	W610x101	W360x32.9	W310x60	HSS 114.3x114.3x7.9
11	W610x140	W360x44	W310x60	HSS 127x127x9.5
10	W610x140	W360x44	W360x134	HSS 127x127x12.7
9	W610x140	W360x44	W360x134	HSS 152.4x152.4x7.9
8	W610x140	W360x44	W360x196	HSS 152.4x152.4x9.5
7	W610x140	W360x44	W360x196	HSS 152.4x152.4x9.5
6	W610x140	W360x44	W360x262	HSS 152.4x152.4x12.7
5	W610x140	W360x44	W360x262	HSS 152.4x152.4x12.7
4	W610x140	W360x44	W460x315	HSS 152.4x152.4x12.7
3	W610x140	W360x44	W460x315	HSS 152.4x152.4x12.7
2	W610x140	W360x44	W610x415	HSS 152.4x152.4x12.7
1	W610x140	W360x44	W610x415	HSS 152.4x152.4x12.7

En la tabla 3.4.14 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 6:

Tabla 3.4.14: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 6 de pórticos arriostrados concéntricamente

Tipo 6		
Luz=9m; 12 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Vigas Principales	487377.0	25.07
Vigas Secundarias	539643.6	27.76
Columnas	248760.0	12.80
Braces	160920.0	8.28
Conexiones	58344.5	0.00
Peso Total (Kg/m ²)		73.90
Hormigón (f'c=210Kg/cm ²)		
Elemento	Cantidad (m ³)	Cantidad (m ³ /m ²)
Losa	1594.08	0.08
Elemento		Cantidad (m ²)
Placa Colaborante		19440
Malla Electro soldada		19440

3.3.6.4 Muros de Corte de Hormigón Armado



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

3.3.6.4.1 Generalidades

El diseño de los elementos estructurales que conforman el sistema sismo resistente de pórticos con muros de corte de hormigón armado de las edificaciones, se basó en la formulación detallada en la sección 3.2.4, cumpliendo con los requerimientos de resistencia y servicio.

Según la NEC-11 se debe considerar que los muros de los primeros pisos están agrietados, por lo cual sugiere un valor de reducción:

“Secciones agrietadas: Para muros estructurales, los valores de inercia agrietada tomarán el valor de 0.6 I_g y se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación (para estructuras sin subsuelos).” (NEC, 2011).

Como las columnas del sistema estructural son de acero, se requiere elementos de borde de hormigón para unir de manera uniforme los muros con las columnas, por lo cual se procedió a rodear las columnas que limitan muros con elementos de borde cuadrados, que serían 12.5 cm a cada lado adicional al tamaño de la columna de acero. Dicho valor adicional sería para la ubicación del refuerzo y el espesor de recubrimiento.

Comúnmente en edificaciones con muros encontramos aberturas para puertas o ventanas, en el diseño de estos edificios con muros de corte no se tomó en cuenta dichas aberturas.

Otra consideración es el comprobar que las tracciones que llegan a las bases de la edificación por el uso del sistema sismo resistente, sean bajas o nulas. Dicha consideración es muy importante ya que la mayoría de cimentaciones solo funcionan a compresión.

3.3.6.4.2 Comportamiento Global

La tabla 3.5.1 muestra la información general del comportamiento de la estructura:

Tabla 3.5.1: Comportamiento global de las edificaciones con sistema de pórticos con muros de corte de hormigón armado, luz de 6 y 9 metros

	Unidad	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5	Tipo 6
		4 Pisos	8 Pisos	12 Pisos	4 Pisos	8 Pisos	12 Pisos
		Luz=6m	Luz=6m	Luz=6m	Luz=9m	Luz=9m	Luz=9m
Período máximo de la estructura	s	0.32	0.53	0.72	0.32	0.53	0.72
Número de Modos de vibración en el análisis		12	12	12	12	12	12
Participación de Masas dirección "X"	%	95	93	90	92	92	90
Participación de Masas dirección "Y"	%	92	91	92	93	90	91
Participación de Masas dirección "Rz"	%	99	93	97	93	97	96



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Período fundamental	s	0.25	0.22	0.35	0.14	0.29	0.41
Deriva de Piso máxima	%	0.12	0.06	0.10	0.04	0.13	0.19
Cortante Sísmico Estático	Tonf	480.6	1054.2	1700.8	631.5	1417.6	2116.6
Cortante Sísmico Dinámico dirección "X"	Tonf	384.8	844.0	1361.7	505.5	1134.5	1694.6
Cortante Sísmico Dinámico dirección "Y"	Tonf	384.7	843.7	1361.2	505.6	1134.3	1694.1
Porcentaje del Cortante sísmico dinámico respecto al estático dirección "X"	%	80.1	80.1	80.1	80.0	80.0	80.1
Porcentaje del Cortante sísmico dinámico respecto al estático dirección "Y"	%	80.0	80.0	80.0	80.1	80.0	80.0
Porcentaje relación V/W	%	10.8	10.8	10.4	10.8	10.8	10.4
Coefficiente de amplificación del espectro dirección "X"		1.79	1.67	1.73	1.73	1.68	1.73
Coefficiente de amplificación del espectro dirección "Y"		1.81	1.67	1.73	1.73	2.09	2.28

3.3.6.4.3 Número de muros requeridos para las edificaciones analizadas

Tal como se analizó en la sección 3.3.6.3.3, para éste tipo de sistema de muros, se parte del mismo principio de tener un pórtico que resista una determina fuerza horizontal. Se debe tomar en cuenta que al unir dos o más muros, el funcionamiento ya no sería de forma individual, sino grupal.

Es decir los brazos de momentos que generan los demás muros que se van integrando deben ser tomados en cuenta.

Por ejemplo, con dos muros unidos:

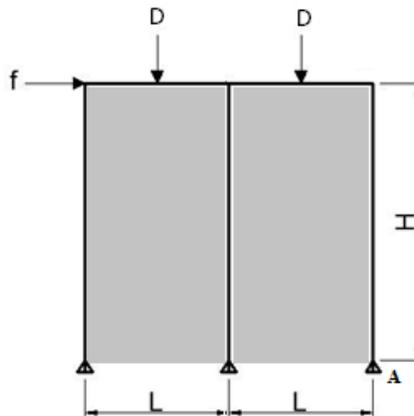


Figura 3.5.1: Dos pórticos con fuerzas de gravedad y fuerza horizontal



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

$$\sum M_A = 0$$

$$D * \frac{L}{2} - f * H + D * \frac{3L}{2} = 0$$

$$f = \frac{2D * L}{H}$$

Con tres muros unidos:

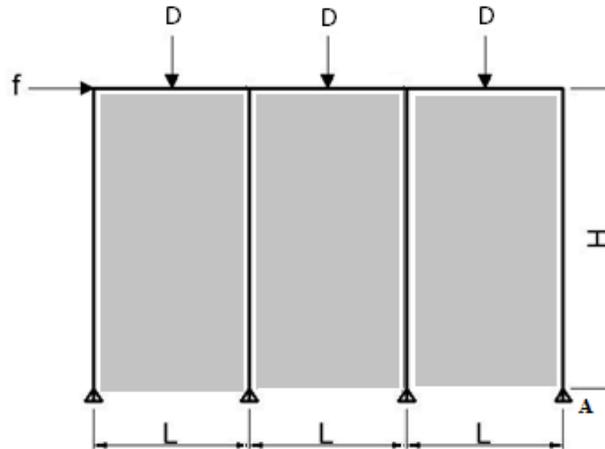


Figura 3.5.2: Tres pórticos con fuerzas de gravedad y fuerza horizontal

$$\sum M_A = 0$$

$$D * \frac{L}{2} - f * H + D * \frac{3L}{2} + D * \frac{5L}{2} = 0$$

$$f = \frac{9D * L}{2H}$$

En la tabla 3.5.2, se muestran los valores del número de muros en cada dirección sísmica, sugeridos por el análisis. Este análisis de igual manera aproxima tener tracciones nulas en las bases. Por lo cual se disminuyó el número de muros hasta obtener tracciones que puedan soportar las zapatas de cimentación de acuerdo a su peso propio.

Tabla 3.5.2: Número de muros en cada dirección sísmica, calculados y utilizados

Número de muros obtenidos del dimensionamiento						
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5	Tipo 6
# Muros Hormigón/piso	6	8	8	4	6	6
Número de muros utilizados						
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5	Tipo 6
# Muros Hormigón/piso	4	6	8	4	6	6



3.3.6.4.4 Edificio Tipo 1

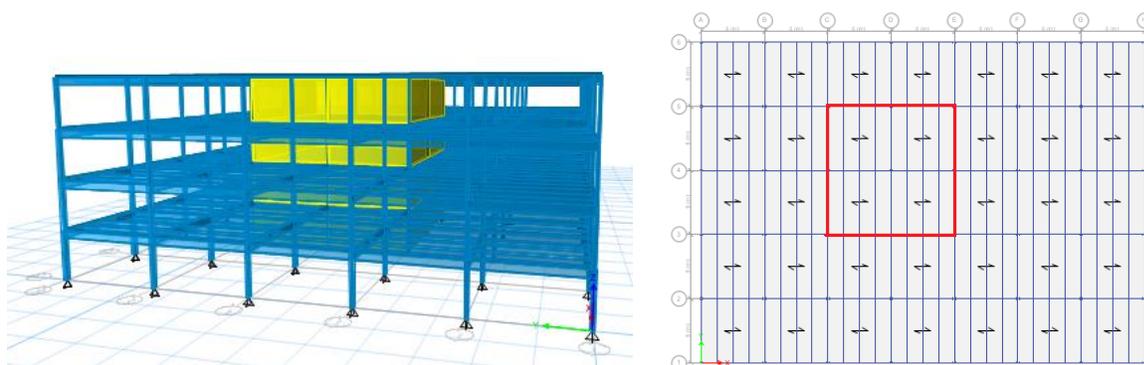


Figura 3.5.3: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 1, 4 Pisos; Luz=6m

Como se puede observar en la figura 3.5.3 de planta, se modeló una edificación con muros de corte que están distribuidos de manera asimétrica, lo cual podría generar torsión, pero para fines de este proyecto no es de relevancia. Al momento de construir se podrá utilizar una distribución simétrica según requiera la edificación.

En la tabla 3.5.3 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y espesores de muros obtenidos del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.5.3: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 1 de pórticos con muros de corte de hormigón

Piso	Tipo 1 (4 Pisos; Luz=6m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Espesor de los Muros (mm)
4	W410x53	W250x32.7	W250x38.5	250
3	W460x60	W250x32.7	W250x38.5	250
2	W460x60	W250x32.7	W310x67	250
1	W460x60	W250x32.7	W310x67	250

En las tablas 3.5.4 y 3.5.5 se muestran los detalles de refuerzo de los muros y elementos de borde del diseño de la edificación.

Tabla 3.5.4: Detalles de los refuerzos de muros del edificio tipo 1 de pórticos con muros de corte de hormigón

Denominación	Varilla	Peso (Kg/m)	Espaciamiento (m)	Recubrimiento (m)	Longitud Total (m)	Peso Total (Kg)
VA1	Diámetro 10mm	0.617	0.25	0.035	2272	1401.82
PESO TOTAL DE VARILLAS (Kgf)						1401.82



ΥΝΙϞΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tabla 3.5.5: Detalles de los elementos de borde de muros del edificio tipo 1 de pórticos con muros de corte de hormigón

Denominación	Lado (m)	Área Bruta Hormigón (m ²)	Área Acero (m ²)	Área Neta (m ²)	Longitud (m)	# Elementos	Cantidad (m ³)
EB1	0.56	0.31	0.007	0.31	12	8	29.46
CANTIDAD DE HORMIGÓN (m³)							29.46

En la tabla 3.5.6 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 1:

Tabla 3.5.6: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 1 de pórticos con muros de corte de hormigón

Tipo 1		
Luz=6m; 4 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Vigas Principales	72696.0	14.42
Vigas Secundarias	105948.0	21.02
Columnas	30384.0	6.03
Peso Total (Kg/m ²)		41.47
Hormigón (f'c=210Kg/cm²)		
Elemento	Cantidad (m ³)	Cantidad (m ³ /m ²)
Losa	413.28	0.08
Muros	144	0.03
Elementos de Borde	29.46	0.01
Acero Estructural para refuerzo (A36)		
Elemento	Cantidad (m ²)	Peso (Kg/m ²)
Placa Colaborante	5040	6.64
Malla Electro soldada	5040	2.21
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Varillas refuerzo muros	1401.824	0.28
Peso Total (Kg/m ²)		9.13



3.3.6.4.5 Edificio Tipo 2

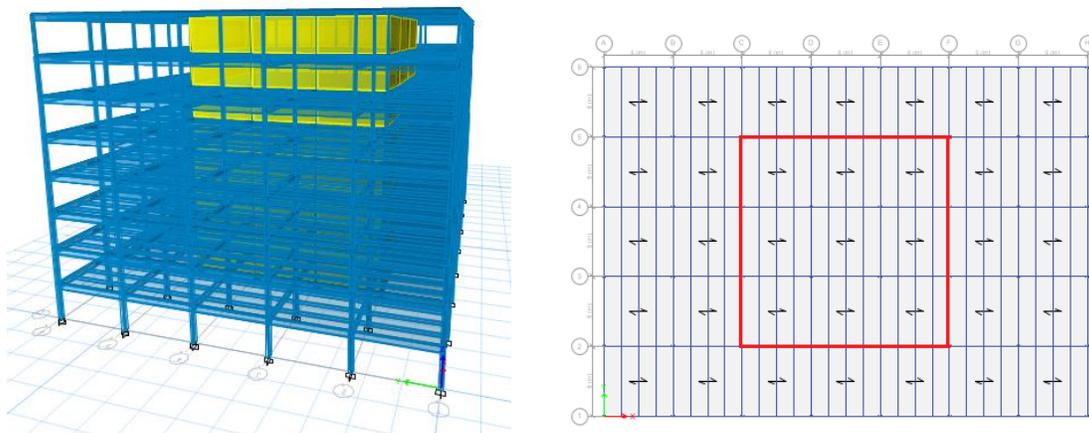


Figura 3.5.4: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 2, 8 Pisos; Luz=6m

En la tabla 3.5.7 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y espesores de muros obtenidos del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.5.7: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 2 de pórticos con muros de corte de hormigón

Piso	Tipo 2 (8 Pisos; Luz=6m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Espesor de los Muros (mm)
8	W410x53	W250x32.7	W250x38.5	250
7	W460x60	W250x32.7	W250x38.5	250
6	W460x60	W250x32.7	W310x67	250
5	W460x60	W250x32.7	W310x67	250
4	W460x60	W250x32.7	W310x97	300
3	W460x60	W250x32.7	W310x97	300
2	W460x60	W250x32.7	W310x117	300
1	W460x60	W250x32.7	W310x117	300

En las tablas 3.5.8 y 3.5.9 se muestran los detalles de refuerzo de los muros y elementos de borde del diseño de la edificación.

Tabla 3.5.8: Detalles de los refuerzos de muros del edificio tipo 2 de pórticos con muros de corte de hormigón

Denominación	Varilla	Peso (Kg/m)	Espaciamiento (m)	Recubrimiento (m)	Longitud Total (m)	Peso Total (Kg)
VA1	Diámetro 10mm	0.617	0.25	0.035	3408	2102.736



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

VA2	Diámetro 12mm	0.888	0.25	0.035	3408	3026.304
PESO TOTAL DE VARILLAS (Kgf)						5129.04

Tabla 3.5.9: Detalles de los elementos de borde de muros del edificio tipo 2 de pórticos con muros de corte de hormigón

Denominación	Lado (m)	Área Bruta Hormigón (m2)	Área Acero (m2)	Área Neta (m2)	Longitud (m)	# Elementos	Cantidad (m3)
EB1	0.57	0.32	0.010	0.31	24	12	90.64
CANTIDAD DE HORMIGÓN (m3)							90.64

En la tabla 3.5.10 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 2:

Tabla 3.5.10: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 2 de pórticos con muros de corte de hormigón

Tipo 2		
Luz=6m; 8 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m2)
Vigas Principales	147576.0	14.64
Vigas Secundarias	211896.0	21.02
Columnas	92016.0	9.13
Peso Total (Kg/m2)		44.79
Hormigón (f'c=210Kg/cm2)		
Elemento	Cantidad (m3)	Cantidad (m3/m2)
Losa	826.56	0.08
Muros	475.2	0.05
Elementos de Borde	90.64	0.01
Elemento		Cantidad (m2)
Placa Colaborante		10080
Malla Electro soldada		10080
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m2)
Varillas refuerzo muros	5129.04	0.51

3.3.6.4.6 Edificio Tipo 3

JOSE DAVID ANDRADE SOJOS
MARIBEL KARLA JARAMILLO CARRILO



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

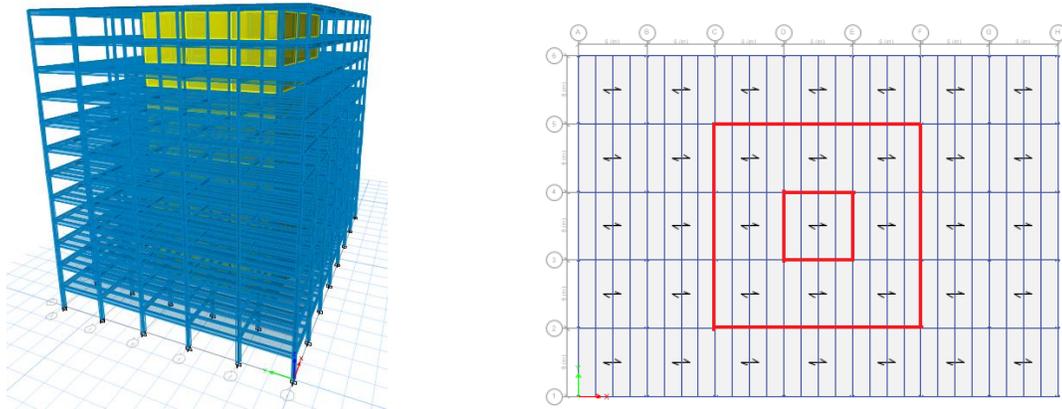


Figura 3.5.5: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 3, 12 Pisos; Luz=6m

En la tabla 3.5.11 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y espesores de muros obtenidos del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.5.11: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 3 de pórticos con muros de corte de hormigón

Piso	Tipo 3 (12 Pisos; Luz=6m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Espesor de los Muros (mm)
12	W410x53	W250x32.7	W250x38.5	250
11	W460x60	W250x32.7	W250x38.5	250
10	W460x60	W250x32.7	W310x67	250
9	W460x60	W250x32.7	W310x67	250
8	W460x60	W250x32.7	W310x97	300
7	W460x60	W250x32.7	W310x97	300
6	W460x60	W250x32.7	W310x117	300
5	W460x60	W250x32.7	W310x117	300
4	W460x60	W250x32.7	W360x147	350
3	W460x60	W250x32.7	W360x147	350
2	W460x60	W250x32.7	W360x179	350
1	W460x60	W250x32.7	W360x179	350

En las tablas 3.5.12 y 3.5.13 se muestran los detalles de refuerzo de los muros y elementos de borde del diseño de la edificación.



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tabla 3.5.12: Detalles de los refuerzos de muros del edificio tipo 3 de pórticos con muros de corte de hormigón

Denominación	Varilla	Peso (Kg/m)	Espaciamiento (m)	Recubrimiento (m)	Longitud Total (m)	Peso Total (Kg)
VA1	Diámetro 10mm	0.617	0.25	0.035	4544	2803.648
VA2	Diámetro 12mm	0.888	0.25	0.035	9088	8070.144
PESO TOTAL DE VARILLAS (Kgf)						10873.792

Tabla 3.5.13: Detalles de los elementos de borde de muros del edificio tipo 3 de pórticos con muros de corte de hormigón

Denominación	Lado (m)	Área Bruta Hormigón (m ²)	Área Acero (m ²)	Área Neta (m ²)	Longitud (m)	# Elementos	Cantidad (m ³)
EB1	0.57	0.32	0.0102	0.31	24	16	120.84
EB2	0.62	0.38	0.0208	0.36	12	16	69.81
CANTIDAD DE HORMIGÓN (m³)							190.66

En la tabla 3.5.14 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 3:

Tabla 3.5.14: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 3

Tipo 3		
Luz=6m; 12 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Vigas Principales	222456.0	14.71
Vigas Secundarias	317844.0	21.02
Columnas	185904.0	12.30
Peso Total (Kg/m ²)		48.03
Hormigón (f'c=210Kg/cm²)		
Elemento	Cantidad (m ³)	Cantidad (m ³ /m ²)
Losa	1239.84	0.08
Muros	1036.8	0.07
Elementos de Borde	190.66	0.01
Elemento	Cantidad (m ²)	
Placa Colaborante	15120	
Malla Electro soldada	15120	
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Varillas refuerzo muros	10873.792	0.72



3.3.6.4.7 Edificio Tipo 4

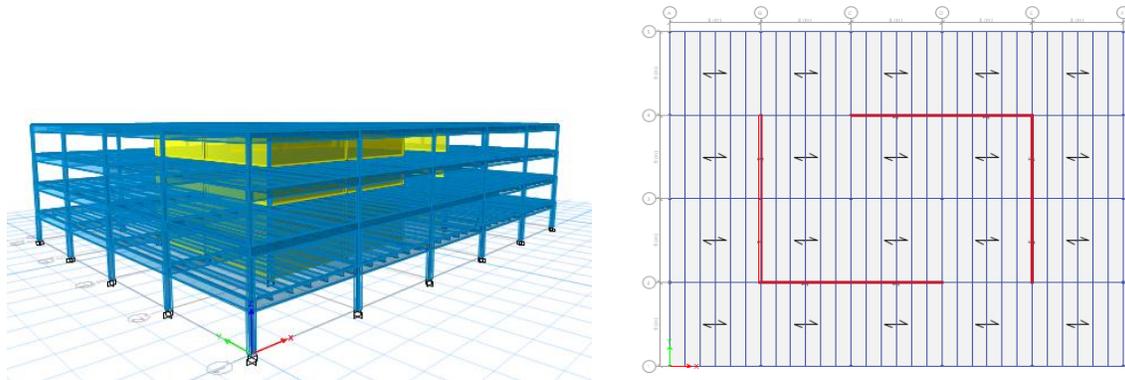


Figura 3.5.6: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 4, 4 Pisos; Luz=9m

En la tabla 3.5.15 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y espesores de muros obtenidos del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.5.15: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 4 de pórticos con muros de corte de hormigón

Piso	Tipo 4 (4 Pisos; Luz=9m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Espesor de los Muros (mm)
4	W610x101	W360x32.9	W310x60	250
3	W610x140	W360x44	W310x60	250
2	W610x140	W360x44	W360x134	250
1	W610x140	W360x44	W360x134	250

En las tablas 3.5.16 y 3.5.17 se muestran los detalles de refuerzo de los muros y elementos de borde del diseño de la edificación.

Tabla 3.5.16: Detalles de los refuerzos de muros del edificio tipo 4 de pórticos con muros de corte de hormigón

Denominación	Varilla	Peso (Kg/m)	Espaciamiento (m)	Recubrimiento (m)	Longitud Total (m)	Peso Total (Kg)
VA1	Diámetro 10mm	0.617	0.25	0.035	3424	2112.608
PESO TOTAL DE VARILLAS (Kgf)						2112.608



ΥΝΙϞΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tabla 3.5.17: Detalles de los elementos de borde de muros del edificio tipo 4 de pórticos con muros de corte de hormigón

Denominación	Lado (m)	Área Bruta Hormigón (m ²)	Área Acero (m ²)	Área Neta (m ²)	Longitud (m)	# Elementos	Cantidad (m ³)
EB1	0.56	0.31	0.012	0.30	9	10	27.11
EB2	0.62	0.38	0.012	0.37	3	10	11.16
CANTIDAD DE HORMIGÓN (m³)							38.28

En la tabla 3.5.18 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 4:

Tabla 3.5.18 Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 4 de pórticos con muros de corte de hormigón

Tipo 4		
Luz=9m; 4 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Vigas Principales	154737.0	23.88
Vigas Secundarias	172155.6	26.57
Columnas	34920.0	5.39
Peso Total (Kg/m ²)		55.84
Hormigón (f'c=210Kg/cm²)		
Elemento	Cantidad (m ³)	Cantidad (m ³ /m ²)
Losa	531.36	0.08
Muros	216	0.03
Elementos de Borde	38.28	0.01
Elemento		Cantidad (m ²)
Placa Colaborante		6480
Malla Electro soldada		6480
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Varillas refuerzo muros	2112.608	0.33

3.3.6.4.8 Edificio Tipo 5

JOSE DAVID ANDRADE SOJOS
MARIBEL KARLA JARAMILLO CARRILO



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

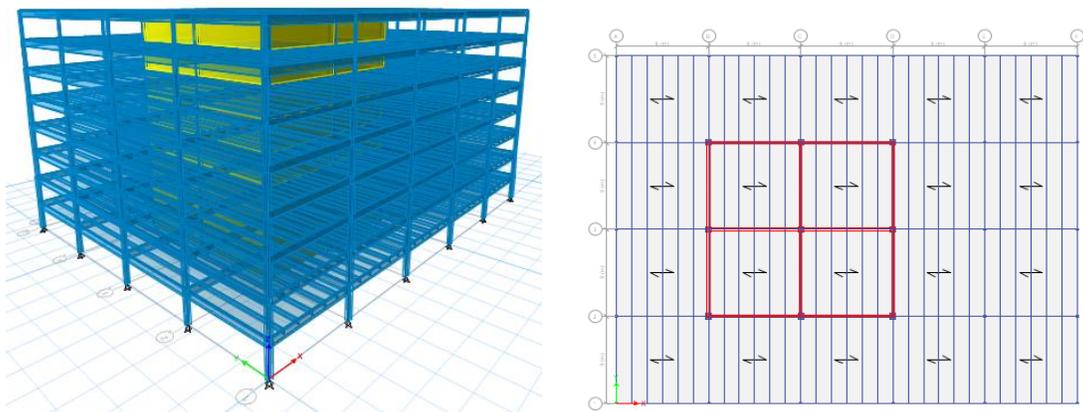


Figura 3.5.7: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 5, 8 Pisos; Luz=9m

Como se puede observar en la figura 3.5.7 de planta, se modeló una edificación con muros de corte que están distribuidos de manera asimétrica, lo cual podría generar torsión, pero para fines de este proyecto no es de relevancia. Al momento de construir se podrá utilizar una distribución simétrica según requiera la edificación.

En la tabla 3.5.19 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y espesores de muros obtenidos del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.5.19: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 5 de pórticos con muros de corte de hormigón

Piso	Tipo 5 (8 Pisos; Luz=9m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Espesor de los Muros (mm)
8	W610x101	W360x32.9	W310x60	250
7	W610x140	W360x44	W310x60	250
6	W610x140	W360x44	W360x134	250
5	W610x140	W360x44	W360x134	250
4	W610x140	W360x44	W360x196	300
3	W610x140	W360x44	W360x196	300
2	W610x140	W360x44	W360x262	300
1	W610x140	W360x44	W360x262	300

En las tablas 3.5.20 y 3.5.21 se muestran los detalles de refuerzo de los muros y elementos de borde del diseño de la edificación.

Tabla 3.5.20: Detalles de los refuerzos de muros del edificio tipo 5 de pórticos con muros de corte de hormigón

Denominación	Varilla	Peso (Kg/m)	Espaciamiento (m)	Recubrimiento (m)	Longitud Total (m)	Peso Total (Kg)
VA1	Diámetro 10mm	0.617	0.25	0.035	5136	3168.912



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

VA2	Diámetro 12mm	0.888	0.25	0.035	5136	4560.768
PESO TOTAL DE VARILLAS (Kgf)						7729.68

Tabla 3.5.21: Detalles de los elementos de borde de muros del edificio tipo 5 de pórticos con muros de corte de hormigón

Denominación	Lado (m)	Área Bruta Hormigón (m ²)	Área Acero (m ²)	Área Neta (m ²)	Longitud (m)	# Elementos	Cantidad (m ³)
EB1	0.56	0.31	0.011	0.30	9	9	24.53
EB2	0.65	0.42	0.027	0.40	15	9	53.42
CANTIDAD DE HORMIGÓN (m³)							77.95

En la tabla 3.5.22 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 5:

Tabla 3.5.22: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 5 de pórticos con muros de corte de hormigón

Tipo 5		
Luz=9m; 8 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Vigas Principales	321057.0	24.77
Vigas Secundarias	355899.6	27.46
Columnas	117360.0	9.06
Peso Total (Kg/m ²)		61.29
Hormigón (f'c=210Kg/cm²)		
Elemento	Cantidad (m ³)	Cantidad (m ³ /m ²)
Losa	1062.72	0.08
Muros	712.8	0.06
Elementos de Borde	77.95	0.01
Cantidad (m²)		
Placa Colaborante	12960	
Malla Electro soldada	12960	
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Varillas refuerzo muros	7729.68	0.60



3.3.6.4.9 Edificio Tipo 6

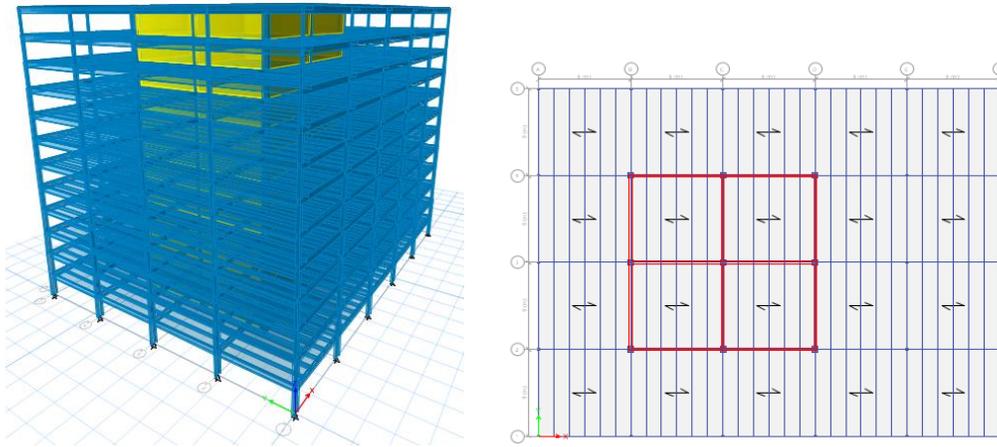


Figura 3.5.8: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 6, 12 Pisos; Luz=9m

La distribución de muros en planta es la misma que la figura 3.5.7, que se presentó en la anterior sección.

En la tabla 3.5.23 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y espesores de muros obtenidos del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.5.23: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 6 de pórticos con muros de corte de hormigón

Piso	Tipo 6 (12 Pisos; Luz=9m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Espesor de los Muros (mm)
12	W610x101	W360x32.9	W310x60	250
11	W610x140	W360x44	W310x60	250
10	W610x140	W360x44	W360x134	250
9	W610x140	W360x44	W360x134	250
8	W610x140	W360x44	W360x196	300
7	W610x140	W360x44	W360x196	300
6	W610x140	W360x44	W360x262	300
5	W610x140	W360x44	W360x262	300
4	W610x140	W360x44	W460x315	350
3	W610x140	W360x44	W460x315	350
2	W610x140	W360x44	W610x415	350
1	W610x140	W360x44	W610x415	350

En las tablas 3.5.24 y 3.5.25 se muestran los detalles de refuerzo de los muros y elementos de borde del diseño de la edificación.



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tabla 3.5.24: Detalles de los refuerzos de muros del edificio tipo 6 de pórticos con muros de corte de hormigón

Denominación	Varilla	Peso (Kg/m)	Espaciamiento (m)	Recubrimiento (m)	Longitud Total (m)	Peso Total (Kg)
VA1	Diámetro 10mm	0.617	0.25	0.035	5136	3168.91
VA2	Diámetro 12mm	0.888	0.25	0.035	10272	9121.54
PESO TOTAL DE VARILLAS (Kgf)						12290.4

Tabla 3.5.25: Detalles de los elementos de borde de muros del edificio tipo 6 de pórticos con muros de corte de hormigón

Denominación	Lado (m)	Área Bruta Hormigón (m ²)	Área Acero (m ²)	Área Neta (m ²)	Longitud (m)	# Elementos	Cantidad (m ³)
EB1	0.56	0.31	0.012	0.30	9	9	24.40
EB2	0.65	0.42	0.027	0.40	15	9	53.42
EB3	0.78	0.61	0.040	0.57	6	9	30.68
EB4	0.93	0.86	0.053	0.81	6	9	43.85
CANTIDAD DE HORMIGÓN (m³)							152.36

En la tabla 3.5.26 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 6:

Tabla 3.5.26: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 6 de pórticos con muros de corte de hormigón

Tipo 6		
Luz=9m; 12 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Vigas Principales	487377.0	25.07
Vigas Secundarias	539643.6	27.76
Columnas	248760.0	12.80
Peso Total (Kg/m ²)		65.63
Hormigón (f'c=210Kg/cm²)		
Elemento	Cantidad (m ³)	Cantidad (m ³ /m ²)
Losa	1594.08	0.08
Muros	1166.4	0.06
Elementos de Borde	152.36	0.01
Elemento		
Placa Colaborante		19440
Malla Electro soldada		19440
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Varillas refuerzo muros	12290.448	0.63

3.3.6.5 Muros de Corte con placas de Acero



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

3.3.6.5.1 Generalidades

El diseño de los elementos estructurales que conforman el sistema sismo resistente de pórticos con muros de corte con placas de acero de las edificaciones, se basó en la formulación detallada en la sección 3.2.5, cumpliendo con los requerimientos de resistencia y servicio.

Dicho sistema requiere elementos de borde en los muros, por lo cual se procedió a calcular dichos elementos según el manual de diseño de la AISC.

Comúnmente en edificaciones con muros encontramos aberturas para puertas o ventanas, en el diseño de estos edificios con muros de corte no se tomó en cuenta dichas aberturas.

Una consideración que se debe tomar en cuenta es el comprobar que las tracciones que llegan a las bases de la edificación por el uso del sistema sismo resistente, sean bajas o nulas. Dicha consideración es muy importante ya que la mayoría de cimentaciones solo funcionan a compresión.

3.3.6.5.2 Comportamiento Global

La tabla 3.6.1 muestra la información general del comportamiento de la estructura.

Tabla 3.6.1: Comportamiento global de las edificaciones con sistema de pórticos con muros de corte con placas de acero, luz de 6 y 9 metros

	Unidad	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5	Tipo 6
		4 Pisos	8 Pisos	12 Pisos	4 Pisos	8 Pisos	12 Pisos
		Luz=6m	Luz=6m	Luz=6m	Luz=9m	Luz=9m	Luz=9m
Período máximo de la estructura	s	0.32	0.53	0.72	0.32	0.53	0.72
Número de Modos de vibración en el análisis		12	12	12	12	12	12
Participación de Masas dirección "X"	%	91	94	91	97	93	91
Participación de Masas dirección "Y"	%	96	94	91	96	93	92
Participación de Masas dirección "Rz"	%	98	94	93	100	95	95
Período fundamental	s	0.59	0.58	0.89	0.58	0.69	0.99
Deriva de Piso máxima	%	0.45	0.34	0.55	0.26	0.69	0.69
Cortante Sísmico Estático	Tonf	374.0	777.8	1145.5	484.0	1005.5	1482.9



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Cortante Sísmico Dinámico dirección "X"	Tonf	299.5	622.9	917.2	387.6	804.8	1187.4
Cortante Sísmico Dinámico dirección "Y"	Tonf	299.4	622.9	916.9	387.3	804.8	1187.6
Porcentaje del Cortante sísmico dinámico respecto al estático dirección "X"	%	80.1	80.1	80.1	80.1	80.0	80.1
Porcentaje del Cortante sísmico dinámico respecto al estático dirección "Y"	%	80.0	80.1	80.0	80.0	80.0	80.1
Porcentaje relación V/W	%	9.3	9.3	8.9	9.3	9.3	8.9
Coefficiente de amplificación del espectro dirección "X"		1.47	1.37	1.76	1.31	1.40	1.56
Coefficiente de amplificación del espectro dirección "Y"		1.48	1.37	1.78	1.28	1.83	1.88

3.3.6.5.3 Número de muros requeridos para las edificaciones analizadas

Se realizó el mismo análisis aplicado en la sección 3.3.6.4.3.

En la tabla 3.6.2, se muestran los valores del número de muros en cada dirección sísmica, sugeridos por el análisis. Este análisis de igual manera aproxima tener tracciones nulas en las bases.

Por lo cual se disminuyó el número de muros hasta obtener tracciones que puedan soportar las zapatas de cimentación de acuerdo a su peso propio y del relleno sobre las mismas.

Tabla 3.6.2: Número de muros de corte de acero en cada dirección sísmica, calculados y utilizados.

Número de muros obtenidos del dimensionamiento						
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5	Tipo 6
# Muros Acero/piso	6	8	10	4	6	6
Número de muros utilizados						
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5	Tipo 6
# Muros Acero/piso	4	6	8	3	4	6

3.3.6.5.4 Edificio Tipo 1

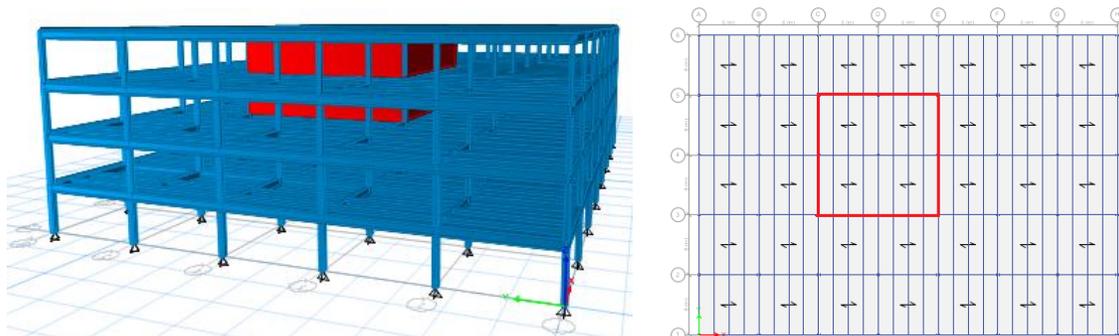


Figura 3.6.1: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 1, 4 Pisos; Luz=6m



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Como se puede observar en la figura 3.6.1 de planta, se modeló una edificación con muros de corte que están distribuidos de manera asimétrica, lo cual podría generar torsión, pero para fines de este proyecto no es de relevancia. Al momento de construir se podrá utilizar una distribución simétrica según requiera la edificación.

En la tabla 3.6.3 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y espesores de muros obtenidos del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.6.3: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 1 de pórticos con muros de corte con placas de acero

Piso	Tipo 1 (4 Pisos; Luz=6m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Espesor de los Muros (mm)
4	W410x53	W250x32.7	W250x38.5	4
3	W460x60	W250x32.7	W250x38.5	4
2	W460x60	W250x32.7	W310x67	4
1	W460x60	W250x32.7	W310x67	4

En la tabla 3.6.4 se muestra los detalles de elementos de borde del diseño de la edificación.

Tabla 3.6.4: Detalles de elementos de borde de muros del edificio tipo 1 de pórticos con muros de corte con placas de acero

Denominación	Sección (mm)	Peso (Kg/m)	Longitud Total (m)	Peso Total (Kg)
EB1	W250x115	115	96	11040
PESO TOTAL ELEMENTOS DE BORDE (Kgf)				11040

En la tabla 3.6.5 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 1:

Tabla 3.6.5: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 1 de pórticos con muros de corte con placas de acero

Tipo 1		
Luz=6m; 4 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m2)
Vigas Principales	72696.0	14.42
Vigas Secundarias	105948.0	21.02
Columnas	25320.0	5.02
Muros	18086.4	3.59
Elementos de Borde	11040.0	2.19
Peso Total (Kg/m2)		46.25
Hormigón (f'c=210Kg/cm2)		
Elemento	Cantidad (m3)	Cantidad (m3/m2)



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Losa	413.28	0.08
Elemento	Cantidad (m2)	
Placa Colaborante	5040	
Malla Electro soldada	5040	

3.3.6.5.5 Edificio Tipo 2

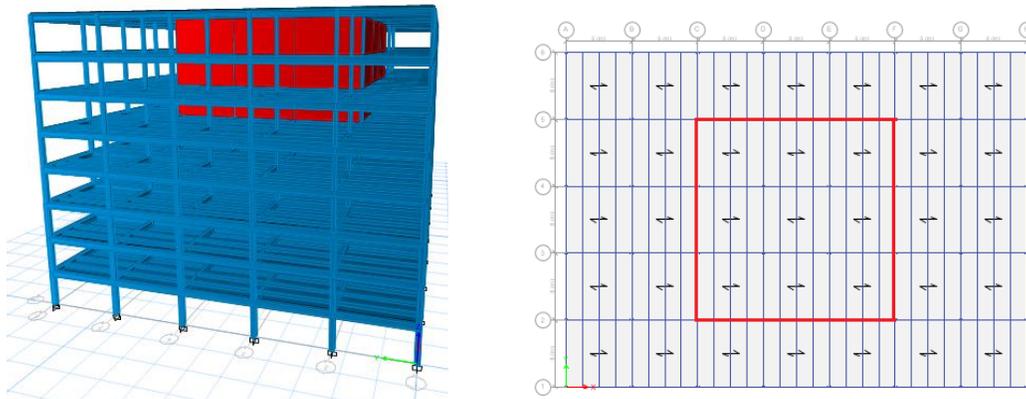


Figura 3.6.2: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 2, 8 Pisos; Luz=6m

En la tabla 3.6.6 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y espesores de muros obtenidos del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.6.6: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 2 de pórticos con muros de corte con placas de acero

Piso	Tipo 2 (8 Pisos; Luz=6m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Espesor de los Muros (mm)
8	W410x53	W250x32.7	W250x38.5	4
7	W460x60	W250x32.7	W250x38.5	4
6	W460x60	W250x32.7	W310x67	4
5	W460x60	W250x32.7	W310x67	4
4	W460x60	W250x32.7	W310x97	4
3	W460x60	W250x32.7	W310x97	4
2	W460x60	W250x32.7	W310x117	4
1	W460x60	W250x32.7	W310x117	4

En la tabla 3.6.7 se muestra los detalles de elementos de borde del diseño de la edificación.



ΥΝΙϞΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tabla 3.6.7: Detalles de elementos de borde de muros del edificio tipo 2 de pórticos con muros de corte con placas de acero

Denominación	Sección (mm)	Peso (Kg/m)	Longitud Total (m)	Peso Total (Kg)
EB1	W310x86	86	144	12384
EB2	W310x97	97	72	6984
EB3	W310x117	117	72	8424
PESO TOTAL ELEMENTOS DE BORDE (Kgf)				27792

En la tabla 3.6.8 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 2:

Tabla 3.6.8: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 2 de pórticos con muros de corte con placas de acero

Tipo 2		
Luz=6m; 8 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m2)
Vigas Principales	147576.0	14.64
Vigas Secundarias	211896.0	21.02
Columnas	69012.0	6.85
Muros	54259.2	5.38
Elementos de Borde	27792.0	2.76
Peso Total (Kg/m2)		50.65
Hormigón (f'c=210Kg/cm2)		
Elemento	Cantidad (m3)	Cantidad (m3/m2)
Losa	826.56	0.08
Elemento	Cantidad (m2)	
Placa Colaborante	10080	
Malla Electro soldada	10080	

3.3.6.5.6 Edificio Tipo 3

JOSE DAVID ANDRADE SOJOS
MARIBEL KARLA JARAMILLO CARRILO



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

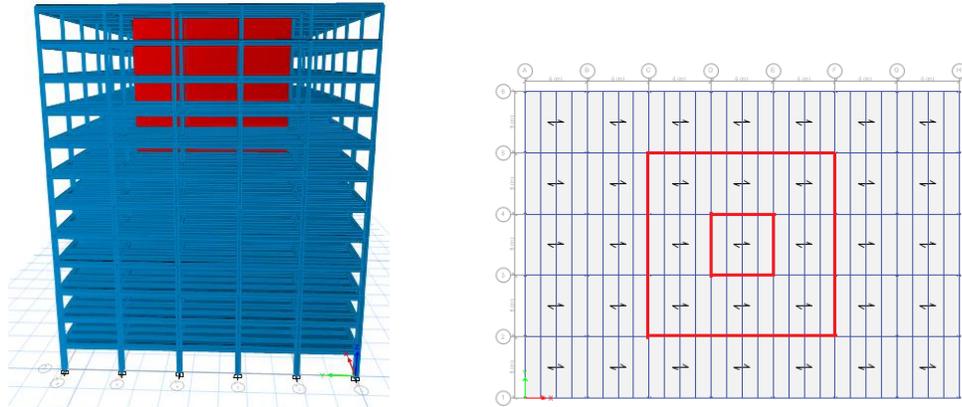


Figura 3.6.3: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 3, 12 Pisos; Luz=6m

En la tabla 3.6.9 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y espesores de muros obtenidos del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.6.9: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 3 de pórticos con muros de corte con placas de acero

Piso	Tipo 3 (12 Pisos; Luz=6m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Espesor de los Muros (mm)
12	W410x53	W250x32.7	W250x38.5	4
11	W460x60	W250x32.7	W250x38.5	4
10	W460x60	W250x32.7	W310x67	4
9	W460x60	W250x32.7	W310x67	4
8	W460x60	W250x32.7	W310x97	4
7	W460x60	W250x32.7	W310x97	4
6	W460x60	W250x32.7	W310x117	4
5	W460x60	W250x32.7	W310x117	4
4	W460x60	W250x32.7	W360x147	4
3	W460x60	W250x32.7	W360x147	4
2	W460x60	W250x32.7	W360x179	4
1	W460x60	W250x32.7	W360x179	4

En la tabla 3.6.10 se muestra los detalles de elementos de borde del diseño de la edificación.

Tabla 3.6.10: Detalles de elementos de borde de muros del edificio tipo 3 de pórticos con muros de corte con placas de acero



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Denominación	Sección (mm)	Peso (Kg/m)	Longitud Total (m)	Peso Total (Kg)
EB1	W310x86	86	192	16512
EB2	W310x107	107	96	10272
EB3	W310x117	117	96	11232
EB4	W360x147	147	96	14112
EB5	W360x179	179	96	17184
PESO TOTAL ELEMENTOS DE BORDE (Kgf)				69312

En la tabla 3.6.11 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 3:

Tabla 3.6.11: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 3 de pórticos con muros de corte con placas de acero

Tipo 3		
Luz=6m; 12 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Vigas Principales	222456.0	14.71
Vigas Secundarias	317844.0	21.02
Columnas	123936.0	8.20
Muros	108518.4	7.18
Elementos de Borde	69312.0	4.58
Peso Total (Kg/m ²)		55.69
Hormigón (f'c=210Kg/cm²)		
Elemento	Cantidad (m ³)	Cantidad (m ³ /m ²)
Losa	1239.84	0.08
Elemento	Cantidad (m ²)	
Placa Colaborante	15120	
Malla Electro soldada	15120	

3.3.6.5.7 Edificio Tipo 4



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

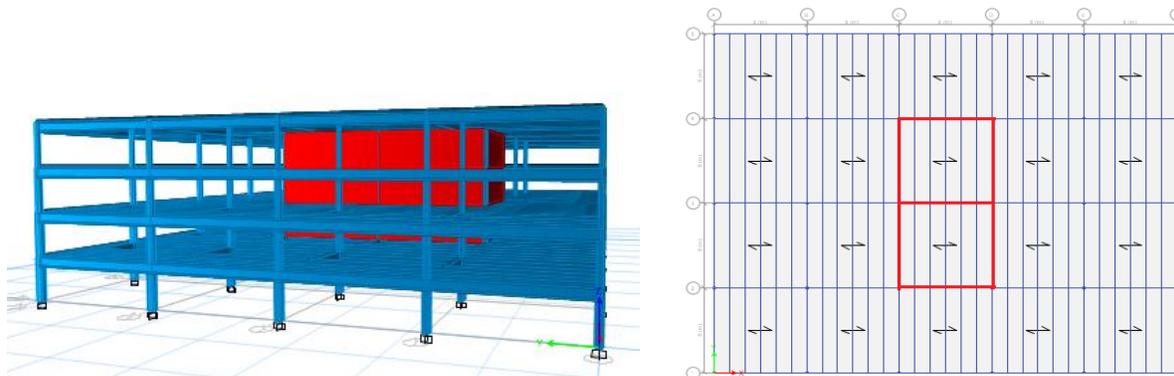


Figura 3.6.4: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 4, 4 Pisos; Luz=9m

En la tabla 3.6.12 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y espesores de muros obtenidos del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.6.12: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 4

Piso	Tipo 4 (4 Pisos; Luz=9m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Espesor de los Muros (mm)
4	W610x101	W360x32.9	W310x60	4
3	W610x140	W360x44	W310x60	4
2	W610x140	W360x44	W360x134	4
1	W610x140	W360x44	W360x134	4

En la tabla 3.6.13 se muestra los detalles de elementos de borde del diseño de la edificación.

Tabla 3.6.13: Detalles de elementos de borde de muros del edificio tipo 4 de pórticos con muros de corte con placas de acero

Denominación	Sección (mm)	Peso (Kg/m)	Longitud Total (m)	Peso Total (Kg)
EB1	W250x115	115	36	4140
EB2	W360x134	134	36	4824
PESO TOTAL ELEMENTOS DE BORDE (Kgf)				8964

En la tabla 3.6.14 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 4:



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tabla 3.6.14: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 4 de pórticos con muros de corte con placas de acero

Tipo 4		
Luz=9m; 4 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m2)
Vigas Principales	154737.0	23.88
Vigas Secundarias	172155.6	26.57
Columnas	27936.0	4.31
Muros	20347.2	3.14
Elementos de Borde	8964.0	1.38
Peso Total (Kg/m2)		59.28
Hormigón (f'c=210Kg/cm2)		
Elemento	Cantidad (m3)	Cantidad (m3/m2)
Losa	531.36	0.08
Elemento	Cantidad (m2)	
Placa Colaborante	6480	
Malla Electro soldada	6480	

3.3.6.5.8 Edificio Tipo 5

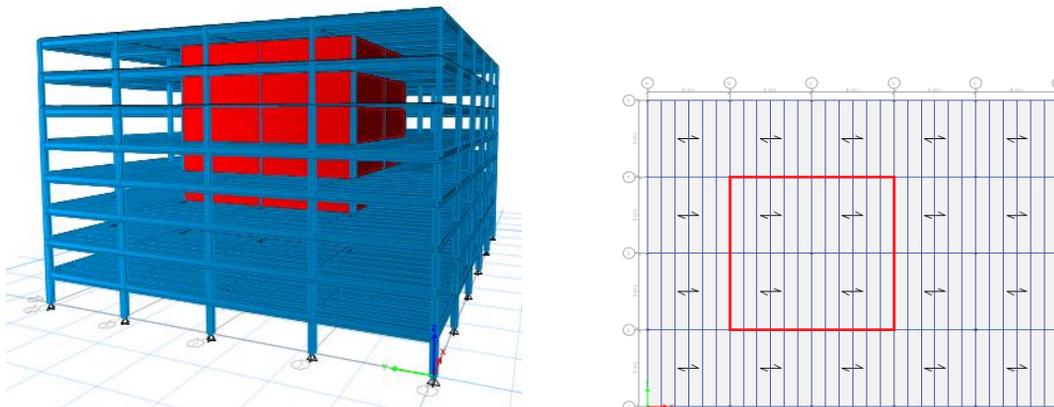


Figura 3.6.5: Vista tridimensional y en planta del modelo en Etabs. Edificio Tipo 5, 8 Pisos; Luz=9m

En la tabla 3.6.15 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y espesores de muros obtenidos del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.6.15: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 5 de pórticos con muros de corte con placas de acero

Piso	Tipo 5 (8 Pisos; Luz=9m)
-------------	---------------------------------



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Espesor de los Muros (mm)
8	W610x101	W360x32.9	W310x60	4
7	W610x140	W360x44	W310x60	4
6	W610x140	W360x44	W360x134	4
5	W610x140	W360x44	W360x134	4
4	W610x140	W360x44	W360x196	6
3	W610x140	W360x44	W360x196	6
2	W610x140	W360x44	W360x262	6
1	W610x140	W360x44	W360x262	6

En la tabla 3.6.16 se muestra los detalles de elementos de borde del diseño de la edificación.

Tabla 3.6.16: Detalles de elementos de borde de muros del edificio tipo 5 de pórticos con muros de corte con placas de acero

Denominación	Sección (mm)	Peso (Kg/m)	Longitud Total (m)	Peso Total (Kg)
EB1	W310x97	97	48	4656
EB2	W360x134	134	48	6432
EB3	W360x196	196	48	9408
EB4	W360x262	262	48	12576
PESO TOTAL ELEMENTOS DE BORDE (Kgf)				33072

En la tabla 3.6.17 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 5:

Tabla 3.6.17: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 5 de pórtico con muros de corte con placas de acero

Tipo 5		
Luz=9m; 8 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Vigas Principales	321057.0	24.77
Vigas Secundarias	355899.6	27.46
Columnas	86064.0	6.64
Muros	67824.0	5.23
Elementos de Borde	33072.0	2.55
Peso Total (Kg/m ²)		66.66
Hormigón (f'c=210Kg/cm²)		
Elemento	Cantidad (m ³)	Cantidad (m ³ /m ²)
Losa	1062.72	0.08
Elemento	Cantidad (m ²)	
Placa Colaborante	12960	
Malla Electro soldada	12960	



3.3.6.5.9 Edificio Tipo 6

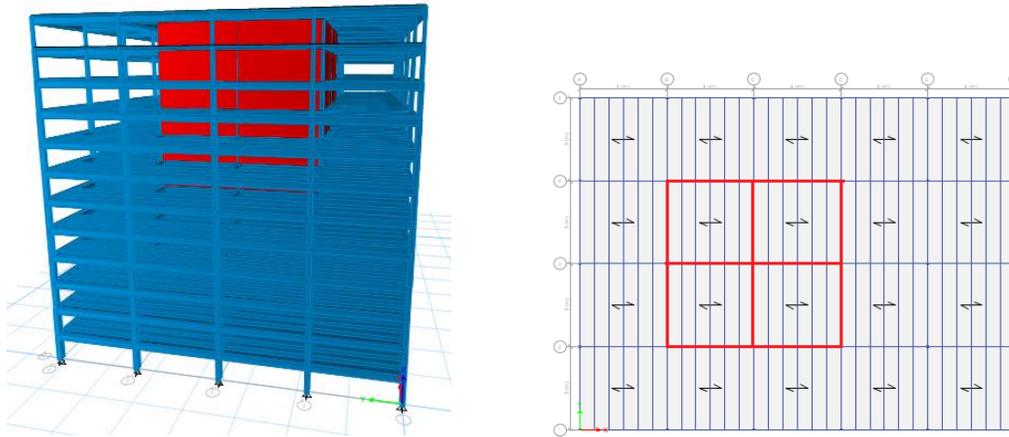


Figura 3.6.6: Vista tridimensional del modelo en Etabs. Edificio Tipo 6, 12 Pisos; Luz=9m

En la tabla 3.6.18 se muestra el tamaño de las secciones de vigas principales, vigas secundarias, columnas y espesores de muros obtenidos del diseño, según el número de piso.

Tabla 3.6.18: Tamaño de secciones por piso del edificio tipo 6 de pórticos con muros de corte con placas de acero

Piso	Tipo 6 (12 Pisos; Luz=9m)			
	Vigas Principales (mm)	Vigas Secundarias (mm)	Columnas (mm)	Espesor de los Muros (mm)
12	W610x101	W360x32.9	W310x60	4
11	W610x140	W360x44	W310x60	4
10	W610x140	W360x44	W360x134	4
9	W610x140	W360x44	W360x134	4
8	W610x140	W360x44	W360x196	4
7	W610x140	W360x44	W360x196	4
6	W610x140	W360x44	W360x262	6
5	W610x140	W360x44	W360x262	6
4	W610x140	W360x44	W460x315	6
3	W610x140	W360x44	W460x315	6
2	W610x140	W360x44	W610x415	6
1	W610x140	W360x44	W610x415	6

En la tabla 3.6.19 se muestra los detalles de elementos de borde del diseño de la edificación.



ΥΝΙϞΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tabla 3.6.19: Detalles de elementos de borde de muros del edificio tipo 6 de pórticos con muros de corte con placas de acero

Denominación	Sección (mm)	Peso (Kg/m)	Longitud Total (m)	Peso Total (Kg)
EB1	W310x97	97	54	5238
EB2	W360x134	134	54	7236
EB3	W360x196	196	54	10584
EB4	W360x262	262	54	14148
EB5	W460x315	315	54	17010
EB6	W610x415	415	54	22410
PESO TOTAL ELEMENTOS DE BORDE (Kgf)				76626

En la tabla 3.6.20 se muestra un resumen general de cantidades y pesos de la edificación tipo 6:

Tabla 3.6.20: Resumen de cantidades y pesos del edificio tipo 6 de pórticos con muros de corte con placas de acero

Tipo 6		
Luz=9m; 12 Pisos		
Acero Estructural (A36)		
Elemento	Peso (Kgf)	Peso (Kg/m ²)
Vigas Principales	487377.0	25.07
Vigas Secundarias	539643.6	27.76
Columnas	174132.0	8.96
Muros	152604.0	7.85
Elementos de Borde	76626.0	3.94
Peso Total (Kg/m ²)		73.58
Hormigón (f'c=210Kg/cm²)		
Elemento	Cantidad (m ³)	Cantidad (m ³ /m ²)
Losa	1594.08	0.08
Elemento	Cantidad (m ²)	
Placa Colaborante	19440	
Malla Electro soldada	19440	



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

A continuación se muestra en la tabla 3.6.21 un resumen de pesos y cantidades de todos los sistemas sismo resistentes estudiados.

Tabla 3.6.21: Resumen de cantidades y pesos de todos los sistemas sismo resistentes estudiados

				Acero Estructural (Kg/m²)	Hormigón Muros (m³/m²)
Pórticos No Arriostrados	Tipo 1	Luz 6m	4 Pisos	48.75	
	Tipo 2		8 Pisos	52.64	
	Tipo 3		12 Pisos	60.35	
	Tipo 4	Luz 9m	4 Pisos	56.84	
	Tipo 5		8 Pisos	64.88	
	Tipo 6		12 Pisos	70.93	
Pórticos Arriostrados Concéntricamente	Tipo 1	Luz 6m	4 Pisos	45.9	
	Tipo 2		8 Pisos	51.3	
	Tipo 3		12 Pisos	55.78	
	Tipo 4	Luz 9m	4 Pisos	60.19	
	Tipo 5		8 Pisos	69.06	
	Tipo 6		12 Pisos	73.9	
Pórticos con Muros de Corte de Hormigón	Tipo 1	Luz 6m	4 Pisos	41.47	0.04
	Tipo 2		8 Pisos	44.79	0.06
	Tipo 3		12 Pisos	48.03	0.08
	Tipo 4	Luz 9m	4 Pisos	55.84	0.04



ΥΝΙΣΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

	Tipo 5		8 Pisos	61.29	0.07
	Tipo 6		12 Pisos	65.63	0.07
Pórticos con Muros de Corte con Placas de Acero	Tipo 1	Luz 6m	4 Pisos	46.25	
	Tipo 2		8 Pisos	50.65	
	Tipo 3		12 Pisos	55.69	
	Tipo 4	Luz 9m	4 Pisos	59.28	
	Tipo 5		8 Pisos	66.66	
	Tipo 6		12 Pisos	73.58	

Para las cantidades y pesos del sistema de entrepiso se tiene los mismos datos para todos los sistemas sismo resistentes, los cuales se muestran en la tabla 3.6.22:

Tabla 3.6.22: Resumen de cantidades y pesos del sistema de entrepiso

Denominación	Peso (Kg/m ²)
Placa Colaborante (e=0.75mm)	6.64
Malla Electro soldada	2.21
Denominación	Cantidad (m ³)
Hormigón para losa (f'c=210 Kg/cm ²)	0.08

3.3.7 Conexiones

Para este proyecto consideramos que entre los componentes de los sistemas sismo resistentes se encuentran las conexiones entre vigas-columnas o entre elementos diagonales con el sistema de pórticos. Se realizará el diseño de dos tipos de conexiones relevantes de los sistemas sismo resistentes estudiados, para llegar a su dimensionamiento e influencia en el peso de cada sistema.

3.3.7.1 Conexión Precalificada pórticos no arriostrados

Se realiza un corte circular en las alas de la viga, formándose una articulación plástica en la mitad de la sección reducida de la viga. Para unir la columna con la viga se usa una placa sencilla de cortante que será soldada o apernada.



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

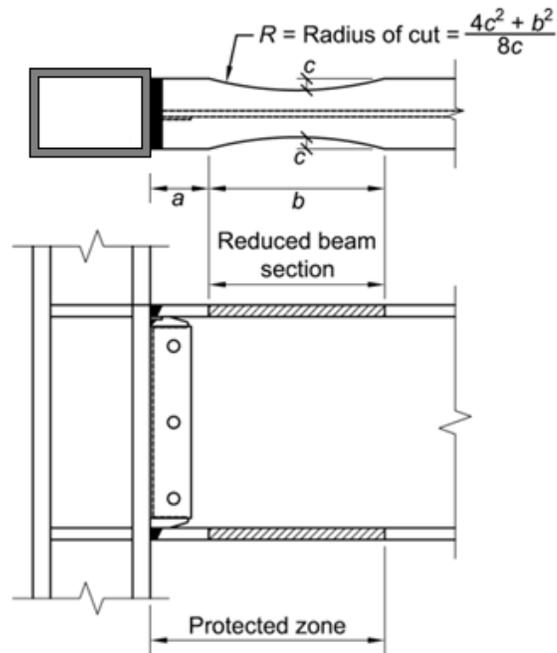


Figura 3.7.1: Conexión precalificada de sección reducida de viga (RBS) (AISC 358-10)

En la tabla 3.7.1, se muestra las limitaciones de la viga y columna para aplicar la conexión precalificada RBS.

Tabla 3.7.1: Parámetros generales de la conexión (RBS) (AISC 358-10)

GENERAL	
Sistema de marco aplicable	SMF ,IMF
Ubicación de la rótula plástica "Sh"	Sh=a+b/2
LIMITACIONES DE LA VIGA	
Peralte máximo	W920mm(W36)
Peso máximo	447kg/m
Grosor máximo de alas	44mm
LIMITACIONES DE LA COLUMNA	
Peralte máximo	HSS 620mm



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Peso máximo	No hay
Grosor máximo	No hay

Para el diseño de esta conexión se aplica los pasos dados por el código AISC 358-10.

Se eligen los valores de a, b y c según las dimensiones de la viga donde se aplicará la conexión.

Se determinó los parámetros necesarios para obtener el momento máximo probable (M_{pr}).

Se debe calcular la mayor fuerza cortante en la mitad de la sección reducida de la viga en toda su longitud y determinamos el momento máximo probable en la cara de la columna (M_f).

Verificamos que M_f sea menor al momento plástico en la viga (M_{pe}). Si no cumple, debemos modificar los valores de a, b y c.

Para el diseño de la placa a cortante determinamos la fuerza cortante última (V_u), entre la conexión del alma de la viga y la columna.

La unión entre el alma de la viga a la columna se realiza a través de una placa de cortante apernada.

Revisar la relación columna fuerte –viga débil, para un SMF debe cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1$$

Donde:

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + M_{uv})$$

$$M_{uv} = V_{RBS} \left(a + \frac{b}{2} + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

3.3.7.2 Diseño de una conexión precalificada RBS



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Se procedió a diseñar la conexión de un nudo correspondiente a cada edificio tipo del sistema de pórticos no arriostrados, donde se aplicó las ecuaciones del código AISC 358-10.

En la tabla 3.7.2 se muestra la verificación de flexión de la viga en la cara de la columna de un nudo del primer piso de cada uno de los edificios tipo:

Tabla 3.7.2: Verificación de flexión de la viga en la cara de la columna de un nudo de cada uno de los edificios tipo

Mpr(Kg.m)	$\phi dMpe(Kg.m)$	Mf $\leq\phi dMpe$
35340	44402	CUMPLE
32282	42099	CUMPLE
35340	44402	CUMPLE
65936	92256	CUMPLE
106789	131560	CUMPLE
104235	131560	CUMPLE

En la tabla 3.7.3 observamos el requerimiento de columna Fuerte- viga débil de un nudo del primer piso de cada uno de los edificios tipo:

Tabla 3.7.3: Criterio de Columna fuerte – Vigas débil de un nudo de cada uno de los edificios tipo

Criterio de Relación Columna Fuerte -Viga Débil					
Edificios Tipo	Componentes		$\Sigma M^*pc(kg.m)$	$\Sigma M^*pb(kg.m)$	$\Sigma M^*pc/\Sigma M^*pb$
1	Columna	HSS300*300*18	85015,4	82584,3	1,03
	Viga	W410*67			
2	Columna	HSS 350x350x25	116264,4	78709,9	1,48
	Viga	W460x60			
3	Columna	HSS 400x400x28	186384,3	85685,9	2,18
	Viga	W410x67			
4	Columna	HSS 350x350x22	177848,5	172226,9	1,03



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

	Sup.				
	Columna Inf.	HSS 430x430x25			
	Viga	W670x99			
5	Columna	HSS 500x500x35	382852	261234,4	1,47
	Viga	W690x125			
6	Columna	HSS 570x570x35	415099,8	258730,5	1,60
	Viga	W690x125			

En la tabla 3.7.4 se indica las dimensiones de la placa de cortante:

Tabla 3.7.4: Dimensiones de la placa de cortante de un nudo de cada uno de los edificios tipo

Vu(Tn)	Dimensiones de Placa a cortante			# pernos	φ(mm)	e(mm)	b(mm)	s tipo filete(mm)
	Lpc(mm)	bpc(mm)	tpc(mm)					
28,99	360	100	8	3	16	120	60	6,00
29,97	407	100	8	3	16	140	63,5	6,00
31,76	355	100	10	3	16	115	62,5	7,50
61,84	615	100	10	4	20	160	67,5	7,50
83,57	620	100	12	5	20	130	50	9,00
83,53	620	100	12	5	20	130	50	9,00

3.3.7.3 Conexión Gusset plate para pórticos arriostrados concéntricamente

La AISC requiere que todos los estados límites de resistencia para el diseño de conexiones sean mayor a la resistencia esperada en la diagonal. La fuerza esperada en la diagonal es de tensión y compresión, y depende del esfuerzo de fluencia esperado en el material, calidad del acero, tipo y forma estructural.

El espesor del gusset plate debe ser suficiente para resistir la fuerza de tensión y el pandeo debido a la fuerza de compresión. (Sabelli, Roeder, & Hajjar, 2013).

La presente conexión induce la formación de una franja de fluencia en el gusset plate como mínimo de $2t$, donde t es el espesor del gusset plate.

La fuerza de tensión esperada en la diagonal es:

$$P_{ut} = R_y F_y A_g$$

La resistencia esperada a compresión en la diagonal es:

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



ΥΝΙΩΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Si $\left(\frac{kL}{r}\right) \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ es Pandeo Inelástico

$$\phi F_{cr} = 0,9 * 0,658 \frac{F_y}{F_e} * F_y$$

Si $\left(\frac{kL}{r}\right) > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ es Pandeo Elástico

$$\phi F_{cr} = 0.9 * 0,877 * F_e$$

$$P_n = \phi F_{cr} * A_g$$

$$P_{uc} = 1,1 * R_y * P_n$$

Determinación de la longitud de soldadura filete entre la diagonal y el gusset plate:

La soldadura se ubica en cuatro localizaciones de la diagonal y el gusset plate:

$$\phi R_n = \phi F_w * A_w$$

Donde:

$$F_w = 0,6 * F_{EXX}$$

$$A_w = s * L_w$$

$$L_w = \frac{P_{ut}}{4 * \phi R_n}$$

Ruptura de la pared de apoyo en la soldadura:

$$\phi R_n = 0,75 * 0,6 * F_u * A_{nv}$$

Donde:

$$A_{nv} = L_w * t_{pl}$$

$$\phi R_n > P_{ut}$$

Comprobar el corte en la sección neta de la diagonal:

$$\phi_t R_n = \phi_t F_u A_e, \phi_t = 0,75 \quad \text{Ecuación D1-2 del LRFD}$$

$$A_e = U * A_n$$

Donde:

$$U = 1 - \frac{x}{L_w},$$

x: es la distancia al centroide de la sección media (sección neta), desde la cara de la sección HSS hasta el gusset plate.

A_n: Área neta de la diagonal.

Debe cumplir con $\phi_t R_n > P_{ut}$, caso contrario se debe aumentar la sección neta de la diagonal.



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Comprobar la compresión del gusset plate en la sección Whitmore

La resistencia a compresión se determina a través de la sección Whitmore, la cual es usada para comprobar la posible fluencia y pandeo del gusset plate, esta sección se determina con un ángulo de inclinación de 30° desde la diagonal. (ThornTon & Lini, 2011).

Longitud de Whitmore:

$$B_w = D + 2 * B_w * \tan(30^\circ)$$

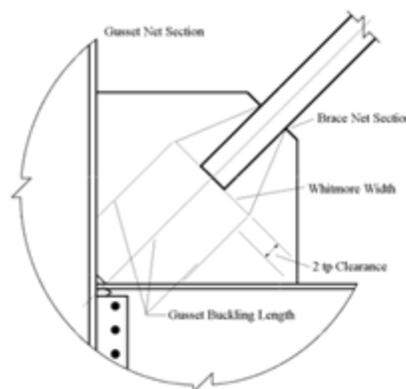


Figura 3.7.2: Parámetros de diseño del gusset plate (Roeder, Lehman, Johnson, Herman, & Yoo, 2006)

La longitud necesaria para la resistencia al pandeo se determina a través de:

$$L_g = \frac{[L_1 + L_2 + L_3]}{3}$$

Para determinar la resistencia a compresión se aplica la formula E2-2 y E2-3 del LRFD, obteniendo:

Tomamos $k = 1,2$, y aplicando la fórmula de Euler:

$$P_n = \phi F_{cr} * A_w, \phi = 0,9$$

$$P_n = \phi F_{cr} * w * L_{g \text{ avg}}$$

Comprobar que $P_n > P_{uc}$

Comprobar la tensión en la sección Whitmore

$$\phi R_n = \phi * F_y * t_{pl}, \quad \phi R_n > P_{ut}$$



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Comprobar el bloque de corte del gusset plate:

De acuerdo al AISC Manual of Steel construcción, capítulo J, el mínimo valor de las dos ecuaciones debe ser usado para determinar el estado límite de bloque de cortante.

$$\phi R_n = \phi(0,6 * F_y A_{gv} + F_u * A_{nt})$$

$$\phi R_n = \phi(0,6 * F_u * A_{nv} + F_u * A_{nt})$$

Donde:

$$\phi = 0,75$$

Comprobar si $\phi R_n > P_{ut}$

Unión del gusset plate a la viga y columna:

Las fuerzas en la viga y columna se determinan mediante el Método Uniforme de fuerzas, el cual es usado para determinar las fuerzas entre el gusset plate, la viga y columna.

Método uniforme de las fuerzas

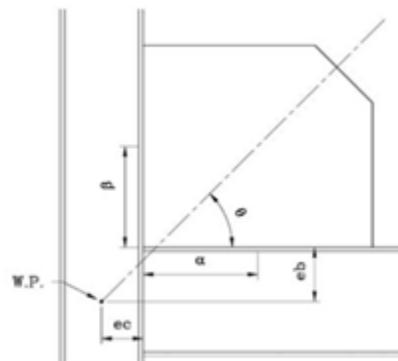


Figura 3.7.3: Parámetros del Método de Fuerzas Uniformes



ΥΝΙΨΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

$$\alpha = e_b \tan(\theta) - e_c + \beta \tan(\theta)$$

Donde:

α : Distancia desde la cara del ala de la columna al centroide del gusset para la conexión de la viga

β : Distancia desde la cara del ala de la viga al centroide del gusset para la conexión de la columna

e_b : Profundidad media de la viga

e_c : Profundidad media de la columna

Las fuerzas en la viga y columna son:

Determinamos el mayor valor (P_{umax}) entre la fuerza de tensión y compresión de la diagonal.

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$$

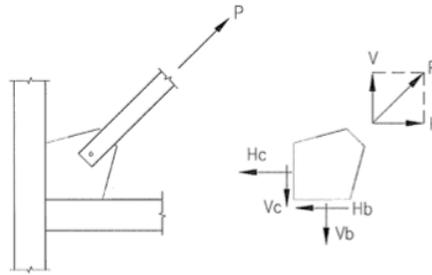


Figura 3.7.4: Método de las fuerzas uniformes

$$V_c = \beta \frac{P_{umax}}{r}, H_c = e_c \frac{P_{umax}}{r}, V_b = e_b \frac{P_{umax}}{r}, H_b = \alpha \frac{P_{umax}}{r}, M_b = V_{ub}(\alpha - \alpha')$$

3.3.7.4 Diseño de una conexión Gusset Plate

Se procedió a diseñar la conexión de un nudo correspondiente a cada edificio tipo del sistema de pórticos arriostrados concéntricamente, donde se aplicó las ecuaciones mostradas en la sección anterior.

En la tabla 3.7.5 se muestran las dimensiones de la placa de refuerzo para aumenta la sección neta de la diagonal en el primer piso de los edificios tipo analizados:

Tabla 3.7.5: Dimensiones de la placa de refuerzo

TIPO	l (cm)	a (cm)	e (mm)
Tipo 1	30	6	14
Tipo 2 en x	30	7,5	10
Tipo 2 en y	30	9	8
Tipo 3 en x	30	6,5	12



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tipo 3 en y	30	90	8
Tipo 4	30	8	12
Tipo 5 en x	32	8	12
Tipo 5 en y	32	10	12

En la tabla 3.7.6 se muestran las dimensiones del gusset plate, en el nudo del primer piso de todos los edificios tipo analizados.

Tabla 3.7.6: Dimensiones del Gusset Plate

Sección de la diagonal	Tipo	H(cm)	W(cm)	s(cm)	t(mm)
HSS101,6*101,6*12,7	Tipo 1	44	43	3	20
HSS101,6*101,6*9,5	Tipo2 en x	48	49	3	16
HSS114,3*114,3*9,5	Tipo 2 en y	48	47	3	16
HSS101,6*101,6*12,7	Tipo 3 en x	44	43	3	20
HSS114,3*114,3*9,5	Tipo 3 en y	48	47	3	16
HSS177,8*177,8*9,5	Tipo 4	59	62	3	16
HSS152,4*152,4*9,5	Tipo 5 en x	56	55	3	20
HSS152,4*152,4*12,7	Tipo 5 en y	56	55	3	20
HSS152,4*152,4*12,7	Tipo 6	56	55	3	20

4. ANALISIS COMPARATIVO TECNICO-ECONOMICO ENTRE LOS SISTEMAS SISMO RESISTENTES

4.1 Generalidades

En el análisis de alternativas previa la construcción de un edificio, se deben tomar en cuenta varios factores como la seguridad y eficiencia, pero el factor predominante es el económico. Por lo cual se debe realizar un presupuesto de costos, el cual nos ayudaría a la hora de la elección del sistema más conveniente.

4.2 Costos de construcción

4.2.1 Generalidades

Para la elaboración de un presupuesto aproximado de un edificio, es necesario obtener el precio de cada uno de los elementos que forman parte de la estructura. A



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

dichos elementos se los denomina rubros, a los cuales se les debe multiplicar el precio unitario para obtener su valor total.

Los precios unitarios utilizados en el análisis de costos de este proyecto fueron obtenidos de la cámara de la construcción de la ciudad de Cuenca y Quito, los cuales corresponden a los últimos meses del 2014. Dichos valores incluyen el valor del material, la mano de obra y los equipos utilizados en la instalación.

Es necesario considerar dentro de la elaboración del presupuesto un porcentaje de gastos indirectos, el cual representa los imprevistos que podríamos tener en el transcurso de construcción de la edificación, utilidad y otros. Dichos imprevistos pueden ser: gastos de administración, vigilancia, construcción de instalaciones generales, transporte de maquinaria y equipo de construcción, etc. Utilizamos el valor sugerido por la cámara de la construcción de Cuenca del 23%. Los presupuestos que se realizaron no incluyen los costos de cimentaciones, y los precios unitarios no incluyen el valor del IVA.

4.2.2 Precios Unitarios

La tabla 4.1.1 muestran los precios unitarios tomados en cuenta para la construcción de los presupuestos de los diferentes sistemas sismo resistentes.

Tabla 4.1.1: Precios unitarios utilizados para la elaboración de los diferentes edificios tipo de los sistemas sismo resistentes

Descripción	Unidad	P. Unitario
Acero Estructural en perfiles, suministro y montaje.	Kg	2.84
Suministro e Instalación de placa deck colaborante (e=0.75mm)	m ²	20.11
Suministro y colocación de malla electro soldada (15x15 cm, d=5.5mm)	m ²	4.91
Hormigón para losa f'c=210 Kg/cm ² (Material, Mano de obra y equipo)	m ³	147.18
Acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm ²	Kg	2.27
Hormigón para muros f'c=210 Kg/cm ² (Material, Mano de obra y equipo)	m ³	137.2
Hormigón para elementos de borde f'c=210 Kg/cm ² (Material, Mano de obra y equipo)	m ³	137.2



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

4.3 Presupuesto total de los diferentes sistema sismo resistente

En la tabla 4.1.2 se muestra los presupuestos totales de los diferentes sistemas sismo resistentes, considerando los gastos directos e indirectos.

Tabla 4.1.2: Presupuestos totales de los diferentes sistemas sismo resistentes

Edificio	Pórticos No Arriostrados	Pórticos Arriostrados Concéntricamente	Pórticos con Muros de Corte de Hormigón	Pórticos con Muros de Corte con placa de Acero
	USD/m ²	USD/m ²	USD/m ²	USD/m ²
Tipo 1 4 Pisos;Luz=6m	219.98	213.62	197.02	207.17
Tipo 2 8 Pisos;Luz=6m	233.40	235.72	212.85	222.54
Tipo 3 12 Pisos;Luz=6m	259.88	254.13	228.93	240.16
Tipo 4 4 Pisos;Luz=9m	246.86	260.73	248.13	252.70
Tipo 5 8 Pisos;Luz=9m	275.64	296.84	271.53	278.48
Tipo 6 12 Pisos;Luz=9m	296.54	314.27	287.92	302.65

4.4 Comparación técnica-económica

4.4.1 Generalidades

En esta sección se procederá a realizar una comparación técnica y económica de los resultados obtenidos del modelamiento de los diferentes sistemas sismo resistentes.

Las variables que se compararán son: los costos de construcción, las derivas de piso, los pesos totales de la estructura, la diferencia entre conexiones diseñadas, la influencia en el ámbito arquitectónico y la variación de costos con el cambio de luces y número de pisos.

4.4.2 Comparación de Derivas de Piso

Se escogieron las máximas derivas de piso de todos los edificios de cada sistema sismo resistente, con el objetivo de analizar la rigidez de los mismos.



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Las mayores derivas de piso son todas las que pertenecen al sistema de pórticos no arriostrados y las menores derivas pertenecen al sistema de pórticos con muros de corte de hormigón armado.

También identificamos una baja variación de derivas de piso entre los sistemas de pórticos arriostrados concéntricamente y los pórticos con muros de corte con placas de acero.

4.4.3 Comparación de Pesos de la estructura

Los elementos considerados en la obtención del peso total de la estructura incluyen las vigas principales y secundarias, columnas, sistema de entrepiso, conexiones, elementos diagonales y muros de corte, según sea el caso del sistema sismo resistente.

Los pesos totales de la estructura de cada tipo de sistemas sismo resistentes se presentan en la tabla 4.1.3.

Tabla 4.1.3: Pesos totales de la estructura de cada sistema sismo resistente

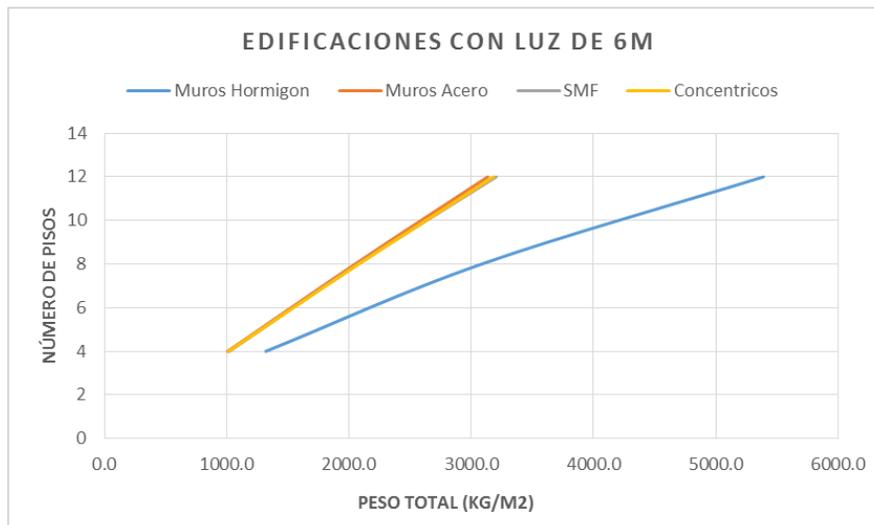
Edificio	Pórticos No Arriostrados	Pórticos Arriostrados Concéntricamente	Pórticos con Muros de Corte de Hormigón	Pórticos con Muros de Corte con placa de Acero
	(Kg/m ²)	(Kg/m ²)	(Kg/m ²)	(Kg/m ²)
Tipo 1 4 Pisos; Luz=6m	1022.26	1014.98	1320.01	1007.59
Tipo 2 8 Pisos; Luz=6m	2075.24	2080.57	3085.38	2050.39
Tipo 3 12 Pisos; Luz=6m	3203.84	3184.07	5390.80	3136.11
Tipo 4 4 Pisos; Luz=9m	1053.04	1068.92	1423.96	1059.72
Tipo 5 8 Pisos; Luz=9m	2171.98	2220.53	3311.77	2178.48
Tipo 6	3329.77	3390.67	5216.62	3350.75



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

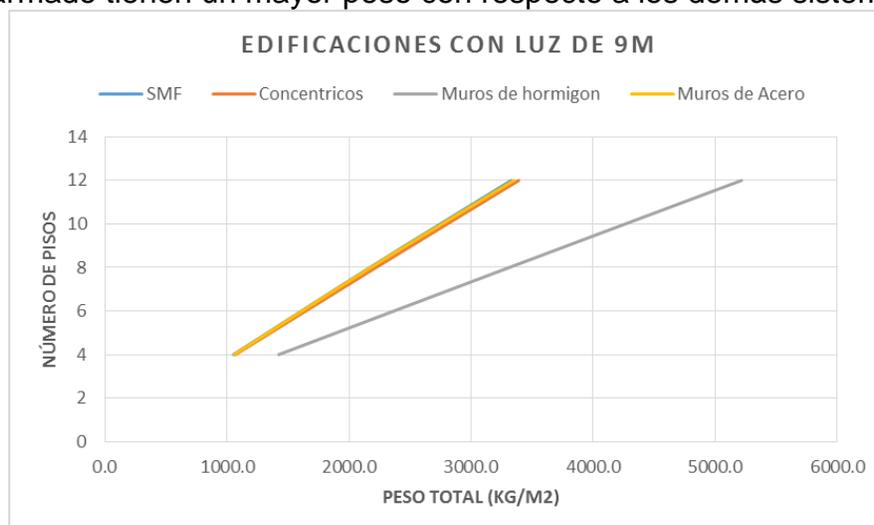
12 Pisos; Luz=9m

A partir de los valores obtenidos en la tabla 4.1.3 se graficaron dichos pesos en función del número de pisos, tal como se muestra en las gráficas 4.1.1 y 4.1.2.



Gráfica 4.1.1: Pesos totales por m2 de los sistemas sismo resistentes en función del número de pisos, con luz de 6 metros

En la gráfica 4.1.1 tenemos el peso de los sistemas sismo resistentes de 6 metros de luz, que pertenecen al tipo 1, 2 y 3. Observamos claramente que todos los sistemas tienen un crecimiento lineal del peso total de la estructura con respecto al número de pisos. Los pórticos no arriostrados, pórticos arriostrados concéntricamente y pórticos con muros de corte con placas de acero tienen una diferencia promedio de 1,73% en peso total. Los pórticos con muros de corte de hormigón armado tienen un mayor peso con respecto a los demás sistemas.



Gráfica 4.1.2: Pesos totales por m2 de los sistemas sismo resistentes en función del número de pisos, con luz de 9 metros



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

En la gráfica 4.1.2 tenemos el peso de los sistemas sismo resistentes de 9 metros de luz, que pertenecen al tipo 4, 5 y 6. Observamos claramente que de igual manera tienen un crecimiento lineal del peso total de la estructura con respecto al número de pisos. Los pórticos no arriostrados, pórticos arriostrados concéntricamente y pórticos con muros de corte con placas de acero tienen una diferencia promedio de 1,91% en peso total. Siendo los pórticos con muros de corte de hormigón armado los de mayor peso total en comparación con los demás sistemas.

4.4.4 Comparación de conexiones diseñadas

Los pesos totales de las conexiones RBS y Gusset Plate se presentan en la tabla 4.1.9.

Tabla 4.1.4: Pesos totales de conexiones RBS y Gusset Plate

Edificio	Pórticos no Arriostrados	Pórticos arriostrados Concéntricamente
	(Kgf)	(Kgf)
Tipo 1 4 Pisos; Luz= 6m	5860,88	11048,21
Tipo 2 8 Pisos; Luz= 6m	11239,22	31434,71
Tipo 3 12 Pisos; Luz= 9m	14910,63	59082,41



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Tipo 4 4 Pisos; Luz= 9m	4982,15	8983,62
Tipo 1 8 Pisos; Luz= 9m	12605,59	37050,53
Tipo 1 12 Pisos; Luz= 9m	17570,66	58344,52

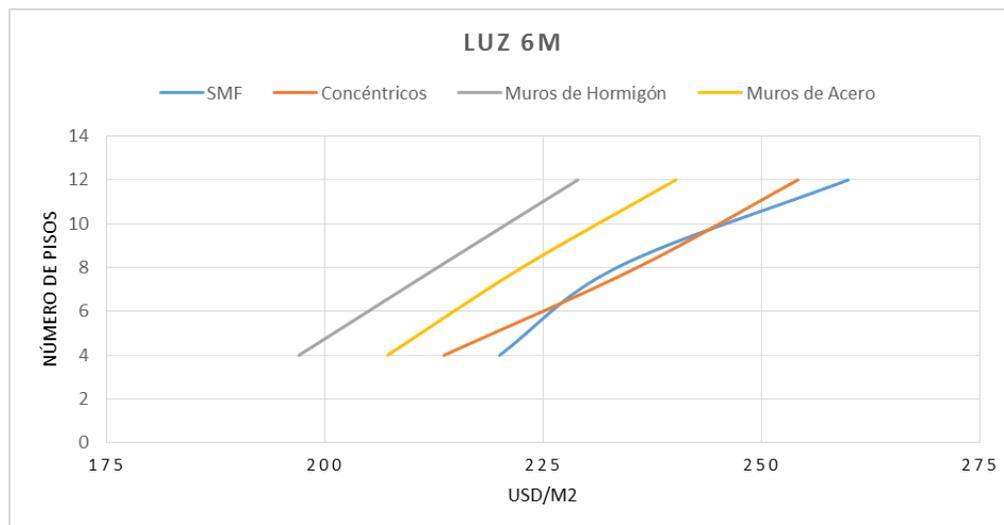
Observamos una alta variación entre los pesos de las conexiones RBS y Gusset Plate en todos los edificios tipo.

En el peso de las conexiones RBS están consideradas: las uniones en las vigas y columnas principales y la conexión en la base de la columna con la cimentación.

En el peso de las conexiones del gusset plate están consideradas: las uniones de las vigas y columnas principales, la conexión en la base de la columna con la cimentación y la unión de las diagonales en la mitad de la viga principal.

4.4.5 Comparación de costos

En la tabla 4.1.2 se mostraron los precios totales de cada edificio tipo según su sistema sismo resistente. A partir de dichos valores se elaboró las gráficas 4.1.3 y 4.1.4:

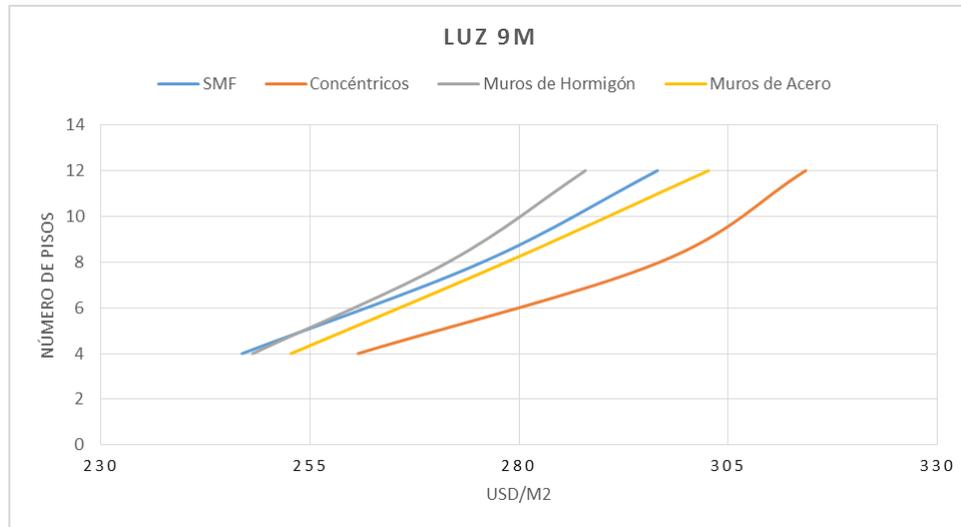


Gráfica 4.1.3: Precios totales por m2 según su sistema sismo resistente en función del número de pisos con luz de 6 metros

Según se observa en la gráfica 4.1.3 el sistema sismo resistente de pórticos con muros de corte de hormigón armado es el más económico respecto a los demás sistemas analizados, mientras los pórticos no arriostrados y pórticos arriostrados concéntricamente son los más costosos.



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

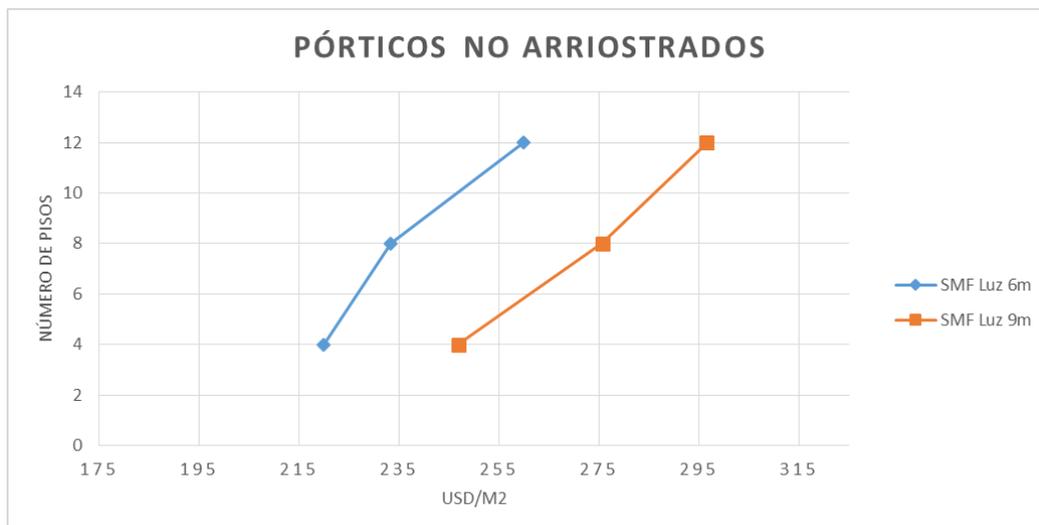


Gráfica 4.1.4: Precios totales por m2 según su sistema sismo resistente en función del número de pisos con luz de 9 metros

Según se observa en la gráfica 4.1.4 el sistema sismo resistente de pórticos con muros de corte de hormigón armado se mantiene en el margen económico respecto a los demás sistemas analizados, mientras los pórticos arriostrados concéntricamente son los más costosos.

4.4.6 Comportamiento según el número de pisos

A partir de la tabla 4.1.2, se realizaron gráficas de costo por m2 en función del número de pisos de cada sistema sismo resistente.

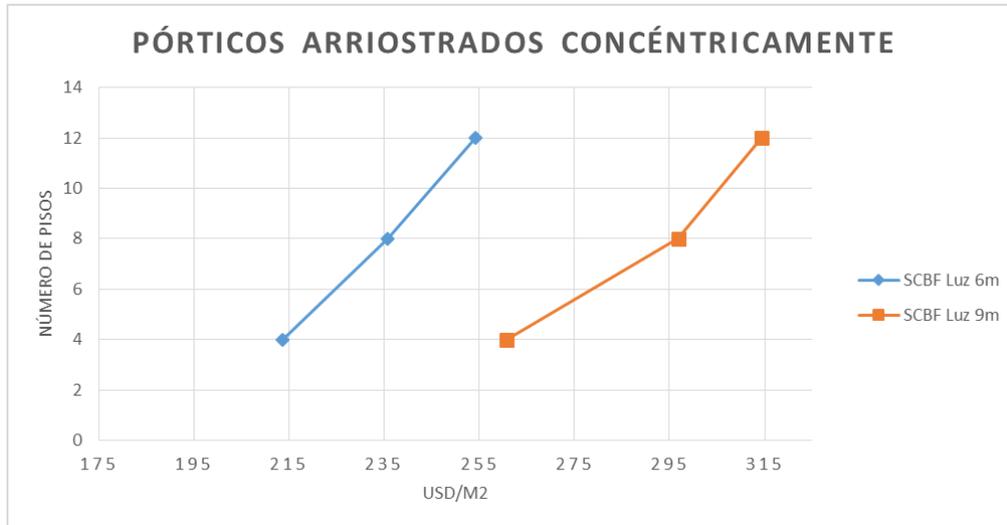




ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Gráfica 4.1.5: Costo por m2 de los diferentes edificios tipo de pórticos no arriostrados con luces de 6 y 9 metros

Según la gráfica 4.1.5 el comportamiento del precio por m2 en función del número de pisos y con luz de 6 metros mantiene un crecimiento no lineal parecido a una curva cóncava no muy definida. En lo que se refiere al comportamiento del precio por m2 con luz de 9 metros, existe un crecimiento semejante a una curva convexa casi lineal.

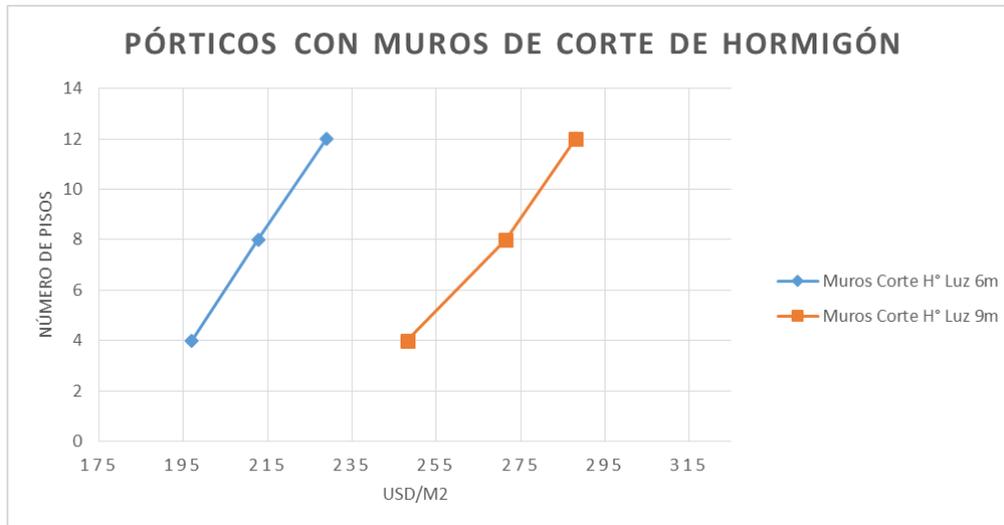


Gráfica 4.1.6: Costo por m2 de los diferentes edificios tipo de pórticos arriostrados concéntricamente con luces de 6 y 9 metros

Según la gráfica 4.1.6 el comportamiento del precio por m2 en función del número de pisos y con luz de 6 metros mantiene un crecimiento lineal. En lo que se refiere al comportamiento del precio por m2 con luz de 9 metros, existe un crecimiento semejante a una curva convexa.

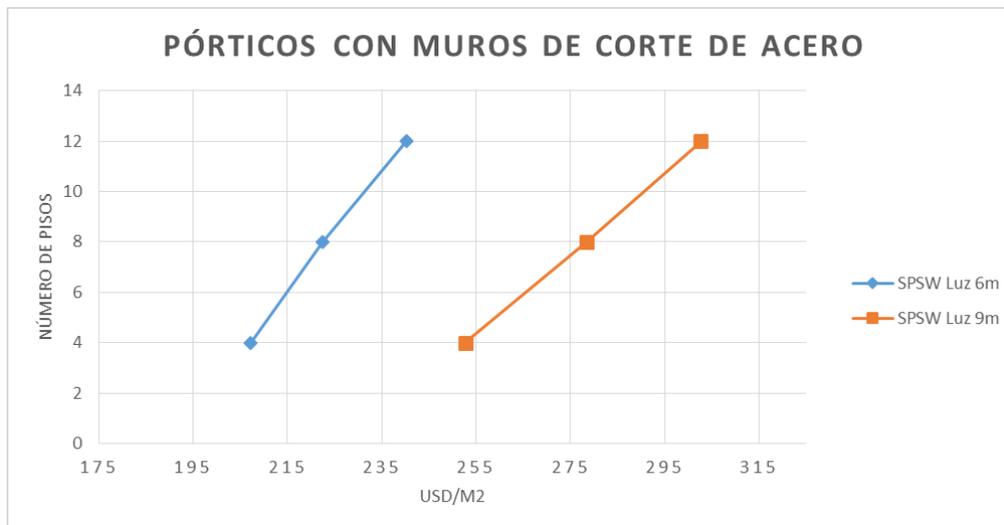


ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ



Gráfica 4.1.7: Costo por m2 de los diferentes edificios tipo de pórticos con muros de corte de hormigón armado con luces de 6 y 9 metros

Según la gráfica 4.1.7 el comportamiento del precio por m2 en función del número de pisos y con luz de 6 metros mantiene un crecimiento lineal. En lo que se refiere al comportamiento del precio por m2 con luz de 9 metros, existe un crecimiento semejante a una curva convexa casi lineal.



Gráfica 4.1.8: Costo por m2 de los diferentes edificios tipo de pórticos con muros de corte con placas de acero con luces de 6 y 9 metros

Según el gráfico 4.1.8 el comportamiento del precio por m2 en función del número de pisos y con luz de 6 metros mantiene un crecimiento lineal. En lo que se refiere al comportamiento del precio por m2 con luz de 9 metros, existe un crecimiento lineal.



ΥΝΙϚΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

4.4.7 Comportamiento según la longitud entre columnas

Según la gráfica 4.1.5 mostrada en la sección 4.4.6 de pórticos no arriostrados, el comportamiento del precio por m² en función de la luz mantiene un crecimiento casi constante.

Según las gráficas 4.1.6, 4.1.7 y 4.1.8 mostradas en la sección 4.4.6 de pórticos arriostrados concéntricamente, pórticos con muros de corte de hormigón y pórticos con muros de corte con placas de acero, el comportamiento del precio por m² en función de la luz mantiene una variación progresivamente en aumento.

Analizando el incremento de luces entre 6 metros y 9 metros se obtuvo que los sistemas tienen una variación promedio de costo por m² de: Pórticos no arriostrados = 14.8%; Pórticos arriostrados concéntricamente = 23.6%; Pórticos con muros de corte de hormigón = 26.5%; Pórticos con muros de corte con placas de acero = 25.4%.

4.4.8 Comparación según el ámbito arquitectónico

Desde el punto de vista arquitectónico el sistema sismo resistente con mayor libertad de ubicación de elementos no estructurales (ventanas, puertas, etc.), es el pórtico no arriostrado, ya que no requiere elementos laterales, dejando libre el área entre vigas y columnas. El pórtico arriostrado concéntricamente también nos da facilidad de ubicación de elementos no estructurales, debido a la superficie libre entre las diagonales que forman parte del área de vigas y columnas.

Los pórticos con muros de corte, ya sean de hormigón o de acero, generalmente son ubicados en el área de ascensores, dando libertad de ubicación en la fachada a los elementos no estructurales, pero la parte arquitectónica se vería afectada si el sistema estructural requiere un elevado número de muros. Una ventaja de los muros de corte de acero frente a los de hormigón es una mayor disponibilidad de espacio, gracias a sus bajos espesores.



5. CONCLUSIONES

Realizado el análisis estructural de los diferentes sistemas sismo resistentes, el análisis de costos y las diversas variables comparativas, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Una de las variables que nos ayuda a observar la rigidez de la estructura son las derivas de piso. El sistema con mayores derivas de piso son los pórticos no arriostrados, y con menores el sistema de muros de corte de hormigón. Por lo tanto el sistema menos propenso a desarrollar derivas altas es el de muros de corte de hormigón, siendo por tal razón el de mayor rigidez. Se debe tener un especial cuidado con los sistemas de pórticos no arriostrados debido a que desarrollan derivas muy cercanas al límite máximo del 2%. Se encontró una semejanza entre las derivas de los sistemas sismo resistentes de pórticos concéntricos y muros de corte con placas de acero.
- Al realizar un análisis del peso total de los sistemas sismo resistentes, se ha observado gráficamente que todos los pesos de los sistemas crecen aproximadamente lineal en función del número de pisos. El sistema con mayor peso observado es el de pórticos con muros de corte de hormigón, el cual crece rápidamente en función del número de pisos y tiene una alta diferencia con respecto a los demás sistemas.



ΥΝΙΣΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

Los sistemas de pórticos no arriostrados, pórticos arriostrados concéntricamente y muros de corte con placas de acero tienen poca variación del peso total entre sí. La diferencia promedio del peso total para los sistemas de 6 metros de luz y 9 metros de luz son 1,73% y 1,91% respectivamente.

- A través de la comparación realizada de las conexiones RBS y Gusset Plate, se determinó que las conexiones Gusset Plate tienen mayor peso, debido a que se requiere placas de acero de mayor área y espesor, mientras que las placas requeridas por la conexión RBS son menores. Sin tomar en cuenta los pesos de las conexiones, los pórticos no arriostrados tienen un mayor peso de elementos estructurales que los pórticos arriostrados concéntricamente. El factor que logra equilibrar el peso total de ambos sistemas son las conexiones, debido a que el peso de los Gusset Plate es elevado en relación a la conexión RBS.
- Al realizar la comparación de costos totales de los sistemas sísmo resistentes se pudo observar que el sistema más económico es el de pórticos con muros de corte de hormigón armado con luces de 6 y 9 metros. Y el sistema más costoso con luces de 6 y 9 metros fueron los pórticos arriostrados concéntricamente.
- En lo que se refiere a la variación del número de pisos, se observó que el costo por m² aumenta aproximadamente de forma lineal.
- Al analizar el incremento de las luces entre columnas en función del costo por m², obtuvimos que el sistema con menor porcentaje de variación de costo es el de pórticos no arriostrados con 14.8% en promedio. Los demás sistemas estudiados se encuentran en un rango de crecimiento de costo del 23.6% al 26.5% en promedio, obteniendo una diferencia entre los 3 sistemas menor al 3% que podríamos considerar un incremento semejante en costo. Concluyendo que el sistema de pórticos no arriostrados tendrá un comportamiento más económico con respecto a los demás sistemas a medida que se incrementa la longitud las luces.
- Según el análisis realizado en el aspecto arquitectónico, podemos concluir que el sistema sísmo resistente de pórticos no arriostrados es el que tiene mayor libertad de ubicación de elementos no estructurales. Sin una diferencia marcada tenemos los pórticos concéntricos, ya que sus diagonales ocupan una pequeña área con respecto al área comprendida entre vigas y columnas. En los muros de corte se ve directamente afectado la parte arquitectónica cuando se requiere un elevado número de muros.



6. BIBLIOGRAFIA

ACI. (2011). *Requisitos de reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S)*.

AISC. (2010). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (AISC 358)*. Chicago, Illinois.

Alcocer, S. (1995). *Comportamiento y Diseño de estructuras de concreto reforzado: Muros Estructurales*. México.

ASCE/SEI. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7)*. Virginia.

Astaneh.A. (2001). *Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls*. California.

Balázs, D. (s.f.). *On the Behaviour of concentrically braced frames subjected to seismic loading*.

Bronson, W. (1959). *The Earth Shock, The Sky Burned-A Moving Record of American's great Earthquake and Fire*. San Francisco.



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

- Bruneau, M., Uang, C., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. United States of America.
- Crisafulli, F. (2013). *Diseño Sismo Resistente de Construcciones de Acero*. Santiago de Chile.
- DeLony, E. (1992). *Landmark American Bridges*. New York.
- Freeman, J. (1932). *Earthquake Damage and Insurance*. New York.
- Fujimoto, M., Aoyagi, T., Ukai, K., Wada, A., & Saito, K. (1972). *Structural Characteristics of Eccentric K-Braced Frames*.
- Griggs, F. (2009). *Preservation and Restoration of 19th Century Cast and Wrought Iron Bridges*.
- Hamburger, R., Krawinkler, H., & Malley, J. (2009). *Seismic Design of Steel Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers*.
- Hjelmstad, K., & Popov, E. (1984). Characteristics of Eccentrically Braced Frames. *Journal of Structural Engineering*.
- INEN. (1976). *Guía Popular de Construcción Sismo Resistente*. Quito.
- Leet, K., Uang, C., & Gilbert, A. (2011). *Fundamentals of Structural Analysis*. New York.
- Lehman, D., Roeder, C., Herman, D., Johnson, S., & Kotulka, B. (2008). Improved seismic performance of gusset plate connections. *Journal of Structural Engineering*.
- Mc.Cormac, J. (2002). *Diseño de estructuras de Acero Método LRFD*.
- Meli, R. (1985). *Diseño Estructural*. México: Limusa.
- NEC. (2011). *Cargas y Materiales (Capítulo 1)*. Quito.
- NEC. (2011). *Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente*. Quito.
- Nilson, A. (2001). *Diseño de estructuras de Concreto*.
- Paulay, T. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. United States of America.
- Popov, E., & Engelhardt, M. (1988). Seismic Eccentrically Braced Frames. *Journal Construction Steel Research* 10.
- Roeder, C. W., Lehman, D. E., Johnson, S., Herman, D., & Yoo, J. H. (2006). Seismic performance of SCBF Braced Frame Gusset Plate Connections. *4th Internacional Conference on Earthquake Engineering*.



ΥΝΙΓΕΡΣΙΔΑΔ ΔΕ ΧΥΕΝΧΑ

- Roeder, C., & Popov, E. (1978). Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes. *Journal of the Structural Division*.
- Sabelli, R., & Bruneau, M. (2007). *Steel Design Guide 20: Steel Plate Shear Walls*. United States of America.
- Sabelli, R., Roeder, C., & Hajjar, J. (2013). Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame Systems. *NEHRP Seismic Design Technical Brief N°8*.
- Tanabashi, R., Naneta, K., & Ishida, T. (1974). *On the rigidity and ductility of steel bracing Assemblage*.
- ThornTon, W., & Lini, C. (2011). *Modern Steel Construction*.
- Tremblay, R. (1996). *Seismic Impact Loading in Inelastic Tension-only Concentrically Braced Steel Frames: Myth or Reality?*.
- Vielma, J. C., & Mendoza, E. (2009). *Respuesta sísmica de pórticos de acero con diagonales concéntricas tipo V invertida diseñados conforme a la norma Venezolana*. Venezuela.
- Zambrano, P. (2008). *Diseño Sismo resistente de conexiones rígidas viga-columna y arriostramientos excéntricos para un edificio de acero de 15 pisos emplazado en la ciudad de Valdivia*. Valdivia.