



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

“DIFERENCIA ENTRE EL CÁLCULO Y DISEÑO DE UN EDIFICIO
APORTICADO FRENTE AL DISEÑO DE UN EDIFICIO CON MUROS DE
CORTE”.

AUTOR:

EDGAR EDUARDO RAMÍREZ CHAGLLA

TUTOR:

Ing. Mg. JORGE CEVALLOS

AMBATO-ECUADOR

2017

Aprobación de Tutor

*En calidad de tutor de trabajo de investigación sobre el tema: “**DIFERENCIA ENTRE EL CÁLCULO Y DISEÑO DE UN EDIFICIO APORTICADO FRENTE AL DISEÑO DE UN EDIFICIO CON MUROS DE CORTE**”, del estudiante Edgar Eduardo Ramírez Chaglla de la facultad de ingeniería civil y mecánica, considero que dicho informe investigativo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la evaluación del jurado examinador designado por el H. Consejo.*

Ambato, junio 2017

TUTOR

Ing. Mg. Jorge Cevallos

Autoría del Trabajo de Grado

*Los criterios emitidos en el trabajo de investigación: “**DIFERENCIA ENTRE EL CÁLCULO Y DISEÑO DE UN EDIFICIO APORTICADO FRENTE AL DISEÑO DE UN EDIFICIO CON MUROS DE CORTE**”, como también los contenidos, ideas, análisis, conclusiones y propuestas son de exclusiva responsabilidad de mi persona como autor de este trabajo de grado.*

Ambato, junio 2017

AUTOR

Edgar Eduardo Ramírez Chaglla.

Derechos de Autor

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este proyecto experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y proceso de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, junio 2017

AUTOR

Edgar Eduardo Ramírez Chaglla.

Aprobación del Tribunal de Grado

*Los suscritos profesores calificadores, una vez revisado, aprueban el informe de investigación, sobre el tema **“DIFERENCIA ENTRE EL CÁLCULO Y DISEÑO DE UN EDIFICIO APORTICADO FRENTE AL DISEÑO DE UN EDIFICIO CON MUROS DE CORTE”**, del egresado Edgar Eduardo Ramírez Chaglla, de la Carrera de Ingeniería Civil, el mismo que guarda conformidad con las disposiciones reglamentarias emitidas por el Centro de Estudios de Pregrado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.*

Por constancia firman:

Ing. Mg. Maritza Ureña

Ing. Mg. Cristian Medina

Dedicatoria

A mi hermano Juan Chaglla quien fue mi segundo padre quien se hizo cargo de mis estudios secundarios dándome la base para lo que hoy he conseguido.

A mi mamá Rosa, tu que me brindaste hasta lo que no tuviste por mi educación sin esperar nada a cambio, solo el cariño que un hijo pueda brindar a su madre.

A mi hermana María, que fue mi segunda madre aquella que nunca permitió que me rindiera cuando todo parecía estar perdido.

A mi esposa Tatiana, que siempre confió en mí, en mi esfuerzo y dedicación, quien fue mi inspiración, mi fuerza, mis ganas de triunfar y es hoy mi razón de estar aquí.

A mi papá Francisco, aunque te fuiste antes de tiempo sé que siempre iluminaras mis días oscuridad para mostrarme que siempre hay un mejor mañana.

Agradecimiento.

A ti Dios mío, por el regalo más grande que es: mi salud, mis padres, mis hermanos, mi esposa y toda mi familia junto a todos mis amigos, motivo por el hoy he cumplido con una meta.

A Papa y Mama, por traerme al mundo y colocar mi vida en senderos de prosperidad, por el cuidado que me brindaron y el cariño de cada día.

A mis dos hermanos y mi cuñado Franklin, que siempre me enseñaron a soñar alto y a trabajar sin desmayar por conseguirlo.

A mi esposa por la paciencia, la tranquilidad, y el amor que me tuvo durante este proceso.

A mis suegros Marco y Maribel por todos los consejos que fueron oportunos para el engrandecimiento personal.

A mis primos, sobrinos y amigos, y uno en especial: Josué un amigo que siempre estuvo ahí para acompañarme en mis ocurrencias, dándome animo en las jornadas de trabajo y estudio.

A la Facultad de Ingeniería Civil que me abrió sus puertas para prepararme, y a todos sus docentes que participaron en ello, en especial al Ing. Jorge Cevallos como mi tutor del presente proyecto por la paciencia que ha mostrado al compartir sus conocimientos y saberes para ser mejores profesionales conscientes de nuestros actos.

ÍNDICE

A.- PAGINAS PRELIMINARES

Aprobación de Tutor	ii
Autoría del Trabajo de Grado	iii
Derechos de Autor.....	iv
Aprobación del Tribunal de Grado	v
Dedicatoria	vi
Agradecimiento.	vii
ÍNDICE	viii
INDICE DE FIGURAS.....	xii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xvi
RESUMEN EJECUTIVO.....	xviii
ABSTRACT.....	xix

B: TEXTO

CAPITULO I.....	1
ANTECEDENTES	1
1.1 Tema del trabajo experimental	1
1.2 Antecedentes	1
1.3 Justificación	2
1.4 Objetivos	3
1.4.1 Objetivo General	3
1.4.2 Objetivos Específicos	3
CAPITULO II	4
FUNDAMENTACIÓN	4
2.1 Fundamentación Teórica.....	4
2.1.1 Definiciones.....	7
2.1.2 Sistemas Estructurales.....	7
2.1.3 Sistema Aporticado.	7
2.1.3.1 Unión Viga-Columna.....	8

2.1.4	Sistema Dual.....	8
2.1.5	Sistema amurallado.....	9
2.1.5.1	Muro de corte.....	9
2.1.5.2	Tipos de muros.....	10
2.1.5.3	Vigas de acople.....	11
2.1.6	Espectro de respuesta.....	11
2.1.7	Espectro de diseño.....	11
2.1.8	Método de diseño.....	12
2.1.8.1	Análisis dinámico espectral.....	12
2.1.9	Periodo de vibración de la estructura.....	12
2.1.10	Periodo fundamental de la estructura.....	12
2.1.11	Modos de vibración.....	13
2.2	Hipótesis.....	13
2.3	Señalamiento de variables de la hipótesis.....	13
2.3.1	Variable Dependiente.....	13
2.3.2	Variable Independiente.....	13
CAPITULO III.....		14
METODOLOGÍA.....		14
3.1	Nivel o tipo de investigación.....	14
3.2	Población y Muestra.....	14
3.3	Operacionalización de Variables.....	16
3.4	Plan de recolección de Información.....	19
3.5	Plan de Procesamiento y Análisis.....	20
3.5.1	Estructuración Sistema aporticado.....	20
3.5.2	Modelo Matemático.....	20
3.5.3	Asignación de cargas no sísmicas.....	20
3.5.4	Asignación de carga sísmica.....	20
3.5.5	Análisis.....	20
3.5.6	Modelo matemático del sistema amurallado.....	21
3.5.7	Asignación de cargas no sísmicas.....	21
3.5.8	Asignación de carga sísmica.....	21
3.5.9	Análisis.....	21
3.5.10	Análisis Comparativo de los dos sistemas estructurales.....	22
CAPITULO IV.....		23
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....		23

4.1	Recolección de Datos.	23
4.1.1	Normativa de Cálculo y diseño.	26
4.1.2	Estructuración para el sistema aporticado.	26
4.1.2.1	Tipo de Materiales.....	27
4.1.2.2	Pesos específicos de los materiales a ocupar.	28
4.1.3	Pre-dimensionamiento Estructural.....	28
4.1.3.1	Pre-dimensionamiento de Columna.....	28
4.1.3.2	Pre dimensionamiento de Vigas.....	30
4.1.3.3	Pre dimensionamiento de Losas.....	31
4.1.4	Asignación de cargas no sísmicas.	33
4.1.4.1	Carga Permanente.....	33
4.1.4.2	Carga Viva.....	35
4.1.5	Carga Sísmica.....	36
4.1.5.1	Calculo de Índice Basal.	36
4.1.6	Carga Sísmica Reactiva (W)	43
4.1.7	Efectos de segundo orden ($P - \Delta$).....	44
4.1.8	Análisis dinámico de la estructura aporticada.	45
4.1.8.1	Control del Periodo fundamental de vibración de la estructura.	45
4.1.8.2	Control de los modos de vibración de la estructura.	48
4.1.8.3	Control de la participación másica.	50
4.1.8.4	Control del cortante basal dinámico.	51
4.1.8.5	Control de la irregularidad torsional en planta.....	54
4.1.8.6	Control de las derivas de piso.....	55
4.1.8.7	Control del Índice de estabilidad Qi.	58
4.1.8.8	Chequeo y diseño de los elementos estructurales.	59
4.1.9	Modelación tridimensional del edificio con el sistema amurallado.....	61
4.1.9.1	Definir materiales.....	62
4.1.9.2	Definir secciones.	62
4.1.9.3	Definir estados de Carga.	64
4.1.9.4	Definir el espectro de respuesta elástico.	66
4.1.9.5	Carga Sísmica Reactiva (W)	66
4.1.9.6	Efectos de segundo orden $P - \Delta$	67
4.1.9.7	Definir los casos modales.....	68
4.1.9.8	Definir casos de carga para el análisis modal espectral.....	68
4.1.9.9	Dibujar la estructura.....	69

4.1.9.10	Asignar Cargas	70
4.1.9.11	Asignar Diafragmas rígidos.	70
4.1.9.12	Asignar las etiquetas pier a todos los muros.	71
4.1.9.13	Asignar las etiquetas spandrel a las vigas.	72
4.1.9.14	Discretización de muros.	72
4.1.10	Análisis dinámico de la estructura amurallada.	73
4.1.10.1	Control del Periodo fundamental de vibración de la estructura.....	73
4.1.10.2	Control de los modos de vibración de la estructura.	75
4.1.10.3	Control de la participación másica.	76
4.1.10.4	Control del cortante basal dinámico.....	77
4.1.10.5	Control de la irregularidad torsional en planta.....	80
4.1.10.6	Control de las derivas de piso.....	81
4.1.10.7	Control del Índice de estabilidad Qi.....	85
4.1.10.8	Diseño de los muros estructurales.	86
4.2	Análisis de Resultados.	88
4.2.1	Comparación del peso total de la estructura.....	88
4.2.2	Comparación del cortante basal.....	88
4.2.3	Comparación del Periodo Fundamental.	89
4.2.4	Comparación de la deriva de piso.	90
4.3	Verificación de la hipótesis.....	93
CAPÍTULO V		94
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		94
5.1	CONCLUSIONES:	94
5.2	Recomendaciones.	96
C. MATERIALES DE REFERENCIA.		97
1.	Bibliografía:	97

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Sistema aporticado.....	8
Figura 2: Unión Viga-Columna.....	8
Figura 3: Sistema Dual.....	9
Figura 4: Sistema Amurallado.....	9
Figura 5: Muro de hormigón armado	10
Figura 6: Vigas de acople.....	11
Figura 7: Espectro de respuesta máxima generadas por cada sistema de un grado de libertad con un periodo de vibración propio de cada sistema generado por un sismo dado.....	11
Figura 8: Espectro elástico de diseño, considerando el periodo de vibración en el eje X vs. La aceleración seudoespectral en el eje Y.....	12
Figura 9: Tres modos de vibración de una estructura de 6 pisos de altura.....	13
Figura 10: Fachada frontal del edificio multifamiliar de 10 pisos localizado en la Parroquia Celiano Monge del Cantón Ambato.	23
Figura 11: Planta tipo 1-9 piso el cual consta 2 departamentos, 2 conductos de ventilación, ascensor central y gradas.	24
Figura 12: Piso 10 con un departamento y el área de esparcimiento.....	25
Figura 13: Corte B-B del edificio de 10 pisos, el cual consta el área de implantación y la vía de acceso vehicular.....	26
Figura 14: Tipos de muros.....	34
Figura 15: Distribución del peso de paredes por cada tablero (ΔP).....	34
Figura 16: Espectro elástico de diseño, considerando el periodo de vibración en el eje X vs. La aceleración seudoespectral en el eje Y.....	36
Figura 17: Ingreso del índice basal especificado la dirección y excentricidad de la carga sísmica.	39
Figura 18: Espectro elástico de aceleraciones para el lugar de implantación de la estructura.....	41
Figura 19: Ingreso del factor K especificado la dirección y excentricidad en X de la carga sísmica.	41
Figura 20: Ingreso de espectro elástico de diseño de aceleraciones.	43

Figura 21: Asignación de casos de carga con sus respectivos múltiplos incluido la masa lateral.....	44
Figura 22: Ingreso de los efectos de segundo orden basados en cargas y su factor de escala.....	44
Figura 23: Primer modo de vibración para el caso de carga modal.....	48
Figura 24: Segundo modo de vibración para el caso de carga modal.....	49
Figura 25: Tercer modo de vibración para el caso de carga modal.....	49
Figura 26: Ingreso de los factores de corrección en X y Y para modificar los coeficientes sísmicos.....	52
Figura 27: Cortante basal estático Vs. El Cortante basal dinámico.....	53
Figura 28: Irregularidad torsional.....	54
Figura 29: Diagrama de la deformada en planta.....	54
Figura 30: Deriva de piso elástica en el sentido X con la aplicación de la carga espectral x del edificio aporticado.....	56
Figura 31: Deriva de piso elástica en el sentido Y con la aplicación de la carga espectral Y.....	58
Figura 32: Adición de combinaciones de carga para elementos Frame y Wall.....	60
Figura 33: Seleccionar el código de diseño y cada uno de los factores de mayoración y disminución respectivamente.....	60
Figura 34: Elección del acero longitudinal y colores en los elementos estructurales que indican que soportan todas las cargas añadidas.....	61
Figura 35: Definición de las características para un hormigón con un $f'c=240$ kg/cm ² con un módulo elástico, módulo de poisson, módulo de corte definidos, etc.....	62
Figura 36: Definir el muro de corte especificando el tipo, material color y dimensión y especialmente el tipo de modelación Shell-Thick.....	62
Figura 37: Ingreso de inercias agrietadas en los muros definidos.....	63
Figura 38: Elementos Pier y spandrel y los esfuerzos actuantes.....	63
Figura 39: Definir las vigas de acople con un $f'c=240$ kg/cm ² tipo beam con una altura de 600mm y una base de 250mm.....	64
Figura 40: Definir estados de carga no sísmica con el tipo y su múltiplo de su propio peso.....	64
Figura 41: Definir carga sísmica y los coeficientes como: el índice basal, factor K,	

especificado la dirección y excentricidad de la carga sísmica.	65
Figura 42: Ingreso de espectro elástico de diseño de aceleraciones.	66
Figura 43: Definir de carga sísmica especificando los casos de carga con sus respectivos múltiplos.....	67
Figura 44: Ingreso de los efectos de segundo orden basados en cargas y su factor de escala.....	67
Figura 45: Definir casos modales con los factores Eigen con los números de modos por piso a estudiar.....	68
Figura 46: Ingreso de la carga espectral, definido con el espectro de respuesta aplicado en la dirección de análisis con un amortiguamiento del 5% y elección de las combinaciones modales CQC y SRSS.	69
Figura 47: Edificio Amurallado formado por muros y vigas de acople.	69
Figura 48: Asignación de cargas vivas a cada tablero de la estructura.	70
Figura 49: Asignar diafragmas rígidos.	70
Figura 50: Asignar las etiquetas pier.	71
Figura 51: Definir los aceros para el chequeo.....	71
Figura 52: Asignar las etiquetas spandrel.....	72
Figura 53: Discretización de los muros.....	72
Figura 54: Primer modo de vibración traslacional para el caso de carga modal espectral para el edificio amurallado.....	75
Figura 55: Segundo modo de vibración traslacional para el caso de carga modal espectral del edificio amurallado.	75
Figura 56: Tercer modo de vibración rotacional para el caso de carga modal espectral para el edificio amurallado.....	76
Figura 57: Ingreso de los factores de corrección en X y Y para modificar los coeficientes sísmicos.	79
Figura 58: Cortante basal estático Vs. El Cortante basal dinámico.	80
Figura 59: Irregularidad torsional.	80
Figura 60: Desplazamientos y derivas elásticas en el piso 9.	81
Figura 61: Deriva de piso elástica en el sentido X con la aplicación de la carga espectral X.....	83
Figura 62: Deriva de piso elástica en el sentido Y con la aplicación de la carga espectral Y.	84

Figura 63: Adición de combinaciones de carga para elementos Wall.	86
Figura 64: Seleccionar el código de diseño y cada uno de los factores de mayoración y disminución respectivamente.	87
Figura 65: Visualización del área de acero a corte en los muros de corte asignados como elementos pier, verificando que las secciones cumplen con el diseño.	87
Figura 66: Visualización del área de acero a corte en las vigas de acople asignados como elementos spandrel, verificando que las secciones cumplen con el diseño.	88
Figura 67: Periodo de vibración del edificio aporticado VS. el periodo de vibración del edificio amurallado, colocando en el eje X los modos de vibración y en el eje Y los periodos de vibración.	90
Figura 68: Comparación entre la deriva inelástica en el sentido X de un edificio aporticado vs un edificio amurallado, teniendo en el eje X la deriva inelástica y en el eje Y el número de pisos.	91
Figura 69: Diferencia entre la deriva inelástica en el sentido Y de un edificio aporticado vs un edificio amurallado, teniendo en el eje X la deriva inelástica y en el eje Y el número de pisos.	92

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Variable Dependiente	16
Tabla 2: Variable Independiente	17
Tabla 3: Variable Independiente	18
Tabla 4: Plan de recolección de información.	19
Tabla 5: Pesos específicos de los materiales.	28
Tabla 6: Altura mínima de vigas no presforzadas	30
Tabla 7: Inercias agrietadas para elementos estructurales según la NEC-SE-DS-15.	32
Tabla 8: Distribución del peso de paredes por tablero.	35
Tabla 9: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas	35
Tabla 10: Factor de reducción de resistencia sísmica.	38
Tabla 11: Coeficiente K.....	39
Tabla 12: Valores para el espectro de diseño.....	42
Tabla 13: Periodos, frecuencias, frecuencia circular de la estructura aporticada inicial de los 30 modos de vibración.....	46
Tabla 14: Secciones finales del sistema aporticado.	47
Tabla 15: Periodos, frecuencias, frecuencia circular de la estructura aporticada final para los 30 modos de vibración definidos.....	47
Tabla 16: Modos de vibración para cada dirección de análisis.....	48
Tabla 17: Modos de vibración con sus respectivas participaciones másicas.	50
Tabla 18: Coeficiente sísmico real en la dirección x, y en la dirección y.	51
Tabla 19: Coeficiente sísmico con el 90% de la masa total de la estructura según la NEC_SE_SD-15 en la dirección X, y en la dirección Y.	53
Tabla 20: Cálculo de la deformación en los extremos del piso 9 para verificar si hay torsión en planta.	54
Tabla 21: Deriva de piso elástica e inelástica por piso con la aplicación de la carga espectral X del edificio aporticado.....	55
Tabla 22: Deriva de piso elástica e inelástica por piso con la aplicación de la carga espectral X.....	57
Tabla 23: Índice de estabilidad cumpliendo con la NEC-SE-DS-Sección 6.3.8 para la dirección X y Y en cada piso del edificio aporticado.....	59

Tabla 24: Factor de reducción de resistencia sísmica.	65
Tabla 25: Periodos, frecuencias, frecuencia circular de la estructura amurallada final para los 30 modos de vibración definidos.....	74
Tabla 26: Modos de vibración para cada dirección de análisis	75
Tabla 27: Modos de vibración con sus respectivas participaciones másicas	76
Tabla 28: Coeficiente sísmico real en la dirección x, y en la dirección y.	77
Tabla 29: Coeficiente sísmico con el 90% de la masa total de la estructura según la NEC_SE_SD-15 en la dirección X, y en la dirección Y	79
Tabla 30: Cálculo de la deformación en los extremos del piso 9 para verificar si hay torsión en planta.	81
Tabla 31: Deriva de piso elástica e inelástica por piso con la aplicación de la carga espectral X.....	82
Tabla 32: Deriva de piso elástica e inelástica por piso con la aplicación de la carga espectral Y.	83
Tabla 33: Índice de estabilidad cumpliendo con la NEC-SE-DS-Sección 6.3.8 para la dirección X y Y en cada piso del edificio amurallado.....	85
Tabla 34: Diferencia entre la sumatoria de la carga permanente más la carga de pared y carga viva del edificio aporticado y el edificio amurallado.	88
Tabla 35: Diferencia entre el cortante basal de edificio aporticado y el corte basal del edificio amurallado.....	88
Tabla 36: Periodo fundamental del edificio aporticado Vs. el periodo fundamental del edificio amurallado para los 30 modos de vibración definidos para el análisis.	89
Tabla 37: Deriva de piso elástica e inelástica máxima del edificio aporticado Vs. la deriva de piso elástica e inelástica máxima del edificio amurallado con la verificación de los límites máximos establecidos por la NEC-SE-DS.....	90

RESUMEN EJECUTIVO.

Tema: “DIFERENCIA ENTRE EL CÁLCULO Y DISEÑO DE UN EDIFICIO APORTICADO FRENTE AL DISEÑO DE UN EDIFICIO CON MUROS DE CORTE.”

El presente proyecto demuestra las diferencias entre el cálculo y diseño de un edificio aporticado frente a un edificio amurallado para lo cual se realizó investigaciones para proporcionar definiciones de ciertos términos indispensables para la realización del mismo, detallando las normativas actualizadas para el control del periodo de vibración, desplazamientos, derivas inelásticas, etc.

Con estos datos se procedió a la estructuración para escoger el tipo de sistema estructural, tipo de material y con esto realizar un pre-dimensionamiento de las secciones estructurales que conformaran el edificio multifamiliar de 10 pisos.

Una vez calculado el cortante basal, el periodo de vibración de estructura y el espectro elástico de diseño de aceleraciones se procedió a modelar el edificio en el software Etabs 2015 para realizar el análisis dinámico espectral, cumpliendo con lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 y normas internacionales para el caso de edificio amurallado, y una vez estabilizada la estructura aporticada se debió diseñar los elementos estructurales en base al código ACI-318-14.

Con esto se procedió a realizar el análisis dinámico espectral para el edificio amurallado y una vez conseguido su estabilización se continuó con el diseño de los elementos estructurales según el mismo código del edificio aporticado.

Finalmente, los resultados demostraron que el edificio amurallado posee un mejor comportamiento sísmico, al reducir el periodo fundamental en un 50%, la máxima deriva inelástica en un 63%, el peso total de la estructura en un 4%, pese a que el cortante basal aumento en un 54% con relación al edificio aporticado, evidenciando la importancia de este trabajo experimental.

ABSTRACT

Topic: "DIFFERENCE BETWEEN THE CALCULATION AND DESIGN OF A BUILDING ORDINARY MOMENT-RESISTING FRAME IN THE DESIGN OF A BUILDING WITH SHEAR WALLS."

The present project demonstrates the differences between the calculation and design of a building made in front of a walled building, for which research was carried out to provide definitions of certain terms indispensable for the realization of the same, detailing the updated regulations for the control of the period of vibration, displacements, inelastic drifts, etc.

With this data, I did to the structuring to choose the type of structural system, type of material and with this to realize a pre-dimensioning of the structural sections that would conform the multifamily building of 10 floors.

After calculating the basal shear, the period of structure vibration and elastic spectrum of acceleration design, we proceeded to model the building in the Etabs 2015 software to perform the dynamic spectral analysis, complying with the stipulated in the Ecuadorian Construction Standard 2015 And international standards for the case of walled building, and once stabilized the structure ordinary moment-resisting frame design the structural elements based on the code ACI-318-14.

With this, the spectral dynamic analysis was carried out for the walled building and once its stabilization was achieved, the design of the structural elements was continued according to the same code of the building.

Finally, the results showed that the walled building has a better seismic behavior, reducing the fundamental period by 50%, the maximum inelastic drift by 63%, the total weight of the structure by 4%, although the shear Basal increase by 54% in relation to the building made, evidencing the importance of this experimental work.

CAPITULO I

ANTECEDENTES

1.1 Tema del trabajo experimental

Diferencia entre el cálculo y diseño de un edificio aporticado frente al diseño de un edificio con muros de corte.

1.2 Antecedentes

El sistema con muros de corte se ha implementado en varios países sistemáticamente vulnerables dejando de lado el sistema tradicional aporticado que generalmente es ocupado en la mayoría de países tal como lo demuestra el país vecino Chile.

Las investigaciones se enfocan en nuevos sistemas estructurales ya que en los últimos años varios países han sufrido varios sismos de gran magnitud dejando a su paso una ola de destrucción, muerte y grandes pérdidas económicas como son: Haití, Chile, Ecuador, Italia, etc.

Los sismos al ser incontrolables e impredecibles han ocasionado que varios países decidieran implementar nuevas tecnologías como protección sísmica, disipadores de energía sísmica o aislamientos pero resultando un tanto costosos, pero varios han decidido implementar los sistemas con muros de corte ya que dan un buen comportamiento sísmico resistente en comparación con los sistemas tradicionales aporticados es por eso que muchos edificios han adoptado esta nueva tendencia de diseño estructural así como el edificio Sail Plaza de Manta.

1.3 Justificación

Los países con alto peligro sísmico desarrollan investigaciones encaminados a disminuir el riesgo y la vulnerabilidad de las estructuras, un gran ejemplo de ello es Chile siendo uno de los países emblemáticos en generar normas sismo resistentes en la que se incluyen sistemas de protección sísmica, como aislamiento o disipación de energía, teniendo en cuenta que la mayoría de los edificios construidos en este país son con sistemas de muros de corte, dando excelentes resultados como nos indica el terremoto del 2 de febrero del 2010 dejando a la vista leves daños en elementos no estructurales y en edificios con sistemas aporticados se evidenciaron graves daños a elementos como vigas y columnas.[1]

La actividad sísmica es impredecible e incontrolable así lo entendieron nuestros vecinos del País Colombiano con el sismo de 1983 en Popayan que causo grandes pérdidas humanas y de edificaciones, demostrando que sus estructuras no poseen un diseño adecuado. [2]

Ecuador al estar constantemente bajo movimientos telurios es necesario realizar investigaciones que presenten alternativas de sistemas estructurales sismo resistente, ya que la mayoría de las edificaciones solo se basan el sistema aporticado como nos indica el terremoto del 16 de abril del 2016 en Manabí dejando una gran ola de daños en elementos estructurales demostrándonos que debemos investigar nuevos sistemas estructurales. [3]

Es por eso la importancia este proyecto ya que el Cantón Ambato se encuentra en una zona de gran actividad sísmica como nos recuerda la historia con el gran terremoto de 1949 donde se perdieron alrededor de 5050 vidas y solo en Ambato el 75% de sus edificios tuvieron que ser demolidas por los graves daños que estas presentaban, para lo cual es necesario garantizar los diseños sismo resistentes y así evitar grandes pérdidas materiales y sobre toda precautelar vidas humanas. [4]

Este proyecto es procedente ya que se cuenta con un gran software especializado en el cual podemos realizar comparaciones entre los sistemas aporticados y sistemas con muros de corte de una manera ágil y emitir conclusiones que ayuden a mejorar el comportamiento del edificio frente a grandes movimientos que se pueda generar en cualquier momento. [5]

Por todo lo mencionado con anterioridad es necesario se brinde la apertura oportuna para realizar este proyecto y poder dejar un gran aporte a la comunidad estudiantil como fuente consulta para sus futuras investigaciones.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

- Analizar la diferencia entre el cálculo y diseño de un edificio aporticado frente al diseño de un edificio con muros de corte.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Estudiar el comportamiento de un edificio aporticado de 10 pisos frente a cargas sísmicas.
- Analizar el comportamiento del mismo edificio cambiando el sistema aporticado por un sistema de muros de corte sometido a cargas sísmicas.
- Identificar las derivas inelásticas y el periodo fundamental de vibración provocadas por los sismos en los diferentes sistemas estructurales.
- Comparar el cortante basal estático y el cortante basal dinámico.

CAPITULO II

FUNDAMENTACIÓN

2.1 Fundamentación Teórica.

Los sistemas estructurales desde los comienzos de la era de las construcciones sismo resistentes han sido tema de investigaciones para determinar el comportamiento frente a grandes esfuerzos provocados por las distintas sollicitaciones que interactúan con la estructura, siendo los sistemas aporticados los más utilizados ya que aparentemente resultaban más viables tanto en el sentido constructivo, económico y capacidad portante.

Pero en los últimos años las investigaciones se han enfocado en nuevos sistemas estructurales como en los sistemas duales y netamente el sistema amurallado así lo demuestran varias investigaciones como él realizado en la Escuela Politécnica Nacional en la Carrera de Ingeniería Civil con el tema “Análisis Comparativo económico-estructural entre un sistema aporticado, un sistema aporticado con muros estructurales y un sistema de paredes portantes, en un edificio de 10 pisos”, demostrando que el sistema aporticado con muros de corte resulta un 9.17% más económico que el sistema tradicional y un sorprendente 16.75% de ahorro con un sistema amurallado, dando una clara evidencia al diseñador para decidir entre los sistemas estructurales propuestos.[6]

Investigaciones como las que realiza la Universidad Central del Ecuador en la Carrera de Ingeniería Civil con el tema “Análisis Comparativo de los sistemas estructurales Aporticados y muros portantes, edificio de 10 pisos en Quito” son las contribuyen al desarrollo de mayores investigaciones ya que aquí se concluyó que los muros de corte aportan gran rigidez a la estructura permitiendo que las derivas máximas no superen lo establecido por las normas de construcción vigentes, ya que el sistema aporticado

por su gran ductilidad presenta derivas máximas permisibles en el sexto piso haciendo de este edificio susceptibles a sufrir torsiones en planta, daños en los elementos no estructurales, además se concluyó que la mayor excentricidad se presentó en el edificio aporricado en los primeros pisos causando torsión en planta al momento del sismo pero al rigidizar la estructura se pudo cumplir con las derivas máximas admisibles pero no se cumplió con los modos de vibración uno y dos sean trasnacionales y el tercero rotacional, y para cumplir con los parámetros del análisis dinámico se afectó en un bajo porcentaje el diseño arquitectónico en el cual se deberá redistribuir los espacios, como es evidente la distribución de espacios con este sistema amurallado es limitado y se debe realizar varias interacciones hasta encontrar la posición adecuada de los muros para cumplir con la seguridad estructural [7]

Estudios como los mencionados anteriormente concuerdan en que el sistema amurallado es estructuralmente el más eficiente que los ya nombrados, siempre y cuando la ubicación de los muros no afecte al diseño arquitectónico.

Además cabe añadir el estudio realizado por la Universidad Técnica de Ambato en la Carrera de Ingeniería Civil con el tema “El comportamiento sísmico y su incidencia en la estabilidad de un edificio tipo, de configuración estructural irregular rigidizado con muros de corte o con cruces de san Andrés y no rigidizado” el cual fue calculado y diseñado con la NEC-11 y ACI-318-08 con un análisis dinámico espectral obteniendo los modos de vibración y los máximos desplazamientos llegando a la conclusión de que el sistema aporricado con un ducto de ascensor provoca torsión en planta para lo cual es necesario la implementación de muros de corte como rigidizadores en los extremos del edificio cumpliendo con la desplazamientos máximos que recomienda la norma, analizando los 15 modos de vibración con una participación modal del 90% en los primeros modos de vibración considerados como periodos fundamentales de la estructura. [8]

Ahora bien, cabe resaltar que es importante el análisis detallado del periodo fundamental de la estructura ya que según la dinámica estructural el primer modo de vibración coincide con el periodo fundamental de la estructura y este modo de vibración es considerado el más importante ya que causa mayores desplazamientos

los cuales no pueden superar ciertos límites planteados por cada norma ya que si superan estos límites puede causar daños en los elementos no estructurales o peor aún el colapso de la misma. [3]

Es por esto que varias investigaciones plantean formulas empíricas basadas en el número de pisos, siempre y cuando este resultado del periodo no difiera al 30 % del valor calculado en un modelo tridimensional tal como lo dice la norma peruano E-30. [9]

Así como la revista HBRD Journal publicó el artículo Estimation of period of vibration for concrete shear wall buildings, en cual hace referencia a varios códigos como el UBC-97, SEAOC-1996, EGC-2012, y sus fórmulas para el cálculo del periodo fundamental de estructura, concluyendo que el coeficiente C_t no debe sobrepasar el valor de 0,02 ya que según mediciones que fueron realizadas a edificios amurallados el valor óptimo para un buen comportamiento sísmico de debe considerarse entre 0,02 y 0,014 para que la estructura no sea demasiado rígida ni muy dúctil.[10]

Cabe destacar que varios países con los últimos acontecimientos sísmicos están adoptando sistemas estructurales eficientes con la implementación de normas sismo resistentes actualizadas y los programas especializados que cada vez más versátiles para el cálculo y diseño de estructuras.

2.1.1 Definiciones

2.1.2 Sistemas Estructurales.

Es la unión de varios elementos para conformar un único cuerpo estructural constituido para soportar solicitaciones de distinta índole y dar solución a diseños arquitectónicos.

La importancia de los sistemas estructurales radica principalmente en la distribución de los espacios, tipos de estructura, cargas a las cuales estarán sometidas durante la vida útil de éstas, ya que un sistema estructural es tan simple como el esqueleto del cuerpo humano, pero siempre es indispensable diferenciar los tipos de sistemas ya que cada estructura tendrá exigencias funcionales, condiciones sísmicas de la zona, características del suelo de cimentación, etc.

Los principales elementos que constituyen los sistemas estructurales pueden considerarse los siguientes: vigas, columnas, losas de entre piso, muros de corte, etc., la distribución correcta de estos elementos hacen una configuración estructural segura que resista a las solicitaciones para los cuales fueron diseñados.

Ahora bien, existen varios tipos de sistemas estructurales, pero para la presente investigación nos enfocaremos en dos principales como son: Sistemas Aporticados y Sistemas de Muros de Corte. [12]

2.1.3 Sistema Aporticado.

Es aquel sistema que está formado por vigas y columnas conectados entre sí por nudos rígidos que hace posible la transferencia de momentos flectores y cargas axiales hacia las columnas, este sistema resiste cargas laterales por la acción flexionante de sus elementos. [12]

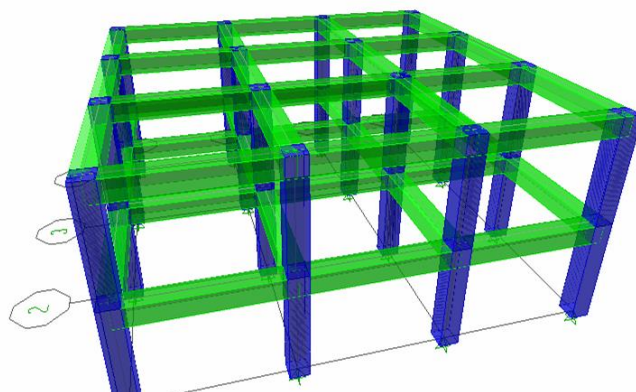


Figura 1: Sistema aporticado

Fuente: Software Etabs 2015.

Este sistema es el más utilizado ya que casi todas las normas nacionales como internacionales se enfocan en el diseño sismo resistente columna fuerte viga débil.

2.1.3.1 Unión Viga-Columna

Es el punto donde se encuentran la viga con la columna para resistir los esfuerzos producidos por estos incluyendo cargas axiales, flexión, torsión y cortantes. [12]

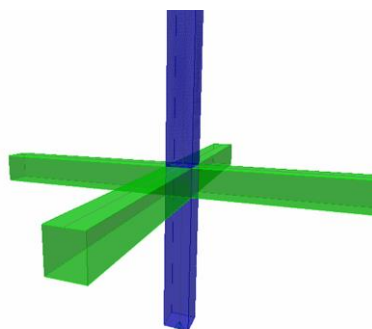


Figura 2: Unión Viga-Columna

Fuente: Software Etabs 2015.

2.1.4 Sistema Dual.

Es la combinación de un sistema aporticado reforzado con muros de corte para rigidizar a la estructura y así ayudar a disipar las solicitaciones horizontales como las cargas sísmicas. [12]

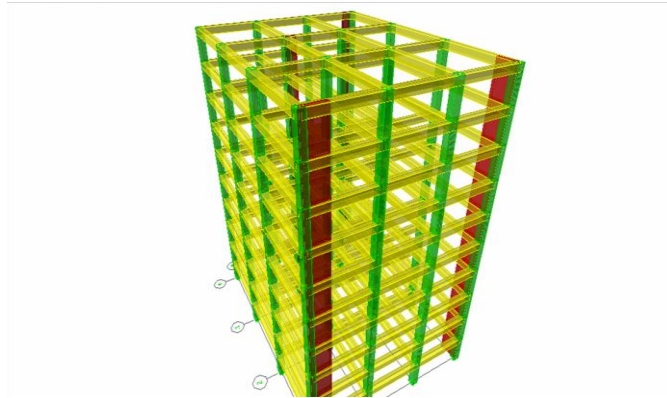


Figura 3: Sistema Dual

Fuente: Software Etabs 2015.

2.1.5 Sistema amurallado.

Es un sistema formado especialmente por muros de corte diseñados para soportar esfuerzos cortantes y momentos flexionantes provocados por cargas laterales comúnmente conocidos como sismos. [14]

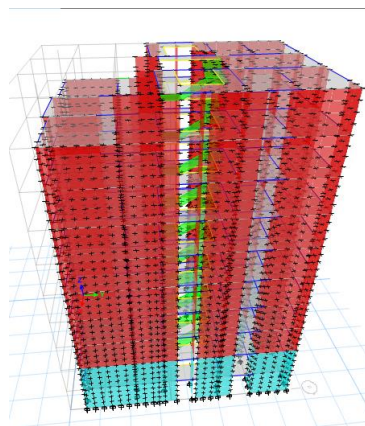


Figura 4: Sistema Amurallado

Fuente: Software Etabs 2015.

2.1.5.1 Muro de corte.

Son elementos estructurales que brindan gran resistencia lateral y momento flexionante ante cargas sísmicas, proporcionando mayor rigidez a la estructura, si el muro necesita aberturas para puertas, ventanas, etc se deberá tomar en cuenta para el

diseño puesto que proporcionara concentración de esfuerzos lo que lo hará susceptible a sufrir daños en un evento sísmico. [12]

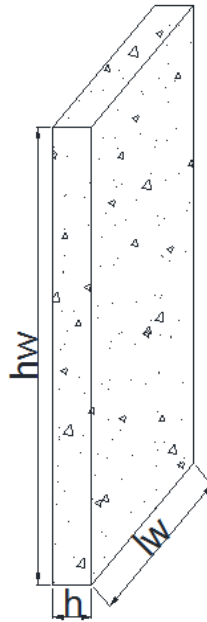


Figura 5: Muro de hormigón armado

Fuente: Edgar Ramírez

2.1.5.2 Tipos de muros.

Existe gran variedad de muros, pero los que se utilizarán serán los siguientes:

- **Muros cortos.**

Son aquellos que cuando la relación $\frac{hw}{Lw} < 2$, este tipo de muros posee gran rigidez y resistencia a cargas laterales donde predomina el esfuerzo cortante. [12]

- **Muros esbeltos**

Son aquellos que cuando la relación $\frac{hw}{Lw} \geq 2$, y tienen un comportamiento de una viga en voladizo donde predomina el esfuerzo flexionante. [12]

2.1.5.3 Vigas de acople.

Son elementos estructurales que se usan para conectar muros para transmitir el cortante de un muro al otro son susceptibles a sufrir daños en un evento sísmico por lo que es necesario colocar el refuerzo diagonal, aunque se debe analizar su relación $\frac{ln}{h} < 4$ para aplicar esta recomendación. [12]

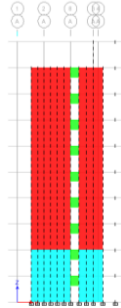


Figura 6: Vigas de acople.

Fuente: Software Etabs 2015.

2.1.6 Espectro de respuesta.

Es el grafico que representa las máximas respuesta que una estructura pueda presentar para un determinado sismo con un determinado factor de amortiguamiento.

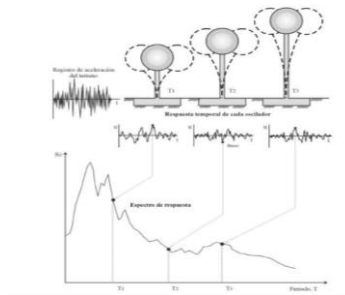


Figura 7: Espectro de respuesta máxima generada por cada sistema de un grado de libertad con un periodo de vibración propio de cada sistema generado por un sismo dado.

Fuente: CivillIngenier.com

2.1.7 Espectro de diseño.

“Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño” (p9). [3]

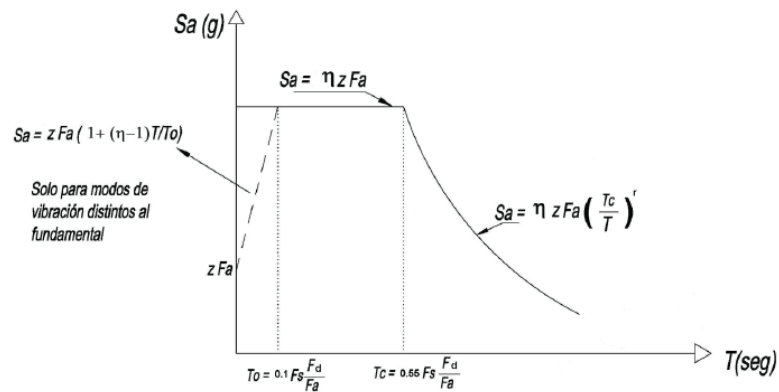


Figura 8.: Espectro elástico de diseño, considerando el periodo de vibración en el eje X vs. La aceleración pseudoespectral en el eje Y.

Fuente: NEC-15

2.1.8 Método de diseño.

Para el presente proyecto se usará el Diseño basado en fuerzas (DBF) el cual según la Norma Ecuatoriana de Construcción 2015 se debe aplicar para todas las construcciones y es opcional para las estructuras totalmente regulares. [3]

2.1.8.1 Análisis dinámico espectral.

Este análisis se aplicará a todas las estructuras irregulares, para esto es necesario ocupar el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones para el sector específico de implantación del edificio. [3]

2.1.9 Periodo de vibración de la estructura.

Es el tiempo que toma la estructura cuando existe un movimiento vibratorio en regresar a posición original cuando completa un ciclo de movimiento. [3]

2.1.10 Periodo fundamental de la estructura.

Es el máximo periodo de vibración de la estructura que ocurre sin la intervención de una fuerza sísmica en la dirección horizontal de análisis. [13]

2.1.11 Modos de vibración.

Según la NEC_SE_DS-15 en la sección 6.2.2 requiere que se analice todos los modos de vibración que contribuyan de manera significativa a la solución total de la estructura, tomando en cuenta los diversos periodos de vibración, es por eso que para el análisis dinámico espectral se definirá 3 modos de vibración por piso verificando así que la participación másica sea por lo menos del 90%. [3]

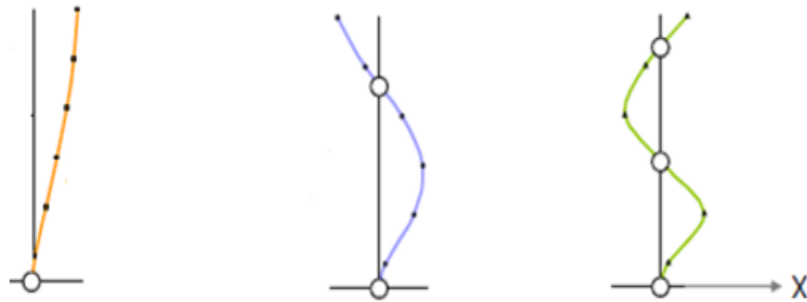


Figura 9: Tres modos de vibración de una estructura de 6 pisos de altura.

Fuente: Edgar Ramírez

2.2 Hipótesis.

El edificio amurallado posee un mejor comportamiento estructural que el edificio aporticado.

2.3 Señalamiento de variables de la hipótesis.

2.3.1 Variable Dependiente.

- Comportamiento estructural

2.3.2 Variable Independiente.

- Edificio aporticado
- Edificio amurallado.

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1 Nivel o tipo de investigación.

- Exploratorio. – Se desarrollará a este nivel ya que se explorará opciones de cálculo y diseño tanto en los sistemas como en las secciones de esta estructura obteniendo resultados en cada una de las interacciones realizadas y descubriendo nuevas alternativas para encontrar soluciones adecuadas a los distintos problemas que la estructura pueda presentar.
- Descriptivo. - Este proyecto se elaborará a nivel descriptivo porque se presentará la descripción de las características estructurales que se forman en un edificio aporticado y en el mismo edificio, pero con un sistema amurallado frente a grandes solicitaciones sísmicas y no sísmicas, a la vez se describirá los esfuerzos que estos sistemas generen y así poder comparar la seguridad que presentan.
- Explicativa. – Finalmente este proyecto se realizará a nivel explicativo ya que se explicará cada uno de los procedimientos a seguir para desarrollar dicho trabajo, con todos los resultados obtenidos se elaborará las respectivas conclusiones en las cuales se explicará los resultados obtenidos.

3.2 Población y Muestra.

Se usará un edificio de 10 pisos de hormigón armado de forma irregular con un sistema aporticado formado por una cimentación de zapatas aisladas, vigas y columnas rectangulares, las losas serán alivianadas bidireccionales, el ascensor está dentro de un muro de corte el cual va desde el primer piso y cubre toda la altura de la estructura.

Este edificio estará sometido a características propias del suelo de la Parroquia Celiano Mongue sector de la Universidad Técnica de Ambato y ciertos parámetros sísmicos propios de la zona, y la muestra es suficiente ya que si buscamos una muestra de mayores proporciones o pisos solo redundaremos en los mismo sin obtener mayores provechos para esta investigación.

Variable independiente: Edificio Aporticado

Tabla 2: Variable Independiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e instrumentos
Es aquel edificio formado por un sistema que está enlazado por varios pórticos en similares direcciones, pórticos que a su vez están formados por vigas y columnas conectados entre sí por nudos que hace posible la transferencia de momentos flectores y cargas axiales hacia las columnas.	Pórticos	Características dinámicas.	¿Cómo afecta las características dinámicas a los pórticos?	Normativa y códigos sismo resistentes actualizadas en el país.
		Capacidad resistente a solicitaciones.	¿De qué depende capacidad resistente?	
		Deformaciones permisibles.	¿Cuáles son las deformaciones permisibles?	
	Esfuerzos	Cargas axiales	¿Cómo afecta las cargas axiales?	Normativa y códigos sismo resistentes actualizadas en el país.
		Cargas puntuales	¿Cómo afecta las cargas puntuales?	
		Cargas laterales (sismos)	¿Dónde aplicar las cargas laterales?	

Fuente: Edgar Ramírez

Variable Independiente: Edificio amurallado.

Tabla 3: Variable Independiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e instrumentos
Es un sistema formado especialmente por muros de corte diseñados para soportar grandes esfuerzos como: cortantes y momentos flexionantes provocados por cargas laterales comúnmente conocidos como sismos	Muros de corte.	Resistentes a esfuerzos cortantes en la base.	¿De qué depende la resistencia del muro de corte?	Normativa y códigos sismo resistentes actualizadas.
		Resistentes a momentos flexionantes.	¿De qué depende la resistencia a momentos flexionantes?	
		Deformaciones permisibles	¿Cuál son las deformaciones permisibles?	
	Esfuerzos	Cargas Axiales	¿Cómo afecta las cargas axiales?	Normativa y códigos sismo resistentes actualizadas.
		Cargas Laterales (sismos)	¿En qué parte de la estructura afecta con mayor proporción las cargas laterales?	
		Por torsión	¿Cómo afecta la torsión a la estabilidad de la estructura?	

Fuente: Edgar Ramírez

3.4 Plan de recolección de Información.

Tabla 4: Plan de recolección de información.

Preguntas Básicas	Explicación
1.- ¿Para qué?	Para mejorar la comprensión de los sistemas de construcción sismo resistente y así evitar daños en las edificaciones y pérdidas humanas.
2.- ¿De qué Objeto?	De un edificio de hormigón armado irregular expuesto a cargas axiales, pero principalmente sometido a cargas sísmicas.
3.- ¿Sobre qué aspectos?	La diferencia del comportamiento estructural de un edificio aperticado frente a un edificio amurallado.
4.- ¿Quién?	Edgar Ramírez
5.- ¿Dónde?	En biblioteca de la Facultad de Ingeniería Civil y mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.
6.- ¿Cómo?	<ul style="list-style-type: none">• Norma Ecuatoriana de la Construcción versión 2015• Investigación Bibliográfica.

Fuente: Edgar Ramírez

3.5 Plan de Procesamiento y Análisis.

3.5.1 Estructuración Sistema aporticado.

- Decidir tipo y condición de material.
- Verificar de la alineación de los ejes.
- Verificar la separación de ejes.

3.5.2 Modelo Matemático.

- Prediseño de elementos estructurales.

3.5.3 Asignación de cargas no sísmicas.

- Carga Permanente.
- Carga de pared.
- Carga viva

3.5.4 Asignación de carga sísmica.

- Calculo Corte Basal.
- Calculo del coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura (K).
- Calculo Periodos de Vibración
- Calculo Carga Reactiva
- Asignación de los efectos de segundo orden $P - \Delta$

3.5.5 Análisis.

- Periodo fundamental de vibración

- Distorsión en planta
- Desplazamientos
- Derivas inelásticas.

3.5.6 Modelo matemático del sistema amurallado.

- Prediseño de los elementos estructurales.

3.5.7 Asignación de cargas no sísmicas.

- Carga Permanente.
- Carga de pared.
- Carga viva

3.5.8 Asignación de carga sísmica.

- Calculo Corte Basal.
- Calculo del coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura (K).
- Calculo Periodos de Vibración
- Calculo Carga Reactiva
- Asignación de los efectos de segundo orden $P - \Delta$

3.5.9 Análisis.

- Periodos de vibración
- Torsión en planta
- Desplazamientos
- Derivas inelásticas.

3.5.10 Análisis Comparativo de los dos sistemas estructurales.

- Tablas
- Gráficos.

CAPITULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

4.1 Recolección de Datos.

Para el presente proyecto se analizará el siguiente edificio localizado en el Cantón Ambato parroquia Celiano Mongue.



Figura 10: Fachada frontal del edificio multifamiliar de 10 pisos localizado en la Parroquia Celiano Monge del Cantón Ambato.

Fuente: Plano Arquitectónico.

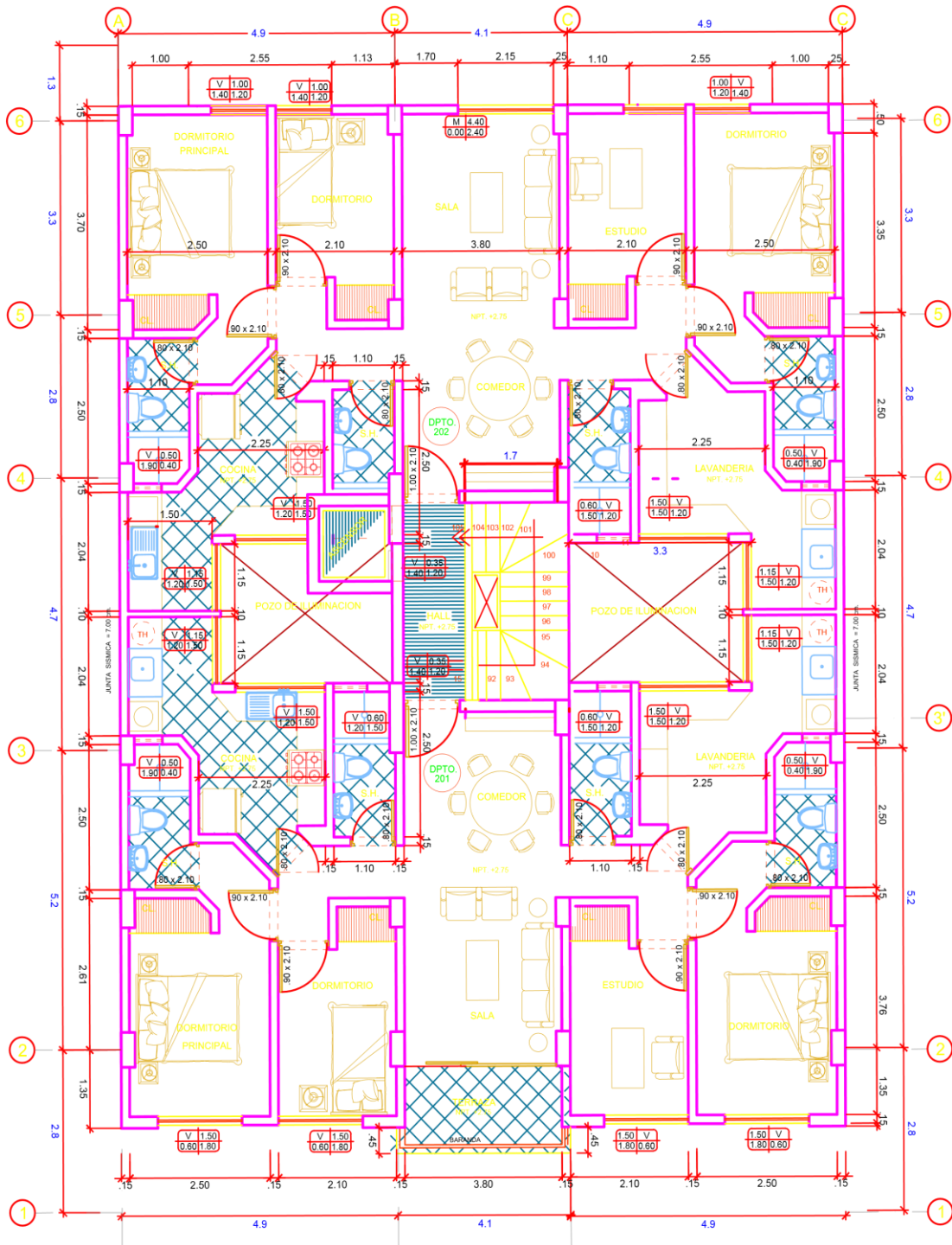


Figura 11: Planta tipo 1-9 piso el cual consta 2 departamentos, 2 conductos de ventilación, ascensor central y gradas.

Fuente: Plano Arquitectónico.

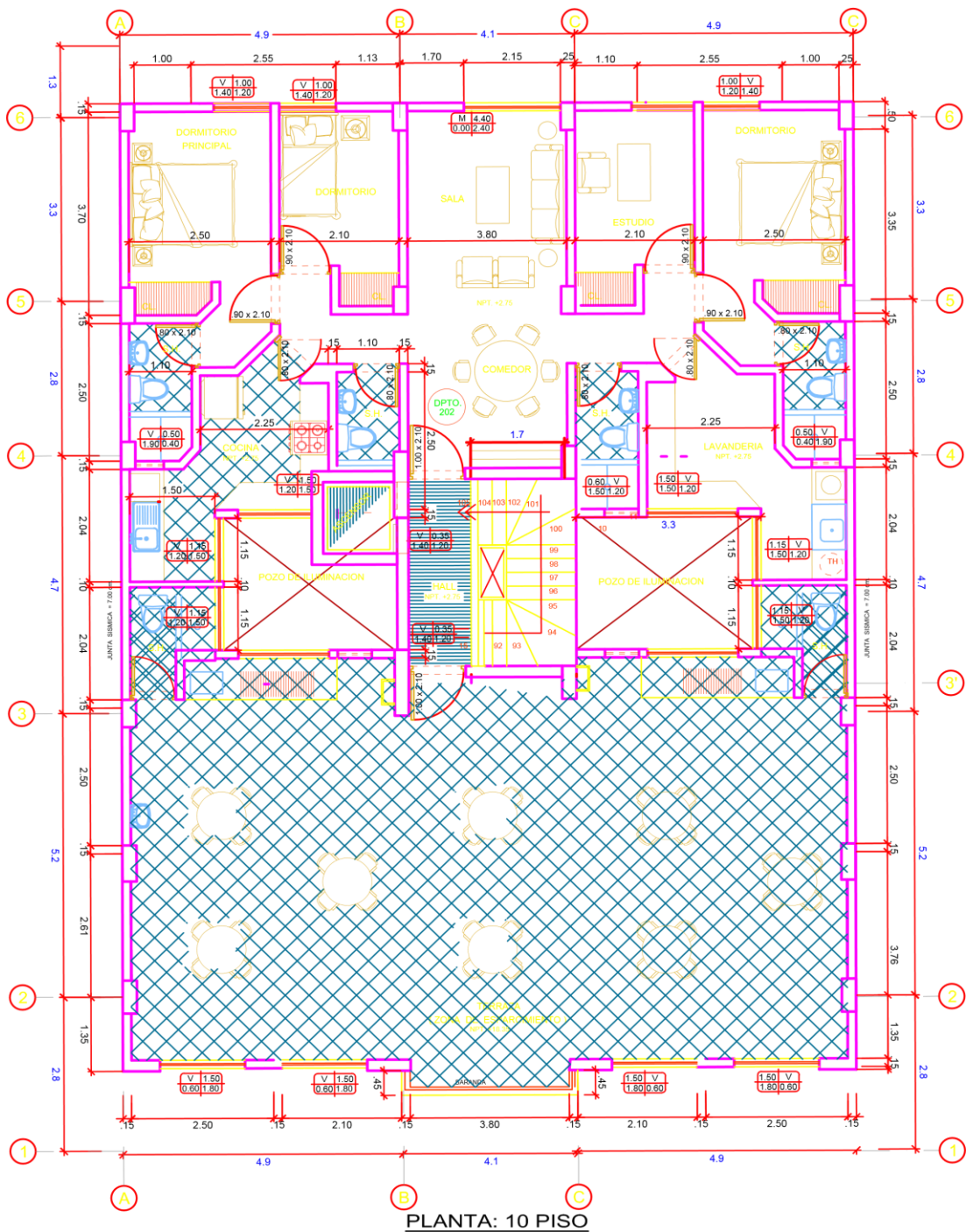


Figura 12: Piso 10 con un departamento y el área de esparcimiento.

Fuente: Plano Arquitectónico.

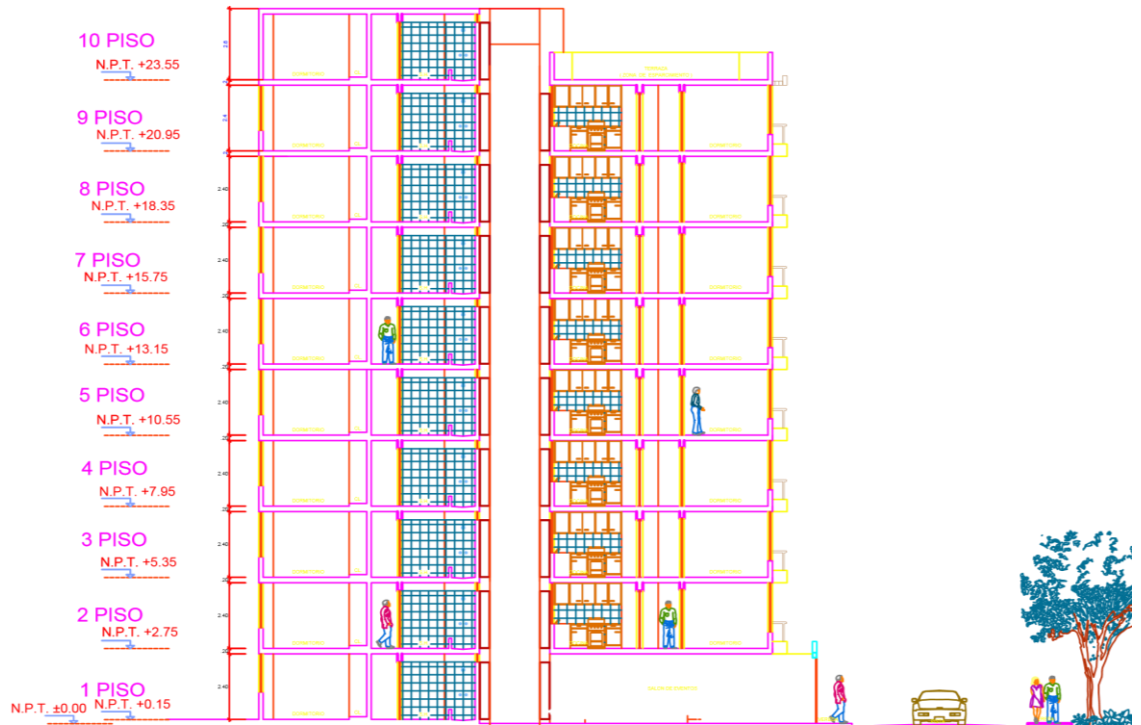


Figura 13: Corte B-B del edificio de 10 pisos, el cual consta el área de implantación y la vía de acceso vehicular.

Fuente: Plano Arquitectónico.

4.1.1 Normativa de Cálculo y diseño.

El presente proyecto se basará en la Norma Ecuatoriana de la Construcción versión 2015 para el análisis dinámico espectral de la estructura. Y la norma ACI 318-14 para el diseño de los distintos elementos de hormigón armado.

4.1.2 Estructuración para el sistema aporticado.

El edificio es multifamiliar de 10 pisos que cuenta con columnas desalineadas pero que están dentro del 10 % de la luz anterior al movimiento, además posee luces entre ejes con una distancia de más de un tercio de la luz más crítica, pero existe una concentración de columnas lo que proporcionara excesiva rigidez a la estructura por lo que se elimina las columnas del eje 2 y del eje 5 para proporcionar una adecuada distribución de columnas.

4.1.2.1 Tipo de Materiales.

- **Resistencia a la compresión del Hormigón (f'_c)**

La resistencia mínima del hormigón según la Norma Ecuatoriana de la construcción es de 21 MPa o 210 kg/cm² para elementos estructurales, pero para esta edificación se escogerá un hormigón con una resistencia a la compresión de 240 kg/cm² por la accesibilidad a este tipo de hormigón, que proporciona mayor resistencia a los elementos estructurales permitiendo bajar las secciones de las mismas sin necesidad de aumentar la cuantía de acero que hace que la estructura sea en algo más económica por lo que el acero es más costoso que el hormigón. [3]

- **Módulo de elasticidad del Hormigón.**

Se ocupará la siguiente ecuación modificada del ACI-318-14 ya que se realizaron varios ensayos en la Universidad Técnica de Ambato con los materiales provenientes de la zona, particularizándolo para este proyecto así:

$$\bullet \quad E_c = 13100 * \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 1}$$

- Módulo de Poisson del hormigón será de 0,2 que se determinó en las clases de ensayo de materiales según la norma ASTM C-469 sometiendo los cilindros a pruebas de compresión.

- **Resistencia a la fluencia del acero.**

En el mercado existe una gran variedad de aceros, pero para este proyecto se ocupará el acero A615Gr60 con un límite de fluencia de 4200 kg/cm².

- Módulo de Poisson del acero será de 0,3 que se determinó en las clases de ensayo de materiales con probetas estándares.

4.1.2.2 Pesos específicos de los materiales a ocupar.

Tabla 5: Pesos específicos de los materiales.

Materiales	γ	Unidades
Ladrillo	1900	Kg/m ³
Hormigón	2400	Kg/m ³
Mortero	1900	Kg/m ³
Madera	1600	Kg/m ³
Vidrio	2500	Kg/m ³
# líneas del vidrio	6	mm

Fuente: NEC-SE-CG, Sección 4.1 tabla 8.

4.1.3 Pre-dimensionamiento Estructural.

4.1.3.1 Pre-dimensionamiento de Columna.

Para el pre-diseño se tomará en cuenta varios parámetros, pero también debemos considerar las secciones del plano arquitectónico para no dañar el diseño siempre y cuando la sección pase los análisis respectivos, de lo contrario tendremos que ajustar las secciones a la necesidad del diseño estructural y no del diseño arquitectónico.

Para el pre diseño se realizará en base al código ACI-318-11 Cap. 5.3.1, para lo cual la carga para viviendas será de 1000 kg/m².

$$\bullet \quad Ag = \frac{P_{ser}}{0.45 f'c} \text{ para columnas centrales} \quad \text{Ecuación 2}$$

$$\bullet \quad Ag = \frac{P_{ser}}{0.35 f'c} \text{ para columnas esquineras} \quad \text{Ecuación 3}$$

- $P_{ser} = P * A * N$

Ecuación 4

Donde:

A_g = Área bruta del hormigón.

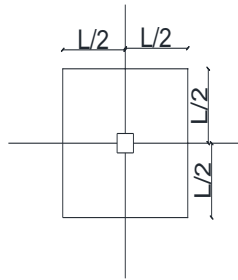
P_{ser} = Carga de servicio

$f'c=240 \text{ kg/cm}^2$

A =Área tributaria

N = número de pisos

Calculo del área tributaria:



$$A = ((2.45 + 1.55) * (3,05 + 2.05))$$

$$A = 20,04 \text{ m}^2$$

$$P_{ser} = 1000 * 20,04 * 10$$

$$P_{ser} = 200400$$

- Columnas Centrales.

$$A_g = \frac{200400}{945000}$$

$$A_g = 0.212 \text{ m}^2$$

$$A_g = 0.40 \times 0.60 \text{ m}$$

- Columnas Esquinas.

$$A_g = \frac{P_{ser}}{0.35 f'c}$$

$$A_g = \frac{200400}{735000}$$

$$A_g = 0.273m^2$$

$$A_g = 0.45 \times 0.60 \text{ m}$$

Con esto podemos deducir que la sección colocada en los planos arquitectónicos no son los adecuados para este edificio. Por lo tanto, la sección que se ingresara es 40x60 para guardar algo de relación con el plano arquitectónico, aunque es probable que tengamos que aumentar sección en el sentido x, pero esto lo haremos en base al cálculo en el software.

4.1.3.2 Pre dimensionamiento de Vigas.

Altura mínima en vigas según el código ACI-318-14, Cap. 9.3.1, pág. 138 nos especifica en el siguiente cuadro.

Tabla 6: Altura mínima de vigas no presforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h [1]
Simplemente apoyada	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

Fuente: Tabla 9.3.1.1- Altura mínima de vigas no pre-esforzada ACI-318-14, Cap. 9.3.1, pág. 138

- Para vigas en sentido x

$$h = \frac{6.15}{21}$$

$$h = 0.29 \approx 0.30 \text{ m}$$

$$\frac{bw}{h} \geq 0.3 \quad (\text{Ecuación 5})$$

$$bw = 0.3 * 0.3$$

$$bw = 0.09 \text{ m}$$

Pero según la norma ACI-318-14 Cap. 18.6.2.1 (b) la base mínima para una buena distribución de aceros será 0.25m.

- Para vigas en sentido y

$$h = 0.23 \approx 0.25 \text{ m}$$

$$\frac{bw}{h} \geq 0.3$$

$$bw = 0.25 * 0.3$$

$$bw = 0.075 \text{ m}$$

Pero según la norma ACI-318-14 Cap. 18.6.2.1 (b) la base mínima para una buena distribución de aceros será 0.25m.

Pero como en el sentido x la sección de la viga es 25x30 y para evitar problemas constructivos asumimos la misma sección para el sentido y, ya que en todo caso si la sección no es la adecuada el programa nos dará los resultados de diseño para aumentar o disminuir la sección.

4.1.3.3 Pre dimensionamiento de Losas.

Las losas son diafragmas que nos ayudan a rigidizar la estructura por lo cual vamos a calcular con las formulas del ACI-318-14 y una ecuación empírica, aunque para los dos casos primero determinaremos si es una losa unidireccional o bidireccional con la siguiente formula:

$$\beta = \frac{\text{Luz Larga}}{\text{Luz corta}} \leq 2 \quad \text{es una losa bidireccional} \quad \text{Ecuación 5}$$

$$\beta = \frac{6.10}{4.9} \leq 2$$

$$\beta = 1.24 \leq 2$$

Como podemos observar nuestra losa es bidireccional.

Ecuación según ACI-318-14. Cap. 9.5 (b)

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \left(\frac{fy}{1400}\right)\right)}{36 + 9\beta} \leq 90 \text{ mm} \quad \text{Ecuación 6}$$

$$h = \frac{6150 * (0.8 + \left(\frac{42}{1400}\right))}{36 + 9(1.24)} \leq 90mm$$

$$h = 108,25 \geq 90mm$$

$$h = 11 \text{ cm}$$

Formula empírica:

$$\bullet \quad h = 3 \ln \quad \text{Ecuación 7}$$

$$h = 3(6.15)$$

$$h = 18.45 \text{ cm}$$

Podemos escoger la altura que nos da la ecuación del ACI-318, pero debemos ajustar a medidas comerciales por lo que a criterio personal asumo la altura de losa como 20 cm.

Ahora bien, para ingresar al programa Etabs 2015 debemos obtener una losa equivalente en inercia, ya que, en sí el programa no diseña este elemento sino solo lo utiliza como diafragma rigidizador por lo tanto el espesor equivalente será de 14,5 cm.

El espesor del muro será tomado como 25 cm en base al código ACI-318-14. Cap. 14.3.1 que recomienda 19 cm el espesor mínimo para muros estructurales.

Para todos los elementos estructurales se considerará las inercias fisuradas ya que se hará un análisis dinámico en el cual se calculará las derivas de piso y por lo tanto la NEC 2015 nos da la siguiente tabla:

Tabla 7: Inercias agrietadas para elementos estructurales según la NEC-SE-DS-15.

Elementos	Inercias agrietadas
Vigas	0.5 Ig
Columnas	0.8 Ig
Muros	0.6 Ig

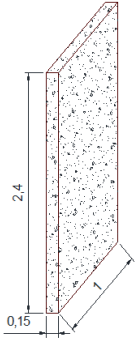
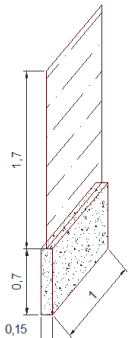
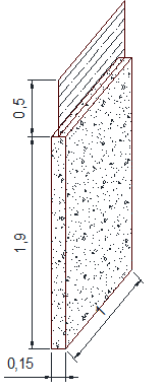
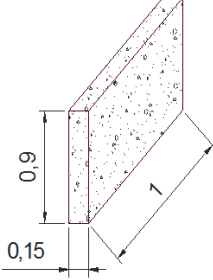
Fuente: NEC-15

4.1.4 Asignación de cargas no sísmicas.

4.1.4.1 Carga Permanente.

Es carga permanente compuesta por todos los elementos estructurales inamovibles, estas cargas pueden ser, paredes, muros, instalaciones sanitarias, etc. [11]

- **Carga de Pared.** – Se ingresará esta carga permanente en base a la distribución del peso de paredes en cada vano según las siguientes tablas.

Pared completa	Fachada delantera
684 kg/m 	308 kg/m 
Pared del baño	Antepecho
460 kg/m 	256kg/m 
Paredes Internas	Pared solo de vidrio.
684 kg/m	39 kg/m

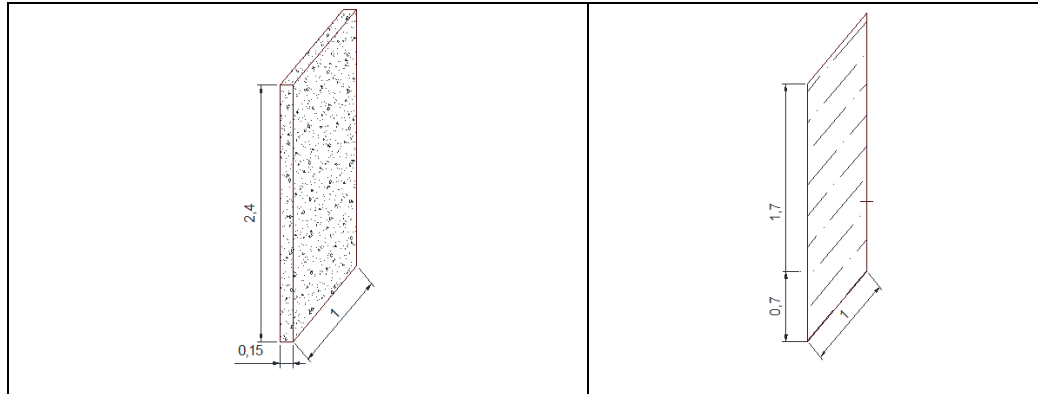


Figura 14: Tipos de muros.

Fuente: Edgar Ramírez

- Cálculo de la distribución del peso de paredes en cada tablero que se denominará ΔP .

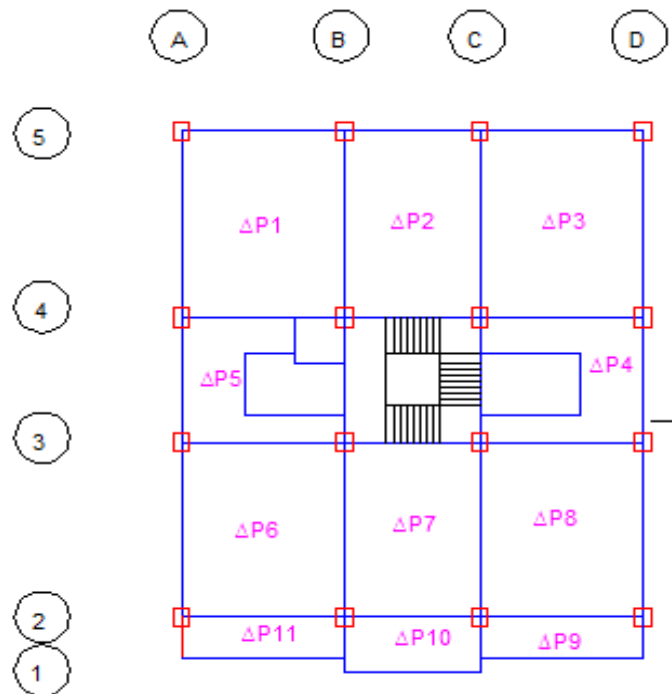


Figura 15: Distribución del peso de paredes por cada tablero (ΔP)

Fuente: Edgar Ramírez

Tabla 8: Distribución del peso de paredes por tablero.

Número del tablero	Peso de pared (kg/m)	Longitud total de las paredes (m)	Área del tablero (m)	ΔP (kg/m)
1	684	9,5	29,89	217
2	0	0	25,01	0
3	684	9,5	29,89	217
4	308	9	14,85	187
5	308	9	14,85	187
6	684	8,15	25,48	219
7	0	0	25,01	0
8	684	8,15	25,48	219
9	684	1,35	6,615	140
10	0	0	25,01	0
11	684	1,35	6,615	140

Fuente: Edgar Ramírez

4.1.4.2 Carga Viva.

También llamada como sobrecarga de uso, es la carga temporal que puede ocupar el espacio de un edificio dependiendo de su uso, estas cargas pueden ser personas, muebles, accesorios móviles, equipos, etc. [11]

Para nuestro caso ingresaremos 200 kg/cm^2 según la NEC-15 para un uso de viviendas unifamiliares, para las terrazas accesibles 100 kg/cm^2 , para terrazas inaccesibles 70 kg/cm^2 y para las gradas 200 kg/cm^2 mas el 30% por impacto que recomienda la norma U.B.C.-97 Sección 2228. [14]

Tabla 9: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas

<i>Residencias</i>	<i>Carga Uniforme</i> <i>KN/m²</i>
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2
Residencias multifamiliares Habitaciones	2
Salones de uso público y sus corredores	4.8
<i>Cubiertas</i>	
Cubiertas planas, inclinadas	0.7
Todas las cubiertas accesibles	1

<i>Gradas</i>	
Únicamente residenciales unifamiliares y bifamiliares	2

Fuente: NEC_SE_CG. Sec. 4.2.1 Tabla 9.

4.1.5 Carga Sísmica.

4.1.5.1 Calculo de Índice Basal.

Este valor es necesario para ingresar al programa etabs 2015 ya que automáticamente calcula la carga reactiva necesaria para el cálculo del cortante basal de diseño así:

- **Calculo del Corte Basal de Diseño.**

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi p * \phi E} W \quad \text{Ecuación 8}$$

Donde:

$Sa(Ta)$ = Espectro de diseño en aceleración

ϕp y ϕE = Coeficiente de configuración en planta y elevación.

I = Coeficiente de importancia.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

V = Cortante basal total de diseño.

W = Carga sísmica reactiva.

Ta = Periodo de vibración. [3]

- **Calculo del Espectro elástico de diseño.**

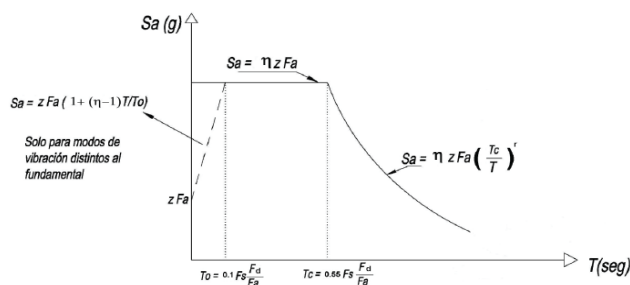


Figura 16: Espectro elástico de diseño, considerando el periodo de vibración en el eje X vs. La aceleración seudoespectral en el eje Y.

Fuente: NEC-SE-DS-2015

Donde:

η = Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó.

F_d = Coeficiente amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

F_s = Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos

S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período modo de vibración de la estructura

T = Período fundamental de vibración de la estructura.

T_o = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

T_c = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad [3]

$$\bullet \quad S_a = \eta * z * F_a \quad \text{Ecuación 9}$$

Para este proyecto se escogerá los factores en base al código NEC_SE_DS -15, así:

➤ **Factor z.**

Para el caso de la Provincia de Tungurahua, Cantón Ambato, Parroquia Urbana Celiano Monge, será considerado con la zona sísmica **V** con un valor de $Z=0.4$ particularizado para la zona de implantación del proyecto, según la Tabla 19 de la NEC_SE_DS -15

➤ **Valor de η .**

Para las provincias de la sierra el valor de $\eta = 2.48$

➤ **Factor Fa.**

Para la zona V y el tipo de suelo tipo D, el valor de Fa=1.2, según la Tabla 3 de la NEC_SE_DS -15

➤ **Factor Fd.**

Para la zona V y el tipo de suelo tipo D, el valor de Fd=1.19, según la Tabla 4 de la NEC_SE_DS -15

➤ **Factor Fs.**

Para la zona V y el tipo de suelo tipo D, el valor de Fs=1.19, según la Tabla 5 de la NEC_SE_DS -15

$$Sa = \eta * z * Fa$$

$$Sa = 2.48 * 0.4 * 1.2$$

$$Sa = 1.19$$

• **Coefficiente de Importancia (I).**

Para el caso de viviendas ocuparemos el valor de I=1 según la tabla 6 que nos da la NEC-SE-DS-2015.

• **Factor de reducción de resistencia sísmica (R).**

Para este edificio ocuparemos el valor de R=8 según la tabla 16 de la NEC-SE-DS-2015.

Tabla 10: Factor de reducción de resistencia sísmica.

Sistemas estructurales dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales)	8

Fuente: NEC-2015.

• **Coefficiente de configuración en planta ϕ_p**

Se ocupará el un valor de 0.9. ya que existe un retroceso del décimo piso que excede el 15% de la dimensión en planta.

- **Coefficiente de configuración en elevación ϕE**

Se ocupará el valor de 0.9. En virtud que la dimensión en planta del noveno piso es mayor que 1,3 veces la dimensión en planta del décimo piso.

Al reemplazar todos los valores obtenidos en la ecuación obtenemos el siguiente valor del Índice Basal necesario para ingresar al programa etabs.

$$V = \frac{1 * 1.19}{8 * 0.9 * 0.9} W$$

$$V = 0.183 * W$$

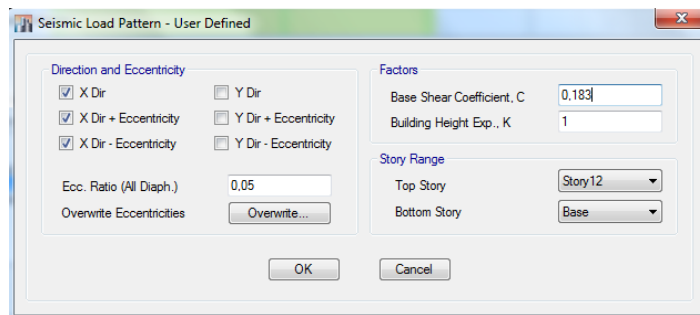


Figura 17: Ingreso del índice basal especificado la dirección y excentricidad de la carga sísmica.

Fuente: Software Etabs 2015

- **Calculo del coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura (K).**

Este coeficiente está en base al periodo de vibración y se calcula con los valores o la fórmula de tabla 11 del presente proyecto.

Tabla 11: Coeficiente K

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

>2.5	2
------	---

Fuente: NEC_SE_DS-2015.

- **Periodo de vibración.**

$$T = Ct * hn^{\alpha} \quad \text{Ecuación 10}$$

Dónde:

Ct = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

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

T = Período de vibración. [3]

Para esta estructura el valor de $Ct=0.055$ y el valor de $\alpha=0.75$ según la Tabla que se encuentra en la sección 6.3.3 de la NEC-SE-DS-15.

$$T = 0.055 * 26^{0.75}$$

$$T = 0.63$$

Como la norma nos aconseja que si $T < T_c$ se escogerá el valor de T_c como el periodo de vibración de la estructura para alejarnos del periodo de vibración del suelo T_o para así evitar que la estructura entre en resonancia.

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 11}$$

$$T_c = 0.55 * (1.28) \left(\frac{1.19}{1.2} \right)$$

$$T_c = 0.698 \approx T$$

$$T_o = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 12}$$

$$T_o = 0.1 * (1.28) \left(\frac{1.19}{1.2} \right)$$

$$T_o = 0.127$$

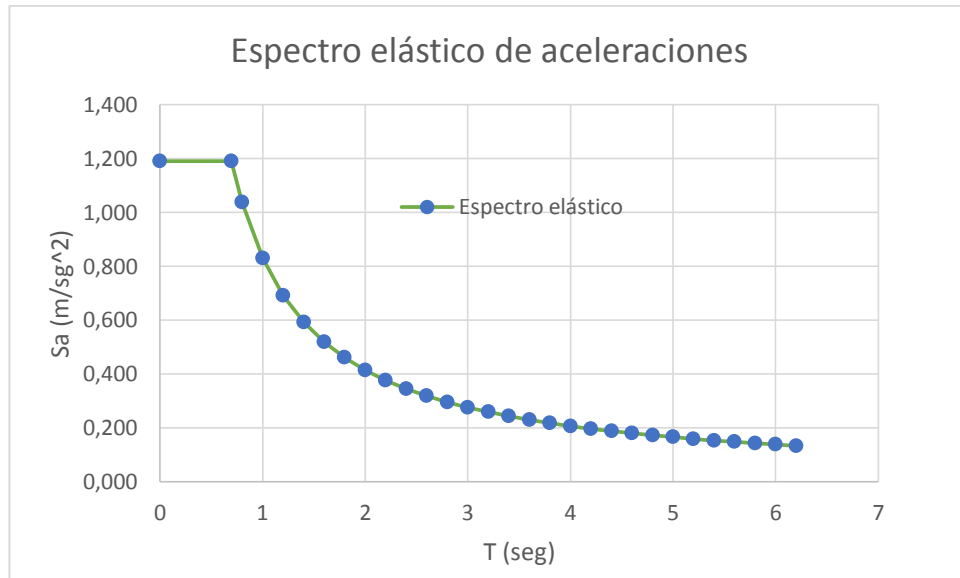


Figura 18: Espectro elástico de aceleraciones para el lugar de implantación de la estructura.

Fuente: Edgar Ramírez.

Como $T=0.698$ entonces tenemos que calcular el valor de K así:

$$K = 0.75 + 0.5(0.698)$$

$$K = 1.099$$

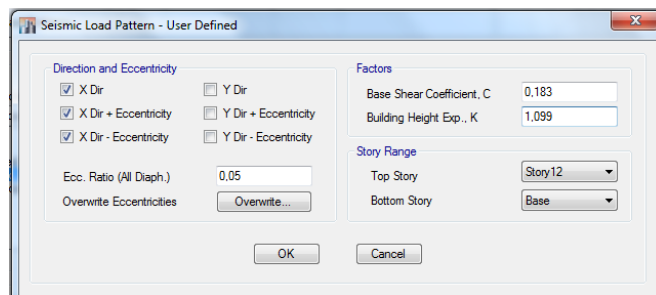


Figura 19: Ingreso del factor K especificado la dirección y excentricidad en X de la carga sísmica.

Fuente: Software Etabs 2015

Finalmente ingresamos el espectro de diseño en base al cálculo con los valores obtenidos así:

Tabla 12: Valores para el espectro de diseño.

T (seg)	Sa (m/s²)
0,698	1,190
0,698	1,190
0,8	1,039
1	0,831
1,2	0,692
1,4	0,593
1,6	0,519
1,8	0,462
2	0,415
2,2	0,378
2,4	0,346
2,6	0,320
2,8	0,297
3	0,277
3,2	0,260
3,4	0,244
3,6	0,231
3,8	0,219
4	0,208
4,2	0,198
4,4	0,189
4,6	0,181
4,8	0,173
5	0,166
5,2	0,160
5,4	0,154
5,6	0,148
5,8	0,143
6	0,138
6,2	0,134

Fuente: Edgar Ramírez

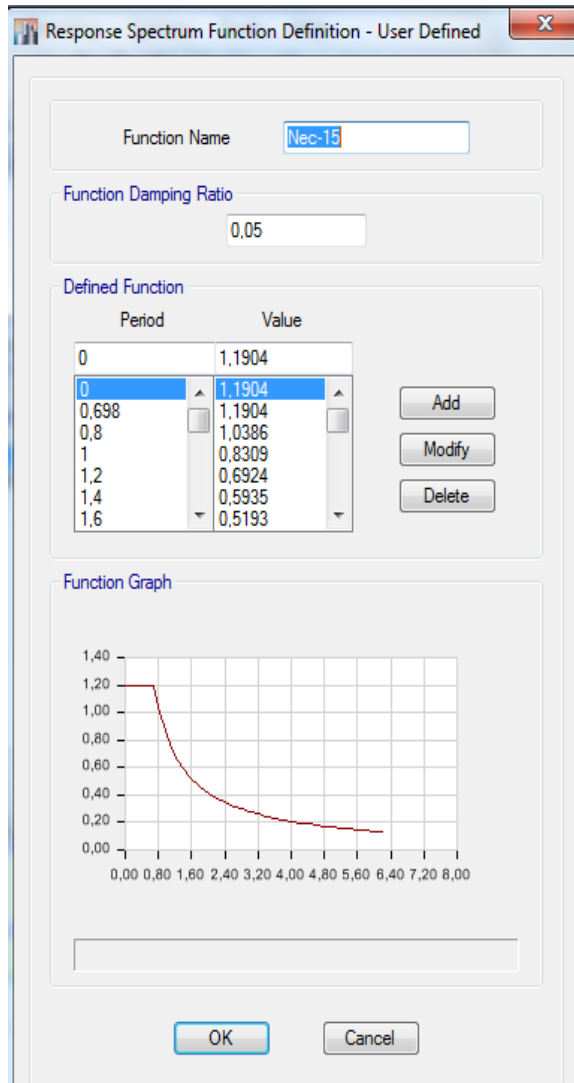


Figura 20: Ingreso de espectro elástico de diseño de aceleraciones.

Fuente: Software Etabs 2015

4.1.6 Carga Sísmica Reactiva (W)

La NEC-SE-DS-15 en la sección 6.1.7. proporciona valores para la carga muerta del 100% y 0 % de la carga viva y solo para bodegas y almacenaje el 25% de la carga viva, pero para esta estructura se ocupará el 25% de la carga viva a criterio personal tomando en cuenta la sugerencia del código UBC 97 sección 2228. [3]

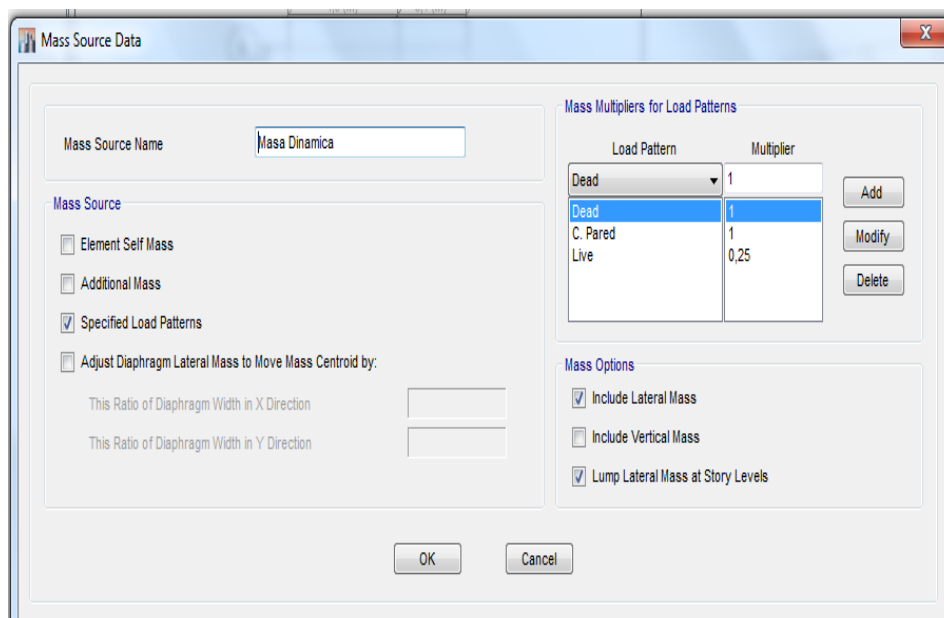


Figura 21: Asignación de casos de carga con sus respectivos múltiplos incluido la masa lateral.

Fuente: Software Etabs 2015

4.1.7 Efectos de segundo orden ($P - \Delta$)

Para el análisis dinámico también se considerará los efectos de segundo orden.

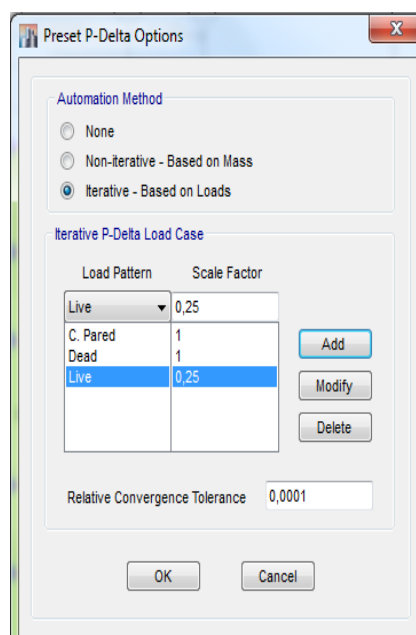


Figura 22: Ingreso de los efectos de segundo orden basados en cargas y su factor de escala.

Fuente: Software Etabs 2015

4.1.8 Análisis dinámico de la estructura aporricada.

Para el análisis de la estructura se usará el programa etabs 2015 ya que para realizarlo manualmente es muy complejo, además el análisis se realizará en base a las solicitaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 y la dinámica estructural para lo cual se debe considerar los siguientes controles:

4.1.8.1 Control del Periodo fundamental de vibración de la estructura.

El periodo fundamental de vibración de la estructura según la dinámica estructural debe ser semejante al primer modo de vibración, este primer periodo de vibración debe ser aproximadamente igual al 10% por número de pisos en estructuras mayores de 5 pisos, ya que para edificios menores a 5 pisos el periodo de vibración será 0,5 segundos.

- $T = 10\% * N$ *Ecuación 13*
- $T = 0.1 * 10$
- $T = 1 s$

Tabla 13: Periodos, frecuencias, frecuencia circular de la estructura aporticada inicial de los 30 modos de vibración.

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency
		sec	cyc/sec	rad/sec
Modal	1	1,375	0,727	4,5684
Modal	2	1,253	0,798	5,0163
Modal	3	0,907	1,102	6,9248
Modal	4	0,43	2,323	14,5965
Modal	5	0,36	2,775	17,4369
Modal	6	0,276	3,624	22,768
Modal	7	0,242	4,129	25,9418
Modal	8	0,18	5,552	34,8834
Modal	9	0,162	6,171	38,7706
Modal	10	0,15	6,689	42,028
Modal	11	0,124	8,089	50,8241
Modal	12	0,108	9,262	58,1946
Modal	13	0,102	9,764	61,352
Modal	14	0,096	10,428	65,5207
Modal	15	0,081	12,332	77,4846
Modal	16	0,078	12,856	80,775
Modal	17	0,072	13,821	86,8426
Modal	18	0,068	14,677	92,2186
Modal	19	0,061	16,372	102,8697
Modal	20	0,058	17,245	108,3555
Modal	21	0,053	18,911	118,8238
Modal	22	0,049	20,283	127,4403
Modal	23	0,041	24,479	153,8073
Modal	24	0,035	28,569	179,5045
Modal	25	0,017	58,154	365,3941
Modal	26	0,013	77,485	486,8524
Modal	27	0,011	91,845	577,08
Modal	28	0,0004847	2063,163	12963,2372
Modal	29	0,0003097	3228,479	20285,1301
Modal	30	0,0002422	4129,202	25944,5383

Fuente: Software Etabs 2015

Como se observa el periodo fundamental de vibración de la estructura es de 1,375 s por lo que la estructura tiene excesiva flexibilidad lo que conlleva a mayores desplazamientos produciendo el colapso de la estructura.

Como el primer control de la estructura no fue favorable se deberá realizar varias iteraciones hasta encontrar las secciones adecuadas de todos los elementos estructurales para este edificio:

Luego de varias iteraciones las secciones más adecuadas para este edificio son las siguientes:

Tabla 14: Secciones finales del sistema aporticado.

<i>Elementos</i>	<i>Dimensiones (cm)</i>
Columnas	60x70
Vigas eje x	55x55
Viga eje y	50x50
Muro de corte	25
Losa	20

Fuente: Edgar Ramírez.

Con estas secciones se obtuvieron los siguientes datos necesarios para los controles pertinentes para la estabilización del edificio.

Tabla 15: Periodos, frecuencias, frecuencia circular de la estructura aporticada final para los 30 modos de vibración definidos.

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec
Modal	1	0,923	1,083	6,806
Modal	2	0,805	1,243	7,8079
Modal	3	0,797	1,255	7,8845
Modal	4	0,263	3,796	23,8535
Modal	5	0,245	4,074	25,6008
Modal	6	0,235	4,256	26,7442
Modal	7	0,133	7,507	47,167
Modal	8	0,13	7,708	48,4316
Modal	9	0,118	8,501	53,4145
Modal	10	0,086	11,69	73,448
Modal	11	0,083	11,977	75,2533
Modal	12	0,074	13,598	85,4376
Modal	13	0,063	15,963	100,3014
Modal	14	0,059	16,903	106,2058
Modal	15	0,053	18,848	118,4262

Modal	16	0,047	21,064	132,3517
Modal	17	0,045	22,305	140,1461
Modal	18	0,041	24,546	154,224
Modal	19	0,037	26,856	168,7437
Modal	20	0,035	28,247	177,4817
Modal	21	0,032	30,981	194,6575
Modal	22	0,031	32,284	202,847
Modal	23	0,029	34,567	217,189
Modal	24	0,027	36,823	231,3651
Modal	25	0,027	37,728	237,0543
Modal	26	0,025	40,256	252,9362
Modal	27	0,025	40,525	254,6233
Modal	28	0,023	43,605	273,9805
Modal	29	0,022	44,82	281,6103
Modal	30	0,021	47,935	301,1851

Fuente: Software Etabs 2015

4.1.8.2 Control de los modos de vibración de la estructura.

Tabla 16: Modos de vibración para cada dirección de análisis.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0,92	0,00	0,75	0,00	0,00	0,75	0,00	0,26	0,00	0,00
Modal	2	0,81	0,77	0,00	0,00	0,77	0,75	0,00	0,00	0,22	0,01
Modal	3	0,80	0,01	0,00	0,00	0,78	0,75	0,00	0,00	0,02	0,76
Modal	4	0,26	0,00	0,12	0,00	0,78	0,88	0,00	0,43	0,01	0,00
Modal	5	0,25	0,11	0,00	0,00	0,90	0,88	0,00	0,00	0,49	0,00

Fuente: Software Etabs 2015

- **Primer modo de vibración.**

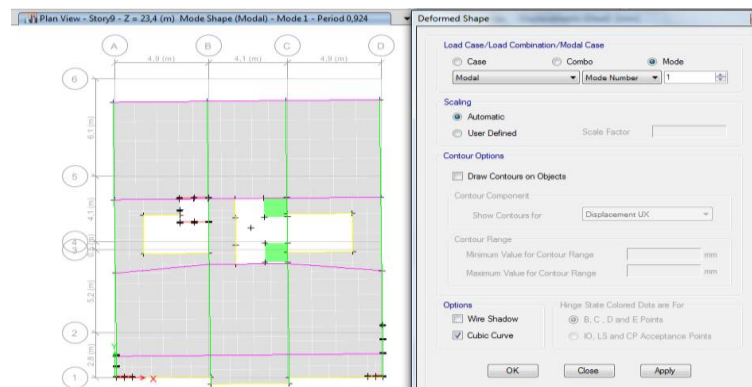


Figura 23: Primer modo de vibración para el caso de carga modal.

Fuente: Software Etabs 2015

El primer modo de vibración es traslacional en el eje y en un 75%.

- Segundo modo de vibración.

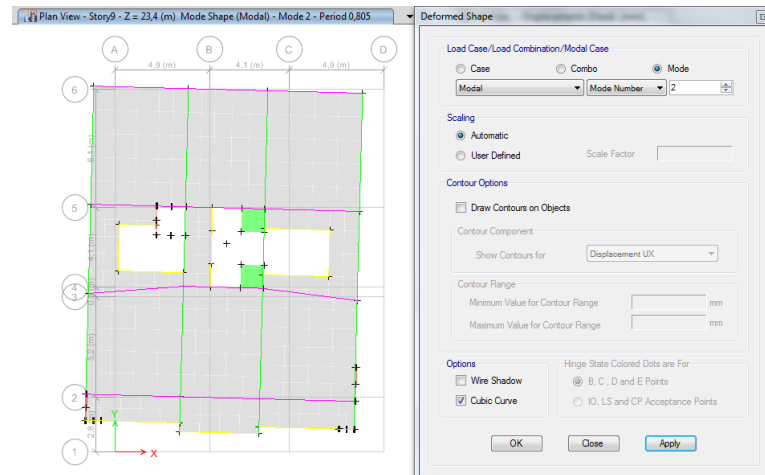


Figura 24: Segundo modo de vibración para el caso de carga modal.

Fuente: Software Etabs 2015

El segundo modo de vibración es traslacional en el eje X en un 77%.

- Tercer modo de vibración.

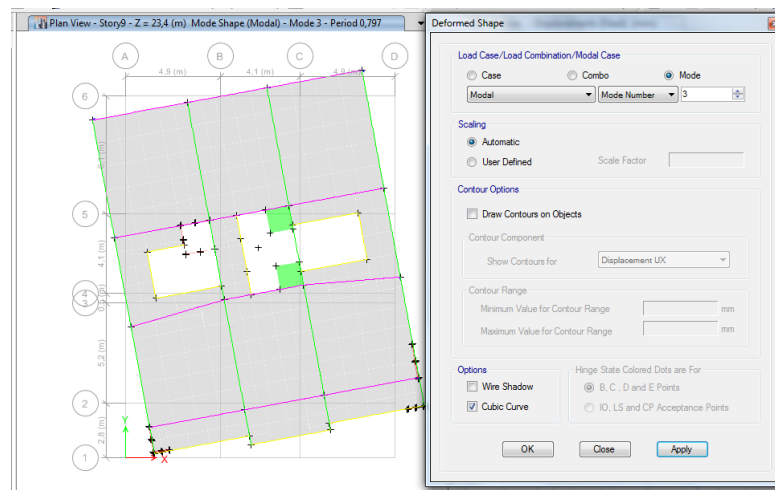


Figura 25: Tercer modo de vibración para el caso de carga modal.

Fuente: Software Etabs 2015

El tercer modo de vibración es rotacional en el eje Z en un 76%.

4.1.8.3 Control de la participación másica.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción recomienda que para el análisis dinámico espectral se debe considerar el 90% de la participación de la masa total del edificio para cada una de las direcciones que actúan la fuerza sísmica así:

Tabla 17: Modos de vibración con sus respectivas participaciones másicas.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
		sec									
Modal	1	0,92	0,00	0,75	0,00	0,00	0,75	0,00	0,26	0,00	0,00
Modal	2	0,81	0,77	0,00	0,00	0,77	0,75	0,00	0,00	0,22	0,01
Modal	3	0,80	0,01	0,00	0,00	0,78	0,75	0,00	0,00	0,02	0,76
Modal	4	0,26	0,00	0,12	0,00	0,78	0,88	0,00	0,43	0,01	0,00
Modal	5	0,25	0,11	0,00	0,00	0,90	0,88	0,00	0,00	0,49	0,00
Modal	6	0,24	0,00	0,00	0,00	0,90	0,88	0,00	0,01	0,00	0,11
Modal	7	0,13	0,00	0,04	0,00	0,90	0,92	0,00	0,07	0,01	0,01
Modal	8	0,13	0,04	0,00	0,00	0,94	0,92	0,00	0,01	0,08	0,00
Modal	9	0,12	0,00	0,01	0,00	0,94	0,93	0,00	0,03	0,00	0,04
Modal	10	0,09	0,00	0,02	0,00	0,94	0,95	0,00	0,05	0,00	0,01
Modal	11	0,08	0,02	0,00	0,00	0,97	0,95	0,00	0,00	0,08	0,00
Modal	12	0,07	0,00	0,01	0,00	0,97	0,96	0,00	0,03	0,00	0,02
Modal	13	0,06	0,00	0,01	0,00	0,97	0,97	0,00	0,02	0,00	0,01
Modal	14	0,06	0,01	0,00	0,00	0,98	0,97	0,00	0,00	0,03	0,00
Modal	15	0,05	0,00	0,01	0,00	0,98	0,98	0,00	0,02	0,00	0,01
Modal	16	0,05	0,00	0,00	0,00	0,98	0,98	0,00	0,01	0,01	0,01
Modal	17	0,05	0,01	0,00	0,00	0,99	0,98	0,00	0,01	0,02	0,00
Modal	18	0,04	0,00	0,01	0,00	0,99	0,99	0,00	0,02	0,00	0,00
Modal	19	0,04	0,00	0,00	0,00	0,99	0,99	0,00	0,00	0,01	0,00
Modal	20	0,04	0,00	0,00	0,00	0,99	0,99	0,00	0,01	0,01	0,00
Modal	21	0,03	0,00	0,00	0,00	0,99	0,99	0,00	0,01	0,00	0,00
Modal	22	0,03	0,00	0,00	0,00	1,00	0,99	0,00	0,00	0,01	0,00
Modal	23	0,03	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,01	0,00	0,00
Modal	24	0,03	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Modal	25	0,03	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Modal	26	0,03	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Modal	27	0,03	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Modal	28	0,02	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Modal	29	0,02	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Modal	30	0,02	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: Software Etabs 2015

4.1.8.4 Control del cortante basal dinámico.

Según la NEC-15 se debe garantizar que el cortante basal dinámico sea mayor o igual que el 85% del cortante basal estático para estructuras irregulares así: [3]

Tabla 18: Coeficiente sísmico real en la dirección x, y en la dirección y.

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	Dead	Top	2149,5284	0	0	-0,0028	21896,6785	-14815,568
Story1	Dead	Bottom	2209,912	0	0	-0,0029	22485,0893	-15221,6691
Story1	Live	Top	382,8578	0	0	0,0002	3889,007	-2792,4334
Story1	Live	Bottom	385,2828	0	0	0,0002	3914,6195	-2811,4081
Story1	C. Pared	Top	733,6174	0	0	-0,0021	7859,1475	-5223,3398
Story1	C. Pared	Bottom	733,6174	0	0	-0,0022	7859,1881	-5223,3549
Story1	C. espectral x Max	Top	0	2479,4693	637,8027	25894,3069	9327,5338	35789,4188
Story1	C. espectral x Max	Bottom	0	2479,7183	637,8557	25897,0421	10944,4072	42141,856
Story1	C. espectral y Max	Top	0	745,1329	2120,9632	16511,3751	31085,8366	10738,4698
Story1	C. espectral y Max	Bottom	0	745,2139	2121,1277	16513,806	36473,4968	12643,2517

Fuente: Software Etabs 2015

- Para la corrección se debe calcular el peso total de la estructura incluida el 25% de la carga viva así:

$$W = \text{Carga Muerta} + \text{Carga de pared} + 25\% \text{ de carga viva}$$

$$W = 2209,91 + 733,61 + (0,25 * 385,28)$$

$$W = 3045,39 \text{ Ton}$$

- Calculo del 90% del Cortante Basal.

$$V = 0,183 * W$$

$$V = 557,31 \text{ Ton}$$

$$90\%V = 501,58 \text{ Ton}$$

- Con estos datos se procede a obtener los factores de corrección para las dos direcciones.

$$\text{Factor } x = \frac{90\%V}{\text{cortante total real en } x} = \frac{501,58}{2479,72} = 0,202$$

$$\text{Factor } y = \frac{90\%V}{\text{cortante total real en } y} = \frac{501,58}{2121,12} = 0,236$$

Estos factores de corrección se multiplicarán por los coeficientes espectrales en ambas direcciones en el programa así:

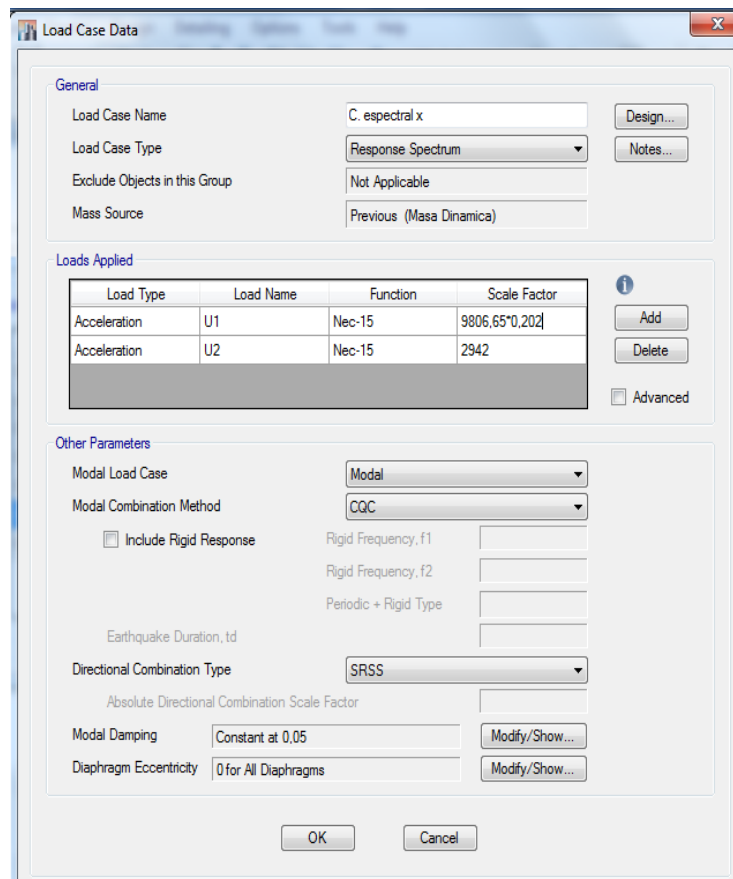


Figura 26: Ingreso de los factores de corrección en X y Y para modificar los coeficientes sísmicos.

Fuente: Software Etabs 2015

Una vez ingresado los factores de corrección se debe enviar a calcular nuevamente y se comprueba que se cumpla con la condición del 90% de participación de la masa garantizando que el cortante basal dinámico es mayor que el 85% del cortante basal estático como nos exige la NEC-15.

Tabla 19: Coeficiente sísmico con el 90% de la masa total de la estructura según la NEC_SE_SD-15 en la dirección X, y en la dirección Y.

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	Dead	Top	2149,5284	0	0	-0,0028	21896,6785	-14815,568
Story1	Dead	Bottom	2209,912	0	0	-0,0029	22485,0893	-15221,6691
Story1	Live	Top	382,8578	0	0	0,0002	3889,007	-2792,4334
Story1	Live	Bottom	385,2828	0	0	0,0002	3914,6195	-2811,4081
Story1	C. Pared	Top	733,6174	0	0	-0,0021	7859,1475	-5223,3398
Story1	C. Pared	Bottom	733,6174	0	0	-0,0022	7859,1881	-5223,3549
Story1	C. espectral x Max	Top	0	500,852	128,8364	5230,6418	1884,165	7229,4505
Story1	C. espectral x Max	Bottom	0	500,9023	128,8471	5231,1943	2210,774	8512,6407
Story1	C. espectral y Max	Top	0	175,8512	500,5473	3896,6835	7336,2573	2534,2759
Story1	C. espectral y Max	Bottom	0	175,8703	500,5861	3897,2572	8607,7451	2983,8039

Fuente: Software Etabs 2015

Como se observa en la figura 27 el cortante basal dinámico representa el 90% del cortante basal estático cumpliendo con la condición de la NEC-15.

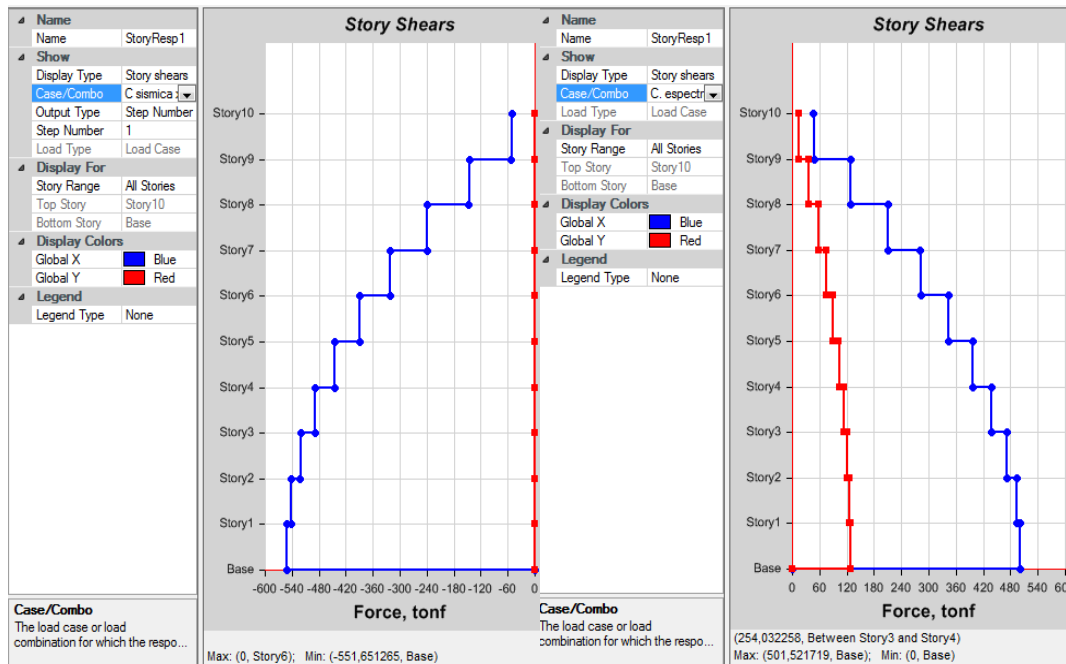


Figura 27: Cortante basal estático Vs. El Cortante basal dinámico.

Fuente: Software Etabs 2015

4.1.8.5 Control de la irregularidad torsional en planta.

Para verificar la irregularidad torsional en planta se debe realizar en base a la formula según el código.

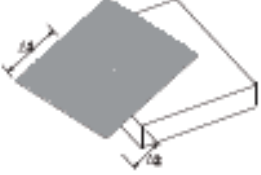
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_w=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------

Figura 28: Irregularidad torsional.

Fuente: NEC - 2015

Y el análisis se realizará en el noveno piso a criterio personal ya que es el piso donde se podrá verificar todas las deformaciones semejantes a los otros pisos.

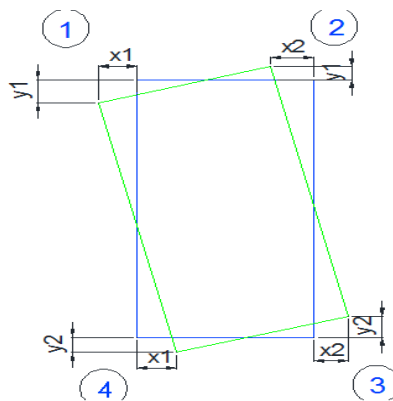


Figura 29: Diagrama de la deformada en planta.

Fuente: Edgar Ramírez

Tabla 20: Cálculo de la deformación en los extremos del piso 9 para verificar si hay torsión en planta.

Cargas	Puntos	X	Y	Sentido	Δ (deriva maxima)	$1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$	$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$
C. espectral x	1	22,86	10,31	x	24,65	29,95	NO HAY TORSION
	2	22,86	9,7			30,02	NO HAY TORSION
	3	27,17	9,7	y	9,92	12,01	NO HAY TORSION
	4	27,06	10,31			12,01	NO HAY TORSION
C. espectral y	1	7,15	33,16	x	7,26	9,18	NO HAY TORSION
	2	7,15	31,27			9,22	NO HAY TORSION
	3	8,21	31,27	y	32,25	38,66	NO HAY TORSION
	4	8,15	33,18			38,67	NO HAY TORSION

Fuente: Edgar Ramírez

Se verifico según la anterior tabla que no existe torsión en planta por lo que no es necesario aplicar los factores de amplificación.

4.1.8.6 Control de las derivas de piso.

La deriva inelástica máxima permitida según la Norma Ecuatoriana de la construcción debe ser igual o menor al 2% para elemento estructurales y el 1% como máximo para mamposterías y para el cálculo se deberá considerar el análisis torsional y los efectos P- Delta, la deriva inelástica se calculará mediante la siguiente ecuación. [3]

$$\Delta_{max} = 0,75 * R * \Delta E$$

Donde:

Δ_{max} = Deriva máxima inelástica.

R=Factor de reducción de resistencia.

ΔE = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas. [12]

- Deriva de piso con la aplicación de la Carga espectral X.

Tabla 21: Deriva de piso elástica e inelástica por piso con la aplicación de la carga espectral X del edificio aporticado.

Piso	Fuerza	Dirección	Deriva Elástica Δ	Deriva Inelástica $0,75*8*\Delta$
Story10	C. espectral x Max	X	0,0009	0,0053
Story10	C. espectral x Max	Y	0,0005	0,0029
Story9	C. espectral x Max	X	0,0012	0,0069
Story9	C. espectral x Max	Y	0,0006	0,0034
Story8	C. espectral x Max	X	0,0015	0,0088
Story8	C. espectral x Max	Y	0,0007	0,0039

Story7	C. espectral x Max	X	0,0018	0,0106
Story7	C. espectral x Max	Y	0,0007	0,0044
Story6	C. espectral x Max	X	0,0021	0,0125
Story6	C. espectral x Max	Y	0,0008	0,0048
Story5	C. espectral x Max	X	0,0024	0,0141
Story5	C. espectral x Max	Y	0,0009	0,0051
Story4	C. espectral x Max	X	0,0025	0,0152
Story4	C. espectral x Max	Y	0,0009	0,0052
Story3	C. espectral x Max	X	0,0026	0,0154
Story3	C. espectral x Max	Y	0,0008	0,0049
Story2	C. espectral x Max	X	0,0023	0,0138
Story2	C. espectral x Max	Y	0,0007	0,0040
Story1	C. espectral x Max	X	0,0013	0,0078
Story1	C. espectral x Max	Y	0,0003	0,0021

Fuente: Software Etabs 2015

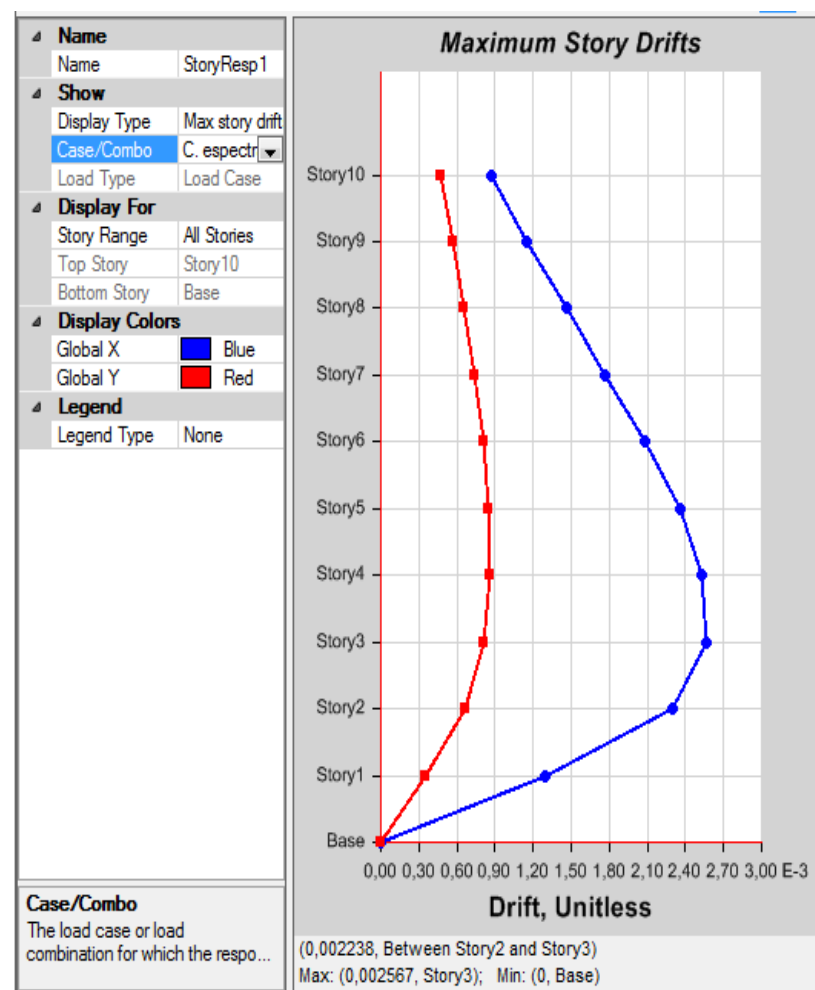


Figura 30: Deriva de piso elástica en el sentido X con la aplicación de la carga espectral x del edificio aporticado.

Fuente: Software Etabs 2015

- Deriva de piso con la aplicación de la Carga espectral Y.

Tabla 22: Deriva de piso elástica e inelástica por piso con la aplicación de la carga espectral X.

Piso	Fuerza	Dirección	Deriva Elástica Δ	Deriva Inelástica $0,75*8*\Delta$
Story10	C. espectral y Max	X	0,0005	0,0027
Story10	C. espectral y Max	Y	0,0018	0,0109
Story9	C. espectral y Max	X	0,0005	0,0032
Story9	C. espectral y Max	Y	0,0022	0,0131
Story8	C. espectral y Max	X	0,0006	0,0037
Story8	C. espectral y Max	Y	0,0025	0,0151
Story7	C. espectral y Max	X	0,0007	0,0042
Story7	C. espectral y Max	Y	0,0028	0,0171
Story6	C. espectral y Max	X	0,0008	0,0046
Story6	C. espectral y Max	Y	0,0031	0,0188
Story5	C. espectral y Max	X	0,0009	0,0052
Story5	C. espectral y Max	Y	0,0033	0,0199
Story4	C. espectral y Max	X	0,0009	0,0056
Story4	C. espectral y Max	Y	0,0033	0,0200
Story3	C. espectral y Max	X	0,0009	0,0056
Story3	C. espectral y Max	Y	0,0031	0,0189
Story2	C. espectral y Max	X	0,0008	0,0050
Story2	C. espectral y Max	Y	0,0026	0,0154
Story1	C. espectral y Max	X	0,0005	0,0028
Story1	C. espectral y Max	Y	0,0013	0,0080

Fuente: Software Etabs 2015

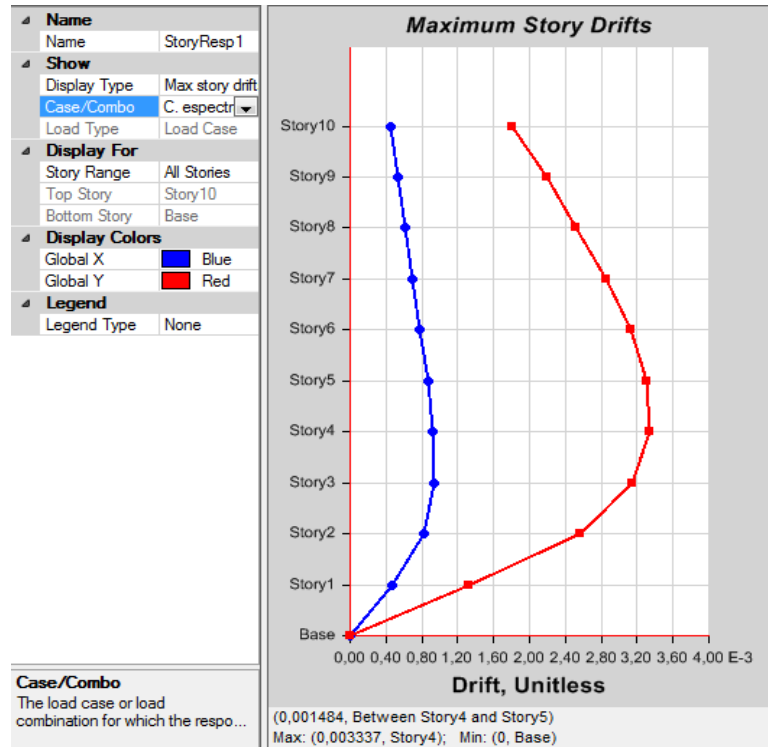


Figura 31: Deriva de piso elástica en el sentido Y con la aplicación de la carga espectral Y.

• Fuente: Software Etabs 2015

4.1.8.7 Control del Índice de estabilidad Q_i .

El índice de estabilidad se considerará en base a la NEC-SE-DS-Sección 6.3.8 un valor máximo del 30%, si es superado este valor la estructura es considerada potencialmente inestable y se deberá considerar rigidizar la misma, se calculará en base a la siguiente formula.

$$Q_i = \frac{P_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h_i} \quad \text{Ecuación 14}$$

Dónde:

Q_i = Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i = Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso

Δ_i = Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i = Cortante sísmico del piso

h_i = Altura del piso i considerado. [3]

Tabla 23: Índice de estabilidad cumpliendo con la NEC-SE-DS-Sección 6.3.8 para la dirección X y Y en cada piso del edificio aporticado.

PISO	DIRECCION	Δ_i	P_i	V_i	h_i	$Q_i \%$	VERIFICACION QUE $Q_i < 30\%$
Story10	X	0,005	161,31	47,32	2,6	0,69%	CUMPLE X
Story10	Y	0,011	161,31	53,92	2,6	1,27%	CUMPLE Y
Story9	X	0,007	454,88	129,09	2,6	0,95%	CUMPLE X
Story9	Y	0,013	454,88	140,46	2,6	1,62%	CUMPLE Y
Story8	X	0,009	777,92	210,47	2,6	1,28%	CUMPLE X
Story8	Y	0,015	777,92	222,60	2,6	2,02%	CUMPLE Y
Story7	X	0,011	1100,97	281,77	2,6	1,65%	CUMPLE X
Story7	Y	0,017	1100,97	291,98	2,6	2,47%	CUMPLE Y
Story6	X	0,012	1424,01	343,57	2,6	1,91%	CUMPLE X
Story6	Y	0,019	1424,01	350,86	2,6	2,97%	CUMPLE Y
Story5	X	0,014	1747,06	396,00	2,6	2,38%	CUMPLE X
Story5	Y	0,02	1747,06	400,51	2,6	3,36%	CUMPLE Y
Story4	X	0,015	2070,11	438,79	2,6	2,72%	CUMPLE X
Story4	Y	0,02	2070,11	441,20	2,6	3,61%	CUMPLE Y
Story3	X	0,015	2393,15	471,17	2,6	2,93%	CUMPLE X
Story3	Y	0,019	2393,15	472,28	2,6	3,70%	CUMPLE Y
Story2	X	0,014	2716,20	492,16	2,6	2,97%	CUMPLE X
Story2	Y	0,015	2716,20	492,42	2,6	3,18%	CUMPLE Y
Story1	X	0,008	3039,24	501,14	2,6	1,87%	CUMPLE X
Story1	Y	0,008	3039,24	500,90	2,6	1,87%	CUMPLE Y

Fuente: Edgar Ramírez

Como los resultados son todos menores que el 10% no se considerara el factor de mayoración $fp - \Delta$ según lo que dice la NEC-15.

4.1.8.8 Chequeo y diseño de los elementos estructurales.

- Para el diseño se procede a definir las combinaciones de carga las cuales serán para elementos frame como para elementos Wall por lo que poseen en el ascensor muros de corte y es necesario definir estas combinaciones.

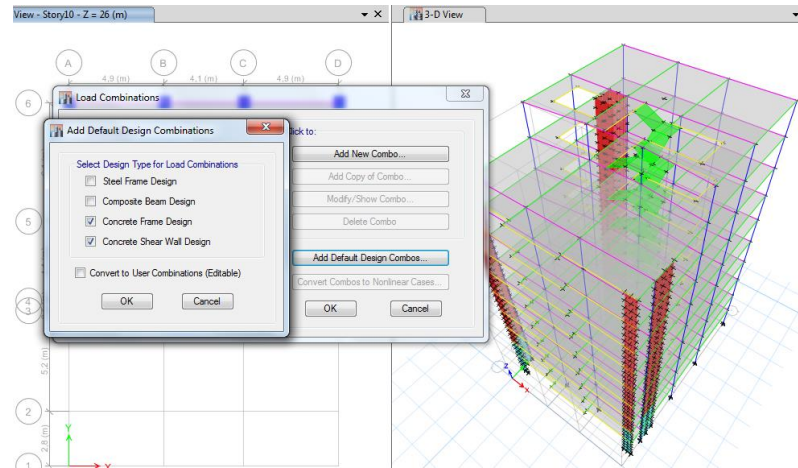


Figura 32: Adición de combinaciones de carga para elementos Frame y Wall.

• Fuente: Software Etabs 2015

- Además, se escogerá el código de diseño que para el presente proyecto será el ACI-318-14 así:

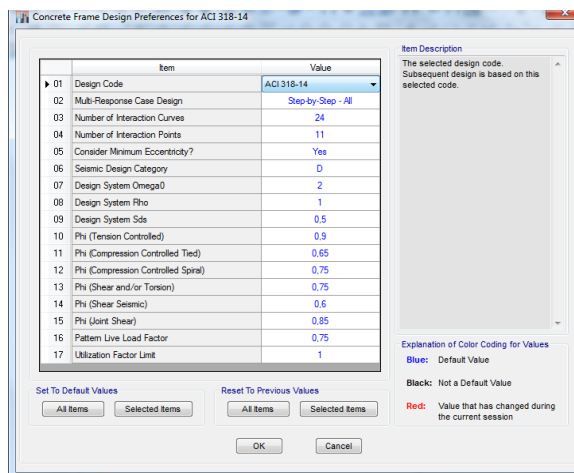


Figura 33: Seleccionar el código de diseño y cada uno de los factores de mayoración y disminución respectivamente.

• Fuente: Software Etabs 2015

Con estos pasos anteriores y una vez enviado al programa a diseñar tenemos los siguientes resultados:

- **Porcentaje de acero en columnas y vigas.**

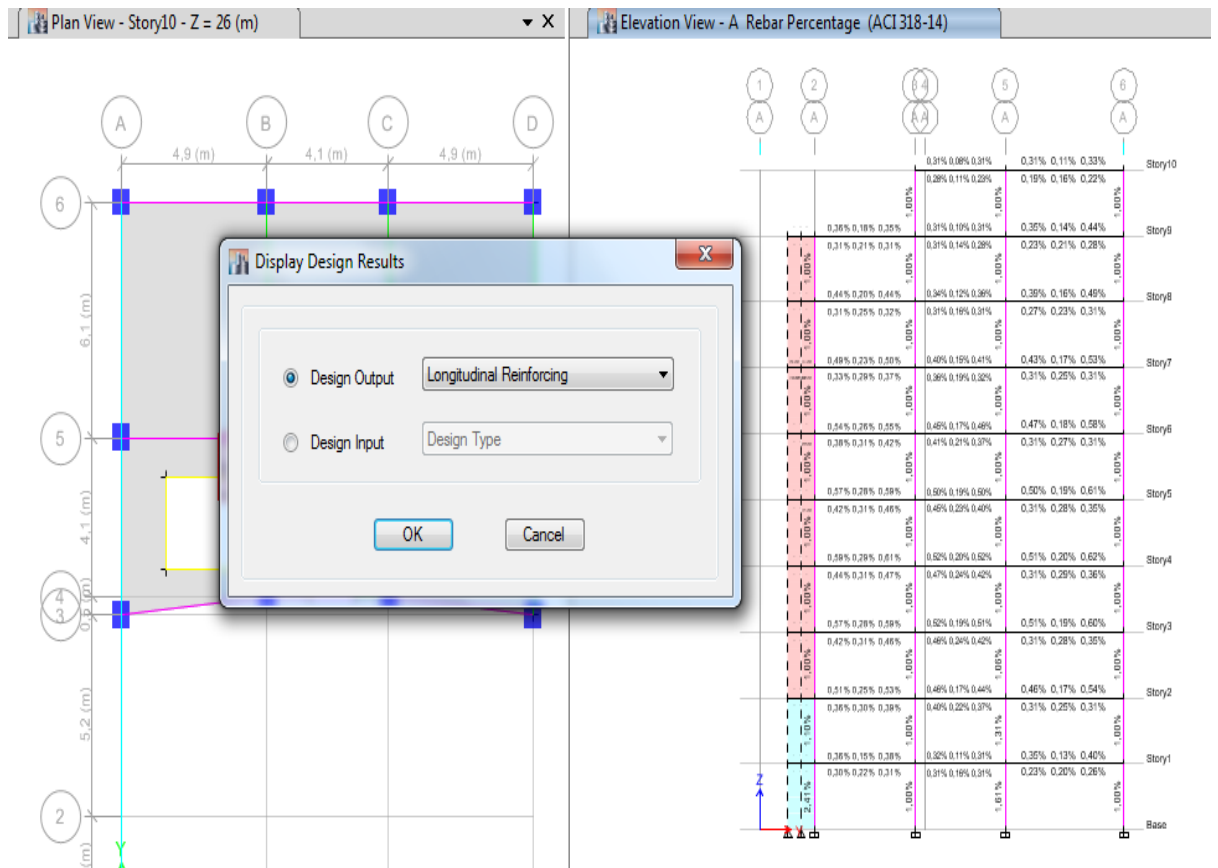


Figura 34: Elección del acero longitudinal y colores en los elementos estructurales que indican que soportan todas las cargas añadidas.

- **Fuente:** Software Etabs 2015

Como se puede observar todas las columnas están dentro de los límites permisibles de la NEC_SE_HM-Sección 5.2 recomienda que el acero de refuerzo no sea menor al 1% ni supere el 3%, pese a que el ACI-318-14 Cap. 10.6.1.1 especifica que el porcentaje mínimo sea el 1% y el máximo el 8% del área bruta de la sección de concreto, en todo caso es criterio del ingeniero calculista cuál de los dos valores adopta como máximo. [5]

4.1.9 Modelación tridimensional del edificio con el sistema amurallado.

4.1.9.1 Definir materiales.

Los materiales a ocuparse serán los mismos que fueron ingresados para el sistema apoticado.

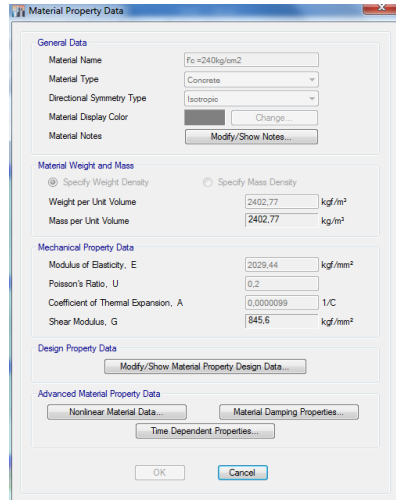


Figura 35: Definición de las características para un hormigón con un $f'c=240$ kg/cm² con un módulo elástico, módulo de poisson, módulo de corte definidos, etc.

- **Fuente:** Software Etabs 2015

4.1.9.2 Definir secciones.

- **Muros de corte**

Para la presente investigación se ocuparán el mínimo que recomienda el ACI-318-14. Cap. 14.3.1 para muros de corte en ambos sentidos X y Y con un h= 25cm, dándole la propiedad de muro de corte en la opción Shell-Thick.

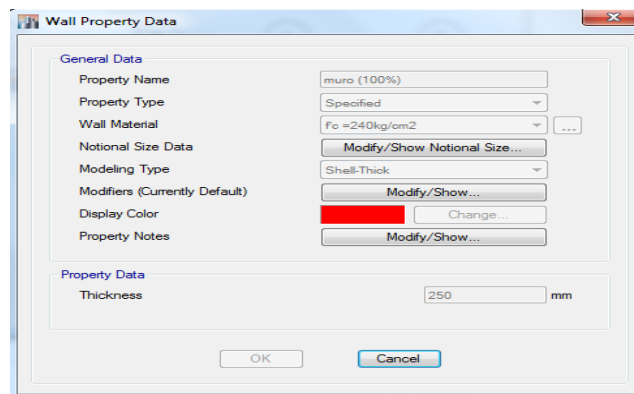


Figura 36: Definir el muro de corte especificando el tipo, material color y dimensión y especialmente el tipo de modelación Shell-Thick.

- **Fuente:** Software Etabs 2015

- **Inercias Agrietadas.**

Las inercias agrietadas se aplicarán para los dos primeros pisos y para los siguientes pisos inercias completas según la NEC-SE-SD- Sección 6.1.6 (b), para lo cual se creará dos tipos de muros para cumplir con los requisitos de la presente norma.

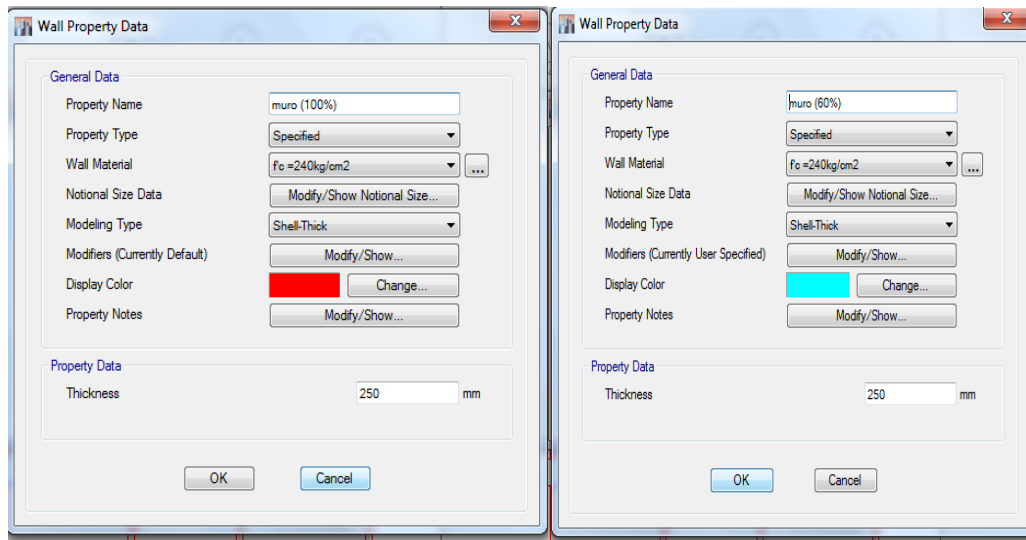


Figura 37: Ingreso de inercias agrietadas en los muros definidos.

- **Fuente:** Software Etabs 2015

- **Vigas de acople tipo Spandrel.**

Este es un elemento estructural tipo muro que trabaja como una viga de acople para los muros estructurales proporcionándoles mayor rigidez y ayudando a disipar energía.

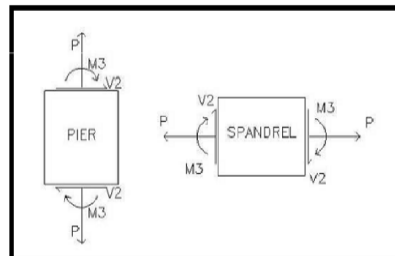


Figura 38: Elementos Pier y spandrel y los esfuerzos actuantes.

- **Fuente:** Edgar Ramírez

Este tipo de vigas se debe diseñar con el método propuesto por el ACI-318-14 capítulo 18.10.7.1, que para nuestra investigación la base será de la misma dimensión

que el muro, pero esta medida será comprobada en la etapa de diseño y la altura será de 60 cm que de igual manera se someterá a comprobación.

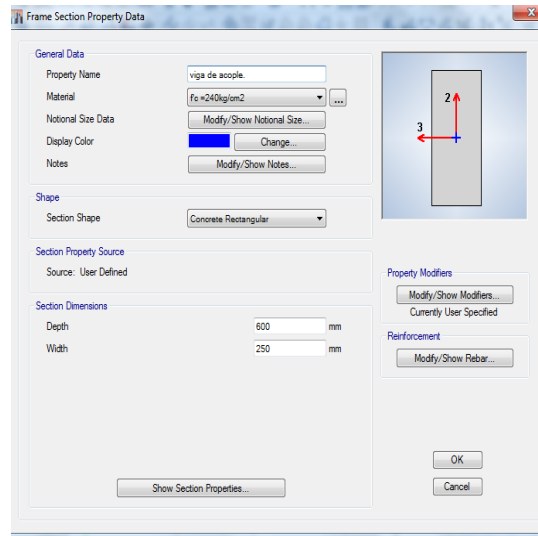


Figura 39: Definir las vigas de acople con un $f'c=240\text{kg/cm}^2$ tipo beam con una altura de 600mm y una base de 250mm.

Fuente: Software Etabs 2015

4.1.9.3 Definir estados de Carga.

- Cargas no sísmicas.

Se asignarán las cargas vivas tipo LIVE con un factor de 0 y la carga de pared tipo SUPER DEAD con un factor de 0 puesto que ingresaremos los valores de carga manualmente en todo el edificio.

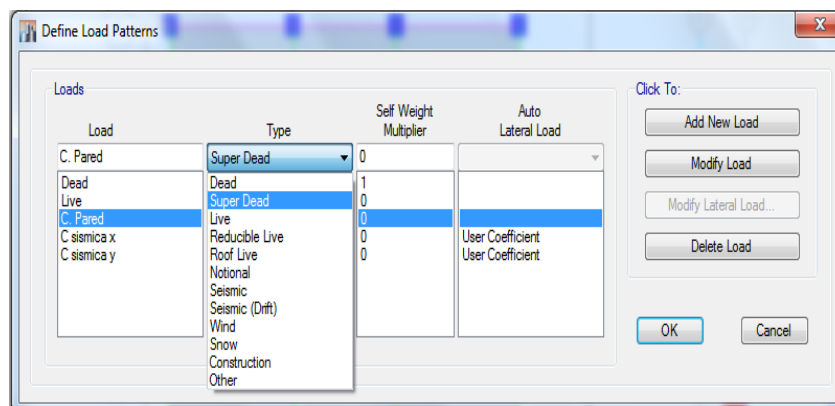


Figura 40: Definir estados de carga no sísmica con el tipo y su múltiplo de su propio peso.

• *Fuente: Software Etabs 2015*

- **Carga sísmica.**

Esta carga será llamada C. SIXMICA X y C. SISMICA Y, el tipo de cargas en ambas direcciones se escogerá el tipo SEISMIC con un factor 0 para poder ingresar el coeficiente del cortante basal calculado para el sistema amurallado ya que el factor de reducción de resistencia sísmica será el valor de 5 según la tabla 16 de la NEC-SE-DS-2015.

Tabla 24: Factor de reducción de resistencia sísmica.

Tipo de estructura	R
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado	5
Pórticos especiales sismo resistente de hormigón armado con vigas banda	5

- **Fuente: NEC-SE-DS-15**

$$V = \frac{1 * 1.19}{5 * 0.9 * 0.9} W$$

$$V = 0.294 * W$$

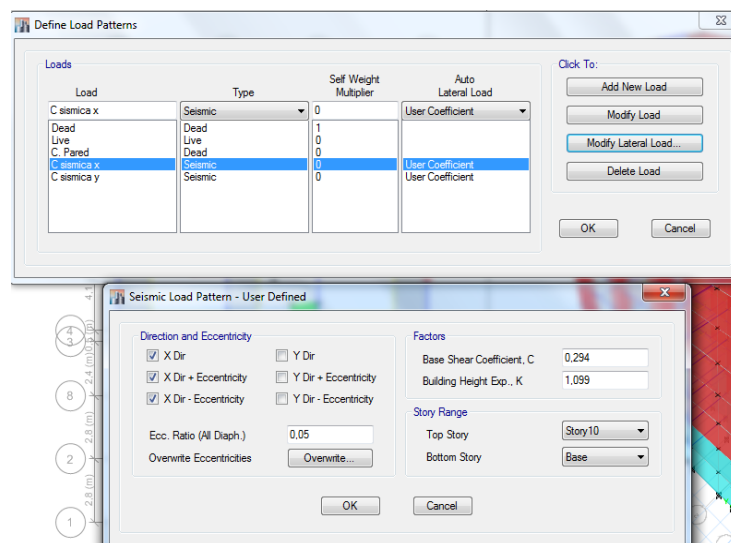


Figura 41: Definir carga sísmica y los coeficientes como: el índice basal, factor K, especificado la dirección y excentricidad de la carga sísmica.

- **Fuente: Software Etabs 2015**

4.1.9.4 Definir el espectro de respuesta elástico.

Los valores del espectro ya fueron calculados en la tabla 15 del presente proyecto, estos datos se deberán guardar en un archivo de extensión txt., los mismos que se cargarán al sistema y se guardara para usar como definido sin necesidad de mantener el archivo txt.

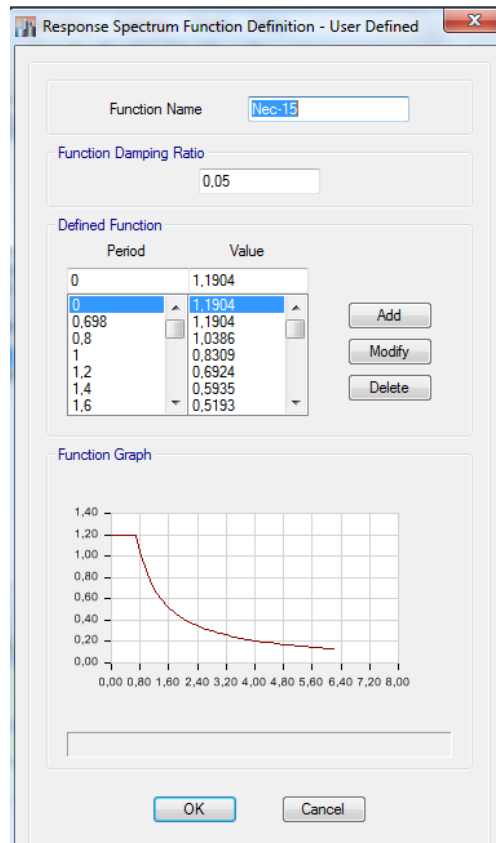


Figura 42: Ingreso de espectro elástico de diseño de aceleraciones.

• Fuente: Software Etabs 2015

4.1.9.5 Carga Sísmica Reactiva (W)

La NEC-SE-DS-15 en la sección 6.1.7. proporciona valores para la carga muerta del 100% y 0 % de la carga viva y solo para bodegas y almacenaje el 25% de la carga viva, pero para esta estructura se ocupará el 25% de la carga viva a criterio personal tomando en cuenta la sugerencia del código UBC 97 sección 2228. [3]

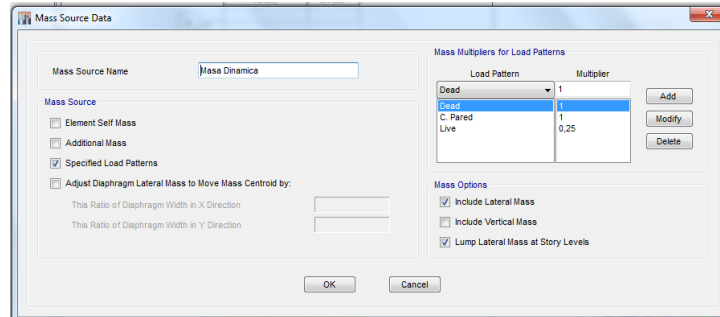


Figura 43: Definir de carga sísmica especificando los casos de carga con sus respectivos múltiplos.

• Fuente: Software Etabs 2015

4.1.9.6 Efectos de segundo orden $P - \Delta$

Los efectos de segundo orden producen efectos adicionales como: un incremento en las deflexiones y en las fuerzas internas de la estructura en las dos direcciones principales de análisis.

Además, los efectos de segundo orden se tomarán en cuenta para evaluar el índice de estabilidad para el piso y dirección de interés. [3]

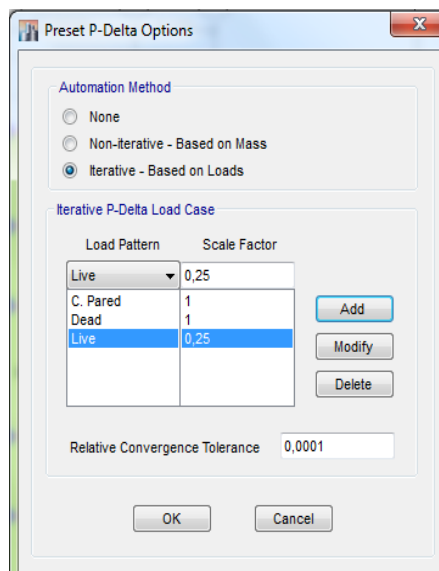


Figura 44: Ingreso de los efectos de segundo orden basados en cargas y su factor de escala.

• Fuente: Software Etabs 2015.

4.1.9.7 Definir los casos modales.

Para este proyecto se escogerá el caso MODAL-EINGE en el cual se limitará el número de modos de vibración que para esta investigación será tres por piso dando como resultado 30 modos de vibración.

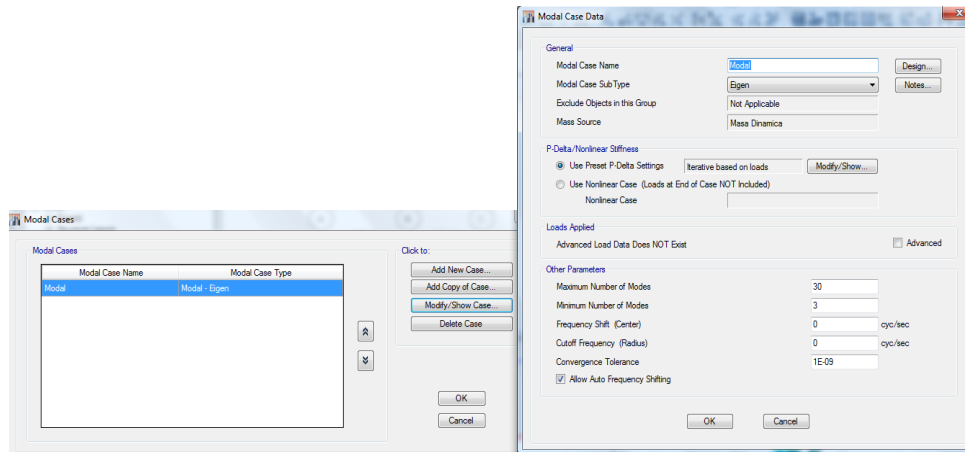


Figura 45: Definir casos modales con los factores Eigen con los números de modos por piso a estudiar.

• Fuente: Software Etabs 2015.

•

4.1.9.8 Definir casos de carga para el análisis modal espectral.

Para que el software utilice el espectro de diseño debemos escoger el tipo de carga RESPONSE SPECTRUM como dice la NEC-SE-DS Sección 6.2.2 (2) y añadir dos cargas con el sismo de diseño en el sentido de análisis con el 100% y otro sentido con el 30%, y en el análisis modal espectral para la obtención de los valores más probables de desplazamientos y fuerzas son: la CQC (Combinación Cuadrática Completa) y la SRSS (Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados) con un amortiguamiento del espectro de diseño del 5%.

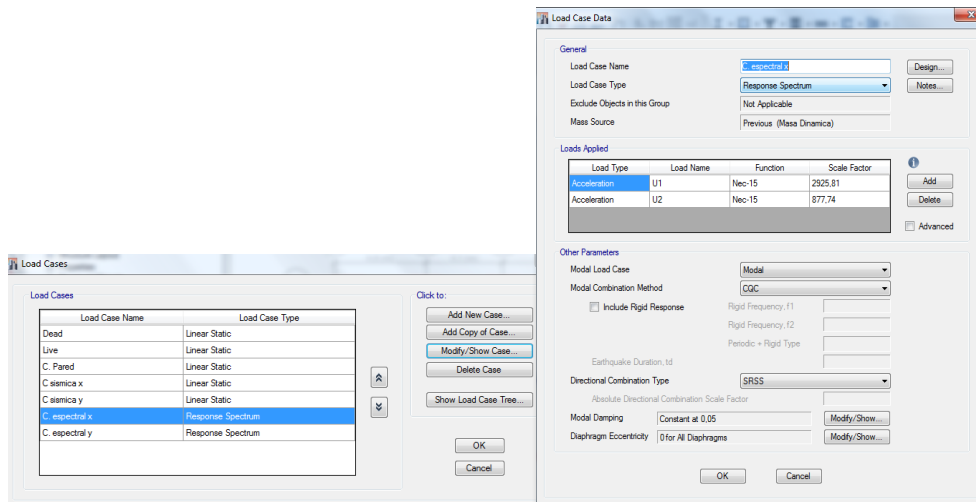


Figura 46: Ingreso de la carga espectral, definido con el espectro de respuesta aplicado en la dirección de análisis con un amortiguamiento del 5% y elección de las combinaciones modales CQC y SRSS.

• Fuente: Software Etabs 2015

4.1.9.9 Dibujar la estructura.

La estructura será dibujada con los elementos que anteriormente fueron asignados tanto los muros como las vigas de acople.

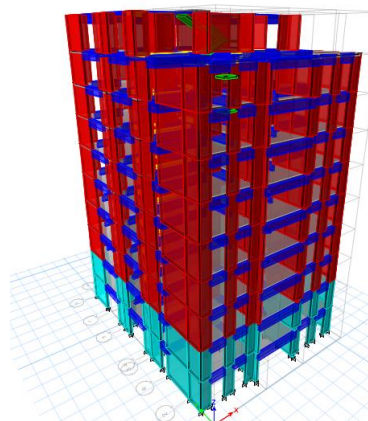


Figura 47: Edificio Amurallado formado por muros y vigas de acople.

• Fuente: Software Etabs 2015

4.1.9.10 Asignar Cargas

- Cargas en losas

La carga viva será asignada según la Norma Ecuatoriana de la Construcción y las cargas muertas de pared que ya fueron calculados con anterioridad para cada tablero.

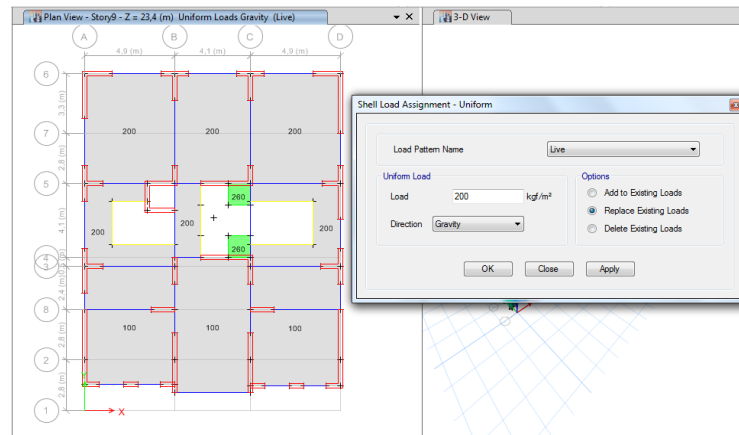


Figura 48: Asignación de cargas vivas a cada tablero de la estructura.

- Fuente: Software Etabs 2015.

4.1.9.11 Asignar Diafragmas rígidos.

Para aplicar la carga sísmica en el centro de masa se debe definir los diafragmas para cada piso como es lo más recomendable.

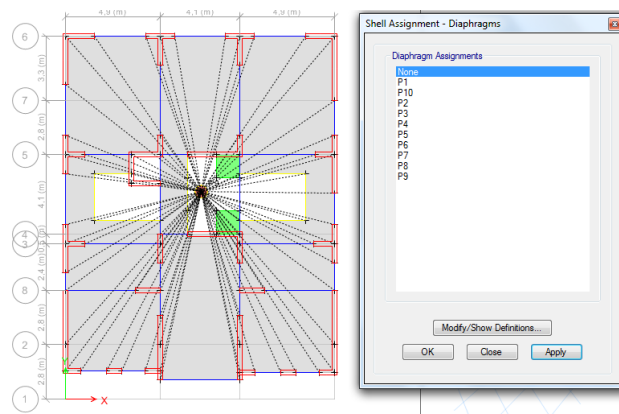


Figura 49: Asignar diafragmas rígidos.

- Fuente: Software Etabs 2015

4.1.9.12 Asignar las etiquetas pier a todos los muros.

Es necesario definir a los muros como elementos pier para en lo posterior proceder a diseñar estas secciones. Para lo cual deberemos seguir los siguientes pasos:

- Seleccionar los muros de similares características para poder asignar el correspondiente pier.

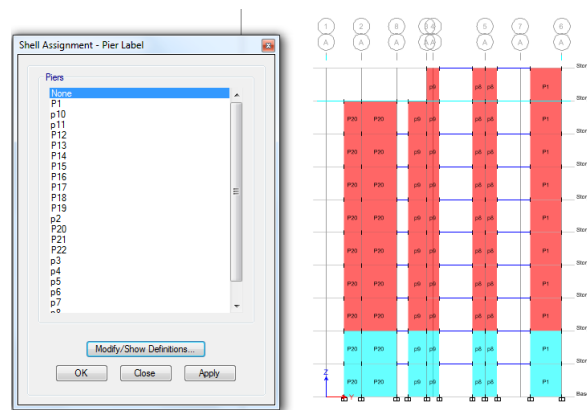


Figura 50: Asignar las etiquetas pier.

- **Fuente:** Software Etabs 2015
- Definir las secciones para modificar las secciones de acero para en lo posterior proceder al chequeo.

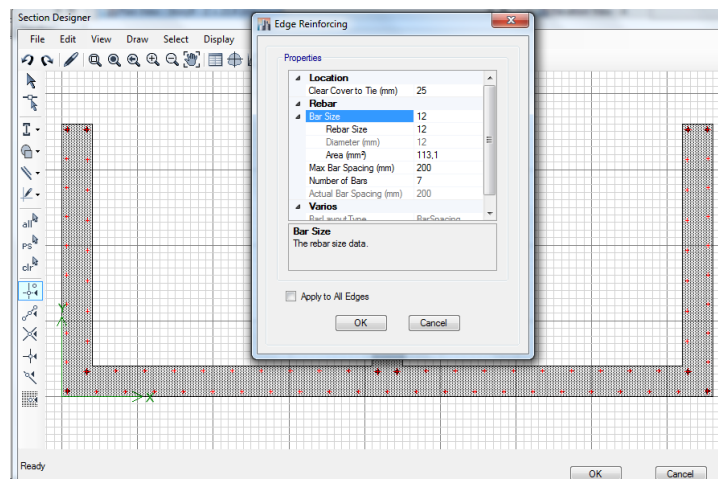


Figura 51: Definir los aceros para el chequeo.

- **Fuente:** Software Etabs 2015

4.1.9.13 Asignar las etiquetas spandrel a las vigas.

Se asignará esta etiqueta para que estas secciones de muro trabajen como vigas conectoras de muros y puedan transmitir esfuerzos de corte

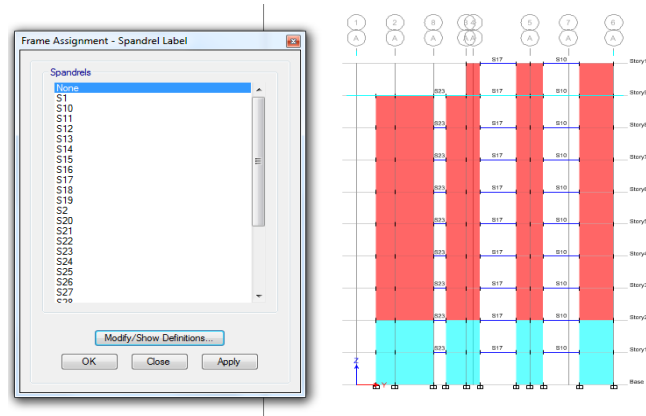


Figura 52: Asignar las etiquetas spandrel

• Fuente: Software Etabs 2015

4.1.9.14 Discretización de muros.

Antes de enviar al software a calcular se procederá a dividir o discretizar los muros, con esto se garantiza que los resultados sean más reales, sin embargo, lo más recomendable es dividir los muros en fracciones de 50x50 cm, considerando que el software se demorará en calcular ya que son más elementos por analizar.

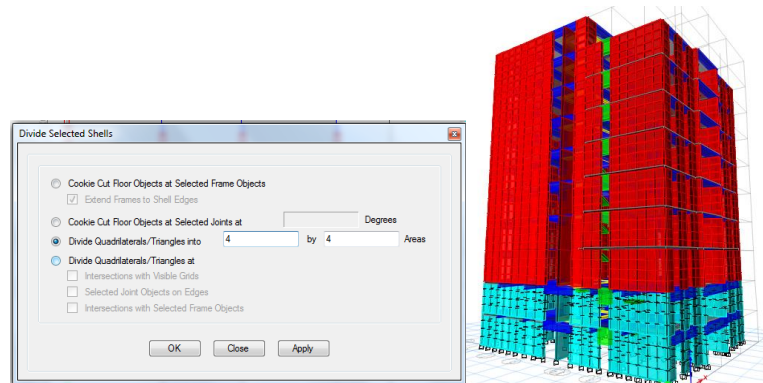


Figura 53: Discretización de los muros.

• Fuente: Software Etabs 2015

4.1.10 Análisis dinámico de la estructura amurallada.

Para el análisis de la estructura se usará el programa etabs particularizado para las condiciones propias de sector de implantación, las secciones cumplen con los requisitos del ACI-318-14, además el análisis se realizará en base a las solicitaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, pero además para esta estructura en especial se tomara en cuenta la norma Peruana E-030 que adopta principios de la norma UBC-97 para el control del periodo fundamenta de la estructura ya que nuestra norma en particular no detalla este control para sistemas amurallados como lo hace la dicha norma, que además incorpora un nuevo control para verificar que la estructura sea considerada como un sistema estructural amurallado y no dual. [9]

4.1.10.1 Control del Periodo fundamental de vibración de la estructura.

El periodo fundamental de vibración de la estructura según la dinámica estructural debe ser semejante al primer modo de vibración, este primer periodo de vibración debe ser aproximadamente igual al 10% por número de pisos, pero se aclara que es especialmente para edificios aporticados y varios estudios abalizan que para un sistema amurallado es necesario verificar el periodo fundamental ya que depende principalmente de la masa, rigidez y altura de la edificación aunque varias de las formulas empíricas adoptadas por las normas no resulten ser tan exactas unas de las otras ya que dependerá de las condiciones del suelo de implantación de la estructura pero en varias mediciones que se realizaron a estructuras amuralladas dan a conocer que la siguiente formula empírica de la norma peruana es la más confiable por estar cercano a las condiciones sísmicas y del suelo de nuestro país, por esta razón se tomara referencia la siguiente formula y los resultados no deberán exceder al 30% del periodo estructural calculado en sistema tridimensional modelado en el programa etabs así: [9]

$$\bullet \quad T = \frac{h}{CT} \quad \text{Ecuación 14}$$

Donde:

T= Periodo fundamental de la estructura.

h= altura del edificio.

$C_T = 60$ para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismo resistentes sean fundamentalmente muros de corte.

$$T = \frac{26}{60}$$

$$T = 0.433 \text{ seg.}$$

Tabla 25: Periodos, frecuencias, frecuencia circular de la estructura amurallada final para los 30 modos de vibración definidos.

Caso	Modo	Periodo seg	Frecuencia seg	Frecuencia Circular rad/sec	Eigenvaluerad ² /sec ²
Modal	1	0,495	2,019	12,6842	160,8888
Modal	2	0,321	3,12	19,6026	384,2612
Modal	3	0,285	3,507	22,0382	485,6839
Modal	4	0,141	7,072	44,4365	1974,6027
Modal	5	0,082	12,131	76,2212	5809,6704
Modal	6	0,079	12,581	79,0491	6248,7597
Modal	7	0,069	14,39	90,4176	8175,3339
Modal	8	0,045	22,266	139,9006	19572,1704
Modal	9	0,041	24,653	154,9004	23994,1465
Modal	10	0,039	25,529	160,4008	25728,4191
Modal	11	0,038	26,536	166,7332	27799,9716
Modal	12	0,031	32,254	202,6585	41070,45
Modal	13	0,027	37,077	232,9592	54269,9894
Modal	14	0,026	38,94	244,6687	59862,7814
Modal	15	0,023	42,657	268,0221	71835,8666
Modal	16	0,02	49,034	308,0918	94920,5658
Modal	17	0,019	51,383	322,852	104233,4217
Modal	18	0,019	52,95	332,6973	110687,5092
Modal	19	0,016	60,984	383,1753	146823,3247
Modal	20	0,016	61,334	385,3713	148511,0304
Modal	21	0,016	63,754	400,5777	160462,5313
Modal	22	0,015	68,715	431,7479	186406,2421
Modal	23	0,014	69,137	434,3986	188702,1757
Modal	24	0,014	69,806	438,6069	192376,0555
Modal	25	0,014	71,844	451,4081	203769,2325
Modal	26	0,014	72,741	457,0467	208891,6638
Modal	27	0,013	74,818	470,0983	220992,3747
Modal	28	0,013	75,614	475,0944	225714,705
Modal	29	0,012	82,625	519,1454	269511,9725
Modal	30	0,012	83,541	524,9044	275524,6214

Fuente: Software Etabs 2015

Como se observa el periodo fundamental de vibración de la estructura calculado por el programa está dentro de los parámetros señalados por la norma, para que la estructura tenga un buen desempeño sísmico.

4.1.10.2 Control de los modos de vibración de la estructura.

Tabla 26: Modos de vibración para cada dirección de análisis

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0,495	0,7607	0,0002	0	0,7607	0,0002	0	0,0001	0,2724	0,0029
Modal	2	0,321	0,0002	0,7304	0	0,7609	0,7306	0	0,3064	0,0001	0,0005
Modal	3	0,285	0,0047	0,0004	0	0,7656	0,731	0	0,0002	0,0032	0,7455
Modal	4	0,141	0,1234	0,0000334	0	0,889	0,7311	0	0,0005	0,4487	0,002
Modal	5	0,082	0,0004	0,1569	0	0,8894	0,888	0	0,4075	0,001	0,0037
Modal	6	0,079	0,0062	0,0054	0	0,8956	0,8933	0	0,0127	0,0137	0,1265

Fuente: Software Etabs 2015

- **Primer modo de vibración.**

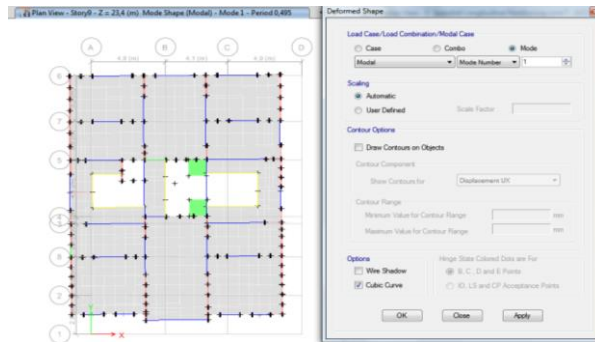


Figura 54: Primer modo de vibración traslacional para el caso de carga modal espectral para el edificio amurallado.

Fuente: Software Etabs 2015

El primer modo de vibración es traslacional en el eje X en un 76%.

- **Segundo modo de vibración.**

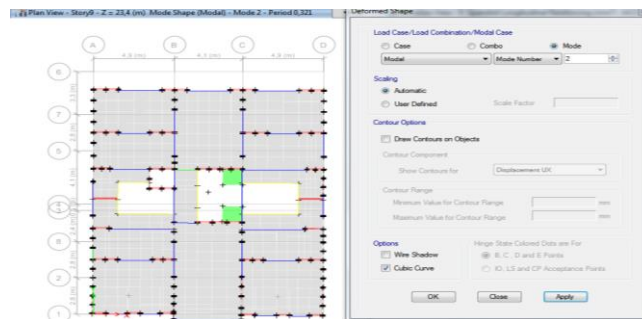


Figura 55: Segundo modo de vibración traslacional para el caso de carga modal espectral del edificio amurallado.

Fuente: Software Etabs 2015

EL segundo modo de vibración es traslacional en el eje Y en un 73%.

- **Tercer modo de vibración.**

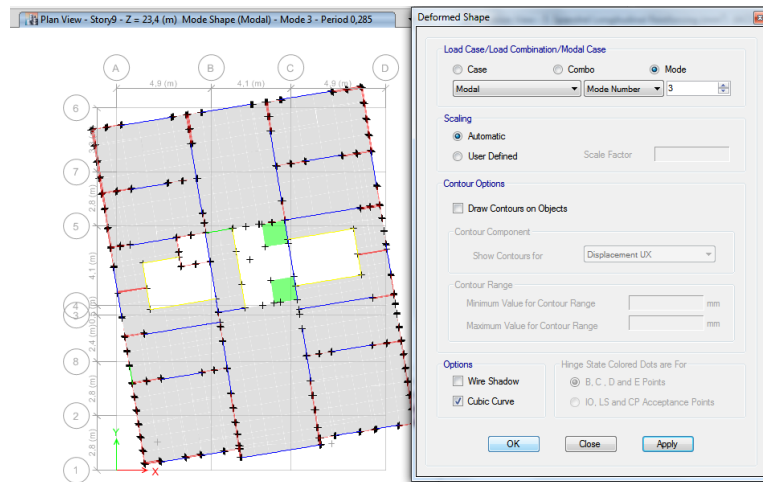


Figura 56: Tercer modo de vibración rotacional para el caso de carga modal espectral para el edificio amurallado.

Fuente: Software Etabs 2015

El tercer modo de vibración es rotacional en el eje Z en un 74%.

4.1.10.3 Control de la participación másica.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción recomienda que para el análisis dinámico espectral se debe considerar por lo menos el 90% de la participación de la masa total del edificio para cada una de las direcciones que actúan la fuerza sísmica así:

Tabla 27: Modos de vibración con sus respectivas participaciones másicas

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
		sec									
Modal	1	0,92	0,00	0,75	0,00	0,00	0,75	0,00	0,26	0,00	0,00
Modal	2	0,81	0,77	0,00	0,00	0,77	0,75	0,00	0,00	0,22	0,01
Modal	3	0,80	0,01	0,00	0,00	0,78	0,75	0,00	0,00	0,02	0,76
Modal	4	0,26	0,00	0,12	0,00	0,78	0,88	0,00	0,43	0,01	0,00
Modal	5	0,25	0,11	0,00	0,00	0,90	0,88	0,00	0,00	0,49	0,00
Modal	6	0,24	0,00	0,00	0,00	0,90	0,88	0,00	0,01	0,00	0,11
Modal	7	0,13	0,00	0,04	0,00	0,90	0,92	0,00	0,07	0,01	0,01
Modal	8	0,13	0,04	0,00	0,00	0,94	0,92	0,00	0,01	0,08	0,00

Modal	9	0,12	0,00	0,01	0,00	0,94	0,93	0,00	0,03	0,00	0,04
Modal	10	0,09	0,00	0,02	0,00	0,94	0,95	0,00	0,05	0,00	0,01
Modal	11	0,08	0,02	0,00	0,00	0,97	0,95	0,00	0,00	0,08	0,00
Modal	12	0,07	0,00	0,01	0,00	0,97	0,96	0,00	0,03	0,00	0,02
Modal	13	0,06	0,00	0,01	0,00	0,97	0,97	0,00	0,02	0,00	0,01
Modal	14	0,06	0,01	0,00	0,00	0,98	0,97	0,00	0,00	0,03	0,00
Modal	15	0,05	0,00	0,01	0,00	0,98	0,98	0,00	0,02	0,00	0,01
Modal	16	0,05	0,00	0,00	0,00	0,98	0,98	0,00	0,01	0,01	0,01
Modal	17	0,05	0,01	0,00	0,00	0,99	0,98	0,00	0,01	0,02	0,00
Modal	18	0,04	0,00	0,01	0,00	0,99	0,99	0,00	0,02	0,00	0,00
Modal	19	0,04	0,00	0,00	0,00	0,99	0,99	0,00	0,00	0,01	0,00
Modal	20	0,04	0,00	0,00	0,00	0,99	0,99	0,00	0,01	0,01	0,00
Modal	21	0,03	0,00	0,00	0,00	0,99	0,99	0,00	0,01	0,00	0,00
Modal	22	0,03	0,00	0,00	0,00	1,00	0,99	0,00	0,00	0,01	0,00
Modal	23	0,03	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,01	0,00	0,00
Modal	24	0,03	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Modal	25	0,03	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Modal	26	0,03	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Modal	27	0,03	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Modal	28	0,02	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Modal	29	0,02	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Modal	30	0,02	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: Software Etabs 2015

4.1.10.4 Control del cortante basal dinámico.

Según la NEC-15 se debe garantizar que el cortante basal dinámico sea mayor o igual que el 85% del cortante basal estático para estructuras irregulares así: [3]

Tabla 28: Coeficiente sísmico real en la dirección x, y en la dirección y.

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	Dead	Top	2320,0424	0	0	0,0027	23802,0403	-16008,29
Story1	Dead	Bottom	2451,6753	0	0	0,0028	25125,8968	-16914,3089
Story1	Live	Top	405,0691	0	0	0,0014	4114,8963	-2830,1847
Story1	Live	Bottom	407,4941	0	0	0,0014	4140,4843	-2849,128
Story1	C. Pared	Top	368,5627	0	0	0,0007	3954,8231	-2571,6731
Story1	C. Pared	Bottom	368,5627	0	0	0,0007	3954,829	-2571,6793
Story1	C. espectral x Max	Top	0	2631,9996	769,5487	29096,0172	11319,2679	38377,9844
Story1	C. espectral x Max	Bottom	0	2632,178	769,6067	29098,0871	13270,3013	45113,2657
Story1	C. espectral y Max	Top	0	791,9049	2557,265	19560,3727	37626,0582	11548,5843
Story1	C. espectral y Max	Bottom	0	791,9558	2557,4575	19562,7489	44111,0216	13574,6832

Fuente: Software Etabs 2015

- Para la corrección se debe calcular el peso total de la estructura incluida el 25% de la carga viva así:

$$W = \text{Carga Muerta} + \text{Carga de pared} + 25\% \text{ de carga viva}$$

$$W = 2451,67 + 368,57 + (0,25 * 407,49)$$

$$W = 2922,11 \text{ Ton}$$

- Calculo del 90% del Cortante Basal.

$$V = 0,294 * W$$

$$V = 859,1 \text{ Ton}$$

$$90\%V = 773,19 \text{ Ton}$$

- Con estos datos se procede a obtener los factores de corrección para las dos direcciones.

$$\text{Factor } x = \frac{90\%V}{\text{cortante total real en } x} = \frac{773,19}{2632,17} = 0,294$$

$$\text{Factor } y = \frac{90\%V}{\text{cortante total real en } y} = \frac{773,19}{2557,46} = 0,302$$

Estos factores de corrección se multiplicarán por los coeficientes espectrales en ambas direcciones en el programa así:

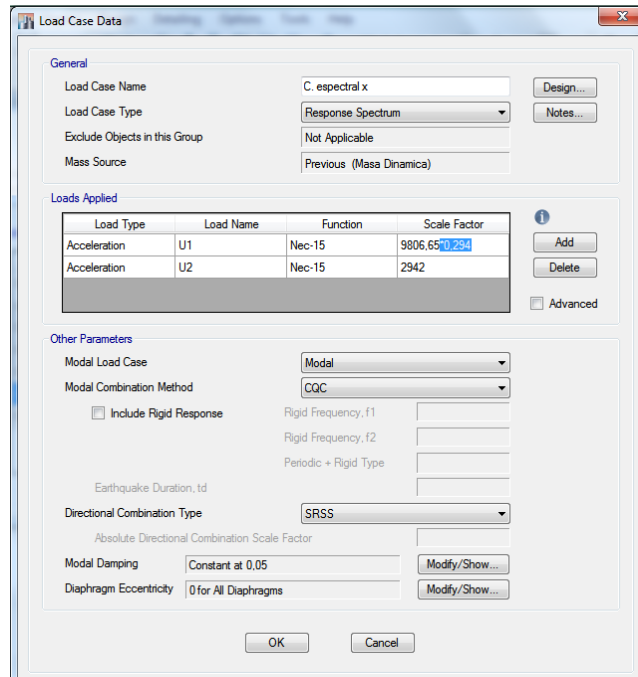


Figura 57: Ingreso de los factores de corrección en X y Y para modificar los coeficientes sísmicos.

Fuente: Software Etabs 2015

Una vez ingresado los factores de corrección se debe enviar a calcular nuevamente y se comprueba que se cumpla con la condición del 90% de participación de la masa garantizando que el cortante basal dinámico es mayor que el 85% del cortante basal estático como nos exige la NEC-15.

Tabla 29: Coeficiente sísmico con el 90% de la masa total de la estructura según la NEC_SE_SD-15 en la dirección X, y en la dirección Y

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	Dead	Top	2320,0424	0	0	0,0027	23802,0403	-16008,29
Story1	Dead	Bottom	2451,6753	0	0	0,0028	25125,8968	-16914,3089
Story1	Live	Top	405,0691	0	0	0,0014	4114,8963	-2830,1847
Story1	Live	Bottom	407,4941	0	0	0,0014	4140,4843	-2849,128
Story1	C. Pared	Top	368,5627	0	0	0,0007	3954,8231	-2571,6731
Story1	C. Pared	Bottom	368,5627	0	0	0,0007	3954,829	-2571,6793
Story1	C. espectral x Max	Top	0	773,8092	226,2477	8554,2436	3327,8704	11283,1466
Story1	C. espectral x Max	Bottom	0	773,8616	226,2647	8554,8521	3901,4752	13263,3227
Story1	C. espectral y Max	Top	0	239,1546	772,294	5907,2294	11363,0696	3487,6627
Story1	C. espectral y Max	Bottom	0	239,17	772,3522	5907,947	13321,5285	4099,5429

Fuente: Software Etabs 2015

Como se observa en la figura 27 el cortante basal dinámico representa el 90% del cortante basal estático cumpliendo con la condición de la NEC-15.

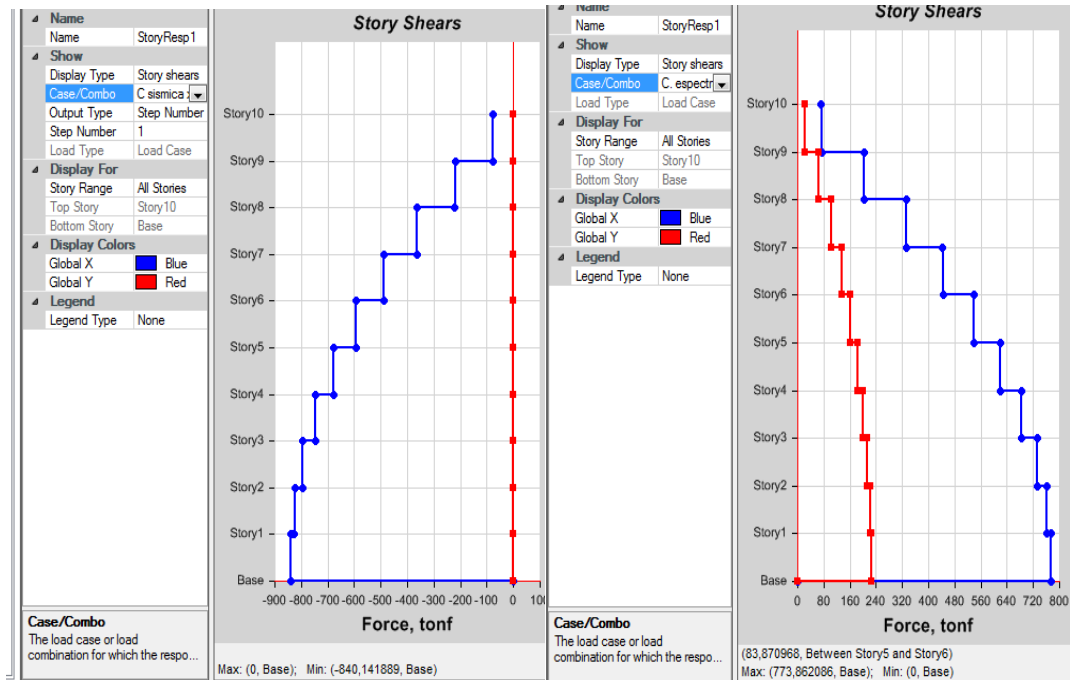


Figura 58: Cortante basal estático Vs. El Cortante basal dinámico.

Fuente: Etabs 2015

4.1.10.5 Control de la irregularidad torsional en planta.

Para verificar la irregularidad torsional en planta se debe realizar en base a la formula según el código.

Tipo 1 - Irregularidad torsional

$\phi_T = 0.9$

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$

Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.

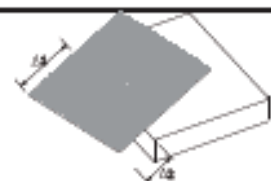


Figura 59: Irregularidad torsional.

Fuente: NEC - 2015

Y el análisis se realizará en el noveno piso a criterio personal ya que es el piso donde se podrá verificar todas las deformaciones semejantes a los otros pisos.

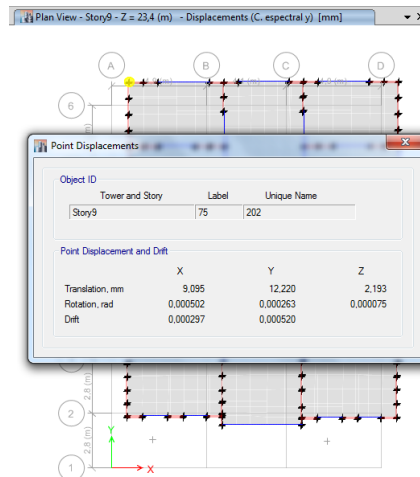


Figura 60: Desplazamientos y derivas elásticas en el piso 9.

Fuente: Software Etabs 2015

Tabla 30: Cálculo de la deformación en los extremos del piso 9 para verificar si hay torsión en planta.

Cargas	Puntos	X	Y	Sentido	Δ (deriva maxima)	$1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$	$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$
C. espectral x	1	29,46	3,73	x	28,06	33,53	NO HAY TORSION
	2	29,46	4,1			33,53	NO HAY TORSION
	3	26,42	4,1	y	3,65	4,70	NO HAY TORSION
	4	26,42	3,73			4,70	NO HAY TORSION
C. espectral y	1	9,1	12,22	x	8,67	10,36	NO HAY TORSION
	2	9,1	12,58			10,36	NO HAY TORSION
	3	8,17	12,58	y	12,39	14,88	NO HAY TORSION
	4	8,17	12,22			14,88	NO HAY TORSION

Fuente: Edgar Ramírez

Se verifico según la anterior tabla que no existe torsión en planta por lo que no es necesario aplicar los factores de amplificación.

4.1.10.6 Control de las derivas de piso.

La deriva inelástica máxima permitida según la Norma Ecuatoriana de la construcción debe ser igual o menor al 2% y para el cálculo se deberá incluir análisis torsionales y los efectos P- Delta mediante la siguiente ecuación.

$$\Delta_{max} = 0,75 * R * \Delta E$$

Donde:

Δ_{max} = Deriva máxima inelástica.

R=Factor de reducción de resistencia.

ΔE = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas. [3]

- **Deriva de piso con la aplicación de la Carga espectral X.**

Tabla 31: Deriva de piso elástica e inelástica por piso con la aplicación de la carga espectral X.

Piso	Fuerza	Dirección	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica $0,75*5*\Delta E$
Story10	C. espectral x Max	X	0,000871	0,0033
Story10	C. espectral x Max	Y	0,000156	0,0006
Story9	C. espectral x Max	X	0,00096	0,0036
Story9	C. espectral x Max	Y	0,000173	0,0006
Story8	C. espectral x Max	X	0,00112	0,0042
Story8	C. espectral x Max	Y	0,000187	0,0007
Story7	C. espectral x Max	X	0,001283	0,0048
Story7	C. espectral x Max	Y	0,000199	0,0007
Story6	C. espectral x Max	X	0,001425	0,0053
Story6	C. espectral x Max	Y	0,000207	0,0008
Story5	C. espectral x Max	X	0,001567	0,0059
Story5	C. espectral x Max	Y	0,000208	0,0008
Story4	C. espectral x Max	X	0,001525	0,0057
Story4	C. espectral x Max	Y	0,000203	0,0008
Story3	C. espectral x Max	X	0,001529	0,0057
Story3	C. espectral x Max	Y	0,000187	0,0007
Story2	C. espectral x Max	X	0,001319	0,0049
Story2	C. espectral x Max	Y	0,00015	0,0006
Story1	C. espectral x Max	X	0,000649	0,0024
Story1	C. espectral x Max	Y	0,000077	0,0003

• *Fuente:* Software Etabs 2015

•

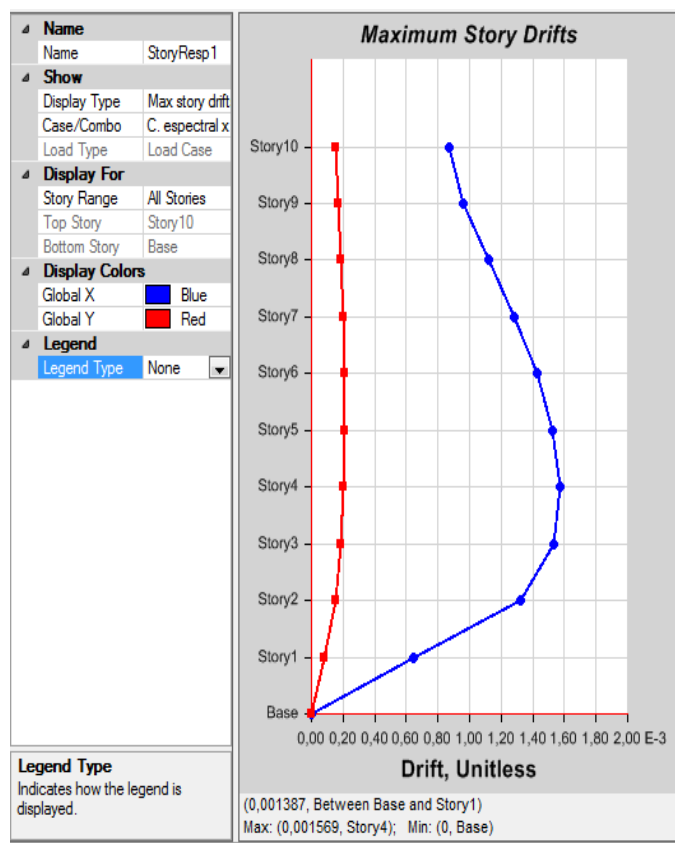


Figura 61: Deriva de piso elástica en el sentido X con la aplicación de la carga espectral X.

Fuente: Software Etabs 2015

Como podemos observar la deriva inelástica máxima es de 0,6 % y se produce en el piso 5 y está dentro de los límites máximos que exige la NEC-15.

- Deriva de piso con la aplicación de la Carga espectral Y.

Tabla 32: Deriva de piso elástica e inelástica por piso con la aplicación de la carga espectral Y.

Piso	Fuerza	Dirección	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica $0,75*5*\Delta E$
Story10	C. espectral y Max	X	0,000274	0,0010
Story10	C. espectral y Max	Y	0,000483	0,0018
Story9	C. espectral y Max	X	0,000297	0,0011
Story9	C. espectral y Max	Y	0,00052	0,0020
Story8	C. espectral y Max	X	0,000346	0,0013
Story8	C. espectral y Max	Y	0,000562	0,0021
Story7	C. espectral y Max	X	0,000396	0,0015
Story7	C. espectral y Max	Y	0,0006	0,0023
Story6	C. espectral y Max	X	0,00044	0,0017

Story6	C. espectral y Max	Y	0,000626	0,0023
Story5	C. espectral y Max	X	0,000471	0,0018
Story5	C. espectral y Max	Y	0,000634	0,0024
Story4	C. espectral y Max	X	0,000485	0,0018
Story4	C. espectral y Max	Y	0,00062	0,0023
Story3	C. espectral y Max	X	0,000472	0,0018
Story3	C. espectral y Max	Y	0,000576	0,0022
Story2	C. espectral y Max	X	0,000407	0,0015
Story2	C. espectral y Max	Y	0,000471	0,0018
Story1	C. espectral y Max	X	0,000201	0,0008
Story1	C. espectral y Max	Y	0,00025	0,0009

• *Fuente: Software Etabs 2015*

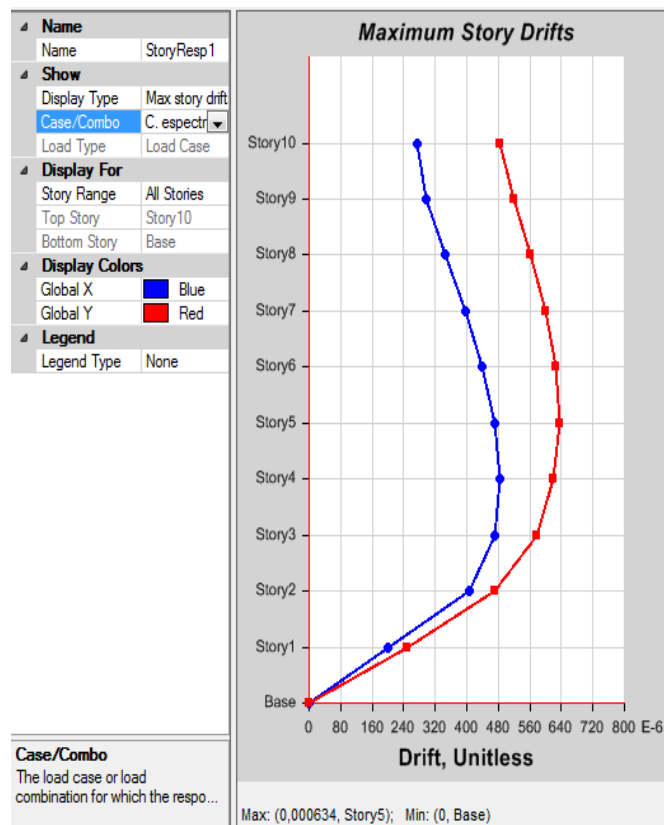


Figura 62: Deriva de piso elástica en el sentido Y con la aplicación de la carga espectral Y.

Fuente: Software Etabs 2015

Como podemos observar la deriva inelástica máxima es de 0,24 % y se produce en el piso 5 y está dentro de los límites máximos que exige la NEC-15.

4.1.10.7 Control del Índice de estabilidad Q_i .

El índice de estabilidad se considerará en base a la NEC-SE-DS-Sección 6.3.8 un valor máximo del 30%, si es superado este valor la estructura es considerada potencialmente inestable y se deberá considerar rigidizar la misma, se calculará en base a la siguiente formula.

$$Q_i = \frac{P_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h_i} \quad \text{Ecuación 24}$$

Dónde:

Q_i = Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i = Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso

Δ_i = Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i = Cortante sísmico del piso

h_i = Altura del piso i considerado. [3]

Tabla 33: Índice de estabilidad cumpliendo con la NEC-SE-DS-Sección 6.3.8 para la dirección X y Y en cada piso del edificio amurallado.

PISO	DIRECCION	Δ_i	P_i	V_i	h_i	$Q_i \%$	VERIFICACION QUE $Q_i < 30\%$
Story10	X	0,0033	173,24	74,29	2,6	1,98%	CUMPLE X
Story10	Y	0,0018	173,24	81,61	2,6	1,00%	CUMPLE Y
Story9	X	0,0036	464,94	204,50	2,6	2,13%	CUMPLE X
Story9	Y	0,0020	464,94	218,83	2,6	1,08%	CUMPLE Y
Story8	X	0,0042	772,08	332,84	2,6	2,53%	CUMPLE X
Story8	Y	0,0021	772,08	2650,32	2,6	0,16%	CUMPLE Y
Story7	X	0,0048	1079,23	444,31	2,6	3,04%	CUMPLE X
Story7	Y	0,0023	1079,23	458,45	2,6	1,38%	CUMPLE Y
Story6	X	0,0053	1386,38	539,98	2,6	3,57%	CUMPLE X
Story6	Y	0,0023	1386,38	549,89	2,6	1,54%	CUMPLE Y
Story5	X	0,0057	1693,52	620,24	2,6	4,06%	CUMPLE X
Story5	Y	0,0024	1693,52	625,35	2,6	1,67%	CUMPLE Y
Story4	X	0,0059	2000,67	684,69	2,6	4,47%	CUMPLE X
Story4	Y	0,0023	2000,67	685,60	2,6	1,76%	CUMPLE Y
Story3	X	0,0057	2307,82	732,35	2,6	4,70%	CUMPLE X
Story3	Y	0,0022	2307,82	730,55	2,6	1,77%	CUMPLE Y

Story2	X	0,0049	2614,96	762,17	2,6	4,41%	CUMPLE X
Story2	Y	0,0018	2614,96	759,56	2,6	1,58%	CUMPLE Y
Story1	X	0,0024	2922,11	773,86	2,6	2,39%	CUMPLE X
Story1	Y	0,0009	2922,11	772,35	2,6	0,92%	CUMPLE Y

• Fuente: Edgar Ramírez

Como los resultados son todos menores que el 10% no se considerara el factor de mayoración $fp - \Delta$ según lo que dice la NEC-15.

4.1.10.8 Diseño de los muros estructurales.

- Para el diseño se procede a definir las combinaciones de carga las cuales serán para los elementos Wall.

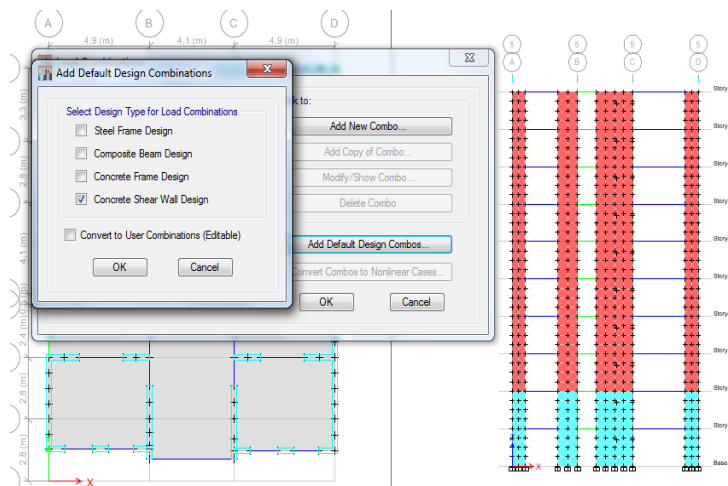


Figura 63: Adición de combinaciones de carga para elementos Wall.

Fuente: Software Etabs 2015

- Además, se escogerá el código de diseño que para el presente proyecto será el ACI-318-14 así:

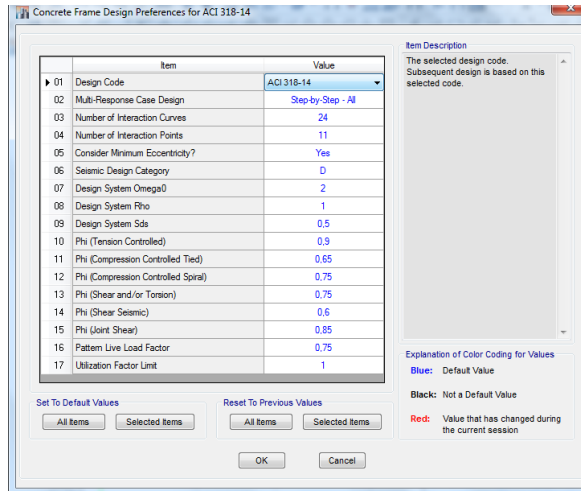


Figura 64: Seleccionar el código de diseño y cada uno de los factores de mayoración y disminución respectivamente.

Fuente: Software Etabs 2015

Con estos pasos anteriores y una vez enviado al programa a diseñar tenemos los siguientes resultados:

- **Acero longitudinal del MURO DE CORTE.**

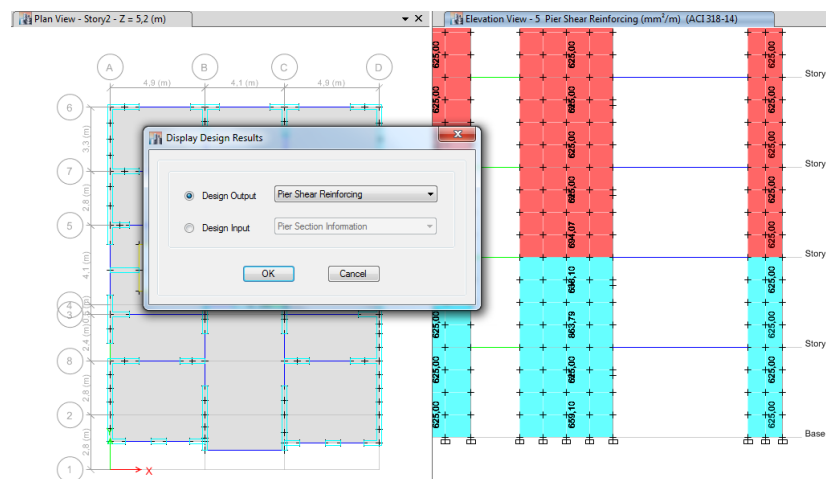


Figura 65: Visualización del área de acero a corte en los muros de corte asignados como elementos pier, verificando que las secciones cumplen con el diseño.

- Fuente: Software Etabs 2015

- Acero longitudinal de los SPANDREL (viga de acople)

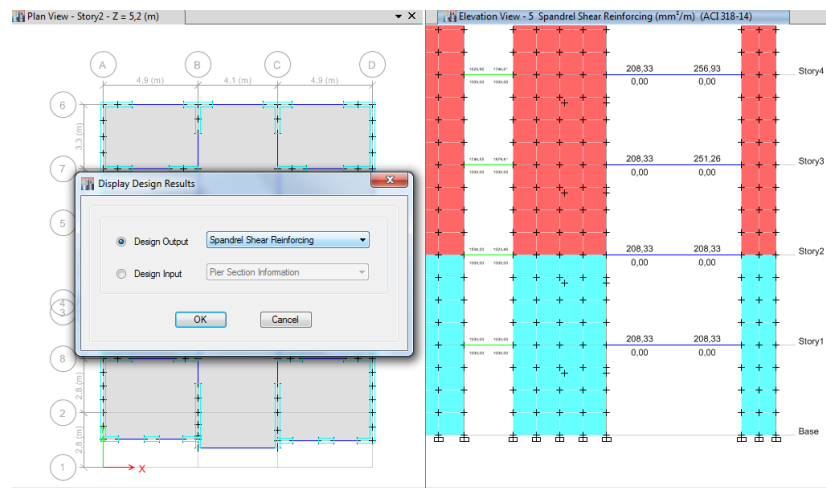


Figura 66: Visualización del área de acero a corte en las vigas de acople asignados como elementos spandrel, verificando que las secciones cumplen con el diseño.

- Fuente: Software Etabs 2015

4.2 Análisis de Resultados.

4.2.1 Comparación del peso total de la estructura.

Tabla 34: Diferencia entre la sumatoria de la carga permanente más la carga de pared y carga viva del edificio aporcado y el edificio amurallado.

Tipo de estructura	Carga Muerta (Ton)	Carga de pared (Ton)	Carga Viva (Ton)	Peso Total (Ton)	Porcentaje del peso total %
Edificio aporcado	2209,91	733,61	101,87	3045,39	100%
Edificio amurallado	2451,67	368,57	101,87	2922,11	95,95

Fuente: Edgar Ramírez

4.2.2 Comparación del cortante basal.

Tabla 35: Diferencia entre el cortante basal de edificio aporcado y el corte basal del edificio amurallado

Tipo de estructura	Corte Basal (Ton)	porcentaje cortante basal %
Peso del edificio aporcado	557,31	100%
Peso del edificio amurallado	859,1	154%

Fuente: Edgar Ramírez

4.2.3 Comparación del Periodo Fundamental.

Tabla 36: Periodo fundamental del edificio aporticado Vs. el periodo fundamental del edificio amurallado para los 30 modos de vibración definidos para el análisis.

Caso	Modo de vibración	Periodo edificio aporticado (seg)	Periodo edificio amurallado(seg)
Modal	1	0,923	0,495
Modal	2	0,805	0,321
Modal	3	0,797	0,285
Modal	4	0,263	0,141
Modal	5	0,245	0,082
Modal	6	0,235	0,079
Modal	7	0,133	0,069
Modal	8	0,13	0,045
Modal	9	0,118	0,041
Modal	10	0,086	0,039
Modal	11	0,083	0,038
Modal	12	0,074	0,031
Modal	13	0,063	0,027
Modal	14	0,059	0,026
Modal	15	0,053	0,023
Modal	16	0,047	0,02
Modal	17	0,045	0,019
Modal	18	0,041	0,019
Modal	19	0,037	0,016
Modal	20	0,035	0,016
Modal	21	0,032	0,016
Modal	22	0,031	0,015
Modal	23	0,029	0,014
Modal	24	0,027	0,014
Modal	25	0,027	0,014
Modal	26	0,025	0,014
Modal	27	0,025	0,013
Modal	28	0,023	0,013
Modal	29	0,022	0,012
Modal	30	0,021	0,012

• Fuente: Edgar Ramírez

•

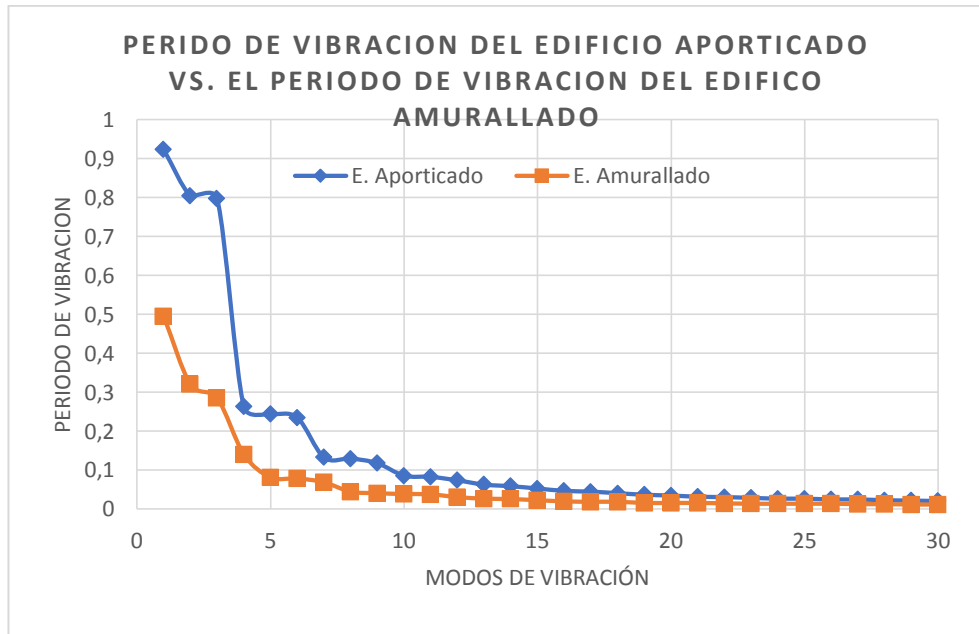


Figura 67: Periodo de vibración del edificio aporticado VS. el periodo de vibración del edificio amurallado, colocando en el eje X los modos de vibración y en el eje Y los periodos de vibración.

Fuente: Edgar Ramírez

Como se observa en el grafico 67 el periodo de vibración del edificio amurallado es menor que el edificio aporticado demostrando que la estructura amurallada se desplaza en menor proporción por la gran rigidez que proporciona los muros de corte, generando mayor resistencia a los efectos sísmicos.

4.2.4 Comparación de la deriva de piso.

Tabla 37: Deriva de piso elástica e inelástica máxima del edificio aporticado Vs. la deriva de piso elástica e inelástica máxima del edificio amurallado con la verificación de los límites máximos establecidos por la NEC-SE-DS.

Pisos	Edificio Aporticado		Edificio Amurallado		NEC-15 $\Delta \leq 0,02$
	Deriva Máxima Δ		Deriva Máxima Δ		
	X	Y	X	Y	
10	0,0053	0,0109	0,0033	0,0018	OK
9	0,0069	0,0131	0,0036	0,0020	OK
8	0,0088	0,0151	0,0042	0,0021	OK
7	0,0106	0,0171	0,0048	0,0023	OK
6	0,0125	0,0188	0,0053	0,0023	OK
5	0,0141	0,0199	0,0059	0,0024	OK
4	0,0152	0,0200	0,0057	0,0023	OK
3	0,0154	0,0189	0,0057	0,0022	OK
2	0,0138	0,0154	0,0049	0,0018	OK
1	0,0078	0,0080	0,0024	0,0009	OK

• Fuente: Edgar Ramírez

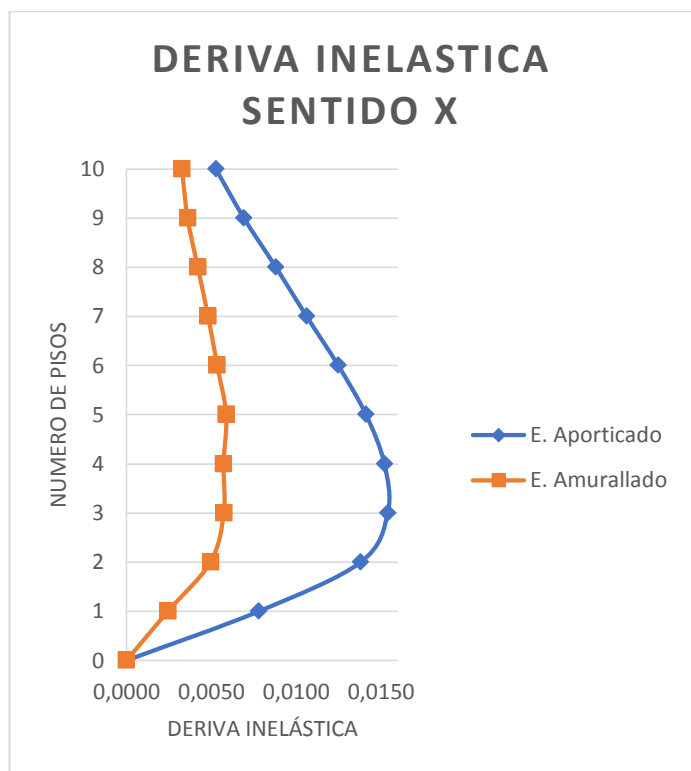


Figura 68: Comparación entre la deriva inelástica en el sentido X de un edificio aporticado vs un edificio amurallado, teniendo en el eje X la deriva inelástica y en el eje Y el número de pisos.

Fuente: Edgar Ramírez

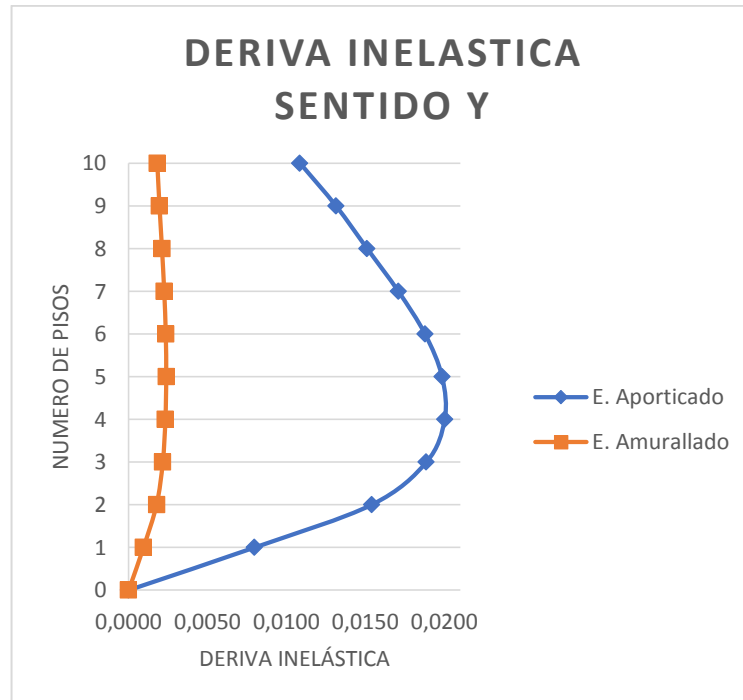


Figura 69: Diferencia entre la deriva inelástica en el sentido Y de un edificio aporticado vs un edificio amurallado, teniendo en el eje X la deriva inelástica y en el eje Y el número de pisos.

Fuente: Edgar Ramírez

Como se observa en los gráficos anteriores del presente proyecto las derivas inelásticas del edificio amurallado son menores que las derivas inelásticas del edificio aporticado obteniendo una relación directa entre el periodo de vibración de la estructura y las derivas de piso.

4.3 Verificación de la hipótesis.

Con el apoyo de los dos modelos tridimensionales de las estructuras tanto aporticadas como amuralladas y los resultados obtenidos se logró verificar el comportamiento estructural de cada uno de los sistemas y la diferencia que existe en que el periodo fundamental, los desplazamientos, la deriva inelástica de piso del edificio amurallado frente al aporticado, cumpliendo ambas estructuras con el diseño sismo resistente de acuerdo con la norma ecuatoriana de la construcción para mantener una estructura estable y que posea un comportamiento dúctil ante sollicitaciones sísmicas precautelando la seguridad de los usuarios.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES:

- Una vez analizado los resultados obtenidos se determinó que el edificio con el sistema aporticado es 4% más pesado que un edificio amurallado dando una gran disminución en el peso de paredes que fueron reemplazados por muros de corte y vigas de acople, pero dando un sustancial incremento en el peso de los elementos estructurales (carga muerta) y reduciendo el peso de las paredes.
- Se concluye que según los controles que se realizó en el análisis de los dos sistemas estructurales ambos cumplen con los parámetros que la Norma Ecuatoriana de la Construcción establece haciéndolos estables y seguras.
- Mediante el cálculo del cortante basal para ambos sistemas, se observó que el cortante basal es mayor en un 54% en el edificio amurallado que en el edificio aporticado, pese a que el peso del sistema amurallado es menor que el sistema en comparación, lo cual se da a entender que el sistema amurallado deberá soportar mayores esfuerzos por su gran rigidez.
- Se concluye que el periodo de vibración del sistema amurallado es menor en un 50% aproximadamente que el sistema aporticado, puesto que este presenta mayor rigidez, pero está dentro de los parámetros aceptables de diseño que recomienda la UBC-97, NSR-10, E-30, para que la estructura tenga un aceptable comportamiento sísmico.

- El edificio aporticado presenta derivas máximas mayores que el edificio amurallado haciéndolo más susceptible a sufrir daños en los elementos no estructurales durante un evento sísmico, estas derivas máximas se presentan en el tercer piso del edificio aporticado, mientras que en el edificio amurallado se presenta en el quinto piso.

- Al realizar las distintas iteraciones con las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales y sus ubicaciones para estabilizar la estructura y encontrar el adecuado comportamiento sísmico, se determinó que el periodo de vibración fundamental de la estructura tiene una relación directamente proporcional con la deriva de piso, ya que se observó que, si el periodo fundamental aumenta, la deriva máxima aumenta y viceversa.

- Al reemplazar las paredes por los muros de corte genera problemas en la estabilización como: excesiva rigidez en el eje Y y exorbitante flexibilidad en el eje X por la disposición de sus muros de corte que para este proyecto presenta, esto a la vez produciendo torsión en planta haciéndolo muy inestable a la estructura.

- Finalmente, con los resultados obtenidos se demuestra que el sistema amurallado es una buena alternativa como sistema estructural sismo resistente para edificaciones multifamiliares por su capacidad de resistir fuerzas sísmicas, y su característica de producir bajos desplazamientos y bajos periodos de vibración.

5.2 Recomendaciones.

- Se recomienda que, para diseñar una edificación con el sistema amurallado, es necesario la cooperación del ingeniero estructural y el arquitecto para obtener una edificación posible de realizar sin alteraciones a su diseño original.

- Se recomienda basarse en normas internacionales para la estimación del periodo fundamental de la estructura amurallada por lo que la NEC-15 no hace referencia específica para este sistema en especial, además los valores obtenidos son semejantes a los recomendados por varias investigaciones que han realizado varias instituciones sobre este sistema.

- Para este proyecto se recomienda que el periodo fundamental calculado no sea excedido, constatándose por varias iteraciones que, si el periodo es excedido, los elementos estructurales no soportan ni la carga gravitacional.

- Para la distribución de muros de corte se deberá mantener en lo posible la misma área para los dos sentidos de análisis para así evitar problemas de estabilización.

- Es recomendable que el sistema amurallado se utilice en proyectos de edificaciones multifamiliares por lo que es necesario la presencia de importantes números de paredes que serán reemplazadas por muros de corte para la configuración del sistema amurallado que dará gran resistencia sísmica.

C. MATERIALES DE REFERENCIA.

1. Bibliografía:

- [1] Falconí, R. A. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*. Quito: ResearchGate.
- [2] García, A. S. (2014). La historia no contada del primer código de construcción. *Revista de Ingeniería*, 82-84.
- [3] Norma Ecuatoriana de Construcción. (2014). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente Norma*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- [4] Gómez, O. M. (2009). *Terremoto de Ambato, 1949: imágenes y vivencias*. Ambato: Sur Editores.
- [5] Project), A. T.-5. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Fema 440*. California: Nehrps.
- [6] Bastidas, L. M., & Plazarte, M. J. (2015). *Análisis comparativo económico - estructural entre un sistema aporticado, un sistema aporticado con muros estructurales y un sistema de paredes portantes, en un edificio de 10 pisos* (tesis de pregrado. Escuela Politécnica Nacional, Quito.
- [7] Guarderas, J. A. (2015). *Análisis comparativo de los sistemas estructurales: Aporticado y muros portantes, edificio de 10 pisos en Quito* (tesis de pregrado). Universidad Central del Ecuador, Quito.
- [8] Rubio, L. E. (2015). *El comportamiento sísmico y su incidencia en la estabilidad de un edificio tipo, de configuración estructural irregular rigidizado con muros de corte o con cruces de san Andrés y no rigidizado* (tesis de pregrado). Universidad Técnica de Ambato, Ambato.
- [9] E-30, N. T. (2014). *Diseño sismo resistente*. Lima: Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.
- [10] Mohamed Naguib Abo El-saad, M. I. (2015). Estimation of period of vibration for concrete shear wall buildings. *Housing and Building National Research Center*, 1-5.
- [11] Norma Ecuatoriana de Construcción. (2014). *Cargas (no sísmicas)*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- [12] A. C.I. 318 (2014). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14)*. U.S.A: Copyright American Concrete Institute.

- [13] Sísmica, A. C. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Bogotá: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.
- [14] U.B.C.97. (1997). *Requisitos de diseño estructural*. U.S.A.