



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

TEMA:

“ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DE LA FRECUENCIA FUNDAMENTAL DE UNA ESTRUCTURA CON LA DERIVA INELÁSTICA DE PISO EN UNA ESTRUCTURA IRREGULAR DE 5 PISOS”

AUTOR:

CÉSAR EDUARDO CEVALLOS BARZALLO

TUTOR:

Ing.Mg. CARLOS NAVARRO

AMBATO – ECUADOR

2017

APROBACIÓN DE TUTOR

En calidad de tutor de trabajo de investigación sobre el tema: “ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DE LA FRECUENCIA FUNDAMENTAL DE UNA ESTRUCTURA CON LA DERIVA INELÁSTICA DE PISO EN UNA ESTRUCTURA IRREGULAR DE 5 PISOS”, del estudiante César Eduardo Cevallos Barzallo, 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, Agosto 2017

TUTOR

Ing.Mg.Carlos Navarro

AUTORÍA DEL TRABAJO DE GRADO

Los criterios emitidos en el trabajo de investigación: “ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DE LA FRECUENCIA FUNDAMENTAL DE UNA ESTRUCTURA CON LA DERIVA INELÁSTICA DE PISO EN UNA ESTRUCTURA IRREGULAR DE 5 PISOS”, como también los contenidos, ideas, análisis, conclusiones y propuestas son de exclusiva responsabilidad de mi persona como autor de este trabajo de grado.

Ambato, Agosto 2017

AUTOR

César Eduardo Cevallos Barzallo
C.I. 1804219077

DERECHO 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 procesos de investigación, según las normas de la institución.

Cedo los derechos en línea patrimoniales de mi proyecto 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, Agosto 2017

AUTOR

César Eduardo Cevallos Barzallo
C.I. 1804219077

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Los miembros del tribunal Examinador aprueben el informe de investigación, sobre el tema: “ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DE LA FRECUENCIA FUNDAMENTAL DE UNA ESTRUCTURA CON LA DERIVA INELÁSTICA DE PISO EN UNA ESTRUCTURA IRREGULAR DE 5 PISOS”, del estudiante: César Eduardo Cevallos Barzallo, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Ambato, Agosto 2017

Para Constancia Firman

Ing.Mg. Jorge Cevallos
PROFESOR CALIFICADOR

Ing.Mg. Santiago Medina
PROFESOR CALIFICADOR

DEDICATORIA

A mis abuelitos Hilda y Misael, los recuerdo y se llena mi alma de gozo por todo lo que me dieron mientras estuvieron junto a mi compartieron con migo su sabiduría y experiencia de un valor incalculable adquirida a través de los años, gracias por brindarme su ayuda y enseñanzas siempre que las necesite, sé que siempre guían mis pasos desde allí arriba, la huella que han dejado en mí y de la que tan orgulloso me siento, hace que siempre los note muy cerca de mi ser, Abuelitos no me alcanzara la vida para agradecer tanto amor que me supieron dar mi gratitud es inmensa.

César Cevallos

AGRADECIMIENTOS

A mis Padres

A ustedes, que me han conducido con amor y paciencia, hoy ven forjado un anhelo, una ilusión y un deseo. Gracias por darme la libertad de elegir mi futuro y brindarme con las manos abiertas su apoyo y confianza en mi preparación.

Porque hoy recibo una de sus más valiosas herencias: Mi Profesión.

A mi familia

Por estar siempre a mi lado, apoyándome y enseñándome el buen camino. Por levantarme siempre que me caía, y por enseñarme que una rosa es más efectiva que una espada; quienes han creído en mí siempre, dándome ejemplo de superación, humildad y sacrificio, porque han fomentado en mí, el deseo de superación y de triunfo en la vida, lo que ha contribuido a la consecución de este logro.

César Cevallos

ÍNDICE CENTRAL DE CONTENIDO

A. PAGINAS PRELIMINARES

Aprobación De Tutor	II
Autoría Del Trabajo De Grado	III
Derecho De Autor.....	IV
Tribunal Examinador	V
Dedicatoria	VI
Agradecimientos	VII
Índice Central De Contenido	VIII
Resumen Ejecutivo	XIX
Executive Summary	XX

B. TEXTO

CAPITULO I.....	21
Antecedentes	21
1.1 Tema del trabajo experimental	21
1.2 Antecedentes	21
1.3 Justificación.....	22

1.4	Objetivos	23
1.4.1	Objetivo General	23
1.4.2	Objetivo Especifico	23
CAPITULO II		24
FUNDAMENTACIÓN		24
2.1	Fundamentación Teórica.....	24
2.1.2	Fundamentación filosófica	26
2.1.3	Fundamentación legal	27
2.1.4	niveles para elementos estructurales según FEMA 450, 273	28
2.1.5	Niveles Para Elementos No Estructurales FEMA 450, 273	28
2.1.6	Combinación de niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales FEMA 450, 273	29
2.1.7	Categoría Fundamentales.....	29
2.1.7.1	Supra ordenación de variables	29
2.1.8	Definiciones.....	30
2.1.9	Modos de vibración en edificaciones	33
2.1.10	Número de modos de vibración	34
2.1.11	Período de vibración en edificaciones	35
2.1.12	Período de vibración largo y corto	36
2.1.13	Efecto de resonancia	37
2.1.14	Análisis estático y dinámico.....	37
2.1.15	Análisis estático lineal.	38
2.1.16	Análisis dinámico lineal.	39
2.1.17	Análisis modal espectral	39
2.1.18	Espectro de respuesta	40
2.1.19	Espectro elástico de respuesta	42
2.1.20	Espectro inelástico de respuesta	42
2.1.21	Espectro de diseño	43
2.1.22	Espectro elástico de diseño en aceleraciones según la NEC.....	43
2.1.23	Ingeniería sísmica	45
2.1.24	Sismo-resistencia.....	45

2.1.25 Principios de la sismo resistencia	46
2.1.26 Comportamiento sísmico	47
2.1.27 Espectro de diseño	48
2.1.28 Límites de DBF	48
2.1.29 Requisitos RDBF : fuerzas internas (solicitantes mecánicas).....	49
2.1.30 Requisitos RDBF : deriva de piso.....	49
2.1.31 Visión 2000.....	49
2.2 Hipótesis.....	50
2.2.1 Señalamiento de variables de la hipótesis	50
2.2.2 Variable independiente	50
2.2.3 Variable dependiente	50
CAPITULO III	51
METODOLOGÍA	51
3.1 Nivel O Tipo De Investigación	51
3.1.1 Nivel Exploratorio	51
3.1.2 Nivel Descriptivo	51
3.1.3 Nivel Explicativo	51
3.2 Población Y Muestra	52
3.2.1 Población.....	52
3.2.2 Muestra	52
3.3 Operacionalización De Variable.....	54
3.3.1 Variable Independiente	54
3.3.2 Variable Dependiente.....	55
3.4 Plan De Recolección De Información.....	56
3.5 Plan De Procesamiento Y Análisis.....	57
3.5.1 Plan De Procesamiento	57
3.5.1.1 Planos Arquitectónicos.....	57
3.5.1.2 Estructuración	57

3.5.1.3 Modelos Matemáticos.....	58
3.5.1.4 Cargas.....	58
3.6 Análisis	58
CAPITULO IV.....	60
ANALISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	60
4.1 Recolección De Datos	60
4.1.1 Diseño Arquitectónico	60
4.1.2 Estructuración	65
4.1.3 Pre-diseño (modelo matemático).....	65
4.1.4 Modelos Matemáticos	66
4.1.5 Materiales	66
4.1.6 Pre-dimensionamiento de columnas.....	67
4.1.7 Pre-dimensionamiento de vigas	70
4.1.8 Pre-dimensionamiento de losa.....	71
Grafico 18. Tablero Crítico.....	71
4.1.9 Cargas.....	73
4.1.10 Combinaciones de carga.....	74
4.1.11 Cálculo de cortante basal de diseño V.....	75
4.1.12 Niveles de amenaza sísmica	75
4.1.13 Coeficientes de perfil de suelo f_a , f_d y f_s	76
4.1.14 Periodo límite de vibración	78
4.1.15 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	79
4.1.16 Determinación del periodo de vibración bajo excitación de la estructura	79
4.1.17 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g).....	80
4.1.18 Requisitos mínimos de diseño	81
4.1.19 Coeficiente de configuración estructural en planta " ϕ_p " y en elevación " ϕ_e "	82
4.1.20 Carga sísmica reactiva " W "	82
4.1.21 Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico	83
4.1.22 Límites permisibles de las derivas de los pisos	83

4.1.23 Control de la deriva de piso	83
4.1.24 Criterios de combinación modal	84
4.1.25 Criterio de la combinación cuadrática completa (CQC)	84
4.1.26 Criterio del máximo valor probable (SRSS)	86
4.1.27 Criterio de la suma absoluta (Absolute)	86
4.1.28 Número de modos de vibración y combinaciones modales	87
4.2 Modelación de la estructura	88
4.2.1 Cortante basal	92
4.2.2 Tipo de suelo	92
4.2.3 Factor de zona "Z"	92
4.2.4 Relación de amplificación espectral	93
4.2.5 Factor exponencial	93
4.2.6 Factores de sitio	93
4.2.7 Coeficiente de reducción estructural "R"	94
4.2.8 Categoría del edificio y factor de importancia.....	94
4.2.9 Coeficiente de irregularidad en planta " ϕ_p "	94
4.2.10 Coeficiente de irregularidad en elevación " ϕ_e "	95
4.2.11 Período de vibración "T" de la estructura	96
4.2.12 Aceleración seudo espectral "Sa"	96
4.2.13 Carga sísmica reactiva (W)	97
4.2.14 Calculo del cortante basal estático y dinámico.....	97
4.3 Espectro De Diseño En Aceleraciones	97
4.3.1 Periodo fundamental de la estructura Con una Rigidez del 100%.....	99
4.3.2 Información modal del espectro de respuesta con una rigidez del 100%	100
4.3.3 Rigidez De Piso del 100%.....	100
4.3.4 Periodos de vibración bajo excitación sísmica con una rigidez del 100%	101
4.3.5 Desplazamientos	102
4.3.6 Derivas de piso	103
4.3.7 Derivas inelásticas de piso en estructura de 5 pisos con una rigidez del 100%	104
4.3.8 Periodo fundamental de la estructura con una variación del -5% en su rigidez	106
4.3.9 Información Modal Del Espectro De Respuesta con una variación del - 5% en su rigidez	107
4.3.10 Rigidez De Piso con una variación del - 5% en su rigidez	108

4.3.11 Periodo de vibración bajo excitación sísmica con una variación del -5% en su rigidez...	108
4.3.12 Derivas inelásticas de piso en estructura de 5 pisos con una variación del -5% en su rigidez.....	109
4.3.13 Periodo fundamental de la estructura con una variación del - 10% en su rigidez	111
4.3.14 Información Modal Del Espectro De Respuesta con una variación del -10 % en su rigidez	112
4.3.15 Rigidez De Piso con una variación del - 10% en su rigidez	113
4.3.16 Periodo de vibración bajo excitación sísmica con una variación del - 10% en su rigidez	113
4.3.17 Derivas inelásticas de piso en estructura de 5 pisos con una variación de - 10% en su rigidez.....	114
4.3.18 Periodo fundamental de la estructura con una variación del - 15% en su rigidez	116
4.3.19 Información modal del espectro de respuesta con una variación del - 15% en su rigidez	117
4.3.20 Rigidez de piso con una variación del - 15% en su rigidez	118
4.3.21 Periodo de vibración bajo excitación sísmica con una variación del - 15% en su rigidez	118
4.3.22 Derivas inelásticas de piso en estructura de 5 pisos con una variación del - 15% en su rigidez.....	119
4.3.23 Periodo fundamental de la estructura con una variación del +5 % en su rigidez	122
4.3.24 Derivas inelásticas de piso en estructura de 5 pisos con una variación del + 5% en su rigidez.....	123
4.3.25 Periodo fundamental de la estructura con una variación del +10 % en su rigidez	125
4.3.26 Derivas inelásticas de piso en estructura de 5 pisos con una variación del + 10% en su rigidez.....	126
4.3.27 Periodo fundamental de la estructura con una variación del +15 % en su rigidez	128
4.3.28 Derivas inelásticas de piso en estructura de 5 pisos con una variación del + 15% en su rigidez.....	129
4.4 Verificación De Hipótesis.....	134
CAPITULO V.....	135
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	135
5.1 Conclusiones	135
5.2 recomendaciones	138
Bibliografía.....	140

ÍNDICE GRAFICOS

Grafico N° 1. Periodos apartir de exitacion sísmica y de vibraciones ambientales	244
Grafico N° 2. Relación entre el periodo natural y el número de niveles	255
Grafico N° 3. Relación entre el periodo natural y el número de niveles para el modo translacional	255
Grafico N° 4 Supra ordinación De Variables	29
Grafico N° 5. Modos de vibración en pórticos planos	333
Grafico N° 6. Numero de modos de vibración de una estructura.....	355
Grafico N° 7. Periodo de vibración largo y corto	366
Grafico N° 8. Resonancia de ondas.....	377
Grafico N° 9. Esquema del análisis Estático Lineal.....	388
Grafico N° 10. Esquema de cálculo de los Espectros de Respuesta	4040
Grafico N° 11. Espectro de respuesta, en términos de aceleración.....	422
Grafico N° 12. Espectro elástico de diseño	488
Grafico N° 13. Fachada Principal	60
Grafico N° 14. Fachada Posterior.....	6161
Grafico N° 15. Fachadas Laterales	622
Grafico N° 16. Planta de subsuelos.....	633
Grafico N° 17. Planta departamentos y planta de terraza	644
Grafico N° 18. Tablero Crítico	7171
Grafico N° 19. Criterios de combinación modal y combinación direccional	877
Grafico N° 20. Losa de subsuelo, entrepiso y de cubierta	9090
Grafico N° 21. Elevación de estructura.....	911
Grafico N° 22. Estructura 3D	911
Grafico N° 23. Espectro de diseño según NEC-SE-DS 2015	98
Grafico N° 24. Periodo de vibración según NEC-SE-DS 2015	101101
Grafico N° 25. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en X con una rigidez del 100%.....	1055
Grafico N° 26. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en Y con una rigidez del 100%.....	1066
Grafico N° 27. Periodo de vibración con - 5% de rigidez según NEC-SE-DS 2015	1088
Grafico N° 28. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en X con - 5% de rigidez	11010
Grafico N° 29. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en Y con - 5% de rigidez	11111
Grafico N° 30. Periodo de vibración con - 10% de rigidez según NEC-SE-DS 2015.....	11313

Grafico N° 31. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en X con - 10% de rigidez	1155
Grafico N° 32. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en Y con - 10% de rigidez	1166
Grafico N° 33. Periodo de vibración con - 15% de rigidez según NEC-SE-DS 2015.....	1188
Grafico N° 34. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en X con - 15% de rigidez	12020
Grafico N° 35. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en Y con - 15% de rigidez	12121
Grafico N° 36. Comparación De Periodos De Vibración con una variación de -5,-10,-15 % de rigidez.....	12121
Grafico N° 37. Comparación De Periodos De Vibración a escala logarítmica	1222
Grafico N° 38. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en X con + 5% de rigidez.....	1244
Grafico N° 39. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en Y con + 5% de rigidez.....	1255
Grafico N° 40. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en X con + 10% de rigidez.....	1277
Grafico N° 41. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en Y con + 10% de rigidez.....	1288
Grafico N° 42. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en X con + 15% de rigidez.....	13030
Grafico N° 43. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en Y con + 15% de rigidez.....	13131
Grafico N° 44. Comparación De Periodos De Vibración con una variación de +5+10+15 % de rigidez.....	13131
Grafico N° 45. Comparación De Periodos De Vibración a escala logarítmica	1322
Grafico N° 46. Comparación de periodos de vibración con deriva inelástica en X	1333
Grafico N° 47. Comparación de periodos de vibración con deriva inelástica en Y.....	1333

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Derivas de piso recomendadas por el Comité Visión 2000.....	49
Tabla 2. Variable independiente.....	54
Tabla 3. Variable dependiente.....	55
Tabla 4. Plan de recolección de información.....	56
Tabla 5. Características de los elementos estructurales.....	66
Tabla 6. Materiales de la estructura.....	67
Tabla 7. Pesos de servicio y área tributaria.....	68
Tabla 8. Pesos de servicio y área tributaria.....	69

Tabla 9. Dimensionamiento de columnas.....	69
Tabla 10. Altura mínima de vigas no prefabricadas.....	70
Tabla 11. Dimensionamiento de vigas.....	70
Tabla 12. Peralte en losas.....	72
Tabla 13. Cargas Permanentes.....	73
Tabla 14. Carga Viva.....	74
Tabla N° 15. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z	76
Tabla N° 16. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a	76
Tabla N° 17. Tipo De Suelo Y Factores De Sitio F_d	77
Tabla N° 18. Tipo de suelo y Factores de sitio F_s	78
Tabla N° 19. Coeficiente que depende del tipo de edificio.....	79
Tabla N° 20. Valores de la relación de amplificación espectral, η	80
Tabla N° 21. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	81
Tabla N° 22. Coeficientes de irregularidad en elevación.....	82
Tabla N° 23. Coeficientes de irregularidad en planta.....	98
Tabla N° 24. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso.....	84
Tabla N° 25. Deriva máxima inelástica.....	92
Tabla N° 26. Factor de Zona “Z”	92
Tabla N° 27. Relación de Amplificación Espectral “ η ”	93
Tabla N° 28. Factor exponencial “r”	93
Tabla N° 29. Factores de sitio.....	93
Tabla N° 30. Coeficiente de Reducción Estructural “R”	94
Tabla N° 31. Categoría del edificio y Factor de importancia “I”	94
Tabla N° 32. Coeficientes de irregularidad en planta.....	95
Tabla N° 33. Coeficientes de irregularidad en Elevación.....	95
Tabla N° 34. Periodo de vibración.....	96
Tabla N° 35. Periodo de vibración “T”	96
Tabla N° 36. Aceleración de la gravedad “Sa”	96
Tabla N° 37. Cortante basal de la estructura.....	97
Tabla N° 38. Cortante basal de la estructura.....	97

Tabla N° 39. Participación modal de masas con una rigidez del 100%.....	99
Tabla N° 40. Modal del espectro de respuesta en X con una rigidez del 100%.....	100
Tabla N° 41. Modal del espectro de respuesta en Y con una rigidez del 100%.....	100
Tabla N° 42. Rigidez de piso en X con el 100%.....	100
Tabla N° 43. Rigidez de piso en Y con el 100%.....	101
Tabla N° 44. Derivas Máximas con una rigidez del 100%.....	104
Tabla N° 45. Derivas Máximas con una rigidez del 100%.....	144
Tabla N° 46. Periodo y frecuencia con participación de rigidez de 100%.....	105
Tabla N° 47. Participación modal de masas con - 5% de rigidez.....	106
Tabla N° 48. Modal del espectro de respuesta en X con - 5% de rigidez.....	107
Tabla N° 49. Modal del espectro de respuesta en Y con - 5% de rigidez.....	107
Tabla N° 50. Rigidez de piso en X con - 5% de rigidez.....	108
Tabla N° 51. Rigidez de piso en Y con - 5% de rigidez.....	108
Tabla N° 52. Derivas Máximas SX con - 5% de rigidez.....	109
Tabla N° 53. Derivas Máximas SY con - 5% de rigidez.....	109
Tabla N° 54. Periodo y frecuencia con - 5% de rigidez.....	110
Tabla N° 55. Participación modal de masas con - 10% de rigidez.....	111
Tabla N° 56. Modal del espectro de respuesta en X con - 10% de rigidez.....	112
Tabla N° 57. Modal del espectro de respuesta en Y con - 10% de rigidez.....	112
Tabla N° 58. Rigidez de piso en X con - 10% de rigidez.....	113
Tabla N° 59. Rigidez de piso en Y con - 10% de rigidez.....	113
Tabla N° 60. Derivas Máximas en SX con - 10% de rigidez.....	114
Tabla N° 61. Derivas Máximas SY con - 10% de rigidez.....	114
Tabla N° 62. Periodo y frecuencia con - 10% de rigidez.....	115
Tabla N° 63. Participación modal de masas con - 15% de rigidez.....	116
Tabla N° 64. Modal del espectro de respuesta en X con - 15% de rigidez.....	117
Tabla N° 65. Modal del espectro de respuesta en Y con - 15% de rigidez.....	117
Tabla N° 66. Rigidez de piso en X con - 15% de rigidez.....	118
Tabla N° 67. Rigidez de piso en Y con - 15% de rigidez.....	118

Tabla N° 68. Derivas Máximas SX con - 15% de rigidez.....	119
Tabla N° 69. Derivas Máximas SY con - 15% de rigidez.....	119
Tabla N° 70. Periodo y frecuencia con -15%de rigidez.....	120
Tabla N° 71. Participación modal de masas con + 5% de rigidez.....	122
Tabla N° 72. Derivas Máximas SX con + 5% de rigidez.....	123
Tabla N° 73. Derivas Máximas SY con + 5% de rigidez.....	123
Tabla N° 74. Periodo y frecuencia con + 5%de rigidez.....	124
Tabla N° 75. Participación modal de masas con + 10% de rigidez.....	125
Tabla N° 76. Derivas Máximas SX con + 10% de rigidez.....	126
Tabla N° 77. Derivas Máximas SY con + 10% de rigidez.....	126
Tabla N° 78. Periodo y frecuencia con + 10%de rigidez.....	127
Tabla N° 79. Participación modal de masas con + 15% de rigidez.....	228
Tabla N° 80. Derivas Máximas SX con + 15% de rigidez.....	129
Tabla N° 81. Derivas Máximas SY con + 15% de rigidez.....	129
Tabla N° 82. Periodo y frecuencia con + 15%de rigidez.....	130
Tabla N° 83. Comparación de resultados.....	132

RESUMEN EJECUTIVO

TEMA: “ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DE LA FRECUENCIA FUNDAMENTAL DE UNA ESTRUCTURA CON LA DERIVA INELÁSTICA DE PISO EN UNA ESTRUCTURA IRREGULAR DE 5 PISOS”

AUTOR: CÉSAR EDUARDO CEVALLOS BARZALLO

TUTOR: Ing.Mg. CARLOS NAVARRO

Para estudiar el comportamiento dinámico de edificios se instrumenta para determinar algunas de sus características dinámicas. Con la misma finalidad se realizan análisis de frecuencia fundamental de la estructura ya que es un proceso eficiente, rápido y económico para verificar su estabilidad y respuesta dinámica ante la presencia de un sismo. En un estudio sobre medida de periodos propios en edificios, se presentan los principales objetivos del análisis de la respuesta dinámica de edificios usando la frecuencia fundamental mediante la deriva inelástica de piso de la edificación.

Recientes crisis sísmicas como: (Kobe, Armenia, Turquía, Taiwán, México, Ecuador) han puesto de manifiesto una vez más la enorme capacidad destructiva de los terremotos que, además, se produce de forma casi instantánea, esta enorme amenaza para la sociedad civil depende de la peligrosidad sísmica, que se define como la probabilidad de ocurrencia de un sismo de tamaño y propiedades determinadas y sobre la que no podemos actuar, pero depende también de la vulnerabilidad de los edificios, es decir de su respuesta dinámica, de su incapacidad para resistir las acciones que sobre ellas ejerce un sismo.

Por lo tanto, los efectos directos de un terremoto sobre las personas están condicionados por la calidad de los edificios en los que residen o desarrollan su labor. A pesar de los avances tecnológicos y de las experiencias de crisis sísmicas anteriores, la enorme acumulación de población en grandes ciudades, la imprevisión y urgencia al edificar, y el pésimo comportamiento dinámico de algunos de los edificios construidos, hacen que aumente el número de víctimas causadas por los terremotos.

Mediante los resultados del análisis estructural de un edificio irregular de 5 pisos, y con la utilización de los elementos estructurales necesarios para estabilizar y controlar las derivas del edificio, se analizó la relación que existe con la frecuencia fundamental de la estructura. Debido a la incidencia de cargas sísmicas en el Ecuador con los resultados del diseño basado por fuerzas (DBF) de la norma ecuatoriana de la construcción NEC 2015.

EXECUTIVE SUMMARY

TOPIC: "ANALYSIS OF THE RELATIONSHIP OF THE FUNDAMENTAL FREQUENCY OF A STRUCTURE WITH THE INELASTIC FLOOR DERIVATIVES IN AN IRREGULAR 5-FLOOR STRUCTURE"

AUTHOR: CÉSAR EDUARDO CEVALLOS BARZALLO

TUTOR: Ing.Mg. CARLOS NAVARRO

To study the dynamic behavior of buildings is instrumented to determine some of its dynamic characteristics. For the same purpose, fundamental frequency analysis of the structure is carried out, since it is an efficient, fast and economical process to verify its stability and dynamic response to the presence of an earthquake. In a study on the measurement of own periods in buildings, the main objectives of the analysis of the dynamic response of buildings are presented using the fundamental frequency through the inelastic drift of building floor.

Recent earthquake crisis (Kobe, Armenia, Turkey, Taiwan, Mexico, Ecuador) has once again demonstrated the enormous destructive capacity of earthquakes, which is almost instantaneously produced, this huge threat to civil society depends on the seismic hazard, which is defined as the probability of occurrence of an earthquake of determined size and properties and on which we can not act, but also depends on the vulnerability of buildings, their dynamic response, their inability to resist the actions of an earthquake.

Therefore, the direct effects of an earthquake on people are conditioned by the quality of the buildings in which they reside or develop their work. Despite the technological advances and experiences of previous seismic crises, the huge accumulation of population in large cities, the unpredictability and urgency of building, and the poor dynamical behavior of some of the built buildings, increase the number of victims caused by earthquakes.

The structural analysis of an irregular 5-story building, and the use of the structural elements necessary to stabilize and control the building drift, analyzed the relationship that exists with the fundamental frequency of the structure. Due to the incidence of seismic loads in Ecuador with the results of the force-based design (DBF) of the Ecuadorian standard of construction NEC 2015.

CAPITULO I

ANTECEDENTES

1.1 Tema del trabajo experimental

“Análisis de la relación de la frecuencia fundamental de una estructura con la deriva inelástica de piso en una estructura irregular de 5 pisos”

1.2 Antecedentes

Al estudiar el comportamiento dinámico de edificios se instrumenta para determinar algunas de sus características dinámicas. Con la misma finalidad se realizan análisis de frecuencia fundamental de la estructura ya que es un proceso eficiente, rápido y económico para verificar su estabilidad y respuesta dinámica ante la presencia de un sismo. En un estudio sobre medida de periodos propios en edificios, se presentan los principales objetivos del análisis de la respuesta dinámica de edificios usando la frecuencia fundamental mediante la deriva inelástica de piso de la edificación.

- *Control de calidad de una obra.* Medición en edificios recién construidos para contrastar los datos obtenidos con los valores teóricos utilizados en el diseño. Así se puede determinar si ha habido modificaciones importantes entre el diseño y la construcción. Además los resultados obtenidos permiten tener un punto de comparación para mediciones futuras.
- *Control de daños causados por un sismo.* Medición en edificios causados después de un evento sísmico. Con esto se pretende determinar si habido daños estructurales importantes que sea necesario reparar.
- *Control de una estructura durante su vida útil.* Medición periódica para determinar si habido algún deterioro estructural importante debido a eventos sísmicos menores,

envejecimiento de los materiales, asentamientos del subsuelo, reparaciones, adaptaciones incorrectas o modificaciones estructurales realizadas por los propietarios.

- Antes de disponer un edificio para registrar los movimientos provocados por los sismos, es recomendable determinar mediante pruebas de frecuencia fundamental las características dinámicas de la estructura ya que esta constituirá la referencia para monitorear dichas características del edificio después de construido.

1.3 Justificación

Recientes crisis sísmicas como: (Kobe, Armenia, Turquía, Taiwán, México, Ecuador) han puesto de manifiesto una vez más la enorme capacidad destructiva de los terremotos que, además, se produce de forma casi instantánea, esta enorme amenaza para la sociedad civil depende de la peligrosidad sísmica, que se define como la probabilidad de ocurrencia de un sismo de tamaño y propiedades determinadas y sobre la que no podemos actuar, pero depende también de la vulnerabilidad de los edificios, es decir de su respuesta dinámica, de su incapacidad para resistir las acciones que sobre ellas ejerce un sismo. Por lo tanto, los efectos directos de un terremoto sobre las personas están condicionados por la calidad de los edificios en los que residen o desarrollan su labor. A pesar de los avances tecnológicos y de las experiencias de crisis sísmicas anteriores, la enorme acumulación de población en grandes ciudades, la imprevisión y urgencia al edificar, y el pésimo comportamiento dinámico de algunos de los edificios construidos, hacen que aumente el número de víctimas causadas por los terremotos. Gran número de edificaciones han colapsado causando grandes pérdidas humanas y materiales cuyo valor son muy elevado.

La principal causa es el inadecuado análisis y diseño de las estructuras que no son capaces de soportar eventos sísmicos severos. [1]

Para el análisis y diseño de la estructura se debe adoptar el método de análisis sismo resistente apropiado, según las características con la que cuenta la estructura. [3]

El análisis adecuado del comportamiento de una estructura frente a sismos severos nos permite tomar acciones preventivas en el diseño de la misma y comprender la acción que la estructura ejerce. [4]

Se realizara el análisis comparativo en un edificio irregular de 5 plantas, cuyo uso es supuesto para oficinas en la provincia de Tungurahua. Para este tema de investigación se analizara el edificio mencionado con el espectro de respuesta basado en la NEC (Norma Ecuatoriana De La Construcción) 2015 normalizado. [5]

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Relación de la frecuencia fundamental de una estructura con la deriva inelástica de piso en una estructura irregular de 5 pisos.

1.4.2 Objetivo Especifico

- Analizar la deriva inelástica cuando la frecuencia fundamental de la estructura va variando.
- Verificar los desplazamientos de la estructura en base a una diferente frecuencia fundamental de la estructura.
- Buscar la frecuencia fundamental de la estructura para la cual la deriva inelástica es óptima.

CAPITULO II

FUNDAMENTACIÓN

2.1 Fundamentación Teórica

En investigaciones realizadas anteriormente podemos destacar la siguiente información que aporta de manera importante a este trabajo de investigación.

Según el libro de Midorikawa (1990) utilizo una base de datos de 107 edificios de Santiago y 21 de Viña del Mar, en Chile y obtuvo la misma expresión en ambas ciudades ($P=0.05N$) al relacionar el periodo fundamental con el número de niveles. En el grafico 1 y 2 se presenta la gráfica de esos datos y se añade a la figura original la recta obtenida con regresión lineal.
[6]

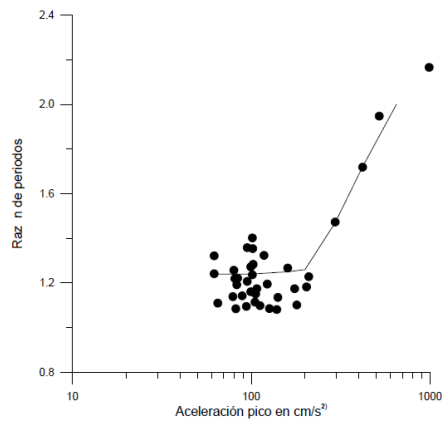


Grafico N° 1. Periodos apartir de exitacion sísmica y de vibraciones ambientales
Fuente: Midorikawa 19990

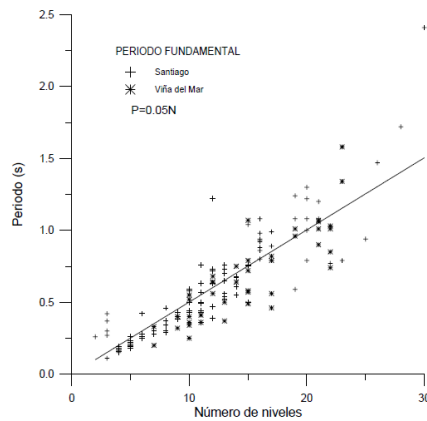


Grafico N° 2. Relación entre el periodo natural y el número de niveles
Fuente: Midorikawa 1990

Fórmulas para la ciudad de México ($P=0.11N$) y Japón ($P=0.06N$) son presentadas por Midorikawa (1990) mostrándose estos datos en la figura 1.5. La mayoría de los edificios de estas dos ciudades son de hormigón armado aunque también se incluyen algunos mixtos, es decir de hormigón armado y de acero. La diferencia de las relaciones de P con N pueden ser debidas a que la estructura típica de los edificios, en Japón, es aporticada con muros de cortante, sólo aporticada en México, y muros de cortante en Chile. [6]

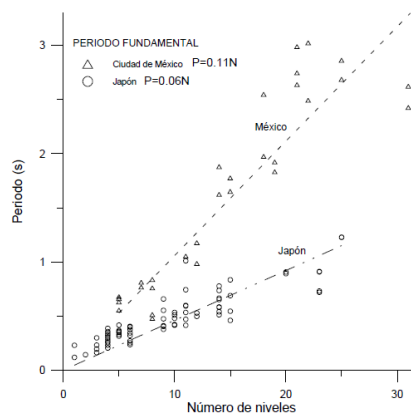


Grafico N° 3. Relación entre el periodo natural y el número de niveles para el modo translacional
Fuente: Midorikawa 1990

2.1.2 Fundamentación filosófica

El objetivo global de este estudio de investigación se enfoca en el paradigma crítico propositivo con el fin de mejorar el aporte brindado por los resultados de análisis de la relación de la frecuencia fundamental de una estructura con la deriva inelástica de piso de una estructura del diseño basado por fuerzas de la NEC 2015.

El fin de la investigación es facilitar la información del comportamiento dinámico mediante la frecuencia fundamental de una estructura sometida a sismos reales, para el aprovechamiento por parte de los profesionales que se desenvuelven en el área de Ingeniería Civil

Las edificaciones de la ciudad de Ambato regularmente no mantienen en su estructuración gran altura; sin embargo en los últimos años se proyecta una construcción de estructuras de altura de gran importancia.

Por tanto, la presente investigación hace énfasis a que los edificios se deben diseñar y construir con estructuras que garanticen la seguridad ante cargas verticales, y laterales que son generadas por un sismo u otro factor adverso, ya que este es el estado de carga más importante y complejo que recibe la estructura, por tanto este factor es el verdadero evaluador de la resistencia de un edificio.

“Actualmente con la asistencia de varios software para el análisis y diseño estructural, se puede generar modelos con todos los tipos de carga, e inclusive con simulación de los modos de vibración que manifiestan el posible comportamiento de un edificio ante las cargas de un evento sísmico” [5]

Esto constituye una excelente ayuda para los ingenieros estructurales, y por tanto se debe aprovechar todas estas bondades de los actuales programas y realizar los cálculos estructurales de los edificios pero con un enfoque dinámico, con aplicación de las cargas sísmicas adecuadas y la revisión del comportamiento de la estructura en planta y en elevación. [5]

Pero se debe tomar en cuenta que el software computacional no lo resuelve todo, es fundamental introducir la información lo más precisa posible para lograr generar un modelo de análisis que más se ajuste a la realidad; porque de lo contrario se obtendrán como resultados valores que no representan la realidad estructural de la edificación a proyectarse y esto puede ser peligroso. Una de las claves más importantes es saber interpretar los resultados y no confiarse ciegamente en los valores dados por los programas computacionales.

Los edificios deben ser construidos en base a un buen diseño sismo-resistente. Uno de estos parámetros es el análisis de las derivas inelásticas de piso y la frecuencia fundamental de una estructura, ya que de estos valores parte la estabilidad del edificio ante las fuerzas laterales generadas por un sismo.

Los diafragmas o muros de cortante no son más que paredes de hormigón continuas que van desde el nivel más bajo hasta el último piso, y están distribuidas simétricamente (de preferencia perimetralmente y en ciertos tramos entre columnas) y que van apoyadas en una cimentación de gran rigidez. [5]

Este sistema ofrece gran confiabilidad ante eventos sísmicos y con un poco más de conciencia en nuestros sistemas constructivos podemos introducirlo de manera definitiva en nuestro medio y de paso así estaremos más que preparados en caso de ser afectados por un sismo. [5]

2.1.3 Fundamentación legal

La presente Investigación se sujeta a los siguientes códigos:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2015
 - NEC_SE_CG (Cargas No Sísmicas).
 - NEC-SE-DS PELIGRO SÍSMICO (Requisito de Diseño Sismo Resistente).
 - NEC-SE-RE (Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras).

- NEC_SE_HM (Estructura de Hormigón Armado).
 - NEC_SE_VIVIENDA (Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m).
- American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto), ACI-318-14
 - Uniform Building Code (Código de Construcción Uniforme), UBC-97
 - ASTM para aceros
 - Federal Emergency Management Agency (Agencia Federal para el Manejo de Emergencia), FEMA 450, 273.
 - ATC 4-40

2.1.4 niveles para elementos estructurales según FEMA 450, 273

- Ocupacional inmediata, SP-1
- Daño controlado, SP-2
- Seguridad, SP-3
- Seguridad limitada, SP-4
- Estabilidad estructura, SP-5
- No considerado, SP-6

2.1.5 Niveles Para Elementos No Estructurales FEMA 450, 273

- Operacional NP-A
- Ocupacional inmediata, NP-B
- Seguridad, NP-C
- Amenaza reducida NP-D
- No considerado NP-E
- No considerado, SP-6

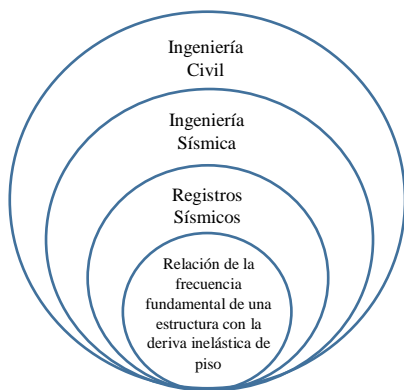
2.1.6 Combinación de niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales FEMA 450, 273

- Operacional 1-A
- Ocupacional inmediata, 1-B
- Seguridad, 1-C
- Estabilidad Estructural 5-E

2.1.7 Categoría Fundamentales

2.1.7.1 Supra ordenación de variables

Variable Independiente



Variable Dependiente

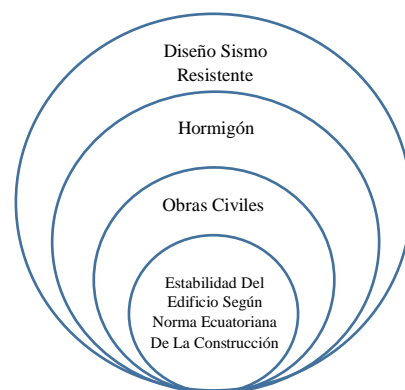


Grafico N°4 Supra ordenación De Variables
Elaborado por: Cevallos César

2.1.8 Definiciones

Periodo de vibración Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación.

Periodo De Vibración Fundamental Es el mayor periodo de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés. La respuesta dinámica de una edificación durante un sismo depende de la relación entre el período de vibración de las ondas sísmicas y su propio periodo de vibración.

En la medida en que los dos períodos igualen sus valores y su relación se acerque a la unidad la edificación entra en resonancia, aumentando significativamente las deformaciones y aceleraciones de la edificación y en consecuencia los esfuerzos en sus elementos estructurales.

Respuesta Histerética Este tipo de amortiguamiento es muy importante cuando se está hablando de análisis estructural sometido a fuerza sísmica, ya que la característica fundamental de éste análisis es que se tiene en cuenta que el comportamiento de un determinado evento depende de la historia de una acción previa que hace que las características del sistema cambien en cada momento, de donde se desarrolla el concepto de no linealidad. Este concepto implica necesariamente que los materiales después de haber soportado cierto grado de exigencia; no vuelven a su estado original.

Derivas de pisos De acuerdo a la NEC se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso, mejorando sustancialmente el diseño conceptual. Para la revisión de las derivas de pisos se utilizara el valor de las respuestas máximas inelásticas de la estructura, causadas por el espectro de diseño.

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducida por el método DBF sea estáticas o dinámicas, para cada dirección, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis estático de la estructura sometidas a las fuerzas

laterales calculadas. Para ellos de aplicar la formula $\Delta M=0.75*R\Delta E$ con un valor menor al 2% en cada piso.

Una estructura diseñada adecuadamente no debe terminar en el colapso estructural luego de un sismo, por ellos la estructura debe continuar en funcionamiento. El desempeño propuesto por el Comité Visión 2000 denomina como operacional a la estructura cuyos daños sean mínimos en los elementos estructurales y no estructurales por ello la deriva de piso recomendada para este nivel de desempeño debe ser $<0,2\%+/-$, pero si la estructura supera la deriva $>2,5\%+/-$ el desempeño es el colapso como lo detalla en la (*Tabla 2: Derivas de pisos recomendadas por el Comité Visión 2000*). Según el Diseño Basado por fuerzas (DBF) de la NEC 2015, nos indica que las derivas máximas para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en el *literal 4.2.2 (Limites Permisible de las Derivas de Pisos) Tabla 7: Valores de ΔM máximas, expresados como fracción de la altura de piso*. Que nos indica que para hormigón armado, estructura metálicas y de madera el 2%, y la de mampostería del 1%.

Para la presente investigación se ha utilizado solo las combinaciones espectrales para obtener las derivas máximas o los más críticos, se ha calculado de acuerdo a la formula expuesta por la NEC y el desempeño estructural según visión 2000 como lo demuestra en las *Tablas 30-31 (Derivas de piso basado en la NEC y el Comité Visión 2000)*.

Deriva Inelástica En la literatura existen pocas referencias en las que se haya realizado investigaciones o estudios similares al presente, sin embargo, en la investigación realizada por (Dymiotis, Ch., et al., 1999), en el que se estudió el comportamiento de la deriva de pórticos de concreto reforzado a escala y en tamaño original, mencionan que a nivel mundial existen valores máximos recomendados para que la estructura no llegue al colapso, dichos valores oscilan entre 2% y 6%. Según las referencias (Kappos, 1991) y (Vision, 2000) se debe ser precavidos con valores de deriva entre 2% y 3%, ya que una estructura de concreto reforzado que llegue a estos valores tiene una gran probabilidad de colapsar. Por otro lado, según (Ghobarah y El-Attar, 1997), una deriva del 3% está asociada a daños que pueden ser remediados a corto plazo, y valores de deriva cercanos a 5.6%, provocan el colapso de la estructura.

Modos de vibración. Los modos de vibración de las estructuras dependen de su masa y su rigidez, y éstas están gobernadas por las dimensiones de sus elementos.

Es necesario tener muy claro el significado de ciertos términos que se relacionan con los modos de vibración. A continuación, definimos los más relevantes:

Vibración: Es el movimiento repetido de un punto que se desplaza de forma variada en un sentido y en otro, atravesando siempre la posición de equilibrio.

Período: Es el tiempo que demora una oscilación completa.

Frecuencia: Número de oscilaciones por unidad de tiempo. La frecuencia es inversamente proporcional al período.

Amplitud: Máximo valor que alcanza un punto durante una oscilación, el cual puede corresponder a un desplazamiento, una velocidad o una aceleración.

Para entender el concepto de modos de vibración, se puede partir de lo expuesto por Aguiar R. (2012) en el libro *Dinámica de Estructuras*, en el que manifiesta que:

“los modos de vibración indican la forma como va a responder la estructura durante un sismo... el primer modo de vibración nos puede estar indicando que la estructura va a tener un buen o mal comportamiento sísmico”. Entonces, si se dice que los modos de vibración son los indicadores de la respuesta estructural, sería de mucha importancia conocer sus valores, y posteriormente establecer una diferencia numérica entre todos los modos para comprobar que el primero puede ser el más influyente al momento de puntualizarse un adecuado comportamiento estructural bajo la acción de un sismo.

Un modo representa la forma natural de vibración de la estructura, a cada uno le corresponderá una frecuencia o un período diferente. Los modos son adimensionales.

Estructuras “Rama de la ingeniería que permite el planeamiento y el diseño de las partes que forman el esqueleto resistente de las edificaciones más tradicionales como edificios urbanos, construcciones industriales, puente, estructuras de desarrollo hidráulico y otras”. [1]

Hormigón La estructura de hormigón armado está compuesta por diferentes materiales que trabajan en conjunto frente a la acción de las cargas a que está sometida. Los materiales que intervienen en su composición son:

- Acero: El acero presente en las barras y mallas, en las Armaduras cumple la misión de ayudar a soportar los esfuerzos de tracción y corte a los que está sometida la estructura.
- Hormigón: El hormigón tiene resistencia a la compresión, mientras que su resistencia a la tracción es casi nula. Es importante tener en cuenta que un hormigón convencional posee una resistencia a la tracción diez veces menor que a la compresión.

Los refuerzos de acero en el hormigón armado otorgan ductilidad al hormigón, ya que es un material que puede quebrarse por su fragilidad.

2.1.9 Modos de vibración en edificaciones

Ante la eventualidad de un sismo, una edificación, al igual que todos los cuerpos materiales, responderá vibrando u oscilando de varios modos o formas; *estas formas de vibrar se conocen como modos de vibración. Los modos de vibración se producen a diferentes períodos*, por lo que durante un acontecimiento sísmico, pueden afectar en mayor o menor porcentaje a la edificación, dependiendo de la frecuencia del sismo.

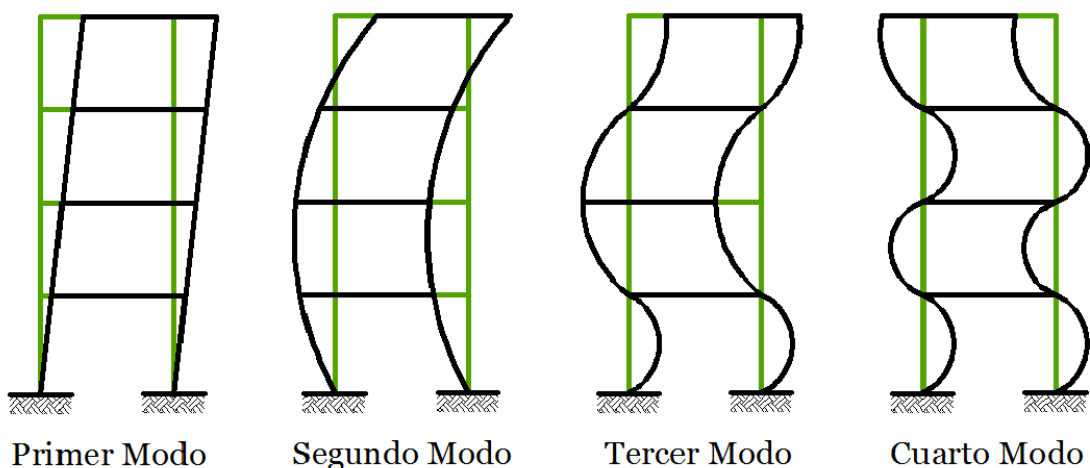


Grafico N° 5. Modos de vibración en pórticos planos
Elaborado por: César Cevallos

En el modo 1, *la edificación oscila de un lado hacia otro, teniendo todos los desplazamientos de un mismo lado, denominándose por esa razón Modo Fundamental*. El modo fundamental de vibración coincide con la frecuencia natural o propia del edificio, es decir, aquella a la que se supone que responderá de forma prioritaria e influyente, que junto con el segundo modo de vibración generalmente son los predominantes en el análisis dinámico de la estructura.

La vibración de una estructura es siempre una combinación de todos los modos de vibración, la mayoría de los sistemas tienen muchos modos de vibración y es la tarea del análisis modal determinar la forma de estos modos.

“Para encontrar los modos de vibración, con sus correspondientes períodos o frecuencias, hay que resolver el problema de análisis modal de las ecuaciones dinámicas de movimiento para un sistema de múltiples grados de libertad en el caso de oscilación libre. El análisis modal se reduce a un problema de auto valores (también conocidos como valores propios o *eigenvalues*) y auto vectores (también conocidos como vectores propios o *eigenvectors*). La interpretación física de los auto valores y auto vectores representan las frecuencias y modos de vibración, respectivamente.” (Montserrat, 2013)

2.1.10 Número de modos de vibración

“El número de modos de vibrar que posee una estructura corresponde al mismo número de grados de libertad de ésta.” (Ríos H., 2006). Así, un edificio de 4 pisos le corresponderán 12 modos de vibrar: cuatro modos de vibración al movimiento traslacional en dirección “X”, cuatro modos al movimiento traslacional en dirección “Y” y cuatro modos al movimiento rotacional.

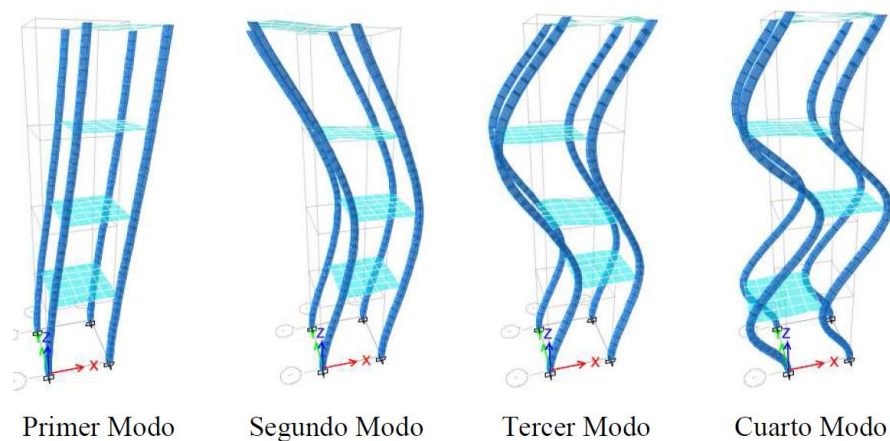


Grafico 6. Numero de modos de vibración de una estructura

Fuente: ETABS

2.1.11 Período de vibración en edificaciones

Ante la eventualidad de un sismo, todos los edificios tienen un período natural o fundamental de vibración, el mismo que depende de las características geométricas y físicas de los elementos estructurales, es decir, se pueden modificar y variar secciones para obtener períodos de vibración deseados. El período de vibración es independiente de la intensidad del sismo.

Entre las características físicas más importantes de las cuales depende el período de vibración de una edificación tenemos:

- La altura del edificio, pues a mayor altura, mayor período de vibración.
- La densidad de muros, pues a mayor densidad, menor período de vibración.
- La longitud del edificio en la dirección considerada, pues a mayor longitud, menor período de vibración.
- La rigidez del edificio, pues a mayor rigidez, menor período de vibración.

2.1.12 Período de vibración largo y corto

La liberación de energía originada, ya sea por el choque entre las placas tectónicas, por eventualidades volcánicas, o por el desplazamiento de las fallas geológicas, genera ondas de vibración por debajo de la superficie terrestre. Estas ondas atraviesan las diferentes capas de suelo hasta llegar a la estructura, y dependiendo de la cantidad de energía liberada se genera inestabilidad en las construcciones e inclusive su colapso. Ahora bien, si períodos cortos son producto de estructuras rígidas o estructuras de menor altura, y períodos largos son producto de estructuras flexibles o estructuras de gran altura (**Gráfico 7**), una y otra presentan problemas ante una acción sísmica, ya que al tratarse de períodos cortos existe la probabilidad de amplificaciones muy grandes en aceleración (resonancia), y por otro lado, deformaciones muy grandes en el caso de períodos largos.

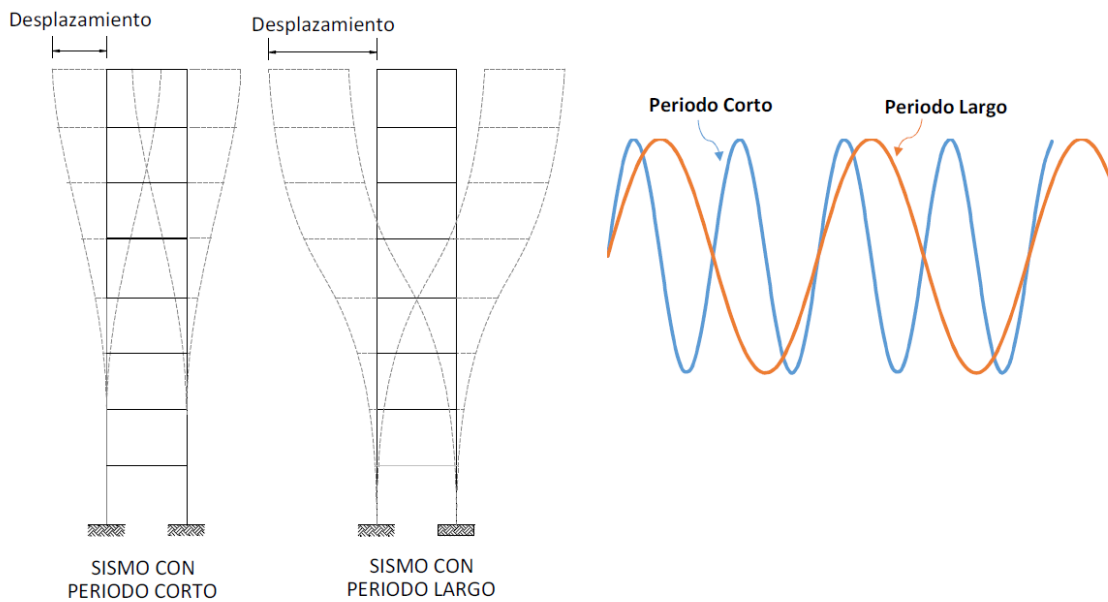


Grafico 7. Periodo de vibración largo y corto

Fuente: Análisis Sísmico de Edificios, Aguiar (2008)

2.1.13 Efecto de resonancia

La resonancia en un edificio sucede cuando las fuerzas externas que actúan sobre él, derivadas de la acción sísmica, tienen un período de vibración similar al período fundamental de la estructura, traduciéndose en desplazamientos cada vez mayores.

Este efecto puede resultar ser muy destructivo en los edificios, y la opción más acertada para contrarrestar este fenómeno es la consideración de un amortiguamiento, el cual se encargará de disminuir la amplitud de la vibración.

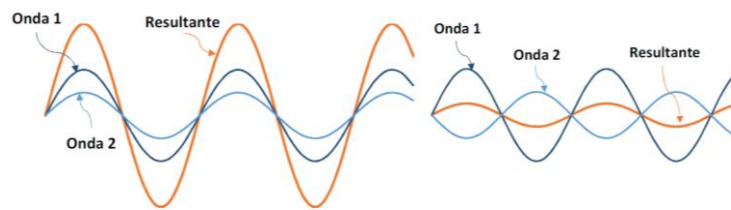


Grafico 8. Resonancia de ondas

Fuente: Análisis Sísmico de Edificios, Aguiar (2008)

2.1.14 Análisis estático y dinámico

El diseño sismo-resistente constituye un componente indispensable para el análisis, diseño y construcción de cualquier estructura, por lo que, en el país la Norma Ecuatoriana de la Construcción establece dos métodos de análisis y diseño sísmico: el Diseño Basado en Fuerzas (DBF), y el Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD). “Tanto el Diseño Basado en Fuerzas y el Diseño Directo Basado en Desplazamientos analizan aspectos importantes que se deben considerar para un buen diseño sismo-resistente. Mientras que el DBF se enfoca en satisfacer condiciones de desempeño establecidas para diferentes niveles de excitación sísmica, el DDBD se enfoca en restringir deformaciones, desplazamientos, ductilidad e índices de daño”. (*Rubinstein, Giuliano, & Moller, 2006*).

De esta forma el DBF de la NEC presenta tres métodos de análisis: el Análisis Estático, Análisis Dinámico Espectral y el Análisis Dinámico paso a paso en el tiempo; el primero se realiza a través de un modelo con cargas estáticas equivalentes que no varían en el tiempo y

la estructura no excede el rango elástico, el segundo es el método a utilizar en el presente trabajo de titulación, por lo que se detallará más adelante y el análisis dinámico paso a paso en el tiempo constituye un cálculo de la respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo y es realizado mediante dos formas:

- Utilizando las dos componentes horizontales de registros de acelerogramas apropiadamente seleccionados y escalados a partir de los registros de no menos de 3 eventos sísmicos. Y,
- Cuando no se disponga de al menos 3 eventos sísmicos, se utilizarán acelerogramas artificiales apropiadamente simulados para generar el número de registros y de componentes requeridos.

Por otra parte, el DBF obedece a procedimientos lineales diseñados para producir una estimación conservadora de la respuesta y desempeño sísmico, los mismos que resultan no siempre exactos.

2.1.15 Análisis estático lineal.

El análisis estático lineal consiste en esquematizar la acción del sismo mediante cargas laterales estáticas equivalentes que se aplican en cada piso de la edificación (**Gráfico 9**), para lo cual se calcula el cortante basal tomando en consideración un comportamiento lineal de los materiales constituyentes. La NEC indica que el método de análisis estático lineal se aplicará como mínimo para todo tipo de estructuras, resultando suficiente para estructuras de configuración regular.

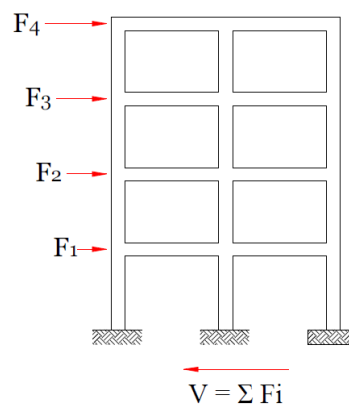


Grafico 9. Esquema del análisis Estático Lineal

Fuente: NEC 2015

2.1.16 Análisis dinámico lineal.

“Al aplicar un análisis dinámico lineal, la estructura se modela como un sistema de Múltiples Grados de Libertad (MGDL) con una matriz de rigidez elástica lineal. La acción sísmica se modela utilizando un análisis espectral modal o un análisis temporal. El análisis espectral modal supone que la respuesta dinámica de una estructura se puede determinar considerando de forma independiente, la respuesta de cada modo natural de vibración utilizando un espectro de respuesta elástico. Sólo se consideran los modos que contribuyen considerablemente a la respuesta de la estructura.”. (Bonett Díaz, 2003).

Dicho de otra manera, el análisis dinámico lineal considera múltiples grados de libertad. Adicionalmente al cortante basal se utiliza un espectro de diseño en aceleraciones encontrando la respuesta estructural y la información de los modos de vibración; además de considerar a los materiales con un comportamiento lineal (dentro del rango elástico).

2.1.17 Análisis modal espectral

En la mayoría de las normas de construcción, uno de los métodos más utilizado en el análisis dinámico es el Análisis Modal Espectral, esto dado a su simplicidad de aplicación y buenos resultados que proporciona.

El análisis modal espectral obtiene la respuesta máxima de la estructura por medio de la separación del sistema en sus formas o modos de vibrar, combinando las respuestas máximas de cada uno de sus modos mediante la aplicación de un espectro de respuesta; es decir, obtiene las respuestas máximas mediante una superposición de todos los modos. Las respuestas máximas de cada modo se encuentran afectadas por un coeficiente de participación modal, factor que indica el porcentaje en que cada modo contribuye a la respuesta total de la estructura.

El análisis modal espectral al ser un procedimiento de análisis dinámico aproximado presenta ciertas limitaciones, mostrándose las principales:

- El Análisis Modal Espectral es aplicable a sistemas lineales, es decir, los materiales se comportan dentro del rango elástico.
- El Análisis Modal Espectral da como resultado el valor máximo de respuesta sin señalar en que instante de tiempo se produce dicho máximo, es por ello que surge la necesidad de establecer suposiciones sobre la suma de los máximos de los distintos modos obtenidos.

2.1.18 Espectro de respuesta

La variación de la respuesta de un sistema en el tiempo bajo varios tipos de excitaciones es un tema de interés para propósito de análisis y diseño estructural, los valores máximos de la respuesta estructural contienen información determinante, dado que dichos valores están relacionados con las fuerzas y desplazamientos máximos que la estructura debe resistir. En consecuencia, es de gran interés la obtención de estos valores de respuesta máxima, los cuales se encuentran condensados en gráficos llamados espectros de respuesta.

El espectro de respuesta se define como una gráfica que proporciona información de las respuestas máximas (aceleraciones, desplazamientos, velocidades) que sucede en una determinada estructura a causa de una acción dinámica.

En el **gráfico 10** se muestra el esquema de cálculo de un espectro de respuesta; a la izquierda aparece un conjunto de osciladores de 1 GDL, que representan a estructuras de un piso, que van a ser sometidos a un sismo X cuyo acelerograma se indica en la parte inferior izquierda.

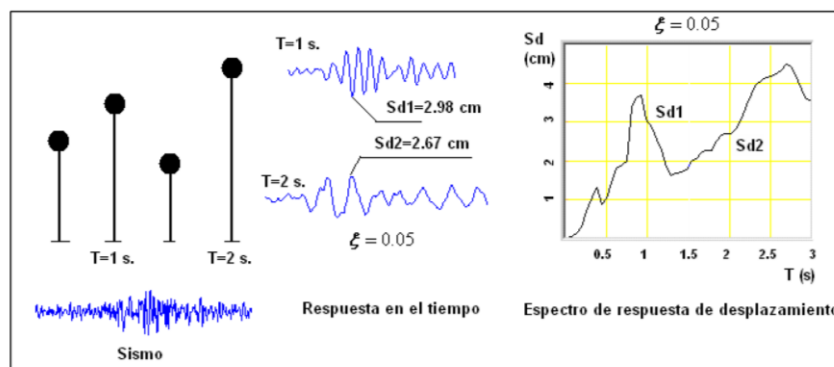


Gráfico 10. Esquema de cálculo de los Espectros de Respuesta

Fuente: Análisis Sísmico de Edificios, Aguiar (2008)

En la parte central del **gráfico 10**, se tiene la respuesta en el tiempo de desplazamiento de dos osciladores, con períodos de 1s y 2s respectivamente. Se ha identificado las respuestas máximas en cada uno de ellos, como Sd1 para el sistema con $T = 1s$, y Sd2 para el sistema con $T = 2s$; para hallar el espectro Sd1 y Sd2 se consideran en valor absoluto.

En la parte derecha se han colocado los valores de Sd1 y Sd2 asociados a períodos de 1 y 2 s, se han colocado además los desplazamientos máximos correspondientes a los restantes períodos del conjunto de osciladores de un grado de libertad, la gráfica que resulta de unir las respuestas máximas es el Espectro de Respuesta de desplazamientos.

Se pudo haber colocado las respuestas máximas de velocidades o de aceleraciones (en valor absoluto), obteniéndose los espectros de respuesta de velocidad y aceleración, respectivamente.

En general la construcción de un espectro de respuesta consiste en la graficación de los valores máximos de la respuesta de un sistema sometido a un acelerograma versus el período natural. Cada período corresponde a un sistema con frecuencia y rigidez particular, es decir, representa a una estructura en específico (una edificación, una cubierta, un puente peatonal, un puente vehicular, etc.). Se pueden considerar varios valores de amortiguamiento.

En el **gráfico 11**, se muestra un espectro de respuesta en aceleraciones, en el cual el eje de las abscisas corresponde al período natural, mientras que en el eje de las ordenadas se muestran las respuestas máximas de aceleración calculadas para distintos factores de amortiguamiento.

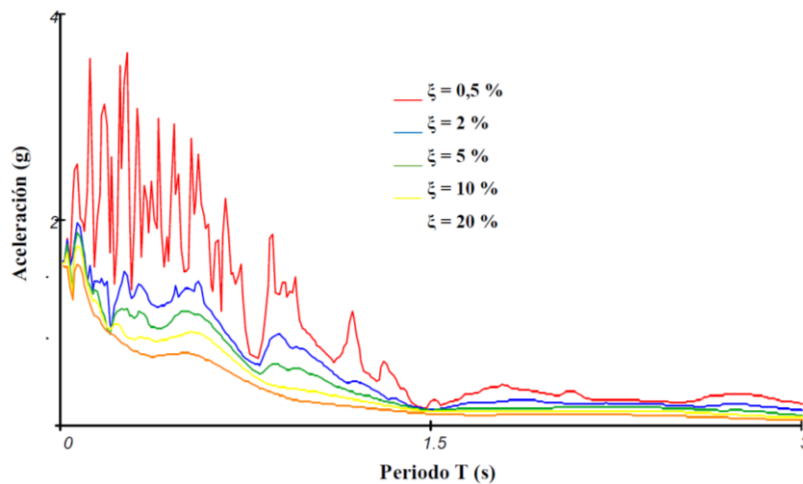


Gráfico 11. Espectro de respuesta, en términos de aceleración.

Fuente: Math Cad

2.1.19 Espectro elástico de respuesta

Los espectros elásticos de respuesta proporcionan las bases para calcular la fuerza de diseño y deformación de una estructura para permanecer dentro del rango elástico.

Crisafulli F. & Villafañe E. (2002), establecen que los espectros elásticos de respuesta representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado que usualmente incluyen varias curvas considerando distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del terremoto.

2.1.20 Espectro inelástico de respuesta

El cálculo de estructuras para que presenten un comportamiento elástico lineal, suelen ser caras y muchas veces solo están destinadas a estructuras muy importantes. Normalmente se diseñan estructuras que no tienen un comportamiento elástico, es decir, la deformación que pueda presentar la estructura durante una ocurrencia sísmica estará dentro del rango plástico.

El campo plástico es el intervalo en donde los elementos además de alargarse notablemente sin que la carga varíe, conservan un alargamiento remanente al retirarse la carga.

2.1.21 Espectro de diseño

Una estructura no puede diseñarse para el espectro de un sismo en particular, ya que en el siguiente sismo, el espectro será diferente. Es por ello que para el cálculo de las estructuras se utilizan los espectros de diseño.

El espectro de diseño se basa en el análisis estadístico y probabilístico de los espectros de respuesta de un conjunto de registros sísmicos de una región, previamente los acelerogramas se normalizan a un valor determinado, obteniéndose *una sola respuesta típica de la zona (espectro de diseño)*. “El espectro de diseño debe satisfacer ciertos requisitos, ya que está pensado para diseñar nuevas estructuras o para evaluar la seguridad sísmica de las estructuras existentes, a fin de que puedan resistir a sismos futuros”. (Chopra, 2014)

Si no se dispone de una suficiente cantidad de registros sísmicos, se pueden generar registros sísmicos artificiales que sean compatibles con la sismicidad local de la región.

2.1.22 Espectro elástico de diseño en aceleraciones según la NEC

Actualmente la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), pone al alcance de los profesionales de la construcción un espectro elástico de diseño, el cual depende básicamente de la zona sísmica y del tipo de suelo del emplazamiento de la estructura.

A continuación se muestra el espectro elástico que representa el sismo de diseño, sismo que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%.

Este sismo de diseño se construye a partir de las ordenadas normalizadas de los espectros de peligro sísmico en roca, considerando un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años o un período de retorno de 475 años. Además se considera el factor de amplificación máxima η (S_a/Z , en roca), que cambia según la región del Ecuador que se esté analizando.

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

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

Donde el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (T_c) se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Donde:

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

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

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

T : Período fundamental de vibración de la *estructura*.

To: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el *sismo de diseño*.

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

Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.

r: Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

$r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.5$ para tipo de suelo E.

2.1.23 Ingeniería sísmica

Estudia de qué modo el movimiento producido por cargas horizontales o cargas sísmicas repercute en las edificaciones u otras estructuras creadas por el hombre.

Para lograr sus objetivos la ingeniería sísmica utiliza los resultados proporcionados por la sismología, especialmente los que emplean en la definición numérica de la acción.

Sus principales objetivos son:

- Comprender las interacciones entre los edificios y la infraestructura con el subsuelo.
- Pronosticar sus principales consecuencias de fuertes terremotos en áreas urbanas y sus efectos en la infraestructura.
- Diseñar, construir y mantener funcional las estructuras con el principal objetivo de resistir a la exposición de un terremoto, más allá de las expectativas y en total cumplimiento de los reglamentos de construcción.

2.1.24 Sismo-resistencia

Rama de la Ingeniería que consiste en el diseño y construcción de estructuras con adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una

proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de fuerzas causadas por sismos frecuentes. Aun cuando se diseñe y construya una edificación cumpliendo con todos los requisitos que indican las normas de diseño y construcción sismo resistente, siempre existe la posibilidad de que se presente un sismo aún más fuerte que los que han sido previstos y que deben ser resistidos por la edificación sin que ocurran colapsos totales o parciales en la edificación.

2.1.25 Principios de la sismo resistencia

- **Forma regular:** La geometría de la edificación debe ser sencilla en planta y en elevación. Las formas complejas, irregulares o asimétricas causan un mal comportamiento cuando la edificación es sacudida por un sismo. Una geometría irregular favorece que la estructura sufra torsión o que intente girar en forma desordenada.
- **Bajo peso:** Entre más liviana sea la edificación menor será la fuerza que tendrá que soportar cuando ocurre un sismo. Grandes masas o pesos se mueven con mayor severidad al ser sacudidas por un sismo y, por lo tanto, la exigencia de la fuerza actuante será mayor sobre los componentes de la edificación.
- **Mayor rigidez:** Es deseable que la estructura se deforme poco cuando se mueve ante la acción de un sismo. Una estructura flexible o poco sólida al deformarse exageradamente favorece que se presenten daños en paredes o divisiones no estructurales, acabados arquitectónicos e instalaciones que usualmente son elementos frágiles que no soportan mayores distorsiones.
- **Buena estabilidad:** Las edificaciones deben ser firmes y conservar el equilibrio cuando son sometidas a las vibraciones de un sismo. Estructuras poco sólidas e inestables se pueden volcar o deslizar en caso de una cimentación deficiente.
- **Suelo firme y buena cimentación:** La cimentación debe ser competente para transmitir con seguridad el peso de la edificación al suelo. También, es deseable que el material del suelo sea duro y resistente.
- **Estructura apropiada:** Para que una edificación soporte un sismo su estructura debe ser sólida, simétrica, uniforme, continua o bien conectada

- **Materiales competentes:** Los materiales deben ser de buena calidad para garantizar una adecuada resistencia y capacidad de la estructura para disipar la energía que el sismo le otorga a la edificación cuando se sacude.
- **Calidad en la construcción:** Se deben cumplir los requisitos de calidad y resistencia de los materiales y acatar las especificaciones de diseño y de construcción y la ausencia de supervisión técnica ha sido la causa de daños y colapsos de edificaciones que aparentemente cumplen con otras características o principios de la sismo resistencia.
- **Capacidad de disipar energía:** Una estructura debe ser capaz de soportar deformaciones en sus componentes sin que se dañen gravemente o se degrade su resistencia. Cuando una estructura no es dúctil y tenaz se rompe fácilmente al iniciarse su deformación por la acción sísmica. Al degradarse su rigidez y resistencia pierde su estabilidad y puede colapsar súbitamente
- **Fijación de acabados e instalaciones:** Los componentes no estructurales como tabiques divisorios, acabados arquitectónicos, fachadas, ventanas e instalaciones deben estar bien adheridos o conectados y no deben interactuar con la estructura. Si no están bien conectados se desprenderán fácilmente en caso de un sismo.

2.1.26 Comportamiento sísmico

El comportamiento sísmico se da cuando la tierra tiembla a causa de los choques de las placas tectónicas y la liberación de energía de deformación acumulada en el manto, en el momento de una readecuación brusca de materiales de la corteza terrestre superando el estado de equilibrio mecánico. [3]

Un sismo, vibración interna o externa de la tierra es la reorganización de la corteza terrestre o movimiento de grandes fragmentos causados por el movimiento vibratorio de las placas tectónicas del planeta que se propaga en diferentes direcciones en forma de ondas. [6]

El movimiento de la superficie terrestre que provoca un terremoto presenta riesgos elevados, estos son fenómenos imposibles de detenerlos pero si prevenirlos, afectan mucho al hombre y al entorno que lo rodea. [7]

2.1.27 Espectro de diseño

Las edificaciones no pueden diseñarse para resistir un sismo en particular en una zona específica, debido a que todos los sismos presentan características diferentes. Por esta razón el diseño de construcciones sismo resistente se realizara con espectro normalizados (no posee variaciones bruscas) y que consideran sismo típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos cuya descripción detallada escapa el alcance de esta investigación.

Es muy importante saber que los espectros de respuestas se obtienen para un terremoto dado, pero el espectro de diseño, se aplica al cálculo y verificación de estructuras y representan la sismicidad probable de la zona a construirse la edificación. [16]

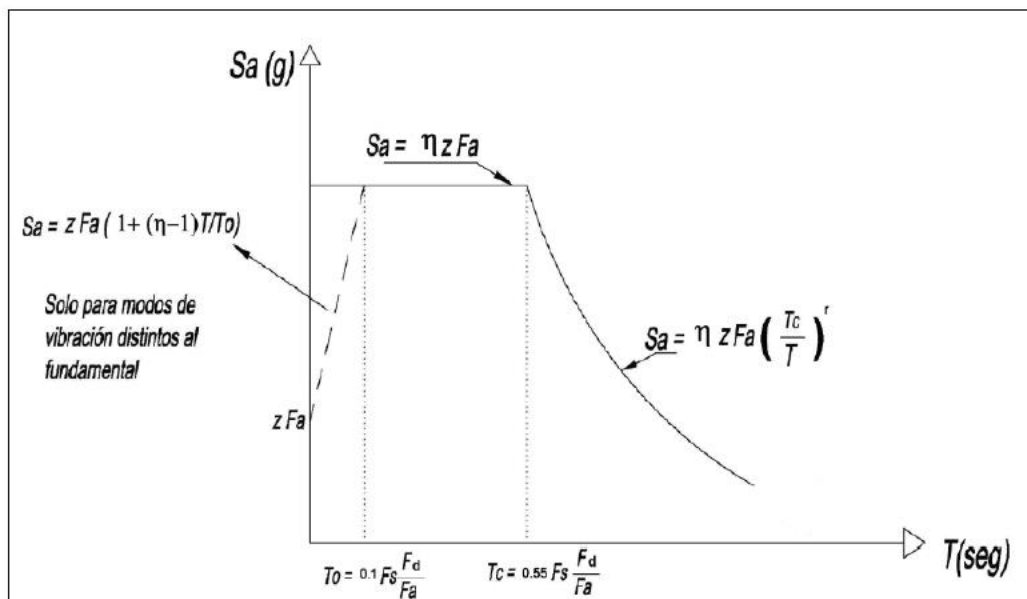


Gráfico 12. Espectro elástico de diseño

Fuente: NEC 2015

2.1.28 Límites de DBF

El DBF presenta ciertas deficiencias:

Utiliza factores de reducción de resistencias sísmicas R constantes para cada tipología estructural. [17]

Suponiendo que la rigidez es independiente de la resistencia, es decir que la rigidez y el periodo pueden estimarse antes de que se conozca el esfuerzo de las secciones del hormigón armado o el espesor final de las placas de los elementos de acero.

2.1.29 Requisitos *RDBF*: fuerzas internas (solicitantes mecánicas)

Esto implica el cálculo de las fuerzas internas que actúan en cada elemento estructural, para cumplir, los resultados totales del análisis deberán incluir, Deflexiones, derivas, cargas en los pisos y en los elementos, momentos, cortante de pisos, cortante en la base. [17]

2.1.30 Requisitos *RDBF*: deriva de piso

Las fuerzas sísmicas se calcularán de acuerdo al tipo de material y de estructura, en conformidad con la NEC 2015. [17]

2.1.31 VISIÓN 2000

Unos de los parámetros que mejor correlacionan el daño esperado en una estructura es la deriva máxima de piso. De ahí que la mayoría de las normativas sísmicas establecen un tope máximo de la deriva de piso. De acuerdo al desempeño que se espera de la estructura. El comité VISIÓN 2000 de los Estados Unidos establece los límites que se indican en la tabla siguiente:

Nivel de Desempeño Según el Comité Visión 2000	
Operacional	<0,2% +/-
Inmediata Operacional	<0,5% +/-
Seguridad de vida	<1,5% +/-
Prevención al colapso	<2,5% +/-
Colapso	>2,5% +/-

Tabla 1. Derivas de piso recomendadas por el Comité Visión 2000

Fuente: Comité Visión 2000

2.2 HIPÓTESIS

Existe alguna relación entre la frecuencia fundamental de un edificio con las derivas inelásticas que puede sufrir la edificación.

Mediante los resultados del análisis estructural de un edificio irregular de 5 pisos, y con la utilización de los elementos estructurales necesarios para estabilizar y controlar las derivas del edificio, se analizara la relación que existe con la frecuencia fundamental de la estructura. Debido a la incidencia de cargas sísmicas en el Ecuador con los resultados del Diseño Basado por Fuerzas (DBF) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.

2.2.1 Señalamiento de variables de la hipótesis

2.2.2 Variable independiente

- Variación de la frecuencia fundamental de una estructura irregular de 5 pisos

2.2.3 Variable dependiente

- Deriva inelástica
- Desplazamiento de la estructura

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1 Nivel O Tipo De Investigación

3.1.1 Nivel Exploratorio

El presente trabajo de graduación será de carácter teórico:

La investigación sobre el “Análisis de la relación de la frecuencia fundamental de una estructura con la deriva inelástica de piso en una estructura irregular de 5 pisos”, se realiza a través de informes, libros, modelaciones, trabajos, tesis, e internet.

Se usan programas de Microsoft Office (Word, Excel, PowerPoint) y AutoCAD para las distintas presentaciones que se necesitan a lo largo del desarrollo del trabajo de Grado.

Para el presente análisis se toma, como punto de partida, el pre diseño de una estructuras de 5 pisos con dos subsuelos de hormigón armado, utilizando como software de análisis el programa ETABS versión 2016; en el cual se analizan las respuestas máximas de las estructuras considerando varios números de modos de vibración, a fin de que cumplan con la normativa vigente.

3.1.2 Nivel Descriptivo

A causa del análisis estructural se obtendrá datos en función a la investigación, se establecerá rangos y parámetros para describir y analizar el comportamiento estructural con los valores mostrados en el cálculo. Resultados que será analizado y verificado posteriormente.

3.1.3 Nivel Explicativo

Una vez realizado e implementado todas las variables del Diseño Basado por Fuerzas (DBF) mediante la utilización de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, se planteará

el análisis de la relación entre la frecuencia fundamental con la deriva inelástica de piso, para indagar los resultados obtenidos en el software de cálculo.

3.2 Población Y Muestra

3.2.1 Población

El universo o colectivo lo conforman la edificación de 5 pisos más un tapa-grada cuya utilización es para departamentos multifamiliares que actualmente se encuentra en plan de construcción en la provincia de Tungurahua cantón Ambato zona céntrica de la ciudad.

3.2.2 Muestra

Descripción del edificio a analizar

El edificio a analizar se considera que posee 2 subsuelos, que será destinada para el área de parqueaderos con una capacidad de 18 vehículos para el nivel -2.79 y de 19 vehículos para el nivel -5.58, la clase de vehículos serán de categoría M según la NTE INEN 2656. Vehículos automotores de 4 ruedas o más diseñados y contruidos para el transporte de pasajeros, clasificado en la clase III vehículos contruidos exclusivamente para el transporte de pasajeros sentados, sobre los niveles N+0.00; +3.40; + 6.46; +9.52; +12.58; +15.64; +18.70; se proyectan niveles tipo destinado a departamentos completos.

En el N+15.64 tenemos una cubierta accesible donde encontramos un área comunal del edificio con una tapa grada y área para accesorios, jardinería y cuarto de máquinas.

Y sobre los niveles N +3.40; + 6.46; +9.52; +12.58; +15.64; +18.70; se proyectan niveles tipo destinado a contener 3 departamentos por cada piso de los cuales dos departamentos son completos, y el tercero es un medio departamento, los dos departamentos poseen:

- Dormitorio master
 - Vestidor
 - Baño Privado

- Dormitorio1
- Dormitorio 2
 - Baño Compartido
- Sala Estar
- Sala de televisión
- Comedor
 - Balcón
- Baño Social
- Cocina
- Cuarto de lavandería
 - Baño de servicio

El tercer departamento posee:

- Dormitorio master
 - Vestidor
 - Baño Privado
- Dormitorio1
 - Baño Compartido
- Sala Estar
 - Balcón
- Cocina

En el N +15.64 se encuentra la cubierta accesible donde encontramos un área comunal del edificio:

- Sala de reuniones
- Sala lunch
- Gimnasio

- Zona BBQ
- Jardineras
- Cuarto de máquinas para ascensor

La estructura se debe estudiar por medio del control y chequeos de valores, para establecer rangos y productos, para describir su comportamiento y capacidad de resistencia ante los posibles sismos que afecten a la estructura en mención, el primer nivel exploratorio para el análisis de la relación de frecuencia fundamental y deriva inelástica de piso se adquirió planos arquitectónicos de un edificio de 5 plantas más 2 subterráneos en la ciudad de Ambato.

3.3 Operacionalización De Variable

3.3.1 Variable Independiente

Análisis y comparación

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnica e Instrumentos
Variación de la frecuencia fundamental de una estructura irregular	La respuesta dinámica de una edificación durante un sismo con la relación entre el período de vibración de las ondas sísmicas y su propio periodo de vibración de la estructura.	Aceleraciones de suelos en función del tiempo	¿Los acelerogramas proporcionan resultados similares a un sismo real?	Software
		Periodo De Vibración Fundamental	¿Qué tipo de instrumento fue utilizado para la obtención de los datos de los periodos?	Software
		Control de la frecuencia fundamental de la estructura	¿Cuáles son los requisitos para cumplir el análisis de este control?	Software

Tabla 2. Variable independiente

Elaborado: César Cevallos

3.3.2 Variable Dependiente

Resultados del diseño

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnica e Instrumentos
Desplazamiento de la estructura	Relación de frecuencia fundamental con deriva inelástica de piso	Resultado de análisis	¿Cuáles son los requisitos para cumplir el análisis de este método?	Observación
		Espectro de Diseño	¿Cuál es la normativa que se ha utilizado para la obtención del espectro de diseño?	Observación
		Estructura Sismo-Resistente	¿La estructura absorberá las fuerzas sísmicas evitando el colapso?	Software

Tabla 3. Variable dependiente

Elaborado: César Cevallos

3.4 Plan De Recolección De Información

Preguntas Básicas	Explicación
1.- ¿Qué evaluar?	Evaluar los resultados de la variación de la frecuencia fundamental mediante la deriva inelástica de piso
2.- ¿Sobre qué evaluar?	Se evaluara la estabilización del edificio con la frecuencia fundamental de la estructura
3.- ¿Sobre qué aspectos?	Establecer los diferentes resultados como son, el periodo de vibración de la estructura, derivas de pisos, desplazamiento, efectos P- Δ ,
4.- ¿Quién evalúa?	Investigador: César Eduardo Cevallos Barzallo Tutor: Ing. Mg. Carlos Navarro
5.- ¿A quiénes evalúan?	El edificio a analizar se considera que posee 2 sótanos, el nivel N-5.04 y - 2.52 será destinada para el área de parqueaderos, y sobre los niveles N+0.00; +3.40; + 6.46; +9.52; +12.58; +15.64; +18.70; +21.76 se proyectan niveles típicos destinado a departamentos completos, posee un baño de visitas un baño compartido y un baño privado, sala, comedor, área de lavandería y secado, tres dormitorios completos, sala estar. Por último en el N+21.76 una cubierta accesible donde encontramos un área comunal del edificio con una tapa grada y área para accesorios, jardinería y cuarto de máquinas.
6.- ¿Dónde evalúan?	Se evaluara en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.
7.- ¿Cómo y con qué?	Se realizará el diseño, modelación y la cuantificación de cargas, definiendo las propiedades mecánicas de los materiales, geometrías ideales de los elementos estructurales, bajo normativas de diseño para edificios y se modelará tridimensionalmente en un software especializado en estructuras que nos permita obtener resultados para el respectivo análisis e interpretación de datos obtenidos por el programa.

Tabla 4. Plan de recolección de información

Elaborado: César Cevallos

3.5 Plan De Procesamiento Y Análisis

3.5.1 Plan De Procesamiento

3.5.1.1 Planos Arquitectónicos

- Revisión Crítica de la Información Recogida.
- Distribución de ductos o pozos de luz
- Altura de entresijos
- Peralte de losa
- Distribución de tipos de columnas
- Distribución de tipos de vigas
- Distribución de tipos de paredes
- Implantación de las gradas y ascensores
- Tipo de acabados
- Estudio estadístico de datos para presentación de Resultados.

3.5.1.2 Estructuración

- Separación y colocación de los diferentes tipos de columnas tratando siempre de mantener una secuencia lo más simétrica posible.
- Separación entre ejes.
- Análisis de resultados.
- Establecimiento de Conclusiones y Recomendaciones.

3.5.1.3 Modelos Matemáticos

- Capacidad portante del suelo $q_u =$
- Resistencia del hormigón $f'_c =$
- Resistencia del acero de refuerzo $f_y =$
- Módulo de Poisson = 0,2 =
- Módulo de elasticidad del concreto =
- Módulo de elasticidad del acero =
- Pesos específicos de los materiales =

3.5.1.4 Cargas

- Carga viva
- Peso de la losa
- Peso de las paredes
- Cargas sísmicas reactivas
- Pesos por Pisos
- Cortante basal de diseño estático V_e
- Cortante basal de diseño dinámico V_d
- Determinación de fuerzas horizontales de sismo
- Calculo del espectro elástico de acuerdo a la NEC 2015

3.6 Análisis

- Coeficiente sísmico
- Periodos de Vibración
- Desplazamientos elásticos

- Derivas de pisos elásticas
- Derivas de pisos inelásticas
- Masa del edificio
- Centro de masas de cada piso
- Centro de rigideces de cada piso
- Excentricidades de piso
- Efectos $P-\Delta$
- Periodo fundamental de la estructura
- Modos de vibración de la estructura

CAPITULO IV

ANALISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

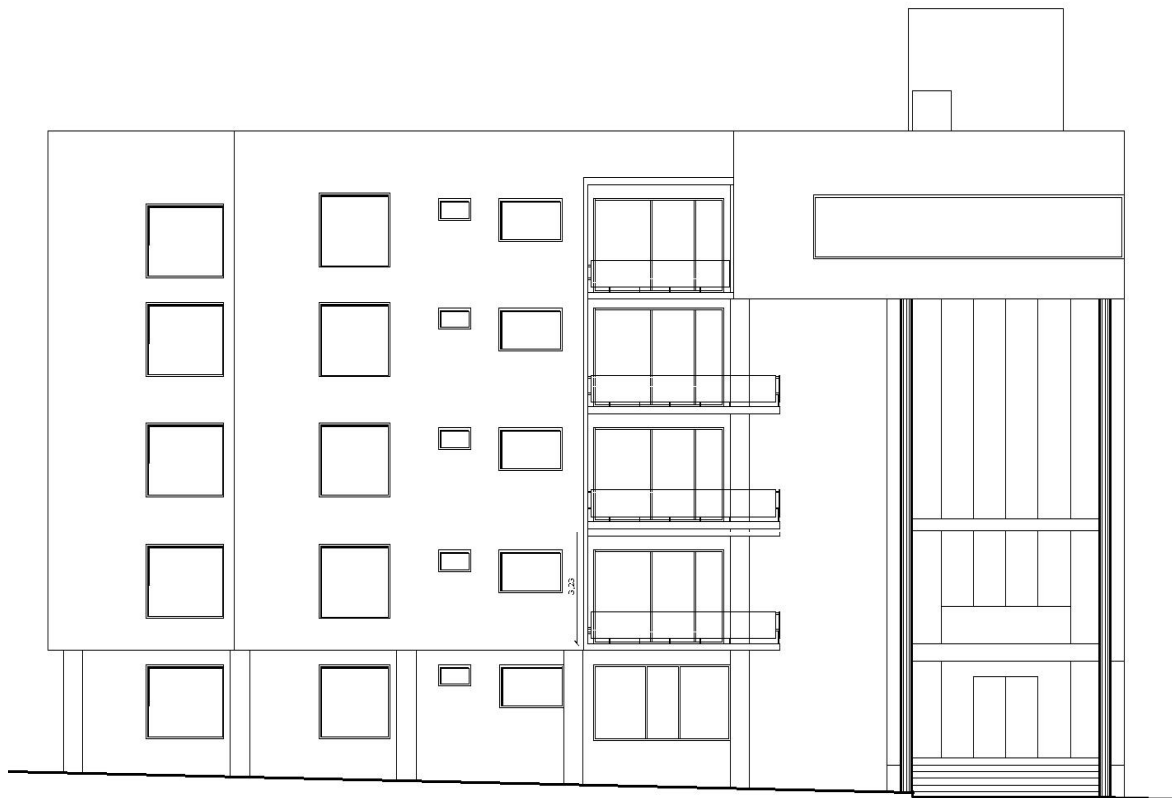
4.1 Recolección De Datos

4.1.1 Diseño Arquitectónico

Los datos obtenidos de la investigación acerca de: “Análisis de la relación de la frecuencia fundamental de una estructura con la deriva inelástica de piso en una estructura irregular de 5 pisos”.

Experimentados en el diseño de una Estructura compuesta de hormigón y acero, a continuación se detallan:

La fachada es el paramento exterior del edificio. El concepto permite hacer referencia a todos los paramentos exteriores de la construcción pero, por lo general, el término se utilizara para hacer mención a la fachada principal o fachada delantera.

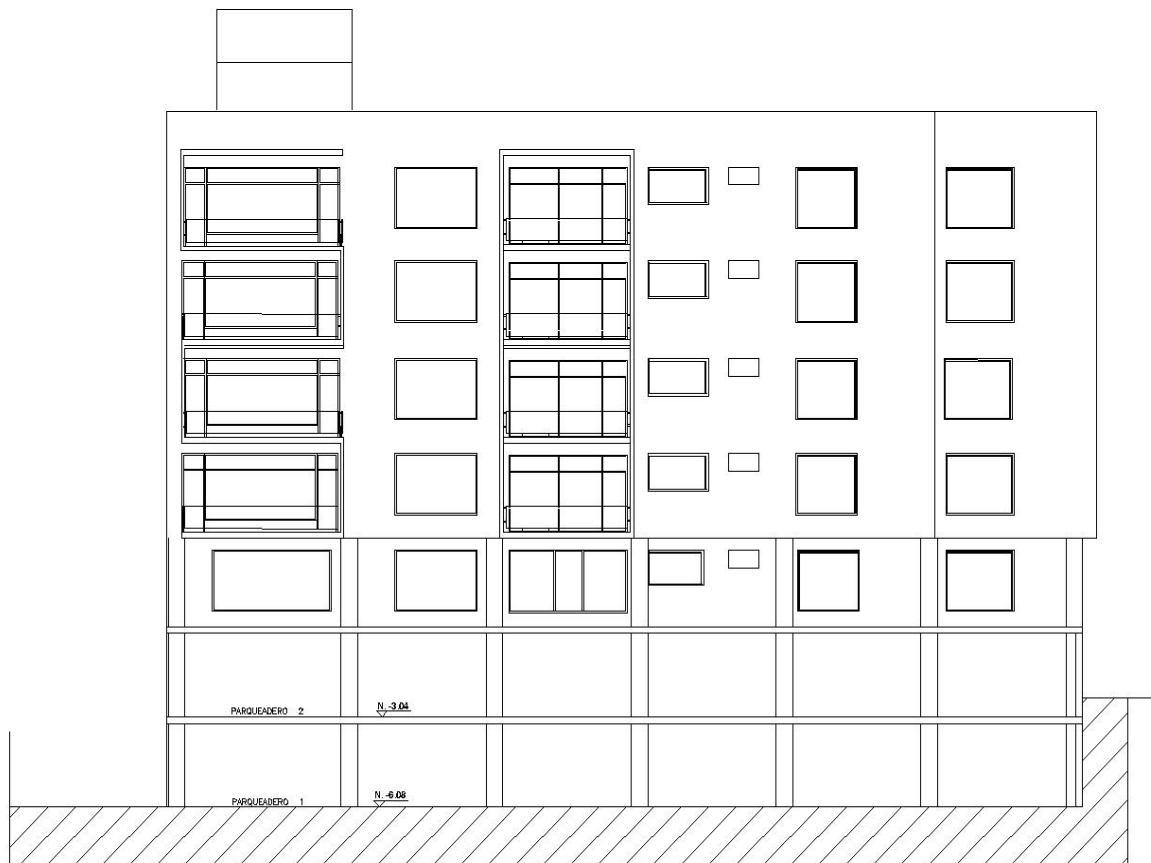


FACHADA PRINCIPAL

Grafico 13. Fachada Principal

Elaborado: César Cevallos

La fachada posterior posee 2 balcones con travesaños y montantes de acero que se encuentran anclados a las columnas del edificio y tienen un recubrimiento en vidrio, la mampostería de lindero de los departamentos están elaborados en bloque estructural de 15 cm.

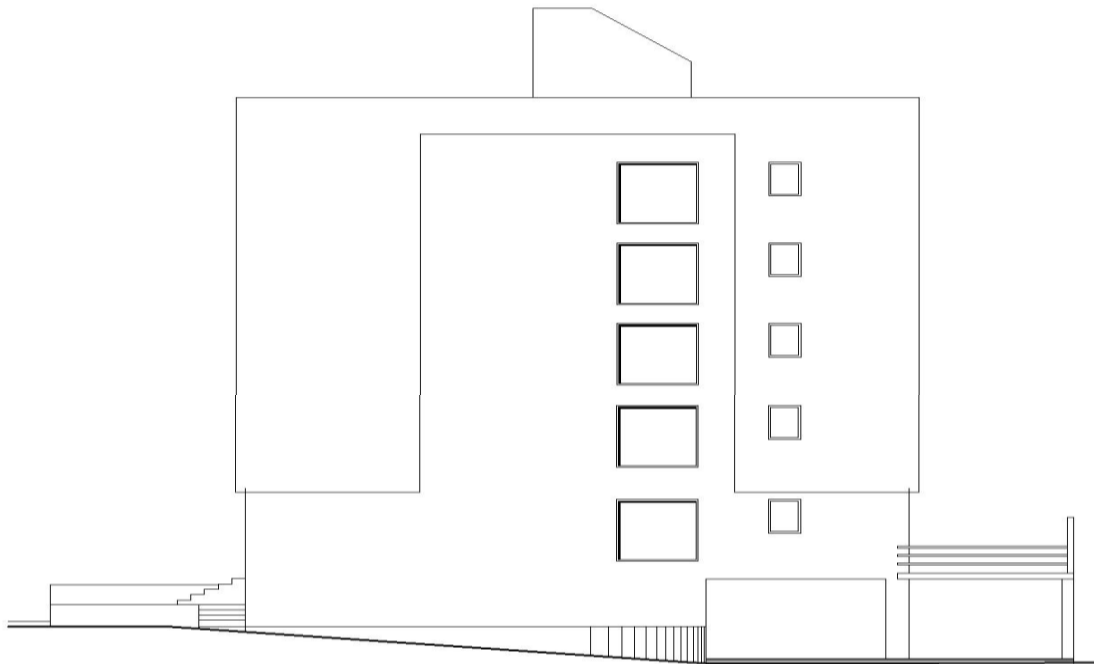


CORTE-FACHADA POSTERIOR

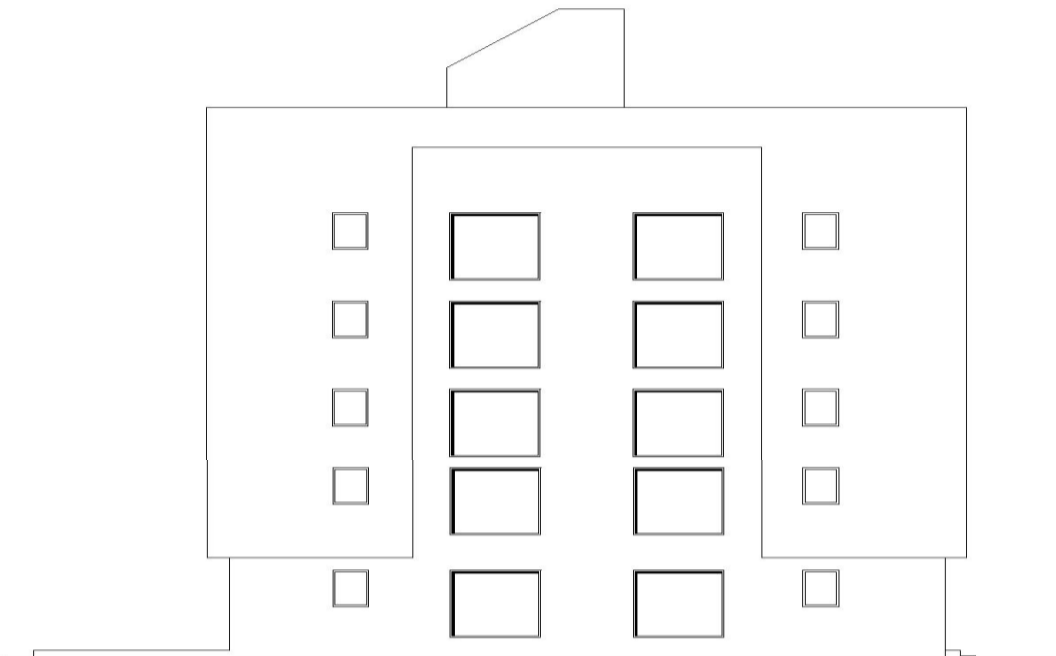
Grafico 14. Fachada Posterior

Elaborado: César Cevallos

La fachada lateral Izquierda y Derecha tienen un acabado en bloque estructural de 15 cm, en el último nivel se encuentra un volado de 50 cm que cubre toda la parte lateral de edificio.



Fachada lateral derecha

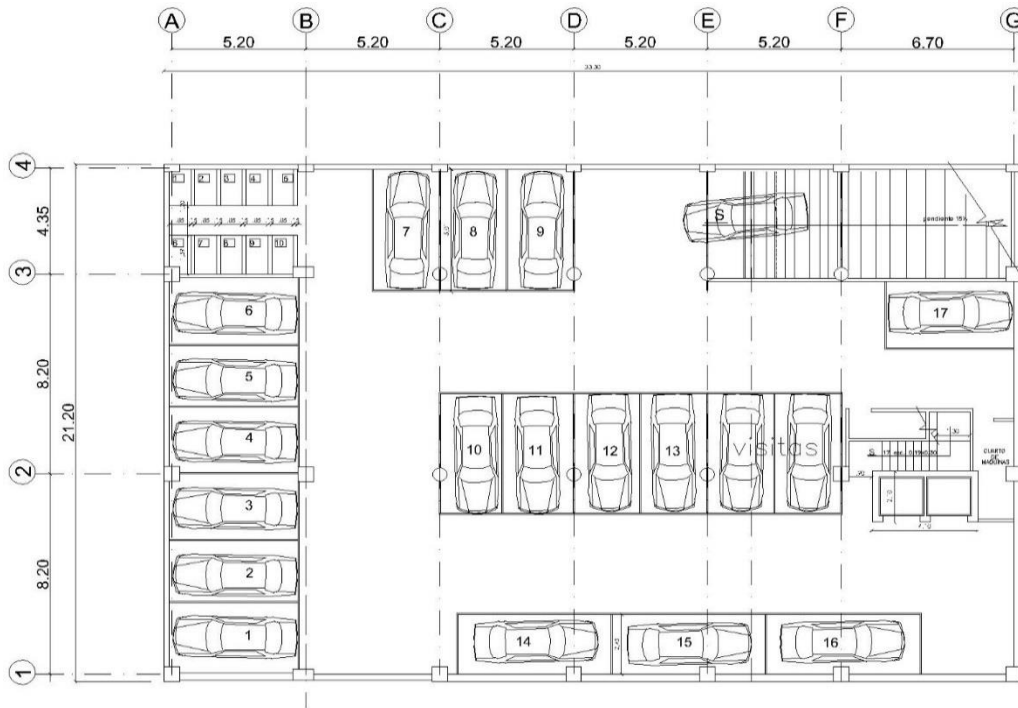


Fachada lateral Izquierda

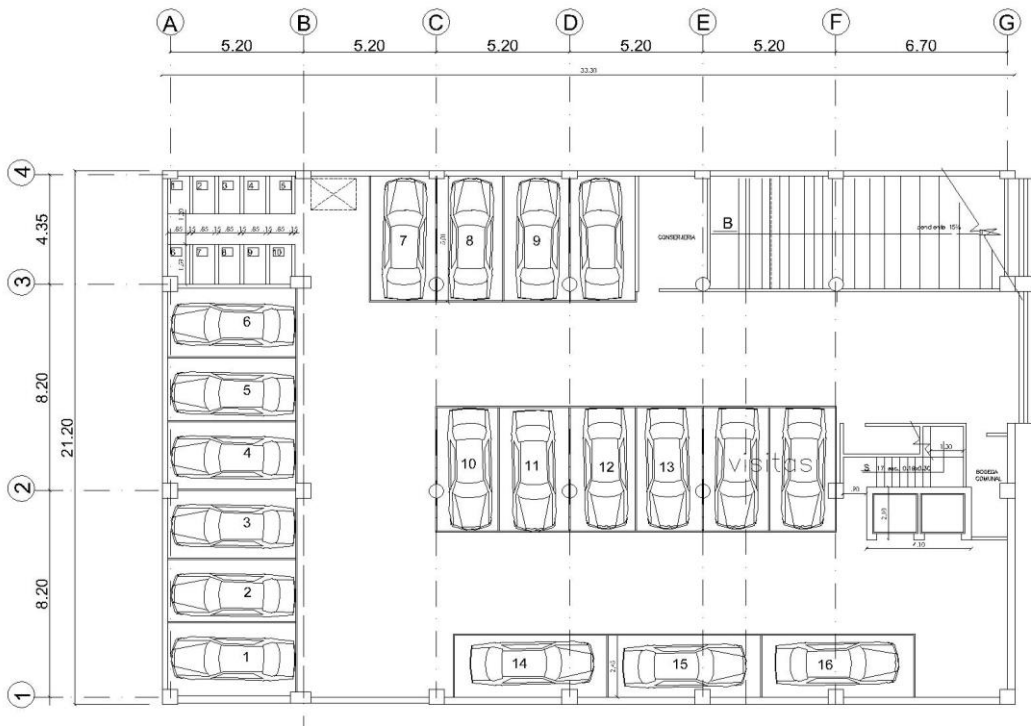
Grafico 15. Fachadas Laterales

Elaborado: César Cevallos

En los dos subsuelos encontramos estacionamientos y bodegas que corresponde a cada departamento, también de aquí parte el ascensor y las gradas del edificio.



Parqueadero NVS. -5.58

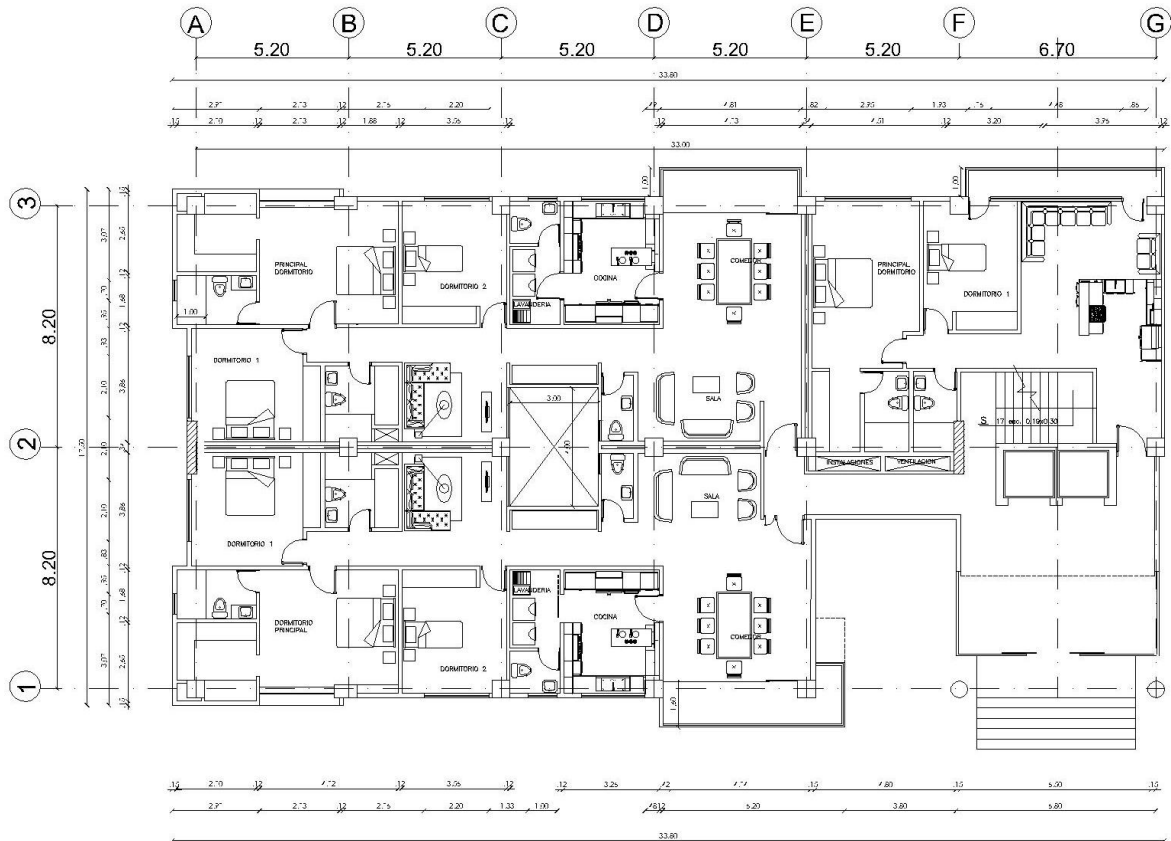


Parqueadero NVS. -2.79

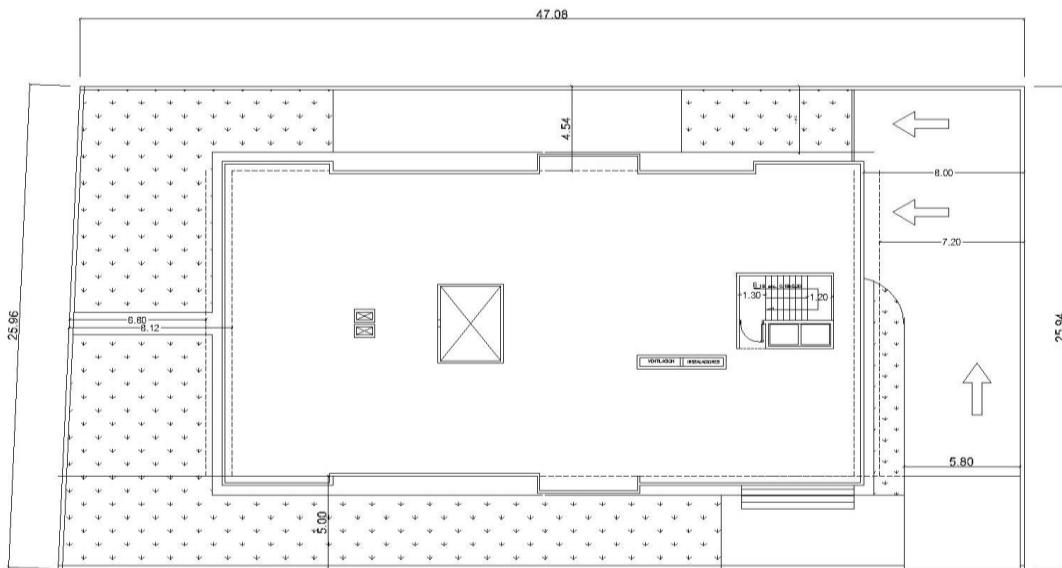
Grafico 16. Planta de subsuelos

Elaborado: César Cevallos

Tenemos la planta tipo del edificio que cuenta con tres departamentos completos, el mismo que consta con todo lo mencionado anteriormente en la descripción del edificio.



Planta Tipo NVS. +3.40, +6.10, +9.15, +12.12



Cubierta NVS. +15.25

Grafico 17. Planta departamentos y planta de terraza

Elaborado: César Cevallos

Para un análisis apropiado es necesario conocer los siguientes detalles que nos permitirá obtener las cargas actuantes en la edificación, con estos detalles podemos considerar la geometría y distribución general de las masas actuantes en el edificio.

- Distribución de ductos o pozos de luz
- Altura de entresijos
- Peralte de la losa
- Distribución de columnas
- Distribución de vigas
- Distribución de paredes
- Uso designado para el edificio
- Implantación de las gradas y ascensor
- Tipo de acabados

4.1.2 Estructuración

- Separación y colocación de los diferentes tipos de columnas tratando siempre de mantener una secuencia lo más simétrica posible.
- Separación entre ejes.
- Análisis de resultados. Con el apoyo del Marco Teórico.

4.1.3 Pre-diseño (modelo matemático)

Previo al diseño del elemento estructural se debe estimar la sección de las columnas, las secciones de los planos arquitectónicos que es un punto de partida, pero depende del análisis y el requerimiento de la estructura.

Es prioritario tener los planos arquitectónicos para obtener las medidas y distribución de columnas preliminares, desde ese punto podremos obtener las áreas tributarias.

4.1.4 Modelos Matemáticos

Geometría y Uso

Se detallan las características geométricas de los elementos estructurales y el uso de cada edificación.

Elemento Estructural		Estructura	
		5 PISOS	2 Subsuelos
Hormigón	Columnas	Cuadradas, Rectangulares, Circulares	Cuadradas, Rectangulares, Circulares
	Vigas	Descolgadas	Descolgadas
	Losas	Compuesta	Maciza
Acero A36	Vigas Secundarias	Tipo I	
Uso Estructural		Vivienda	Estacionamientos

Tabla 5. Características de los elementos estructurales

Elaborado por: César Cevallos

En este punto, es muy importante señalar la finalidad o uso de las estructuras, con el objeto de definir apropiadamente las cargas actuantes (carga viva y carga permanente). Los valores de cargas se pueden verificar en la norma NEC-SE-CG (2015), cargas no sísmicas.

4.1.5 Materiales

En cuanto al valor del módulo de elasticidad del hormigón “ E_c ”, en el capítulo

Propiedades Mecánicas del Hormigón Armado de la NEC se establece que “En los modelos elásticos de estructuras que se diseñan para acciones sísmicas de acuerdo a los métodos de la NEC-SE-DS, el módulo de elasticidad del hormigón E_c (GPa), será calculado para hormigones de densidad normal tal como sigue”:

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación (1)}$$

Donde:

E_c = Módulo de Elasticidad para el hormigón [GPa]

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón [MPa]

Sin embargo, para la ciudad de Ambato estudios realizados con agregados de la ciudad y sus alrededores recomiendan utilizar la ecuación:

$$E_c = 13100 * \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación (2)}$$

Donde:

E_c = Módulo de Elasticidad para el hormigón [kg/cm²]

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón [kg/cm²]

Para la modelación de la estructura se utilizará la ecuación (2), ya que el análisis está direccionado a edificaciones ubicadas en la ciudad de Ambato. En la siguiente tabla, se muestra las propiedades del hormigón y del acero:

Material	Propiedad	Unidad	Estructura
			5 Pisos
Hormigón	Resistencia a la compresión	(kg/cm ²)	280
Acero	Límite de fluencia	(kg/cm ²)	4218
	Módulo de elasticidad	(kg/cm ²)	2038902

Tabla 6. Materiales de la estructura

Elaborado por: César Cevallos

4.1.6 Pre-dimensionamiento de columnas

Para el pre dimensionamiento de columnas se considerará lo siguiente:

- Es primordial tener definido el tipo de edificación que se va a diseñar, debido a los tipos de usos, el margen de seguridad varían en el peso de servicio.

- La sección de las columnas se puede estimar de acuerdo al número de pisos, en otras palabras, en una estructura de 4 pisos se asume una sección de 40x40 [cm], en una de 7 pisos se asume una sección de 70x70 [cm]; teniendo en consideración que el área de una columna no debe ser menor a 900 cm² (30x30 cm).
- Las dimensiones de las columnas cuadradas (ancho y espesor) pueden reducirse en máximo 10 cm por piso a medida que asciende de piso, es decir, un edificio con 5 niveles tendrá en su primera planta columnas de 50x50 [cm]; en su segunda planta la sección no será menor de 40x40 cm.

De acuerdo ACI-318

P= 1500 Kg/m²	Edificios Básicos
P= 1300 Kg/m²	Edificios Principales
P= 1000 Kg/m²	Viviendas

Tabla 7. Pesos de servicio y área tributaria

Elaborado por: César Cevallos

$$P.servicio = P * Atri. * N \quad \text{Ecuación (3)}$$

Donde

P= Peso de acuerdo al uso de la edificación

Atri= Área tributaria

N= Número de Piso

$Ag = \frac{P. \text{servicio}}{0,45 \times f'c}$	Ecuación (4)	Columnas Interior Centrales
$Ag = \frac{P. \text{servicio}}{0,35 \times f'c}$	Ecuación (5)	Columnas De Lindero Centrales Columnas Esquineras

Tabla 8. Pesos de servicio y área tributaria

Fuente: ACI-318-11

$$Dc = \sqrt{Ag} \quad \text{Ecuación (6)}$$

Donde:

Ag= Área Bruta

P. Servicio= Peso de servicio

f'c= Resistencia a la compresión del hormigón

Dc= Dimensión de la Columna

Las dimensiones finales de las columnas, mediante pre-diseño se aplican en el edificio que se está analizando en este proyecto de investigación. Debemos tomar en cuenta que estos valores son solo iniciales, estos pueden variar en el diseño de cada elemento según la estabilización del edificio.

Edificio Irregular		
Columnas Interior Central		
Sección	0.60 x 0.60	m.
Sección	1.80 x 0.35	m.
Columnas De Lindero Central		
Sección	0.60 x 0.60	m.
Sección	0.80 x 0.45	m.
Sección	0.40 x 0.40	m.
Columnas Esquineras		
Sección	0.60 x 0.60	m.

Tabla 9. Dimensionamiento de columnas

Elaborado por: César Cevallos

4.1.7 Pre-dimensionamiento de vigas

Debe pre-establecer las dimensiones de la sección transversal de la viga. El ancho “b” de la sección de la viga normalmente se considera definido por cuestiones arquitectónico y también constructivo (debido a las medidas de los encofrados), no obstante como esta dimensión también interviene en la resistencia habrá casos en que pueda mantenerse o variar de acuerdo al requerimiento de la estructura a analizar.

Definido el ancho de la sección debe establecerse un valor para la altura total “h” de la misma. Seleccionamos la luz más crítica con relación a las demás existentes en la estructura. En primera instancia se toma como altura mínima la establecida por la norma ACI 318-14.




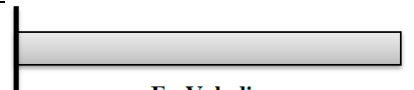
 Simplemente Apoyada	$h = \frac{L}{16}$ Ecuación (7)
 Con un Extremo Continuo	$h = \frac{L}{18,5}$ Ecuación (8)
 Ambos Extremos Continuos	$h = \frac{L}{21}$ Ecuación (9)
 En Voladizo	$h = \frac{L}{8}$ Ecuación (10)

Tabla 10. Altura mínima de vigas no prefabricadas

Fuente: ACI-318-14 Tabla 9.3.1.1

El valor de la base de viga “b” se considera de acuerdo a ACI mínimo que sea 25 cm.

Edificio Irregular		
Secciones De Viga		
Sección	0.40 x 0.55	m.
Sección	0.40 x 0.50	m.
Sección	0.30 x 0.40	m.
Sección	0.25 x 0.20	m.

Tabla 11. Dimensionamiento de vigas

Elaborado por: César Cevallos

4.1.8 Pre-dimensionamiento de losa

El pre-dimensionamiento de una losa de piso es el cálculo del espesor de la losa estructural, debe estimarse para tomar en cuenta su peso. El peralte de la losa es muy importante, debido a que este valor deriva el peso de la losa.

La suma total de los pesos como: peso de la losa y la carga viva se trabajara hasta encontrar el peralte de diseño efectivo, esta relación se da si el peralte asumido es mayor que el calculado, y posteriormente al análisis y diseño de los elementos estructurales.

De acuerdo al ACI 318-14 realizamos la comparación de los tablero más crítico, geoméricamente y la más cargada con relación a los demás tableros de análisis.

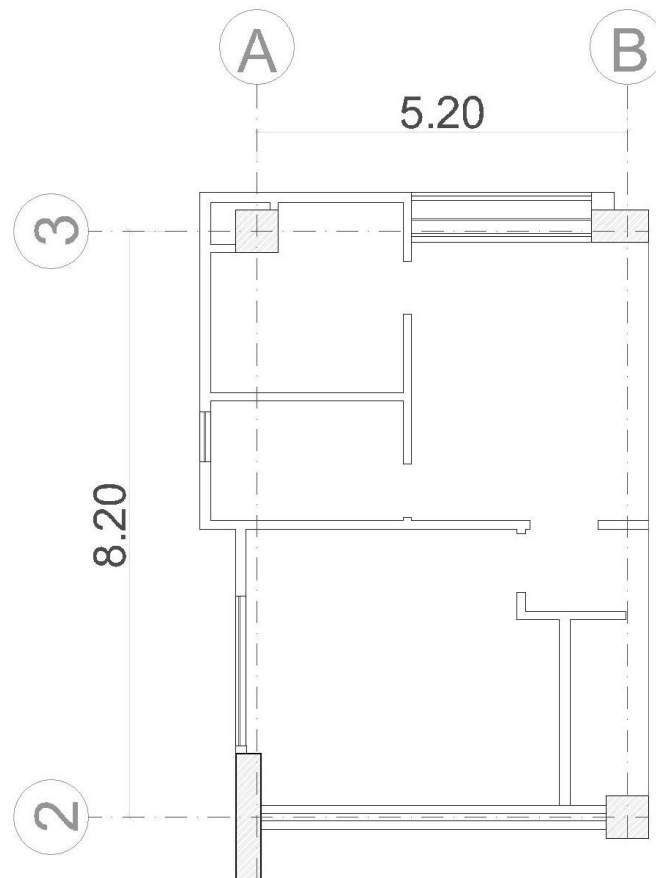


GRAFICO 18. TABLERO CRÍTICO

Fuente: Planos Arquitectónicos

$$\beta = \frac{\text{longitud larga}}{\text{longitud corta}} \leq 2 \quad \therefore \text{losas bidireccionales} \quad \text{Ecuación (11)}$$

$$\beta = \frac{\text{longitud larga}}{\text{longitud corta}} > 2 \quad \therefore \text{losas unidireccionales} \quad \text{Ecuación (12)}$$

$$\beta = \frac{8,20 \text{ m}}{5,20 \text{ m}} = 1,58 \leq 2 \quad \text{Ok}$$

De acuerdo ACI-318.14

Ecuación (8.3.1.2)

$$h = \frac{ln * \left(0,80 + \frac{fy}{14000}\right)}{36 + 9(\beta)} \geq 9 \text{ cm} \quad \text{Ecuación (13)}$$

ln = luz libre medida entre las caras de los apoyos

Peralte de losa maciza		
h =	20	cm
Peralte de losa compuesta		
h =	13	cm

Tabla 12. Peralte en losas

Elaborado por: César Cevallos

4.1.9 Cargas

La NEC en su capítulo Cargas No Sísmicas, exhibe varios valores de carga muerta y viva, en función del material y uso respectivamente. Por otra parte, la estimación de cargas queda a criterio y experiencia del profesional calculista.

Carga Muerta

La carga muerta (D) se debe al peso propio de la estructura (PP) y al peso de los elementos secundarios de la edificación (Permanente).

Peso propio (PP).- Corresponde únicamente al peso de los elementos estructurales.

Para la modelación de las estructuras no se considerará el peso propio, dado a que el programa a utilizar ETABS lo calcula automáticamente.

Carga Permanente

Se hace relación a la carga permanente con el peso de los elementos secundarios de la edificación, tales como: instalaciones eléctricas, mampostería, contrapisos, recubrimientos, cielos y cubiertas. Para la modelación considerará un valor de 300 kg/m².

Carga Permanente		
Material	Valor	Unidad
Masillado	30	(kg/m ²)
Baldosa	20	(kg/m ²)
Mampostería	Variable en base a calculo	(kg/m ²)
Cielo Raso	20	(kg/m ²)
Instalaciones	30	(kg/m ²)
Total	Variable en base a calculo	(kg/m²)

Tabla 13. Cargas Permanentes

Elaborado por: César Cevallos

Carga Viva

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo Cargas No Sísmicas, establece que para residencias el valor de carga viva es de 200 [kg/m²].

Carga Viva		
Estructura	Uso	Carga Viva(kg/m ²)
5 Pisos	Vivienda	200
2 Subsuelos	Estacionamiento	250

Tabla 14. Carga Viva

Elaborado por: César Cevallos

La carga viva y la carga permanente colocadas en la última planta son de 70 kg/m², por considerarse como losa de terraza.

Carga Sísmica

Las cargas sísmicas están definidas por medio del cortante basal, el mismo que se lo determinará más adelante, en el literal 4.4.

4.1.10 Combinaciones de carga

Se detallan las combinaciones de cargas ingresadas en el programa para el análisis, que son combinaciones para el diseño por última resistencia descritas en NEC-SECG (NEC-15).

Carga Muerta (D): **PP + Permanente**

Combinación 1: **1.4 D**

Combinación 2: **1.2 D + 1.0 E + L**

Combinación 3: **0.9 D + 1.0 E**

Donde:

D: Carga muerta total de la estructura.

PP: Peso Propio (elementos estructurales)

E: Efectos de las fuerzas sísmicas.

L: Sobrecarga (carga viva).

4.1.11 Cálculo de cortante basal de diseño V

La NEC lo define como la “fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma”. El cortante basal es igual al producto del coeficiente de diseño sísmico por el peso reactivo de la estructura. La expresión utilizada en la determinación del cortante basal es:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_E} * W \quad \text{Ecuación (14)}$$

$$V = \frac{1 * 1.1904}{8 * 0.9 * 0.9} * W$$

$$V = 0.184 * W$$

Donde:

$s_a(T_a)$ = Espectro de diseño en aceleración.

$\phi_p \phi_E$ = 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.

T_a = Período de vibración.

4.1.12 Niveles de amenaza sísmica

La verificación de desempeño se hace para los niveles de amenaza sísmica presentados a seguir. Se clasifican los sismos según los niveles de peligro y período medio de retorno tal como en la tabla siguiente:

Factor de zona sísmica.

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
AMBATO	AMBATO	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40

Tabla N° 15. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

Fuente: NEC 2015; Tabla 19

4.1.13 Coeficientes de perfil de suelo fa, fd y fs

Las ondas sísmicas que emergen del hipocentro de un terremoto se propagan por todos los estratos de suelo, y en su recorrido sufren modificaciones en su amplitud, duración y frecuencia. A este fenómeno se le da el nombre de *Efecto de sitio o Efecto local del suelo* y tiende a amplificarse cuando la capa de suelo es blanda, lo que involucra un mayor daño en las construcciones.

Para minimizar los perjuicios que ocasionare el fenómeno, se tomar en cuenta a los coeficientes de amplificación del suelo:

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

En la **Tabla 3** se presentan los valores del coeficiente **Fa** que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla N° 16. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Fuente: NEC 2015; Tabla 3

Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

En la **Tabla 4** se presentan los valores del coeficiente **Fd** que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla N° 17. TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO F_D

Fuente: NEC 2015; Tabla 4

Fs: comportamiento no lineal de los suelos

En la **Tabla 5** se presentan los valores del coeficiente **Fs**, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla N° 18. Tipo de suelo y Factores de sitio F_s

Fuente: NEC 2015; Tabla 5

4.1.14 Periodo límite de vibración

Determinación del período de vibración “T”

Siguiendo el procedimiento de cálculo de fuerzas sísmicas estáticas de la sección 6.3.3 del Capítulo Peligro Sísmico de la NEC, el cálculo del período de vibración de la estructura, puede realizarse mediante 2 métodos:

a) Método 1

Utilizando la siguiente expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ecuación (15)}$$

Donde:

T = Período de vibración aproximado

C_t = Coeficiente dependiente del tipo de edificio

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

α = Impedancia del semi espacio $\alpha = \rho sVs / \rho 0V0$

Los coeficientes “Ct” y “ α ”, dispuestos en el cálculo del cortante basal de diseño se indican a continuación:

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

Tabla N° 19. Coeficiente que depende del tipo de edificio

Fuente: NEC 2015; Método A

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

$$T_C = 0.55 * F_S * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación (16)}$$

$$T_C = 0.55 * 1.11 * \frac{1.11}{1.2}$$

$$T_C = 0.5647$$

4.1.16 Determinación del periodo de vibración bajo excitación de la estructura

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ecuación (17)}$$

$$T = 0.055 * 18.70^{0.75}$$

$$T = 0.494 \text{ seg}$$

$$T_c > T$$

Donde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

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

4.1.17 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g).

Depende del período o modo de vibración de la estructura

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ecuación (18)}$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad \text{Ecuación (19)}$$

$$S_a = \eta * Z * F_a$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2 = 1.1904$$

Donde:

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

η = Razón entre la aceleración espectral y el PGA (Peak Ground Acceleration “Aceleración Sísmica Máxima en el Terreno”) para el periodo de retorno seleccionado.

En este caso será: 2,48 Provincia de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

Región	Valor η
Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)	1.80
Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2.48
Provincias del Oriente	2.60

Tabla N° 20. Valores de la relación de amplificación espectral, η

Fuente: NEC 2015

4.1.18 Requisitos mínimos de diseño

Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

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

Tabla N° 21. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Fuente: NEC 2015; Tabla 6

4.1.19 Coeficiente de configuración estructural en planta “Øp” y en elevación “Øe”

El valor de los coeficientes se adopta en función de los tipos de irregularidades que presente la edificación tanto en planta como en elevación. Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos, se toma el valor de:

Tipo	Configuración Estructural en elevación	“Øe”
1	Piso flexible	0.9
2	Distribución de masa	0.9
3	Irregularidad Geométrica	0.9

Tabla N° 22. Coeficientes de irregularidad en elevación

Fuente: NEC 2015; Tabla 12

Tipo	Configuración Estructural en planta	“Øp”
1	Irregularidad Torsional	0.9
2	Retrocesos excesivos en las esquinas	0.9
3	Discontinuidades en el sistema de piso	0.9
4	Ejes estructurales no paralelos	0.9

Tabla N° 23. Coeficientes de irregularidad en planta

Fuente: NEC 2015; Tabla 13

4.1.20 Carga sísmica reactiva “W”

La sumatoria del peso propio y peso permanente de una estructura da como resultado la carga muerta total, que se la puede definir como la carga sísmica reactiva. Así se tiene:

- Para el caso general se utiliza:

$$W=D \quad \text{Ecuación (20)}$$

- En casos especiales como son las bodegas y almacenajes se utiliza:

$$W=D + 0.25 Li \quad \text{Ecuación (21)}$$

Donde:

W = Carga Sísmica Reactiva

D = Carga muerta total de la estructura.

L_i = Carga viva del piso i .

4.1.21 Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico

Se restringe el valor del cortante dinámico total en la base, definida mediante cualquier método de análisis dinámico, con las siguientes disposiciones:

- Para estructuras regulares: El valor del cortante basal dinámico total no será menor que el 80 % del cortante basal estático.
- Para estructuras irregulares: El valor del cortante basal dinámico total no será menor que el 85 % del cortante basal estático.

4.1.22 Límites permisibles de las derivas de los pisos

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

4.1.23 Control de la deriva de piso

Reyes (1999), establece que “la deriva de piso se define como el cociente entre el desplazamiento relativo del piso en cuestión con respecto al piso inferior consecutivo y la altura de entrepiso”. En otras palabras, la deriva de piso se calcula mediante la resta del desplazamiento del extremo superior de un piso con el desplazamiento del extremo inferior.

La deriva es un indicador muy utilizado en el diseño y control de edificios, tal es el caso que la NEC establece cumplir con un control de deformaciones, llevando a cabo el cálculo de derivas inelásticas máximas de piso, proponiendo la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E \quad \text{Ecuación (22)}$$

Donde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R: Factor de reducción de resistencia.

El valor que se obtenga del cálculo de Δ_M , no debe superar a los valores que se indican en la siguiente tabla, los mismos que deben satisfacerse para cada nivel del edificio.

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla N° 24. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Fuente: NEC 2015; Tabla 7

En caso de no cumplir con el requisito establecido, el diseñador debe modificar la modelación, aumentando o disminuyendo las secciones de los elementos estructurales, utilizando el criterio más acertado para satisfacer todas las condiciones establecidas en la norma.

Si se compara la exigencia de derivas inelásticas máximas de normativas de países vecinos, se puede evidenciar que la NEC es más tolerante durante el cumplimiento del control de deformaciones.

4.1.24 Criterios de combinación modal

Debido a una de las limitaciones del Análisis Modal Espectral señaladas en la sección 2.3.3, que indica que el método espectral únicamente obtiene el valor máximo de respuesta sin considerar en qué instante de tiempo se produce, se da la necesidad de plantear ciertas hipótesis sobre la suma de los máximos de los distintos modos obtenidos. A continuación se presentan las metodologías más empleadas en la actualidad:

4.1.25 Criterio de la combinación cuadrática completa (CQC)

El método C.Q.C. por sus siglas en inglés Complete Quadratic Combination fue desarrollado por Wilson, Der Kioreghian y Bayo (1981). Este método toma en cuenta la posibilidad de

acoplamiento entre los modos de vibración utilizando coeficientes de correlación ρ_{ij} , que son funciones de la duración y del contenido de la frecuencia, así como del amortiguamiento modal de la estructura.

$$r^2 = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} * r_i * r_j \quad \text{Ecuación (23)}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8 \xi^2 (1+a) a^{1.5}}{(1-a^2)^2 + 4 \xi^2 a (1-a)^2} \quad \text{Ecuación (24)}$$

$$a = \frac{W_{nj}}{W_{ni}} \quad \text{Ecuación (25)}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8 \sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + a \xi_j) a^{1.5}}{(1-a^2)^2 + 4 \xi_i \xi_j a (1-a)^2 + a (C_i^2 + C_j^2) a^2} \quad \text{Ecuación (26)}$$

Donde:

ρ_{ij} : Coeficientes de acoplamiento modal

r_i, r_j : Respuestas máximas para los modos i y j

a : Relación entre las frecuencias de vibración de los modos i, j.

ξ : Coeficiente de amortiguamiento de los modos i y j

Cuando las frecuencias de los n modos de vibración están bastante separados, el criterio de la combinación cuadrática completa, proporciona valores similares al criterio del máximo valor probable.

4.1.26 Criterio del máximo valor probable (SRSS)

La segunda regla de combinación modal (SRSS - Square Root Sum of Squares), por su simplicidad de cálculo es uno de los más utilizados; obteniendo la respuesta total del sistema al calcular la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas máximas de cada modo.

El criterio del valor máximo probable fue desarrollado por E. Rosenblueth en su tesis doctoral (Rosenblueth, 1951) y se obtiene a través de:

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^N (r_i)^2} \quad \text{Ecuación (27)}$$

Donde:

r = Respuesta total del sistema

r_i = Máxima respuesta del modo i

N = Número de modos que se consideran en la respuesta.

El SSRS proporciona resultados confiables siempre y cuando los períodos de los n modos de vibración considerados difieran entre si más de un 10%. Utilizar este criterio cuando no se cumple esta condición, puede llevar a subestimar la respuesta.

4.1.27 Criterio de la suma absoluta (Absolute)

El método de combinación modal conocida como Valor Absoluto (ABS), realiza la suma directa de las respuestas máximas de cada modo de vibrar entregando un valor muy alto y conservador.

$$r = \sum_{i=1}^N |r_i| \quad \text{Ecuación (28)}$$

Donde:

r = Respuesta total del sistema.

r_i = Máxima respuesta del modo i .

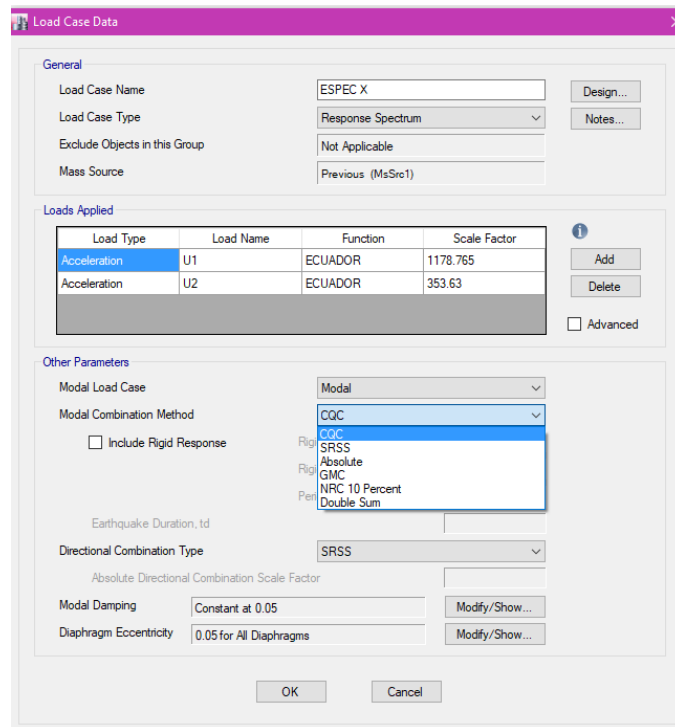


Grafico N° 19. Criterios de combinación modal y combinación direccional

Fuente: ETABS 2016 V 16.0.3

4.1.28 Número de modos de vibración y combinaciones modales

Número de modos de vibración según la NEC-15 Según la NEC-SE-DS-(Peligro Sísmico), sección 6.2.2 Procedimientos dinámicos de cálculos de las fuerzas sísmicas, en el literal e) Procedimiento 1. Análisis Espectral, con referencia al número de modos expresa:

Número de Modos

Se deben considerar en el análisis:

- Todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración,

- Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

Combinación de modos

Cuando se utilicen modelos tri-dimensionales, los efectos de interacción modal deben ser considerados cuando se combinen los valores modales máximos.

Número de modos:

El requerimiento de que se utilicen en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, puede satisfacerse al utilizar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

Combinación de modos:

Las fuerzas máximas en elementos, los desplazamientos, cortantes de piso, fuerzas cortantes y reacciones máximas para cada modo, se combinarán utilizando métodos reconocidos por la dinámica estructural. Cuando se utilicen modelos tridimensionales, los efectos de interacción modal deben ser considerados cuando se combinen los valores modales máximos.

4.2 Modelación de la estructura

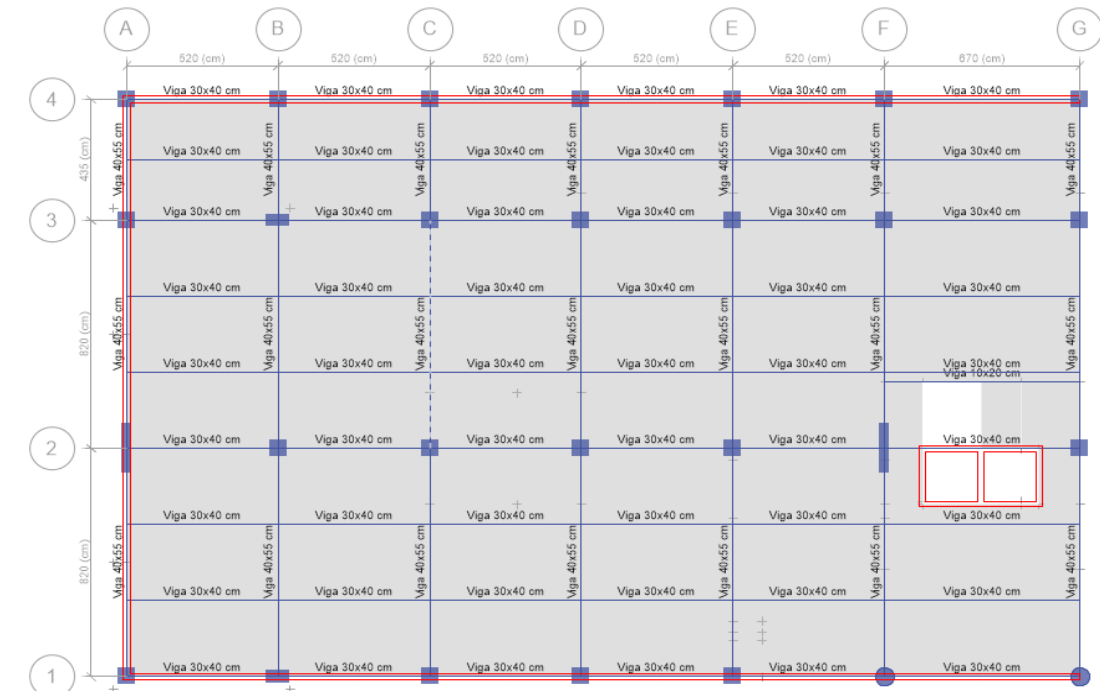
Para la modelación de las estructuras se empleó el programa automatizado de análisis y diseño estructural ETABS V.16.0.3 elaborado por la empresa Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, Estados Unidos, el cual es ampliamente usado en el país.

Conocidas las longitudes entre ejes de columnas y alturas de entrepiso, la geometría de los miembros estructurales y las cargas actuantes, se procede a realizar el modelo tridimensional de la estructura. A fin de obtener una variación en los resultados y consecuentemente efectuar un análisis más amplio, se propone un modelo de estructura correspondiendo a edificación regular, irregulares y con presencia de subsuelos.

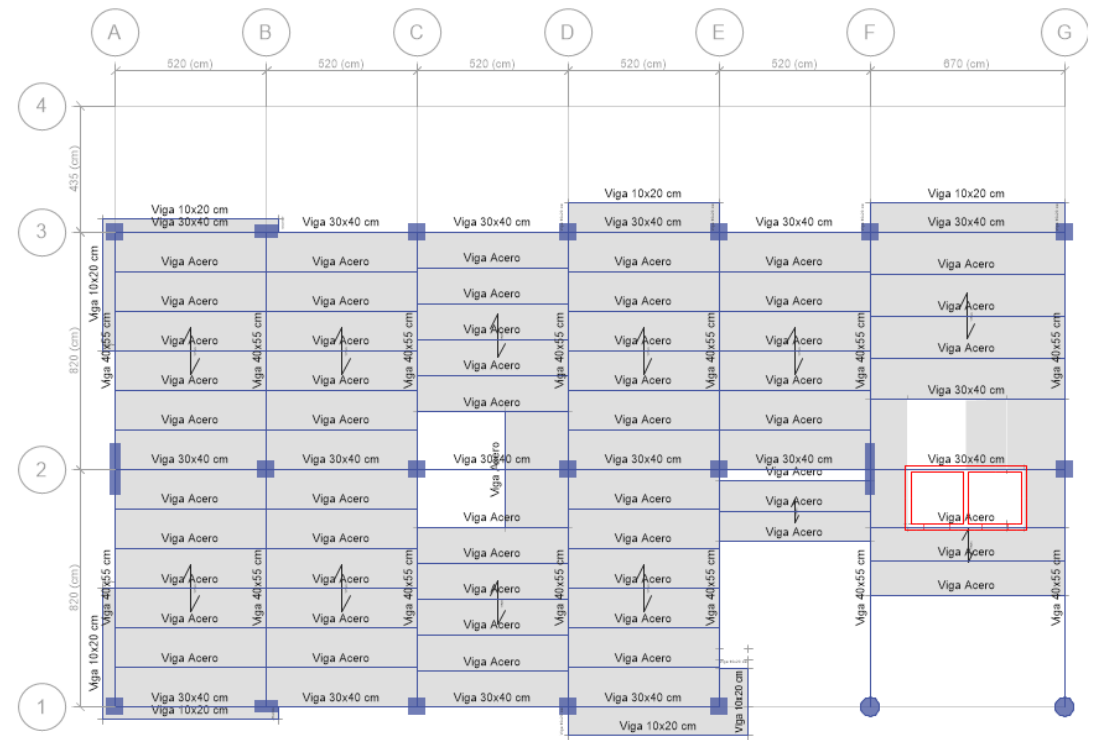
A continuación se muestra el modelo considerado en el análisis:

• Estructura Irregular - 5 Pisos, con 2 Subsuelos

Vista En Planta Losa Subsuelo



Vista En Planta Losa Entre Pisos



Vista En Planta Losa De Cubierta

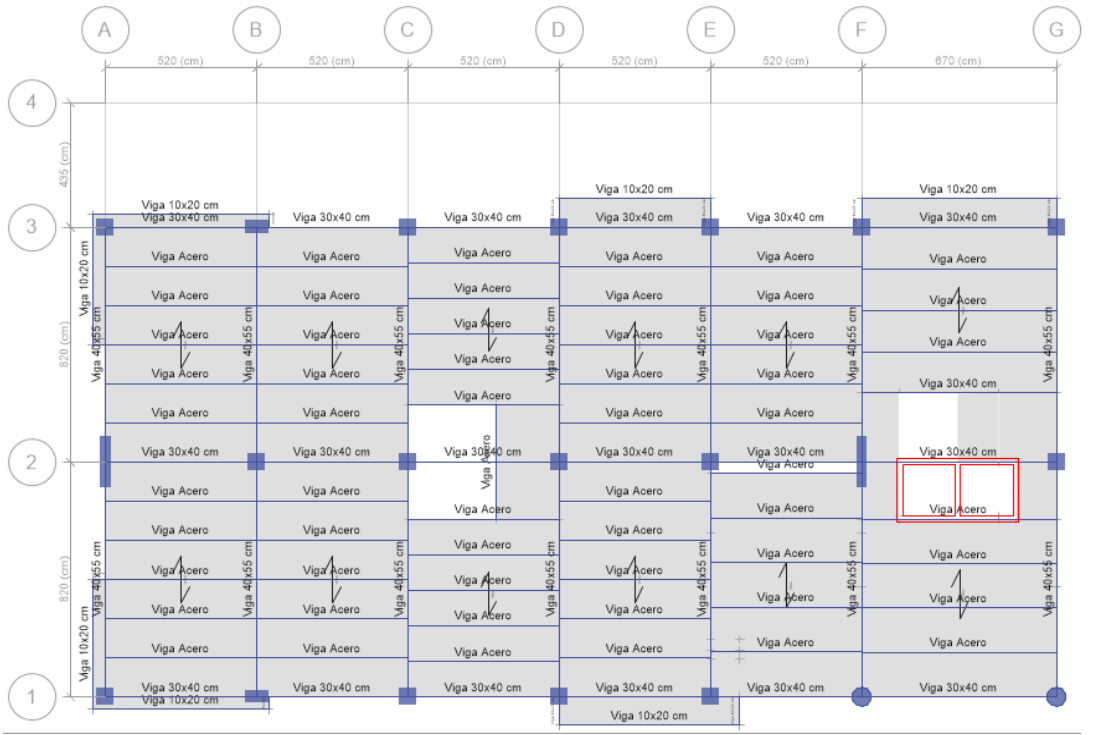
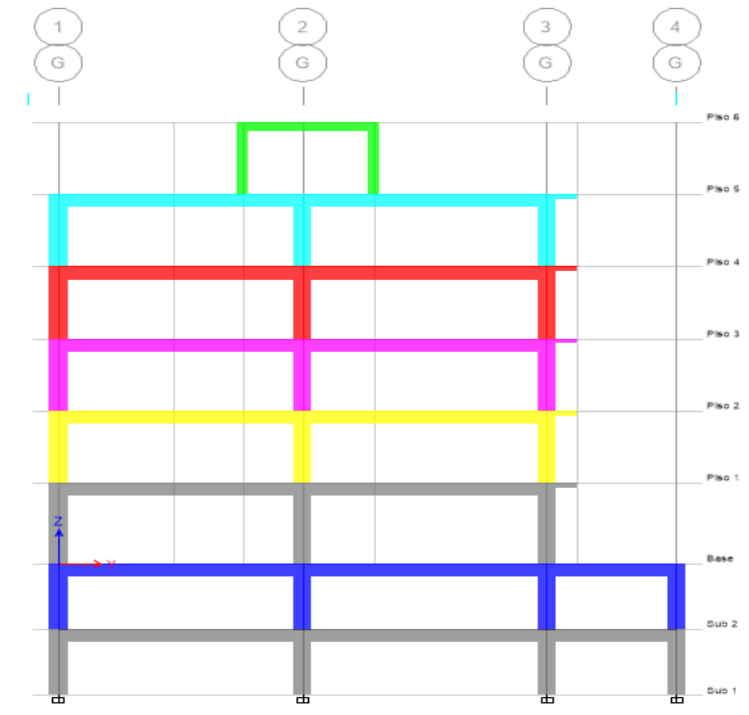


Grafico N° 20. Losa de subsuelo, entrepiso y de cubierta

Fuente: ETABS 2016 V 16.0.3

Vista En Elevación



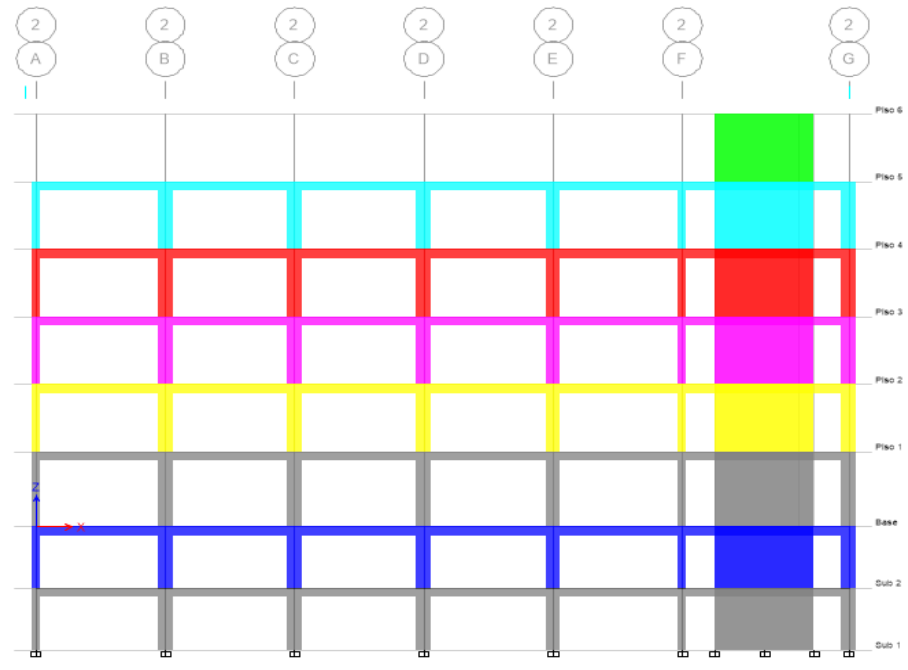


Grafico N° 21. Elevación de estructura

Fuente: ETABS 2016 V 16.0.3

Vista En 3D

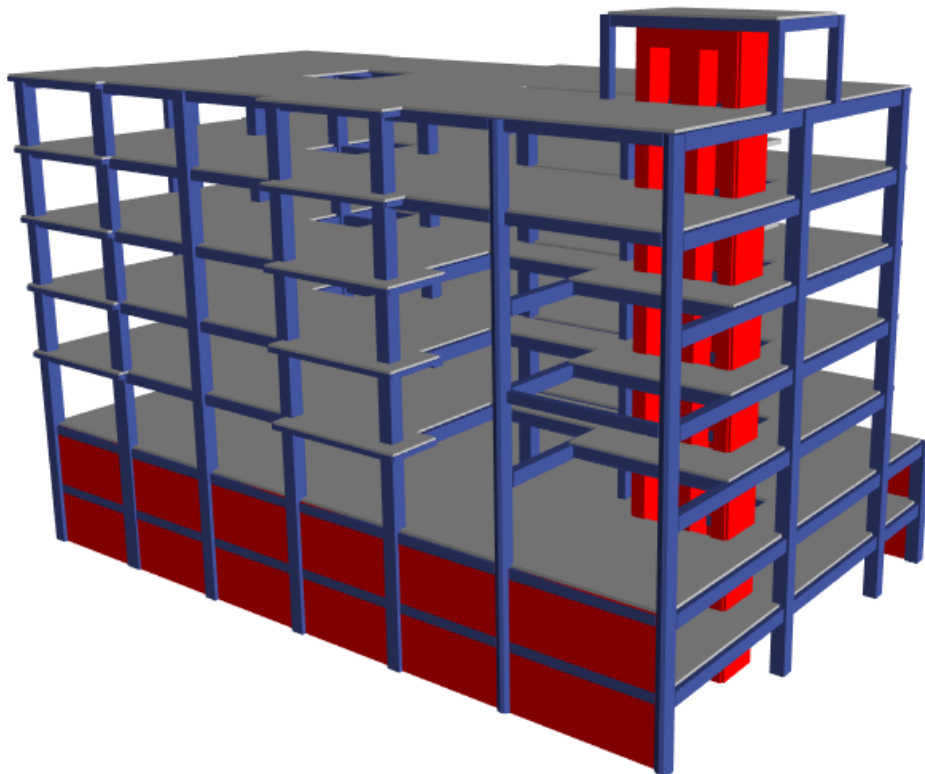


Grafico N° 22. Estructura 3D

Fuente: ETABS 2016 V 16.0.3

4.2.1 Cortante basal

El cortante basal de diseño es la fuerza de reacción aplicada en la base del edificio que por medio de la inercia participará durante un evento sísmico, el mismo que representa un porcentaje del peso reactivo. El cortante basal se obtiene con la siguiente expresión:

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_E} * W = \% * W \quad \text{Ecuación (29)}$$

Para efectos de modelación y acogiéndonos a lo estipulado en la norma NEC-SEDS, la descripción, ubicación y valores para cada parámetro considerado para el cálculo del cortante basal, se indican a continuación:

4.2.2 Tipo de suelo

Se establece que el sitio donde se ubicara la estructura, tenemos un suelo de tipo “C”

Tipo de perfil	Descripción	Definición
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$

Tabla N° 25. Deriva máxima inelástica

Fuente: NEC 2015

4.2.3 Factor de zona “Z”

De acuerdo al mapa de zonificación sísmica del Ecuador, la provincia de Tungurahua estará ubicado en la zona V.

Zona Sísmica	Característica del Peligro	Factor de Zona “Z”
Zona V	Alto Peligro Sísmico	0.40

Tabla N° 26. Factor de Zona “Z”

Fuente: NEC 2015

4.2.4 Relación de amplificación espectral

Es el factor que relaciona a la aceleración espectral “Sa” con la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño “Z”, adoptando diferentes valores en función del lugar en el que se vaya a emplazar la construcción.

Provincia	Factor “ η ”
Provincias de la Sierra, Esmeraldas, Galápagos	2.48

Tabla N° 27. Relación de Amplificación Espectral “ η ”

Fuente: NEC 2015

4.2.5 Factor exponencial

Es el valor que participa en el espectro de respuesta y depende del espacio geográfico.

Tipo de Suelo	Factor “r”
Suelo A, B, C, D	1.00

Tabla N° 28. Factor exponencial “r”

Fuente: NEC 2015

4.2.6 Factores de sitio

Definido el factor de zona y tipo de suelo, se elige los coeficientes de sitio correspondientes:

Factor de zona	Tipo del perfil del suelo	Factores de sitio		
		Fa	Fd	Fs
0.40	C	1.20	1.11	1.11

Tabla N° 29. Factores de sitio

Fuente: NEC 2015

4.2.7 Coeficiente de reducción estructural “R”

Es el coeficiente que disminuye de manera significativa la fuerza sísmica de diseño o cortante basal, por lo que se recomienda ser reservados al momento de adoptar su valor, sin embargo, el problema para asumir su valor radica en el incumplimiento de las especificaciones técnicas cuando se lleva a cabo la construcción.

Sistema Estructural	Coeficiente de reducción “R”
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas	8

Tabla N° 30. Coeficiente de Reducción Estructural “R”

Fuente: NEC 2015

4.2.8 Categoría del edificio y factor de importancia

Este coeficiente tiene como finalidad, incrementar la fuerza sísmica de diseño en función del uso o destino de la estructura, considerándose el nivel de operación del edificio después de suscitarse un evento sísmico.

Categoría	Tipo de uso	Coeficiente “I”
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

Tabla N° 31. Categoría del edificio y Factor de importancia “I”

Fuente: NEC 2015

4.2.9 Coeficiente de irregularidad en planta “ ϕ_p ”

La no continuidad o irregularidad de una construcción afecta de manera notoria a su estabilidad, razón por la cual se debe mayorar la fuerza de cortante basal, procurando que ante un acontecimiento sísmico el comportamiento estructural sea eficiente. En este sentido, es recomendable que los profesionales estructurales eviten al máximo la presencia de irregularidades durante su diseño.

La norma NEC-SE-DS, en el capítulo de Regularidad/Configuración Estructural, muestra ciertas condiciones que debe cumplir la edificación para considerarse como irregular, y el valor de los coeficientes a adoptar si cumple con esta característica.

Nº de pisos	Tipo	Descripción de las irregularidades	ϕ_p
2	3	Discontinuidad en el sistema de piso	0.9
3	3	Discontinuidad en el sistema de piso	0.9
2	3	Discontinuidad en el sistema de piso	0.9
1	-	Estructura regular	1

Tabla N° 32. Coeficientes de irregularidad en planta

Fuente: NEC 2015; Tabla 13

4.2.10 Coeficiente de irregularidad en elevación “ ϕ_e ”

De igual forma el detalle de los coeficientes por irregularidad en elevación es más explícito en la norma ya mencionada.

No está por demás mencionar que, si se detecta más de una irregularidad en elevación, los coeficientes deberán multiplicarse para generar un solo valor “ ϕ_e ”; este concepto también se aplica para el coeficiente de irregularidad en planta.

Nº de pisos	Tipo	Descripción de las irregularidades	ϕ_e
2	-	Estructura regular	1
3	-	Estructura regular	1
2	-	Estructura regular	1
1	-	Estructura regular	1

Tabla N° 33. Coeficientes de irregularidad en Elevación

Fuente: NEC 2015; Tabla 12

4.2.11 Período de vibración “T” de la estructura

Previo al cálculo aproximado del período de vibración (T1), deben elegirse los coeficientes que participan en su determinación y que depende del tipo de estructura.

$$T1=Ct * h^{\alpha}$$

El valor de h es la altura máxima de la edificación medida desde su base, y T es el período de vibración aproximado de la estructura.

Tipo de estructura		Ct	α	h (m)
Pórticos especiales de hormigón armado	Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras	0.055	0.75	Máxima altura del edificio

Tabla N° 34. Periodo de vibración

Fuente: NEC 2015

Al período “T1” calculado se le debe sumar el 30% de su propio valor, y compararlo con el período de vibración “T2” obtenido con el programa Etabs (por medio de un análisis modal) estableciéndose una condición: que el valor de T2 no sea mayor en un 30% al valor de T1, entonces:

$$1.3 T1 < T2$$

Estructura	Altura total	T1	T2=1.3 T1
5 pisos	18.70	0.4945	0.6428

Tabla N° 35. Periodo de vibración “T”

Elaborado por: César Cevallos

4.2.12 Aceleración seudo espectral “Sa”

Se muestran los valores de la aceleración espectral Sa correspondiente al espectro de respuesta elástico para el diseño y T que es el período fundamental de la estructura.

Estructura	T	Tc	Sa (g)
5 pisos	0.4945	0.565	1.1904

Tabla N° 36. Aceleración de la gravedad “Sa”

Elaborado por: César Cevallos

4.2.13 Carga sísmica reactiva (W)

La carga sísmica reactiva corresponde a la carga muerta total de la estructura, es decir, al peso propio de los elementos estructurales (PP) y al peso de los elementos secundarios (Peso Permanente).

Pisos	Estructura	Carga sísmica W (Ton)
5	Edificio Tipo	2620.2368

Tabla N° 37. Cortante basal de la estructura

Elaborado por: César Cevallos

4.2.14 Calculo del cortante basal estático y dinámico

Con los coeficientes y parámetros ya señalados, se obtiene el cortante basal de cada estructura:

Pisos	Estructura	Cortante basal estático “V _{EST} ” (Ton)	Cortante basal dinámico “V _{DIN} ” (Ton)
5	Edificio Tipo	482.124	385.699

Tabla N° 38. Cortante basal de la estructura

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

Es importante observar que el cortante basal es diferente para cada edificio ya que el mismo está en función de la importancia de la estructura, configuración y del coeficiente de aceleración espectral.

4.3 Espectro De Diseño En Aceleraciones

La incorporación del Espectro de Diseño obedece estrictamente a la aplicación de las siguientes fórmulas:

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ecuación (18)}$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad \text{Ecuación (19)}$$

$$T_c = 0.55 * F_S * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación (16)}$$

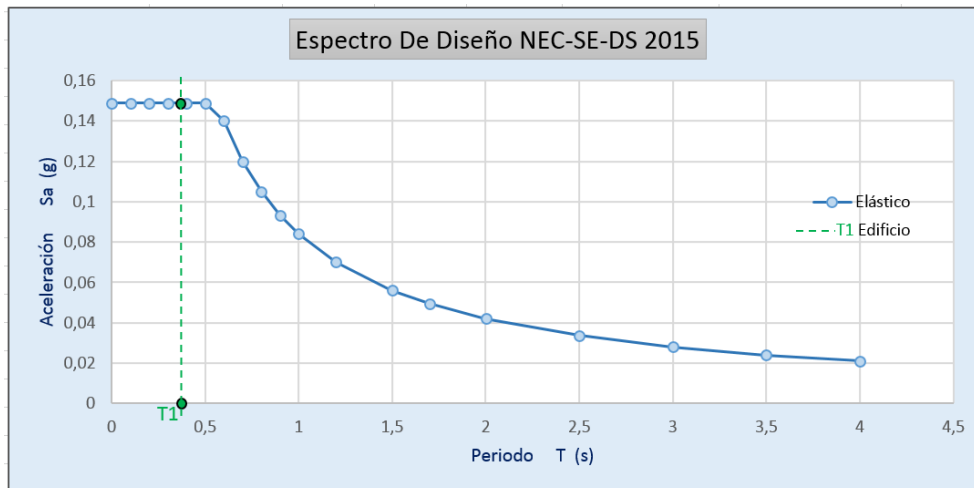


Gráfico N° 23. Espectro de diseño según NEC-SE-DS 2015

Elaborado: César Cevallos

Por otra parte, el programa ETABS (Versión 16.0.3) para la definición del espectro de respuesta posee una opción que permite elegir la Norma de Construcción a la cual se rige cada país, en este caso se selecciona la “**NEC-15 Capítulo 2**”.

El análisis de las estructuras tridimensional de (5 pisos) se llevó a cabo en el software de modelación estructural Etabs V 16.0.3, modificando el número de modos de vibración que por defecto señala el programa, rigiéndose a las siguientes condiciones:

- Un grado de libertad por planta.
- Tres grados de libertad por planta (recomendado).
- 18 modos de vibración (valor sugerido por defecto del programa Etabs).
- Hasta alcanzar por lo menos el 90 % de masas participativas (NEC-15).

4.3.1 Periodo fundamental de la estructura Con una Rigidez del 100%

Para el análisis de los literales de PERÍODO DE VIBRACIÓN y PARTICIPACIÓN MODAL DE MASAS, se tendrá en cuenta solo la recomendación citada por la NEC-15 (cumplimiento del 90 % de participación de masas). En el literal de INFLUENCIA DEL NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN se analiza las derivas elásticas de la estructura con las cuatro condiciones sugeridas.

Modo De Vibración	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modo 1	0,814	0,0017	0,4974	0,0017	0,4974	0,4126	0,0013	0,0539	0,4126	0,0013	0,0539
Modo 2	0,610	0,0143	0,0792	0,016	0,5766	0,0569	0,0107	0,439	0,4694	0,012	0,4929
Modo 3	0,582	0,5363	2,85E-05	0,5523	0,5766	6,68E-06	0,4809	0,0265	0,4694	0,4929	0,5194
Modo 4	0,222	0,0003	0,0879	0,5526	0,6645	0,0786	0,0004	0,0165	0,5481	0,4933	0,5359
Modo 5	0,154	0,0066	0,0766	0,5592	0,7411	0,0823	0,0062	0,0825	0,6304	0,4995	0,6184
Modo 6	0,142	0,1103	0,0033	0,6695	0,7444	0,0036	0,0869	0,0099	0,6339	0,5865	0,6283
Modo 7	0,111	0,0007	0,0006	0,6702	0,7451	0,0008	0,0008	0,0002	0,6348	0,5873	0,6285
Modo 8	0,102	3,18E-05	0,0411	0,6702	0,7861	0,0287	4,15E-05	0,0169	0,6635	0,5873	0,6454
Modo 9	0,079	0,0001	0,1119	0,6703	0,898	0,1559	2,83E-05	0,0151	0,8194	0,5874	0,6605
Modo 10	0,068	0,0424	0,0008	0,7128	0,8988	0,0013	0,0319	2,60E-05	0,8207	0,6192	0,6606
Modo 11	0,058	1,69E-06	0,009	0,7128	0,9078	0,0083	1,43E-05	0,0393	0,829	0,6192	0,6998
Modo 12	0,054	4,22E-06	0,031	0,7128	0,9388	0,0535	6,84E-06	0,0052	0,8825	0,6192	0,705
Modo 13	0,046	0,092	3,01E-06	0,8048	0,9388	1,20E-06	0,1018	0,0008	0,8825	0,7211	0,7058
Modo 14	0,043	0,0016	2,17E-06	0,8064	0,9388	1,15E-05	0,0018	0,0001	0,8825	0,7229	0,7058
Modo 15	0,042	0,036	0,0003	0,8424	0,9391	0	0,041	0,02	0,8825	0,7639	0,7258
Modo 16	0,042	0,0157	0,0053	0,8581	0,9444	0,0043	0,0184	0,1197	0,8868	0,7822	0,8455
Modo 17	0,04	0,0747	0,0007	0,9327	0,9451	0,0011	0,0923	0,0001	0,8879	0,8745	0,8456
Modo 18	0,04	0,0027	0,0062	0,9355	0,9513	0,0167	0,0043	0,0019	0,9046	0,8788	0,8475

Tabla N° 39. Participación modal de masas con una rigidez del 100%

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

- Una mayor rigidez, obedece a un menor período de vibración.

No obstante, al incrementar las cargas en la losa inaccesible (carga viva y permanente: 200 y 300 kg/m²), el nuevo período nos deja claro que, cuando se recomienda el incremento de masa estructural, nos referimos al aumento de los elementos viga, columna, más no al incremento de cargas que actúan en la losa; afirmándose que:

- Una mayor carga, obedece a un mayor período de vibración.

La estructura, cuya modelación fue basada con cierta irregularidad en planta y en elevación, alcanza un valor similar al “T” esperado, evidenciando que al existir irregularidad el valor del período estructural disminuye.

4.3.2 Información modal del espectro de respuesta con una rigidez del 100%

Response Spectrum	Modo De Vibración	Period	Damping Ratio	U1 Acceleration	U2 Acceleration	U3 Acceleration	U1 Amplitude	U2 Amplitude	U3 Amplitude
		sec		cm/sec ²	cm/sec ²	cm/sec ²	cm	cm	cm
ESPEC X	Modo 1	0,814	0,05	121,857	36,557	0	-12,9343	-66,1723	0
ESPEC X	Modo 2	0,610	0,05	162,663	48,799	0	28,0024	-19,798	0
ESPEC X	Modo 3	0,582	0,05	166,921	50,076	0	160,4079	0,3507	0
ESPEC X	Modo 4	0,222	0,05	175,4	52,62	0	0,6061	2,9763	0
ESPEC X	Modo 5	0,154	0,05	175,4	52,62	0	-1,3051	1,3338	0
ESPEC X	Modo 6	0,142	0,05	175,4	52,62	0	-4,5769	-0,2382	0
ESPEC X	Modo 7	0,111	0,05	175,4	52,62	0	-0,2232	-0,0627	0
ESPEC X	Modo 8	0,102	0,05	175,4	52,62	0	0,04	0,4311	0
ESPEC X	Modo 9	0,079	0,05	175,4	52,62	0	-0,044	0,4302	0
ESPEC X	Modo 10	0,068	0,05	175,4	52,62	0	-0,6545	-0,027	0
ESPEC X	Modo 11	0,058	0,05	175,4	52,62	0	0,003	0,0655	0
ESPEC X	Modo 12	0,054	0,05	175,4	52,62	0	0,0041	-0,1058	0
ESPEC X	Modo 13	0,046	0,05	175,4	52,62	0	0,4446	-0,0008	0
ESPEC X	Modo 14	0,043	0,05	175,4	52,62	0	0,051	0,0006	0
ESPEC X	Modo 15	0,042	0,05	175,4	52,62	0	-0,2258	0,0057	0
ESPEC X	Modo 16	0,042	0,05	175,4	52,62	0	-0,1484	-0,0259	0
ESPEC X	Modo 17	0,04	0,05	175,4	52,62	0	0,3015	-0,0087	0
ESPEC X	Modo 18	0,04	0,05	175,4	52,62	0	-0,0567	-0,0257	0

Tabla N° 40. Modal del espectro de respuesta en X con una rigidez del 100%

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

Response Spectrum	Modo De Vibración	Period	Damping Ratio	U1 Acceleration	U2 Acceleration	U3 Acceleration	U1 Amplitude	U2 Amplitude	U3 Amplitude
		sec		cm/sec ²	cm/sec ²	cm/sec ²	cm	cm	cm
ESPEC Y	Modo 1	0,814	0,05	52,98	176,601	0	-5,6235	-319,6677	0
ESPEC Y	Modo 2	0,610	0,05	70,722	235,74	0	12,1747	-95,6411	0
ESPEC Y	Modo 3	0,582	0,05	72,573	241,911	0	69,7412	1,6939	0
ESPEC Y	Modo 4	0,222	0,05	76,259	254,2	0	0,2635	14,378	0
ESPEC Y	Modo 5	0,154	0,05	76,259	254,2	0	-0,5674	6,4433	0
ESPEC Y	Modo 6	0,142	0,05	76,259	254,2	0	-1,9899	-1,1506	0
ESPEC Y	Modo 7	0,111	0,05	76,259	254,2	0	-0,0971	-0,303	0
ESPEC Y	Modo 8	0,102	0,05	76,259	254,2	0	0,0174	2,0825	0
ESPEC Y	Modo 9	0,079	0,05	76,259	254,2	0	-0,0191	2,078	0
ESPEC Y	Modo 10	0,068	0,05	76,259	254,2	0	-0,2846	-0,1305	0
ESPEC Y	Modo 11	0,058	0,05	76,259	254,2	0	0,0013	0,3162	0
ESPEC Y	Modo 12	0,054	0,05	76,259	254,2	0	0,0018	-0,5112	0
ESPEC Y	Modo 13	0,046	0,05	76,259	254,2	0	0,1933	-0,0037	0
ESPEC Y	Modo 14	0,043	0,05	76,259	254,2	0	0,0222	0,0027	0
ESPEC Y	Modo 15	0,042	0,05	76,259	254,2	0	-0,0982	0,0277	0
ESPEC Y	Modo 16	0,042	0,05	76,259	254,2	0	-0,0645	-0,1253	0
ESPEC Y	Modo 17	0,04	0,05	76,259	254,2	0	0,1311	-0,0421	0
ESPEC Y	Modo 18	0,04	0,05	76,259	254,2	0	-0,0246	-0,124	0

Tabla N° 41. Modal del espectro de respuesta en Y con una rigidez del 100%

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

4.3.3 Rigidez De Piso del 100%

Piso	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y
		kgf	cm	kgf/cm	kgf	cm	kgf/cm
Piso 6	ESPEC X	9716,55	0,3417	28435,49	3388,94	0,1403	24149,74
Piso 5	ESPEC X	127735,11	0,3656	349375,39	28279,03	0,176	160682,44
Piso 4	ESPEC X	229675,2	0,4098	560423,48	49382,86	0,216	228661,99
Piso 3	ESPEC X	301237,6	0,446	675444,84	64623,88	0,2444	264372,9
Piso 2	ESPEC X	354014,06	0,4321	819194,13	76165,27	0,2405	316689,51
Piso 1	ESPEC X	385751,68	0,3699	1042911,88	83481,41	0,1861	448563,11
Base	ESPEC X	399084,41	0,0565	7059974,87	89155,97	0,0351	2542126,21
Sub 2	ESPEC X	415593,61	0,0109	38118526,4	93442,78	0,0115	8104236,72

Tabla N° 42. Rigidez de piso en X con el 100%

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

Piso	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y
		kgf	cm	kgf/cm	kgf	cm	kgf/cm
Piso 6	ESPEC Y	4406,94	0,1527	28854,15	14161,32	0,5315	26643,09
Piso 5	ESPEC Y	57639,57	0,2365	243687,9	129711,1	0,7278	178214,01
Piso 4	ESPEC Y	102381,6	0,282	363027,86	227568,29	0,8789	258919,53
Piso 3	ESPEC Y	133844,81	0,3123	428577,59	298858,03	0,9787	305356,22
Piso 2	ESPEC Y	157379,6	0,3101	507437,45	352551,16	0,9647	365468,87
Piso 1	ESPEC Y	172167,51	0,2369	726882,56	385914,03	0,7602	507647,62
Base	ESPEC Y	178163,41	0,0282	6323170,36	410017	0,1179	3476649,57
Sub 2	ESPEC Y	185210,98	0,0086	21633028,1	430563,71	0,0451	9549843,73

Tabla N° 43. Rigidez de piso en Y con el 100%

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

4.3.4 Periodos de vibración bajo excitación sísmica con una rigidez del 100%

En el programa utilizaremos 3 periodos de vibración por piso, es lo mínimo que se puede utilizar para realizar el análisis respectivo, ya que representa para el primer modo de vibración en el eje X, el segundo modo de vibración en el eje Y, y el tercer modo de vibración llamado torsión.

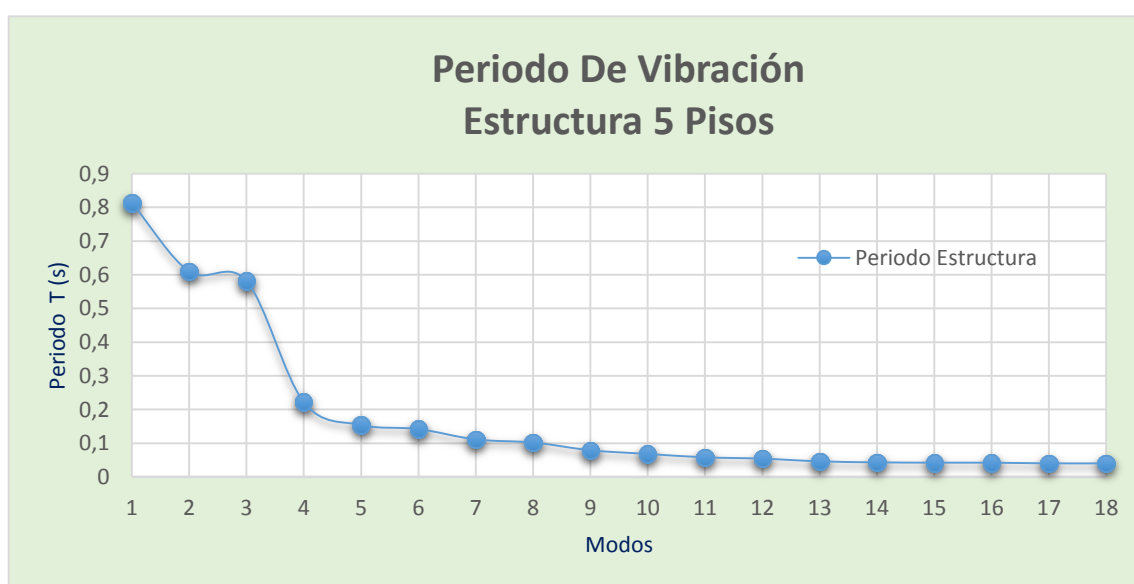


Gráfico N° 24. Periodo de vibración según NEC-SE-DS 2015

Elaborado: César Cevallos

El número de modos de vibración de una estructura no siempre corresponde al número de plantas por los grados de libertad considerados, a fin de cumplir con lo dispuesto en la NEC-15.

En lo que refiere al comportamiento rotacional, no presenta problema alguno.

Nótese que en la estructura los tres modos de vibración por planta resultan insuficientes para el cumplimiento del porcentaje de participación de masas; esto da a entender que la presencia del subsuelo incrementa en gran medida el número de modos de vibración.

4.3.5 Desplazamientos

Desplazamiento lateral relativo de un piso en particular por la acción de una fuerza horizontal con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma lineal vertical de la misma estructura. Se calcula el desplazamiento del extremo superior menos el desplazamiento extremo inferior como se muestra en la siguiente formula.

$$\delta \text{ Piso} = \delta \text{ Superior} - \delta \text{ Inferior} \quad \text{Ecuación (30)}$$

Para convertir a derivas Inelásticas:

$$\Delta_{In} = \Delta_E * R * 0.75 \quad \text{Ecuación (22)}$$

Donde:

Δ_{In} = Deriva inelástica

Δ_E = Deriva Elástica

R = Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica

La deriva inelástica máxima es de 2% según la NEC para estructuras a porticadas de hormigón armado.

4.3.6 Derivas de piso

De acuerdo a la NEC se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso, mejorando sustancialmente el diseño conceptual. Para la revisión de las derivas de piso se utilizara el valor de las respuestas máximas inelásticas de la estructura, provocadas por el espectro de diseño.

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducida por el método DBF sean estas estáticas o dinámicas, para cada dirección, se calcularán, por cada piso, realizando un análisis estático de la estructura sometidas a las fuerzas laterales calculadas. Para esto se aplicara la formula $\Delta_M=0.75*R\Delta_E$ con un valor menor al 2% en cada piso.

La estructura diseñada adecuadamente no debe terminar en el colapso estructural luego de un sismo, por ello la estructura debe prolongar y permanecer en funcionamiento.

El desempeño propuesto por el Comité Visión 2000 denomina como operacional a la estructura cuyos daños sean mínimos en los elementos estructurales y no estructurales por ello la deriva de piso recomendada para este nivel de desempeño debe ser $<0,2\% \pm$, pero si la estructura supera la deriva $>2,5\% \pm$ el desempeño es el colapso como lo detalla en la *(Tabla 2: Derivas de pisos recomendadas por el Comité Visión 2000)*. Según el Diseño Basado por fuerzas (DBF) de la NEC 2015, nos indica que las derivas máximas para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en el *literal 4.3.1 (Límites Permisible de las Derivas de Pisos) Tabla #: Valores de Δ_M máximas, expresados como fracción de la altura de piso*. Que nos indica que para hormigón armado, estructura metálicas y de madera es el 2%, y para la mampostería es del 1%.

Para la presente investigación se ha utilizado solo las combinaciones espectrales para obtener las derivas máximas o los más críticos, se ha calculado de acuerdo la formula expuesta por la NEC y el desempeño estructural según visión 2000 como lo demuestra en las *Tablas # (Derivas de piso basado en la NEC y el Comité Visión 2000)*.

4.3.7 Derivas inelásticas de piso en estructura de 5 pisos con una rigidez del 100%

Las derivas inelásticas máximas para la estructura de cinco pisos, se ilustran en los siguientes gráficos:

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Deriva Inelastica
					cm	cm	cm	
Piso 6	ESPEC X Max	X	0.001115	130	3270	1060	1870	-
Piso 5	ESPEC X Max	X	0.001245	3	-45	-45	1564	0.00747
Piso 4	ESPEC X Max	X	0.001416	13	3270	0	1258	0.00850
Piso 3	ESPEC X Max	X	0.001615	12	2600	0	952	0.00969
Piso 2	ESPEC X Max	X	0.001566	12	2600	0	646	0.00940
Piso 1	ESPEC X Max	X	0.001265	8	1040	0	340	0.00759
Base	ESPEC X Max	X	0.000377	105	2930	820	0	-
Sub 2	ESPEC X Max	X	0.000058	107	3130	820	-279	-

Tabla N° 44. Derivas Máximas con una rigidez del 100%

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Deriva Inelastica
					cm	cm	cm	
Piso 6	ESPEC Y Max	X	0.000496	83	3130	620	1870	-
Piso 5	ESPEC Y Max	X	0.001042	185	3270	1740	1564	0.002976
Piso 4	ESPEC Y Max	X	0.001279	185	3270	1740	1258	0.006252
Piso 3	ESPEC Y Max	X	0.001459	185	3270	1740	952	0.007674
Piso 2	ESPEC Y Max	X	0.001463	185	3270	1740	646	0.008754
Piso 1	ESPEC Y Max	X	0.000984	175	1040	1640	340	0.008778
Base	ESPEC Y Max	X	0.000172	105	2930	820	0	-
Sub 2	ESPEC Y Max	X	0.000049	193	0	2075	-279	-

Tabla N° 45. Derivas Máximas con una rigidez de 100%

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

Las derivas máximas se producen con el análisis espectral por tanto se toma en cuenta los resultados obtenidos con este análisis; la deriva inelástica obtenida en el eje X de 0.00850, considerando además que el periodo fundamental de la estructura, es decir el periodo de vibración sin excitación sísmica, coincide con el periodo de vibración del primer modo de vibración que nos entrega el software, se tiene un periodo fundamental de 0.814 seg.

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	cular Frequen	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.814	1.228	7.7168	59.5489
Modal	2	0.61	1.639	10.2958	106.0033
Modal	3	0.582	1.718	10.7922	116.4706
Modal	4	0.222	4.504	28.3021	801.0103
Modal	5	0.154	6.502	40.8543	1669.0715
Modal	6	0.142	7.019	44.104	1945.1658
Modal	7	0.111	8.982	56.4329	3184.6774
Modal	8	0.102	9.785	61.4812	3779.9334
Modal	9	0.079	12.587	79.0844	6254.3371
Modal	10	0.068	14.618	91.8452	8435.532
Modal	11	0.058	17.166	107.8578	11633.3125
Modal	12	0.054	18.414	115.6976	13385.9417
Modal	13	0.046	21.525	135.2468	18291.696
Modal	14	0.043	23.136	145.3695	21132.2978
Modal	15	0.042	23.884	150.0667	22520.029
Modal	16	0.042	23.945	150.4508	22635.4572
Modal	17	0.04	24.807	155.867	24294.5252
Modal	18	0.04	25.023	157.2266	24720.201

Tabla N° 46. Periodo y frecuencia con participación de rigidez de 100%

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

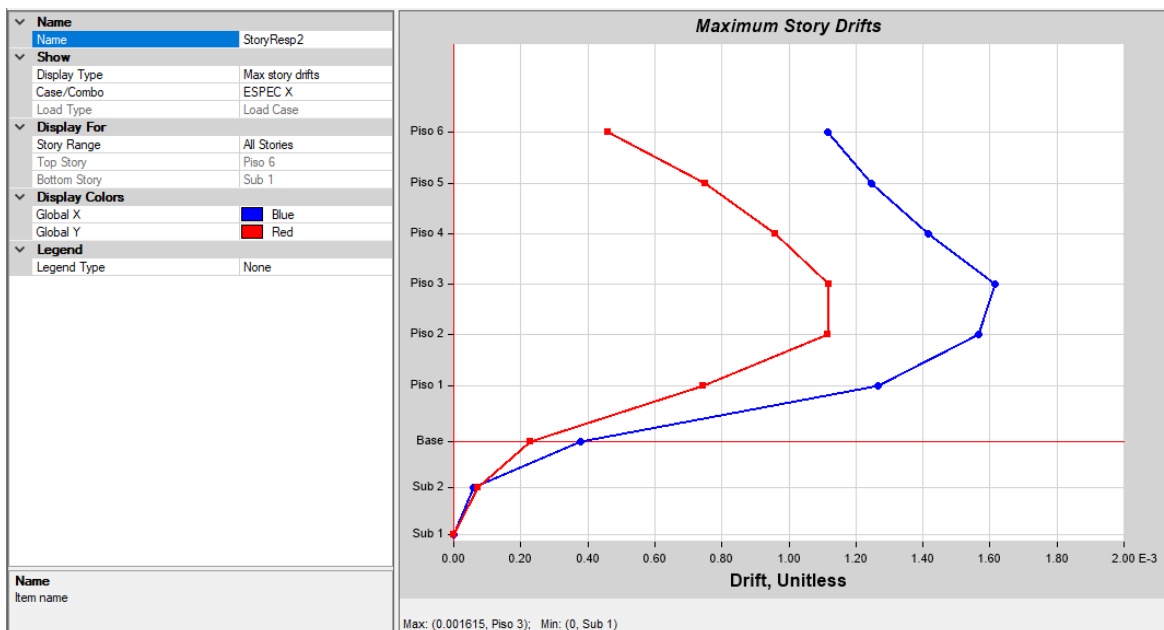


Grafico N° 25. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en X con una rigidez del 100%

Elaborado: César Cevallos

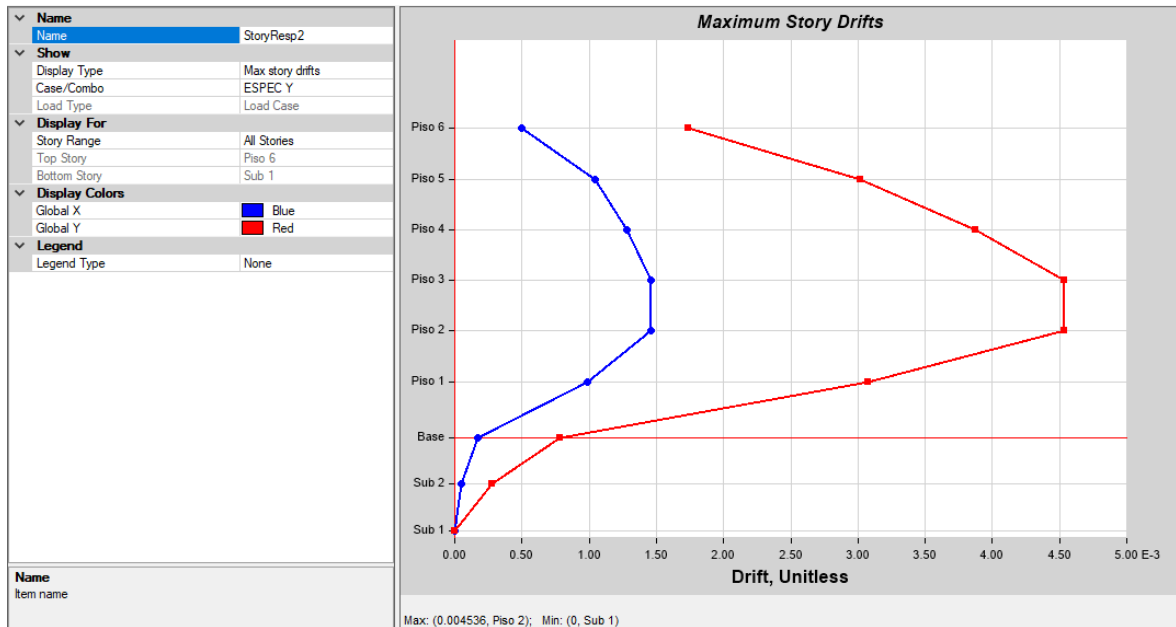


Grafico N° 26. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en Y con una rigidez del 100%

Elaborado: César Cevallos

Las derivas máximas por aceleraciones Espectrales SX y SY son mayores a las generadas por cargas aplicadas con diferentes combinaciones modales; obteniéndose valores máximos en el 3° piso y mínimos en el 1° y 6° piso. (*Gráficos 25-26*).

4.3.8 Periodo fundamental de la estructura con una variación del -5% en su rigidez

Modo De Vibración	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modo 1	0,834	0,002	0,49	0,002	0,49	0,4047	0,0015	0,0607	0,4047	0,0015	0,0607
Modo 2	0,618	0,0065	0,0865	0,0085	0,5765	0,0633	0,0044	0,4431	0,468	0,0059	0,5038
Modo 3	0,595	0,5441	0,0001	0,5526	0,5766	0,0001	0,4853	0,0167	0,4681	0,4913	0,5205
Modo 4	0,23	0,0003	0,0822	0,5529	0,6588	0,0754	0,0004	0,0173	0,5435	0,4917	0,5377
Modo 5	0,155	0,0057	0,0815	0,5586	0,7403	0,0859	0,0055	0,0808	0,6293	0,4972	0,6186
Modo 6	0,145	0,1094	0,0029	0,668	0,7432	0,003	0,087	0,0086	0,6323	0,5841	0,6272
Modo 7	0,119	0,0018	0,001	0,6698	0,7441	0,0012	0,0018	0,0003	0,6335	0,5859	0,6276
Modo 8	0,107	1,59E-05	0,0324	0,6698	0,7765	0,0206	0,00002325	0,0181	0,654	0,5859	0,6456
Modo 9	0,081	4,74E-05	0,1224	0,6699	0,899	0,1663	0,000005438	0,0121	0,8204	0,5859	0,6577
Modo 10	0,069	0,0395	0,0007	0,7093	0,8996	0,0011	0,0301	7,245E-07	0,8214	0,6161	0,6577
Modo 11	0,061	2,15E-05	0,0016	0,7093	0,9012	0,0005	0,000008387	0,0273	0,8219	0,6161	0,685
Modo 12	0,056	3,42E-06	0,0375	0,7093	0,9387	0,0598	0,00004707	0,0151	0,8817	0,6161	0,7001
Modo 13	0,047	0,0216	1,70E-05	0,7309	0,9387	0,00001651	0,024	0,0003	0,8817	0,6401	0,7004
Modo 14	0,047	0,0465	7,637E-07	0,7774	0,9387	8,781E-07	0,0514	0,0004	0,8817	0,6915	0,7008
Modo 15	0,045	0,0191	0,0002	0,7966	0,9389	0,0006	0,0204	7,886E-07	0,8824	0,7119	0,7008
Modo 16	0,043	0,0003	1,83E-06	0,7969	0,9389	0,0011	0,0002	0,0342	0,8834	0,7121	0,735
Modo 17	0,042	0,0088	0,0127	0,8056	0,9517	0,0195	0,0117	0,0974	0,9029	0,7238	0,8323
Modo 18	0,041	0,1234	0,0002	0,929	0,9518	7,445E-07	0,1478	0,0022	0,9029	0,8716	0,8346

Tabla N° 47. Participación modal de masas con - 5% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

4.3.9 Información Modal Del Espectro De Respuesta con una variación del - 5% en su rigidez

Response Spectrum	Modo De Vibración	Period	Damping	U1 Acceleration	U2 Acceleration	U3 Acceleration	U1 Amplitude	U2 Amplitude	U3 Amplitude
		sec	Ratio	cm/sec ²	cm/sec ²	cm/sec ²	cm	cm	cm
ESPEC X	Modo 1	0,834	0,05	118,083	35,425	0	-13,4643	-67,2765	0
ESPEC X	Modo 2	0,618	0,05	160,321	48,096	0	36,5692	-21,3124	0
ESPEC X	Modo 3	0,595	0,05	165,08	49,524	0	-165,6286	-1,5763	0
ESPEC X	Modo 4	0,230	0,05	175,4	52,62	0	0,6434	3,1343	0
ESPEC X	Modo 5	0,155	0,05	175,4	52,62	0	1,3685	-1,4177	0
ESPEC X	Modo 6	0,145	0,05	175,4	52,62	0	-4,7051	-0,2681	0
ESPEC X	Modo 7	0,119	0,05	175,4	52,62	0	-0,3944	-0,0885	0
ESPEC X	Modo 8	0,107	0,05	175,4	52,62	0	-0,0191	-0,4158	0
ESPEC X	Modo 9	0,081	0,05	175,4	52,62	0	-0,03	0,4756	0
ESPEC X	Modo 10	0,069	0,05	175,4	52,62	0	0,6456	0,0255	0
ESPEC X	Modo 11	0,061	0,05	175,4	52,62	0	-0,0355	0,0123	0
ESPEC X	Modo 12	0,056	0,05	175,4	52,62	0	0,0031	0,1242	0
ESPEC X	Modo 13	0,047	0,05	175,4	52,62	0	-0,2741	0,0019	0
ESPEC X	Modo 14	0,047	0,05	175,4	52,62	0	-0,2744	0,0001	0
ESPEC X	Modo 15	0,045	0,05	175,4	52,62	0	-0,1823	-0,0077	0
ESPEC X	Modo 16	0,043	0,05	175,4	52,62	0	0,0542	-0,0019	0
ESPEC X	Modo 17	0,042	0,05	175,4	52,62	0	0,0976	0,0395	0
ESPEC X	Modo 18	0,041	0,05	175,4	52,62	0	-0,4098	0,0022	0

Tabla N° 48. Modal del espectro de respuesta en X con - 5% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

Response Spectrum	Modo De Vibración	Period	Damping	U1 Acceleration	U2 Acceleration	U3 Acceleration	U1 Amplitude	U2 Amplitude	U3 Amplitude
		sec	Ratio	cm/sec ²	cm/sec ²	cm/sec ²	cm	cm	cm
ESPEC Y	Modo 1	0,834	0,05	51,339	171,132	0	-5,8539	-325,0019	0
ESPEC Y	Modo 2	0,618	0,05	69,703	232,346	0	15,8993	-102,9569	0
ESPEC Y	Modo 3	0,595	0,05	71,773	239,243	0	-72,011	-7,6148	0
ESPEC Y	Modo 4	0,230	0,05	76,259	254,2	0	0,2797	15,1411	0
ESPEC Y	Modo 5	0,155	0,05	76,259	254,2	0	0,595	-6,8485	0
ESPEC Y	Modo 6	0,145	0,05	76,259	254,2	0	-2,0457	-1,295	0
ESPEC Y	Modo 7	0,119	0,05	76,259	254,2	0	-0,1715	-0,4273	0
ESPEC Y	Modo 8	0,107	0,05	76,259	254,2	0	-0,0083	-2,0086	0
ESPEC Y	Modo 9	0,081	0,05	76,259	254,2	0	-0,013	2,2975	0
ESPEC Y	Modo 10	0,069	0,05	76,259	254,2	0	0,2807	0,123	0
ESPEC Y	Modo 11	0,061	0,05	76,259	254,2	0	-0,0154	0,0593	0
ESPEC Y	Modo 12	0,056	0,05	76,259	254,2	0	0,0013	0,6	0
ESPEC Y	Modo 13	0,047	0,05	76,259	254,2	0	-0,1192	0,0093	0
ESPEC Y	Modo 14	0,047	0,05	76,259	254,2	0	-0,1193	0,0004	0
ESPEC Y	Modo 15	0,045	0,05	76,259	254,2	0	-0,0793	-0,037	0
ESPEC Y	Modo 16	0,043	0,05	76,259	254,2	0	0,0236	-0,0092	0
ESPEC Y	Modo 17	0,042	0,05	76,259	254,2	0	0,0424	0,1907	0
ESPEC Y	Modo 18	0,041	0,05	76,259	254,2	0	-0,1782	0,0107	0

Tabla N° 49. Modal del espectro de respuesta en Y con - 5% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

4.3.10 Rigidez De Piso con una variación del - 5% en su rigidez

Piso	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y
		kgf	cm	kgf/cm	kgf	cm	kgf/cm
Piso 6	ESPEC X	9386,43	0,3639	25792,39	3367,98	0,1421	23704,81
Piso 5	ESPEC X	124769,3	0,3866	322699,91	26661,76	0,1722	154819,54
Piso 4	ESPEC X	223924,32	0,4302	520517,48	46778,64	0,2172	215353,92
Piso 3	ESPEC X	293232,43	0,4637	632425,14	61192,36	0,2511	243685,71
Piso 2	ESPEC X	344425,94	0,4509	763788,73	72280,48	0,2514	287539,73
Piso 1	ESPEC X	375565,59	0,3916	959049,44	79247,77	0,1977	400835,94
Base	ESPEC X	388249,66	0,0591	6569181,8	85661,74	0,0356	2404857,72
Sub 2	ESPEC X	404752,43	0,0113	35704624,1	89940,77	0,0114	7889100,32

Tabla N° 50. Rigidez de piso en X con - 5% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

Piso	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y
		kgf	cm	kgf/cm	kgf	cm	kgf/cm
Piso 6	ESPEC Y	4256,98	0,1623	26226,51	14291,69	0,5373	26600,15
Piso 5	ESPEC Y	56306,35	0,2458	229027,77	121425,36	0,7127	170368,5
Piso 4	ESPEC Y	99906,85	0,2954	338209,19	214354,08	0,8852	242141,35
Piso 3	ESPEC Y	130388,11	0,3301	395046,02	281497,02	1,0054	279978,23
Piso 2	ESPEC Y	153282,8	0,3317	462056,89	332958,56	1,0086	330120,82
Piso 1	ESPEC Y	167845,73	0,2584	649666,24	364426,66	0,8017	454567,12
Base	ESPEC Y	173538,67	0,0294	5904146,53	389590,11	0,1162	3351331,76
Sub 2	ESPEC Y	180742,5	0,0086	20938317,1	412174,86	0,0441	9351717,31

Tabla N° 51. Rigidez de piso en Y con - 5% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

4.3.11 Periodo de vibración bajo excitación sísmica con una variación del -5% en su rigidez

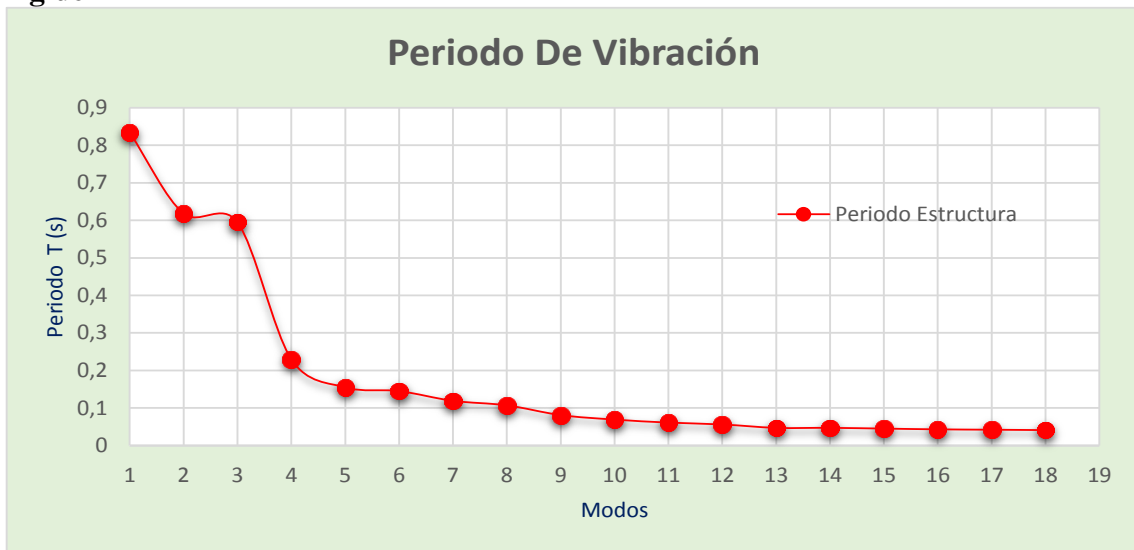


Gráfico N° 27. Periodo de vibración con - 5% de rigidez según NEC-SE-DS 2015

Elaborado: César Cevallos

4.3.12 Derivas inelásticas de piso en estructura de 5 pisos con una variación del -5% en su rigidez

Las derivas inelásticas máximas para la estructura de cinco pisos, se ilustran en los siguientes gráficos:

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Deriva Inelastica
					cm	cm	cm	
Piso 6	ESPEC X Max	X	0.001187	130	3270	1060	1870	-
Piso 5	ESPEC X Max	X	0.00131	3	-45	-45	1564	0.00786
Piso 4	ESPEC X Max	X	0.001472	3	-45	-45	1258	0.008832
Piso 3	ESPEC X Max	X	0.001674	12	2600	0	952	0.010044
Piso 2	ESPEC X Max	X	0.001639	12	2600	0	646	0.009834
Piso 1	ESPEC X Max	X	0.00134	8	1040	0	340	0.00804
Base	ESPEC X Max	X	0.000396	105	2930	820	0	-
Sub 2	ESPEC X Max	X	0.000058	107	3130	820	-279	-

Tabla N° 52. Derivas Máximas SX con - 5% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Deriva Inelastica
					cm	cm	cm	
Piso 6	ESPEC Y Max	X	0.000528	83	3130	620	1870	-
Piso 5	ESPEC Y Max	X	0.001072	185	3270	1740	1564	0.006432
Piso 4	ESPEC Y Max	X	0.001337	185	3270	1740	1258	0.008022
Piso 3	ESPEC Y Max	X	0.00155	185	3270	1740	952	0.0093
Piso 2	ESPEC Y Max	X	0.001581	185	3270	1740	646	0.009486
Piso 1	ESPEC Y Max	X	0.001086	175	1040	1640	340	0.006516
Base	ESPEC Y Max	X	0.000181	105	2930	820	0	-
Sub 2	ESPEC Y Max	X	0.000048	193	0	2075	-279	-

Tabla N° 53. Derivas Máximas SY con - 5% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	cular Freq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.842	1.188	7.4653	55.73
Modal	2	0.62	1.612	10.1309	102.6357
Modal	3	0.6	1.667	10.4717	109.6557
Modal	4	0.235	4.257	26.7448	715.2817
Modal	5	0.156	6.409	40.2664	1621.3794
Modal	6	0.146	6.871	43.1704	1863.6803
Modal	7	0.119	8.41	52.8425	2792.3335
Modal	8	0.111	9.04	56.7984	3226.0532
Modal	9	0.081	12.295	77.2493	5967.4488
Modal	10	0.07	14.368	90.2789	8150.2738
Modal	11	0.064	15.737	98.8785	9776.9494
Modal	12	0.056	17.895	112.4354	12641.7176
Modal	13	0.047	21.082	132.4641	17546.7396
Modal	14	0.047	21.188	133.1291	17723.352
Modal	15	0.045	22.172	139.3118	19407.7882
Modal	16	0.045	22.36	140.4894	19737.2788
Modal	17	0.042	23.89	150.1077	22532.3176
Modal	18	0.041	24.223	152.1976	23164.0975

Tabla N° 54. Periodo y frecuencia con - 5% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

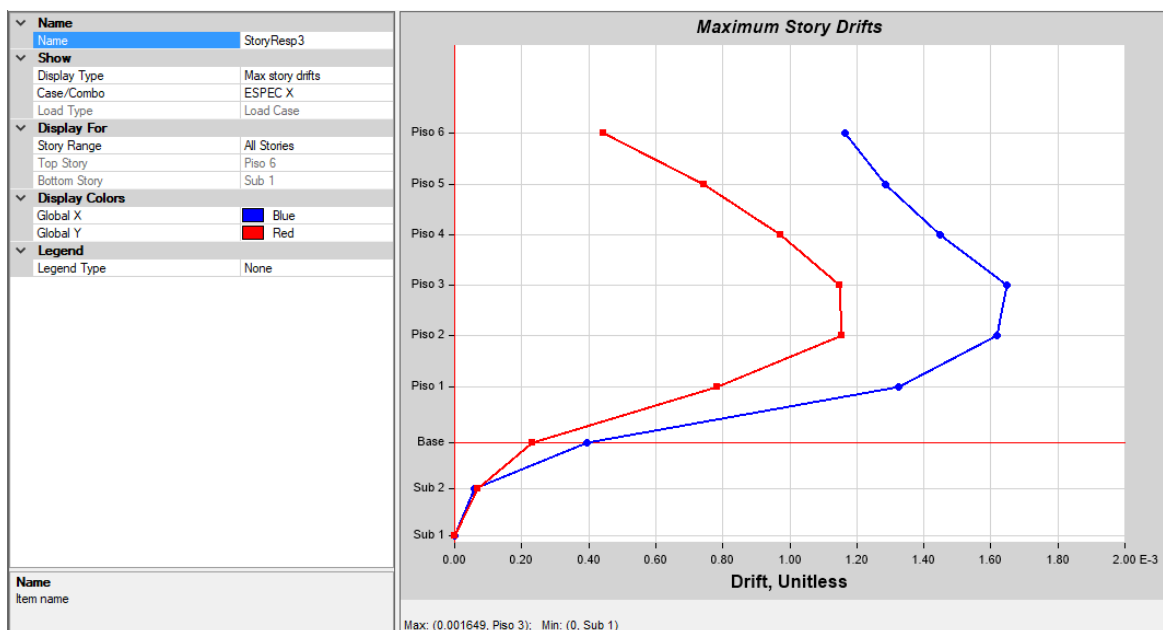


Grafico N° 28. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en X con - 5% de rigidez

Elaborado: César Cevallos

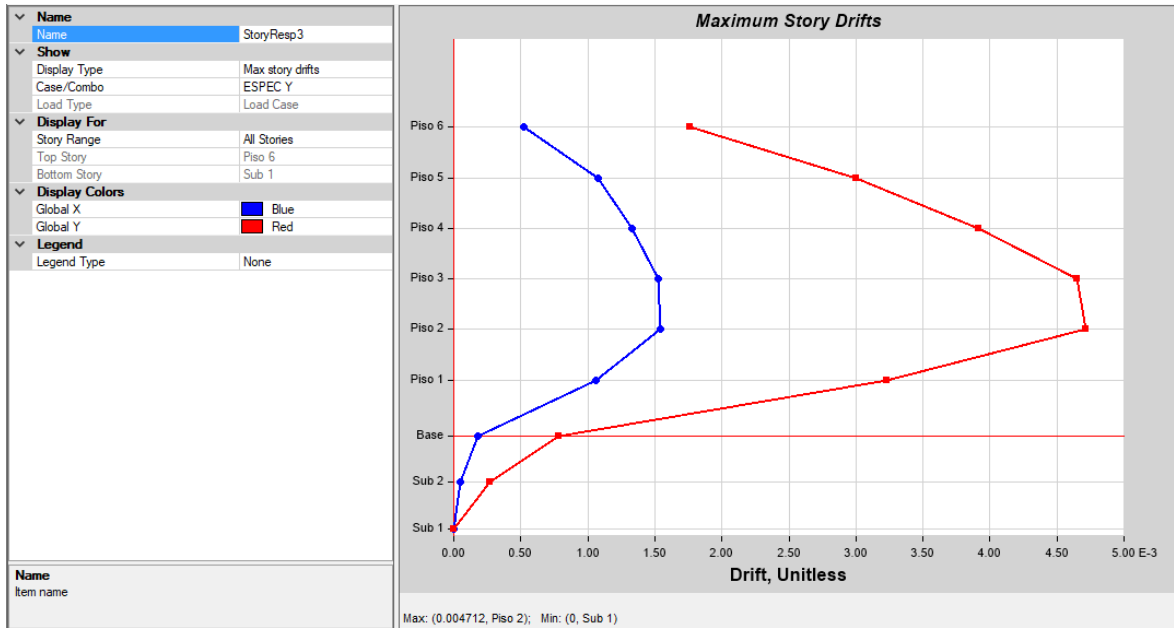


Grafico N° 29. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en Y con - 5% de rigidez

Elaborado: César Cevallos

4.3.13 Periodo fundamental de la estructura con una variación del - 10% en su rigidez

Modo De Vibración	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
	(seg)										
Modo 1	0,867	0,002	0,4798	0,002	0,4798	0,393	0,0015	0,0714	0,393	0,0015	0,0714
Modo 2	0,629	0,0115	0,0972	0,0135	0,577	0,0734	0,0084	0,4272	0,4663	0,0099	0,4986
Modo 3	0,614	0,5382	7,09E-06	0,5517	0,577	2,03E-06	0,4807	0,0235	0,4663	0,4905	0,5221
Modo 4	0,245	0,0003	0,0743	0,552	0,6513	0,0718	0,0004	0,0178	0,5382	0,4909	0,54
Modo 5	0,158	0,0059	0,0873	0,5579	0,7387	0,0893	0,0056	0,0768	0,6275	0,4965	0,6168
Modo 6	0,148	0,1067	0,0031	0,6646	0,7418	0,003	0,0841	0,0079	0,6305	0,5805	0,6247
Modo 7	0,127	0,0044	0,0017	0,669	0,7435	0,0018	0,0038	0,0007	0,6323	0,5843	0,6254
Modo 8	0,117	0	0,0222	0,669	0,7657	0,0119	6,131E-07	0,0197	0,6441	0,5843	0,6451
Modo 9	0,082	1,48E-05	0,1332	0,669	0,8989	0,1751	0	0,0082	0,8192	0,5843	0,6534
Modo 10	0,071	0,0354	0,0004	0,7044	0,8993	0,0004	0,0275	0,0005	0,8197	0,6119	0,6539
Modo 11	0,068	0,0015	0,0003	0,7059	0,8996	0,0018	0,0012	0,0188	0,8214	0,613	0,6727
Modo 12	0,057	1,01E-05	0,0384	0,7059	0,938	0,0586	0,0001	0,0216	0,8801	0,6131	0,6942
Modo 13	0,052	3,92E-06	3,62E-05	0,7059	0,938	0,0001	5,32E-06	2,51E-06	0,8801	0,6131	0,6942
Modo 14	0,05	0,0024	0,0004	0,7083	0,9384	0,0008	0,0029	0,0001	0,881	0,616	0,6944
Modo 15	0,048	0,0056	0,0001	0,7139	0,9385	0,001	0,0057	0,0054	0,8819	0,6217	0,6997
Modo 16	0,048	0,0573	0,0002	0,7712	0,9387	0,0008	0,0629	1,85E-05	0,8827	0,6846	0,6998
Modo 17	0,042	0,0312	0,0197	0,8024	0,9584	0,0386	0,0401	0,053	0,9213	0,7247	0,7528
Modo 18	0,042	0,0858	0,0013	0,8881	0,9597	0,0002	0,1006	0,0438	0,9215	0,8252	0,7966

Tabla N° 55. Participación modal de masas con - 10% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

4.3.14 Información Modal Del Espectro De Respuesta con una variación del -10 % en su rigidez

Response Spectrum	Modo De Vibración	Period	Damping Ratio	U1 Acceleration	U2 Acceleration	U3 Acceleration	U1 Amplitude	U2 Amplitude	U3 Amplitude
		sec		cm/sec ²	cm/sec ²	cm/sec ²	cm	cm	cm
ESPEC X	Modo 1	0,867	0,05	114,598	34,379	0	-14,7249	-68,3562	0
ESPEC X	Modo 2	0,629	0,05	158,252	47,476	0	-25,6678	22,3631	0
ESPEC X	Modo 3	0,614	0,05	161,698	48,51	0	-170,9848	-0,1862	0
ESPEC X	Modo 4	0,245	0,05	175,4	52,62	0	0,693	3,2839	0
ESPEC X	Modo 5	0,158	0,05	175,4	52,62	0	1,2724	-1,4744	0
ESPEC X	Modo 6	0,148	0,05	175,4	52,62	0	-4,8145	-0,246	0
ESPEC X	Modo 7	0,127	0,05	175,4	52,62	0	0,7137	0,1345	0
ESPEC X	Modo 8	0,117	0,05	175,4	52,62	0	-0,0054	0,408	0
ESPEC X	Modo 9	0,082	0,05	175,4	52,62	0	-0,0175	0,4989	0
ESPEC X	Modo 10	0,071	0,05	175,4	52,62	0	-0,6281	-0,0189	0
ESPEC X	Modo 11	0,068	0,05	175,4	52,62	0	0,1188	0,0154	0
ESPEC X	Modo 12	0,057	0,05	175,4	52,62	0	0,0068	0,1262	0
ESPEC X	Modo 13	0,052	0,05	175,4	52,62	0	-0,0036	0,0033	0
ESPEC X	Modo 14	0,050	0,05	175,4	52,62	0	-0,0812	0,0101	0
ESPEC X	Modo 15	0,048	0,05	175,4	52,62	0	-0,1162	0,0044	0
ESPEC X	Modo 16	0,048	0,05	175,4	52,62	0	0,3634	0,0059	0
ESPEC X	Modo 17	0,042	0,05	175,4	52,62	0	0,213	0,0508	0
ESPEC X	Modo 18	0,042	0,05	175,4	52,62	0	0,3423	-0,0125	0

Tabla N° 56. Modal del espectro de respuesta en X con - 10% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

Response Spectrum	Modo De Vibración	Period	Damping Ratio	U1 Acceleration	U2 Acceleration	U3 Acceleration	U1 Amplitude	U2 Amplitude	U3 Amplitude
		sec		cm/sec ²	cm/sec ²	cm/sec ²	cm	cm	cm
ESPEC Y	Modo 1	0,867	0,05	49,824	166,081	0	-6,402	-330,2177	0
ESPEC Y	Modo 2	0,629	0,05	68,804	229,348	0	-11,1597	108,0324	0
ESPEC Y	Modo 3	0,614	0,05	70,302	234,342	0	-74,3397	-0,8993	0
ESPEC Y	Modo 4	0,245	0,05	76,259	254,2	0	0,3013	15,8642	0
ESPEC Y	Modo 5	0,158	0,05	76,259	254,2	0	0,5532	-7,1227	0
ESPEC Y	Modo 6	0,148	0,05	76,259	254,2	0	-2,0932	-1,1884	0
ESPEC Y	Modo 7	0,127	0,05	76,259	254,2	0	0,3103	0,6496	0
ESPEC Y	Modo 8	0,117	0,05	76,259	254,2	0	-0,0023	1,9709	0
ESPEC Y	Modo 9	0,082	0,05	76,259	254,2	0	-0,0076	2,4099	0
ESPEC Y	Modo 10	0,071	0,05	76,259	254,2	0	-0,2731	-0,0914	0
ESPEC Y	Modo 11	0,068	0,05	76,259	254,2	0	0,0516	0,0746	0
ESPEC Y	Modo 12	0,057	0,05	76,259	254,2	0	0,003	0,6096	0
ESPEC Y	Modo 13	0,052	0,05	76,259	254,2	0	-0,0016	0,0159	0
ESPEC Y	Modo 14	0,050	0,05	76,259	254,2	0	-0,0353	0,0487	0
ESPEC Y	Modo 15	0,048	0,05	76,259	254,2	0	-0,0505	0,021	0
ESPEC Y	Modo 16	0,048	0,05	76,259	254,2	0	0,158	0,0285	0
ESPEC Y	Modo 17	0,042	0,05	76,259	254,2	0	0,0926	0,2454	0
ESPEC Y	Modo 18	0,042	0,05	76,259	254,2	0	0,1488	-0,0605	0

Tabla N° 57. Modal del espectro de respuesta en Y con - 10% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

4.3.15 Rigidez De Piso con una variación del - 10% en su rigidez

Piso	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y
		kgf	cm	kgf/cm	kgf	cm	kgf/cm
Piso 6	ESPEC X	9015,58	0,3776	23876,21	3258,21	0,1371	23757,25
Piso 5	ESPEC X	121421,44	0,3994	304010,09	25443,95	0,1714	148418,09
Piso 4	ESPEC X	217493,28	0,4414	492722,56	44744,72	0,2187	204606,43
Piso 3	ESPEC X	284682,29	0,4719	603328,95	58488,58	0,254	230247,39
Piso 2	ESPEC X	334311,05	0,4605	725953,64	69248,31	0,2563	270221,87
Piso 1	ESPEC X	364757,45	0,4057	898989,94	75841,67	0,2047	370436,65
Base	ESPEC X	374840,55	0,0608	6165888,2	84366,75	0,0354	2380659,16
Sub 2	ESPEC X	386841,54	0,0116	33412236,4	87282,34	0,0111	7893950,41

Tabla N° 58. Rigidez de piso en X con - 10% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

Piso	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y
		kgf	cm	kgf/cm	kgf	cm	kgf/cm
Piso 6	ESPEC Y	4068,81	0,1684	24154,62	14279,26	0,5483	26045,01
Piso 5	ESPEC Y	54577,61	0,2541	214765,54	115902,16	0,7151	162073,25
Piso 4	ESPEC Y	96959,75	0,3056	317280,93	204429,14	0,8977	227725,81
Piso 3	ESPEC Y	126642,19	0,3425	369753,35	267863,56	1,0267	260898,93
Piso 2	ESPEC Y	148861,05	0,346	430213,38	317268,13	1,0394	305250,41
Piso 1	ESPEC Y	162965,06	0,2739	594913,69	347326,74	0,8327	417116,07
Base	ESPEC Y	167540,27	0,0302	5547485,29	373593,37	0,115	3249842,71
Sub 2	ESPEC Y	173330,7	0,0088	19805581,2	397836,39	0,0433	9181462,01

Tabla N° 59. Rigidez de piso en Y con - 10% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

4.3.16 Periodo de vibración bajo excitación sísmica con una variación del - 10% en su rigidez

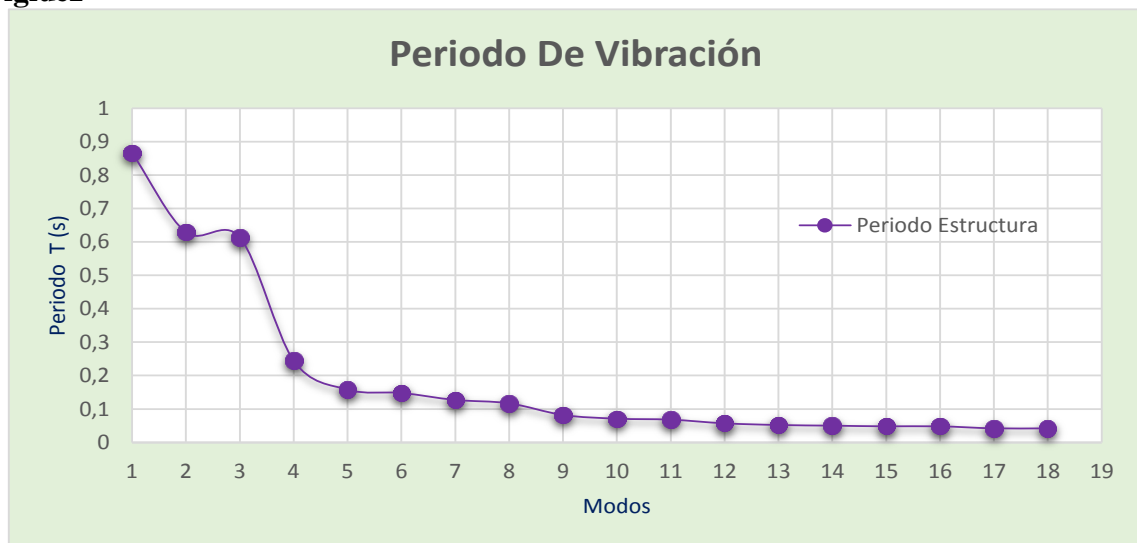


Gráfico N° 30. Periodo de vibración con - 10% de rigidez según NEC-SE-DS 2015

Elaborado: César Cevallos

4.3.17 Derivas inelásticas de piso en estructura de 5 pisos con una variación de - 10% en su rigidez

Las derivas inelásticas máximas para la estructura de cinco pisos, se ilustran en los siguientes gráficos:

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Deriva Inelastica
					cm	cm	cm	
Piso 6	ESPEC X Max	X	0.001232	130	3270	1060	1870	-
Piso 5	ESPEC X Max	X	0.001349	3	-45	-45	1564	0.008094
Piso 4	ESPEC X Max	X	0.001507	3	-45	-45	1258	0.009042
Piso 3	ESPEC X Max	X	0.001697	12	2600	0	952	0.010182
Piso 2	ESPEC X Max	X	0.001677	12	2600	0	646	0.010062
Piso 1	ESPEC X Max	X	0.001389	5	0	0	340	0.008334
Base	ESPEC X Max	X	0.00041	105	2930	820	0	-
Sub 2	ESPEC X Max	X	0.000059	107	3130	820	-279	-

Tabla N° 60. Derivas Máximas en SX con - 10% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Deriva Inelastica
					cm	cm	cm	
Piso 6	ESPEC Y Max	X	0.000549	82	3075	620	1870	-
Piso 5	ESPEC Y Max	X	0.001106	185	3270	1740	1564	0.006636
Piso 4	ESPEC Y Max	X	0.001385	185	3270	1740	1258	0.00831
Piso 3	ESPEC Y Max	X	0.001617	185	3270	1740	952	0.009702
Piso 2	ESPEC Y Max	X	0.001663	185	3270	1740	646	0.009978
Piso 1	ESPEC Y Max	X	0.001163	175	1040	1640	340	0.006978
Base	ESPEC Y Max	X	0.000187	105	2930	820	0	-
Sub 2	ESPEC Y Max	X	0.000048	193	0	2075	-279	-

Tabla N° 61. Derivas Máximas SY con - 10% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	cular Frequen	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.867	1.153	7.2471	52.5208
Modal	2	0.629	1.59	9.9896	99.793
Modal	3	0.614	1.628	10.2272	104.5964
Modal	4	0.245	4.085	25.665	658.6902
Modal	5	0.158	6.346	39.8755	1590.0581
Modal	6	0.148	6.741	42.3545	1793.9055
Modal	7	0.127	7.887	49.5571	2455.91
Modal	8	0.117	8.569	53.8429	2899.0613
Modal	9	0.082	12.125	76.1819	5803.6854
Modal	10	0.071	14.164	88.9923	7919.6313
Modal	11	0.068	14.801	92.9982	8648.6587
Modal	12	0.057	17.669	111.0155	12324.4339
Modal	13	0.052	19.142	120.2757	14466.2362
Modal	14	0.05	20.154	126.6298	16035.1004
Modal	15	0.048	20.764	130.4638	17020.7989
Modal	16	0.048	21.002	131.959	17413.1669
Modal	17	0.042	23.564	148.0599	21921.7259
Modal	18	0.042	23.942	150.4351	22630.7127

Tabla N° 62. Periodo y frecuencia con - 10% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

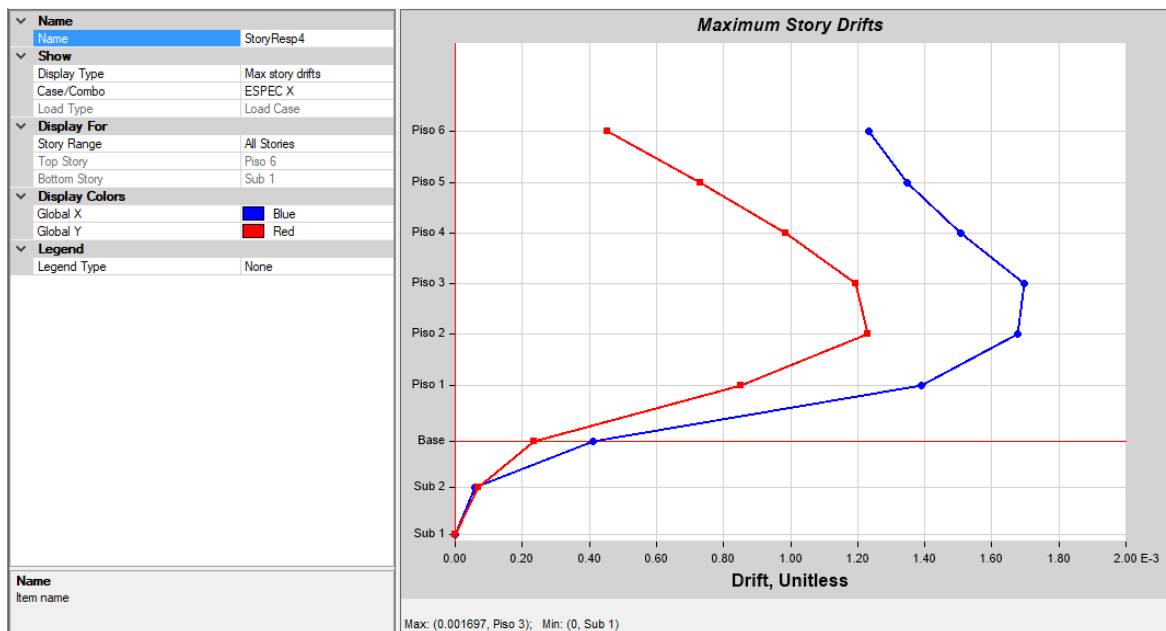


Grafico N° 31. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en X con - 10% de rigidez

Elaborado: César Cevallos



Grafico N° 32. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en Y con - 10% de rigidez

Elaborado: César Cevallos

4.3.18 Periodo fundamental de la estructura con una variación del - 15% en su rigidez

Modo De Vibración	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modo 1	0,911	0,002	0,4696	0,002	0,4696	0,3813	0,0014	0,0823	0,3813	0,0014	0,0823
Modo 2	0,643	0,0738	0,1009	0,0758	0,5705	0,0786	0,0612	0,3534	0,46	0,0626	0,4357
Modo 3	0,637	0,4746	0,0065	0,5504	0,577	0,005	0,4277	0,0881	0,4649	0,4904	0,5238
Modo 4	0,263	0,0003	0,0678	0,5506	0,6448	0,0689	0,0004	0,0179	0,5339	0,4907	0,5417
Modo 5	0,16	0,0061	0,0928	0,5567	0,7376	0,0918	0,0055	0,0726	0,6256	0,4963	0,6143
Modo 6	0,152	0,1011	0,0029	0,6578	0,7405	0,0027	0,0783	0,0066	0,6283	0,5746	0,6209
Modo 7	0,135	0,0101	0,0038	0,6679	0,7443	0,0034	0,008	0,001	0,6318	0,5826	0,6219
Modo 8	0,129	0,0002	0,0137	0,6681	0,758	0,0056	0,0001	0,0222	0,6374	0,5827	0,6441
Modo 9	0,084	0	0,1329	0,6681	0,8909	0,1685	1,29E-05	0,0036	0,8059	0,5827	0,6477
Modo 10	0,076	0,0015	0,0075	0,6695	0,8985	0,0139	0,0011	0,0171	0,8198	0,5838	0,6649
Modo 11	0,071	0,0334	0,0012	0,7029	0,8996	0,0022	0,0266	0,001	0,822	0,6104	0,6659
Modo 12	0,058	6,67E-06	0,0018	0,7029	0,9015	0,0027	1,48E-05	0,0013	0,8247	0,6105	0,6672
Modo 13	0,058	2,04E-05	0,0324	0,703	0,9339	0,0476	0,0001	0,0225	0,8723	0,6106	0,6897
Modo 14	0,055	0,0001	0,0033	0,7031	0,9372	0,0075	0,0001	0,0003	0,8798	0,6107	0,69
Modo 15	0,054	8,13E-07	0,001	0,7031	0,9382	0,0012	1,17E-05	0,0014	0,881	0,6107	0,6914
Modo 16	0,049	0,0513	0,0001	0,7544	0,9383	0,0003	0,0563	0,0002	0,8813	0,667	0,6916
Modo 17	0,045	1,48E-05	2,98E-06	0,7544	0,9383	6,19E-06	1,07E-05	8,26E-06	0,8813	0,667	0,6916
Modo 18	0,044	0,0125	0,0251	0,7669	0,9633	0,0619	0,0175	0,004	0,9432	0,6845	0,6957

Tabla N° 63. Participación modal de masas con - 15% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

4.3.19 Información modal del espectro de respuesta con una variación del - 15% en su rigidez

Response Spectrum	Modo De Vibración	Period	Damping Ratio	U1 Acceleration	U2 Acceleration	U3 Acceleration	U1 Amplitude	U2 Amplitude	U3 Amplitude
		sec		cm/sec ²	cm/sec ²	cm/sec ²	cm	cm	cm
ESPEC X	Modo 1	0,911	0,05	108,811	32,643	0	-15,2508	-70,4916	0
ESPEC X	Modo 2	0,643	0,05	154,872	46,462	0	66,0609	-23,1698	0
ESPEC X	Modo 3	0,637	0,05	156,321	46,896	0	-165,8796	-5,8198	0
ESPEC X	Modo 4	0,263	0,05	175,4	52,62	0	0,7485	3,5913	0
ESPEC X	Modo 5	0,16	0,05	175,4	52,62	0	1,327	-1,5577	0
ESPEC X	Modo 6	0,152	0,05	175,4	52,62	0	4,9097	0,2506	0
ESPEC X	Modo 7	0,135	0,05	175,4	52,62	0	1,2133	0,2231	0
ESPEC X	Modo 8	0,129	0,05	175,4	52,62	0	-0,1378	0,3867	0
ESPEC X	Modo 9	0,084	0,05	175,4	52,62	0	-0,0006	-0,5189	0
ESPEC X	Modo 10	0,076	0,05	175,4	52,62	0	0,146	-0,0996	0
ESPEC X	Modo 11	0,071	0,05	175,4	52,62	0	0,6191	0,0349	0
ESPEC X	Modo 12	0,058	0,05	175,4	52,62	0	-0,0058	-0,0289	0
ESPEC X	Modo 13	0,058	0,05	175,4	52,62	0	-0,01	-0,1191	0
ESPEC X	Modo 14	0,055	0,05	175,4	52,62	0	0,0228	-0,0343	0
ESPEC X	Modo 15	0,054	0,05	175,4	52,62	0	0,0018	-0,0189	0
ESPEC X	Modo 16	0,049	0,05	175,4	52,62	0	-0,355	-0,0043	0
ESPEC X	Modo 17	0,045	0,05	175,4	52,62	0	-0,0053	0,0007	0
ESPEC X	Modo 18	0,044	0,05	175,4	52,62	0	-0,1429	-0,0607	0

Tabla N° 64. Modal del espectro de respuesta en X con - 15% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

Response Spectrum	Modo De Vibración	Period	Damping Ratio	U1 Acceleration	U2 Acceleration	U3 Acceleration	U1 Amplitude	U2 Amplitude	U3 Amplitude
		sec		cm/sec ²	cm/sec ²	cm/sec ²	cm	cm	cm
ESPEC Y	Modo 1	0,911	0,05	47,308	157,695	0	-6,6307	-340,5334	0
ESPEC Y	Modo 2	0,643	0,05	67,334	224,449	0	28,7216	-111,9295	0
ESPEC Y	Modo 3	0,637	0,05	67,964	226,548	0	-72,1201	-28,1146	0
ESPEC Y	Modo 4	0,263	0,05	76,259	254,2	0	0,3254	17,3492	0
ESPEC Y	Modo 5	0,16	0,05	76,259	254,2	0	0,577	-7,525	0
ESPEC Y	Modo 6	0,152	0,05	76,259	254,2	0	2,1346	1,2105	0
ESPEC Y	Modo 7	0,135	0,05	76,259	254,2	0	0,5275	1,0778	0
ESPEC Y	Modo 8	0,129	0,05	76,259	254,2	0	-0,0599	1,868	0
ESPEC Y	Modo 9	0,084	0,05	76,259	254,2	0	-0,0003	-2,5069	0
ESPEC Y	Modo 10	0,076	0,05	76,259	254,2	0	0,0635	-0,4811	0
ESPEC Y	Modo 11	0,071	0,05	76,259	254,2	0	0,2692	0,1688	0
ESPEC Y	Modo 12	0,058	0,05	76,259	254,2	0	-0,0025	-0,1397	0
ESPEC Y	Modo 13	0,058	0,05	76,259	254,2	0	-0,0043	-0,5756	0
ESPEC Y	Modo 14	0,055	0,05	76,259	254,2	0	0,0099	-0,1656	0
ESPEC Y	Modo 15	0,054	0,05	76,259	254,2	0	0,0008	-0,0915	0
ESPEC Y	Modo 16	0,049	0,05	76,259	254,2	0	-0,1543	-0,0209	0
ESPEC Y	Modo 17	0,045	0,05	76,259	254,2	0	-0,0023	0,0034	0
ESPEC Y	Modo 18	0,044	0,05	76,259	254,2	0	-0,0621	-0,2931	0

Tabla N° 65. Modal del espectro de respuesta en Y con - 15% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

4.3.20 Rigidez de piso con una variación del - 15% en su rigidez

Piso	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y
		kgf	cm	kgf/cm	kgf	cm	kgf/cm
Piso 6	ESPEC X	8615,53	0,4004	21516,96	3196,18	0,1409	22684,53
Piso 5	ESPEC X	116491,11	0,4212	276576,91	23802,56	0,1703	139745,08
Piso 4	ESPEC X	207607,1	0,4608	450579,77	41830,63	0,2222	188221,96
Piso 3	ESPEC X	271130,22	0,4872	556503,34	54485,94	0,2629	207259,1
Piso 2	ESPEC X	318265,98	0,4741	671235,47	64635,78	0,2698	239559,62
Piso 1	ESPEC X	347322,98	0,4231	820988,45	70871,92	0,2192	323322,13
Base	ESPEC X	352688,06	0,0626	5637512,84	77671,48	0,0359	2160982,51
Sub 2	ESPEC X	355384,15	0,0111	31992928,3	83121,18	0,0109	7629868

Tabla N° 66. Rigidez de piso en X con - 15% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

Piso	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y
		kgf	cm	kgf/cm	kgf	cm	kgf/cm
Piso 6	ESPEC Y	3899,01	0,1782	21875,45	13994,26	0,5635	24833,96
Piso 5	ESPEC Y	52378,87	0,2648	197795,59	107849,69	0,7092	152066,44
Piso 4	ESPEC Y	92561,81	0,319	290122,44	190510,65	0,9133	208598,44
Piso 3	ESPEC Y	120652,86	0,3599	335213,51	248625,79	1,0615	234212,2
Piso 2	ESPEC Y	141757,79	0,3678	385461,71	295256,07	1,0941	269862,45
Piso 1	ESPEC Y	155241,19	0,2964	523695,05	323609,4	0,8896	363775,77
Base	ESPEC Y	157821,76	0,0311	5075991,44	351553,02	0,1143	3076950,28
Sub 2	ESPEC Y	160048,71	0,0087	18328273,9	376677,95	0,0424	8883751,38

Tabla N° 67. Rigidez de piso en Y con - 15% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

4.3.21 Periodo de vibración bajo excitación sísmica con una variación del - 15% en su rigidez

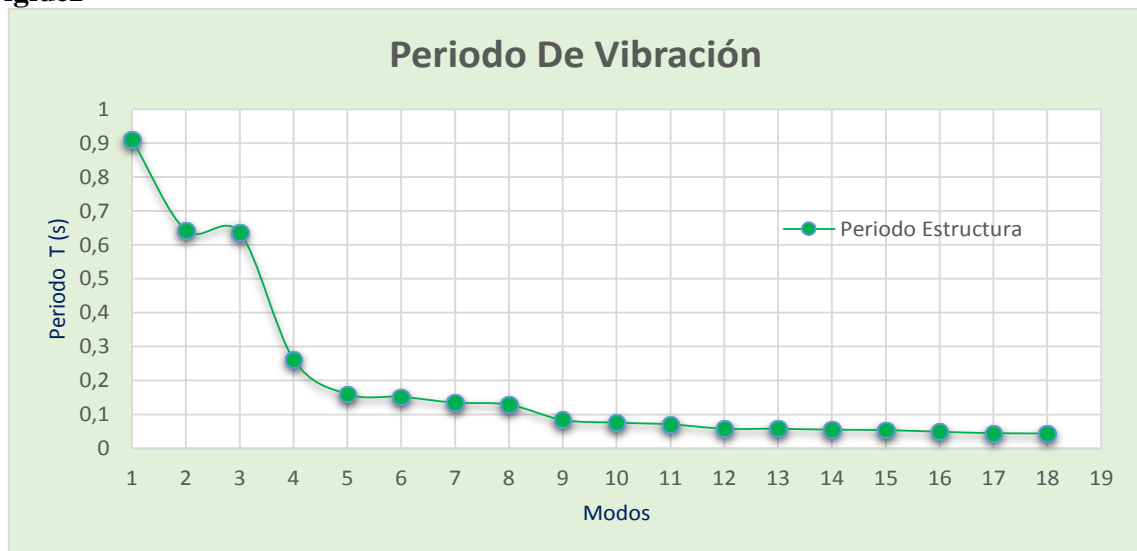


Gráfico N° 33. Periodo de vibración con - 15% de rigidez según NEC-SE-DS 2015

Elaborado: César Cevallos

4.3.22 Derivas inelásticas de piso en estructura de 5 pisos con una variación del - 15% en su rigidez

Las derivas inelásticas máximas para la estructura de cinco pisos, se ilustran en los siguientes gráficos:

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Deriva Inelastica
					cm	cm	cm	
Piso 6	ESPEC X Max	X	0.001306	130	3270	1060	1870	-
Piso 5	ESPEC X Max	X	0.001419	3	-45	-45	1564	0.00851
Piso 4	ESPEC X Max	X	0.00157	3	-45	-45	1258	0.00942
Piso 3	ESPEC X Max	X	0.001751	12	2600	0	952	0.01051
Piso 2	ESPEC X Max	X	0.001727	12	2600	0	646	0.01036
Piso 1	ESPEC X Max	X	0.00145	172	0	1640	340	0.00870
Base	ESPEC X Max	X	0.000423	105	2930	820	0	-
Sub 2	ESPEC X Max	X	0.000057	107	3130	820	-279	-

Tabla N° 68. Derivas Máximas SX con - 15% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Deriva Inelastica
					cm	cm	cm	
Piso 6	ESPEC Y Max	X	0.000581	82	3075	620	1870	-
Piso 5	ESPEC Y Max	X	0.001144	185	3270	1740	1564	0.00686
Piso 4	ESPEC Y Max	X	0.001445	185	3270	1740	1258	0.00867
Piso 3	ESPEC Y Max	X	0.00171	185	3270	1740	952	0.01026
Piso 2	ESPEC Y Max	X	0.001789	185	3270	1740	646	0.01073
Piso 1	ESPEC Y Max	X	0.001276	175	1040	1640	340	0.00766
Base	ESPEC Y Max	X	0.000193	105	2930	820	0	-
Sub 2	ESPEC Y Max	X	0.000047	193	0	2075	-279	-

Tabla N° 69. Derivas Máximas SY con - 15% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	cular Frequen	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.911	1.097	6.8946	47.5358
Modal	2	0.643	1.554	9.7671	95.3955
Modal	3	0.637	1.569	9.8612	97.2435
Modal	4	0.263	3.804	23.9033	571.366
Modal	5	0.16	6.248	39.2601	1541.3586
Modal	6	0.152	6.565	41.2513	1701.667
Modal	7	0.135	7.425	46.654	2176.5939
Modal	8	0.129	7.778	48.8688	2388.1607
Modal	9	0.084	11.844	74.415	5537.5926
Modal	10	0.076	13.189	82.8659	6866.7532
Modal	11	0.071	14.017	88.072	7756.6757
Modal	12	0.058	17.164	107.8465	11630.8621
Modal	13	0.058	17.37	109.1408	11911.7166
Modal	14	0.055	18.244	114.6293	13139.887
Modal	15	0.054	18.377	115.464	13331.9445
Modal	16	0.049	20.61	129.4966	16769.3745
Modal	17	0.045	21.986	138.1398	19082.5977
Modal	18	0.044	22.824	143.4094	20566.2482

Tabla N° 70. Periodo y frecuencia con -15%de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

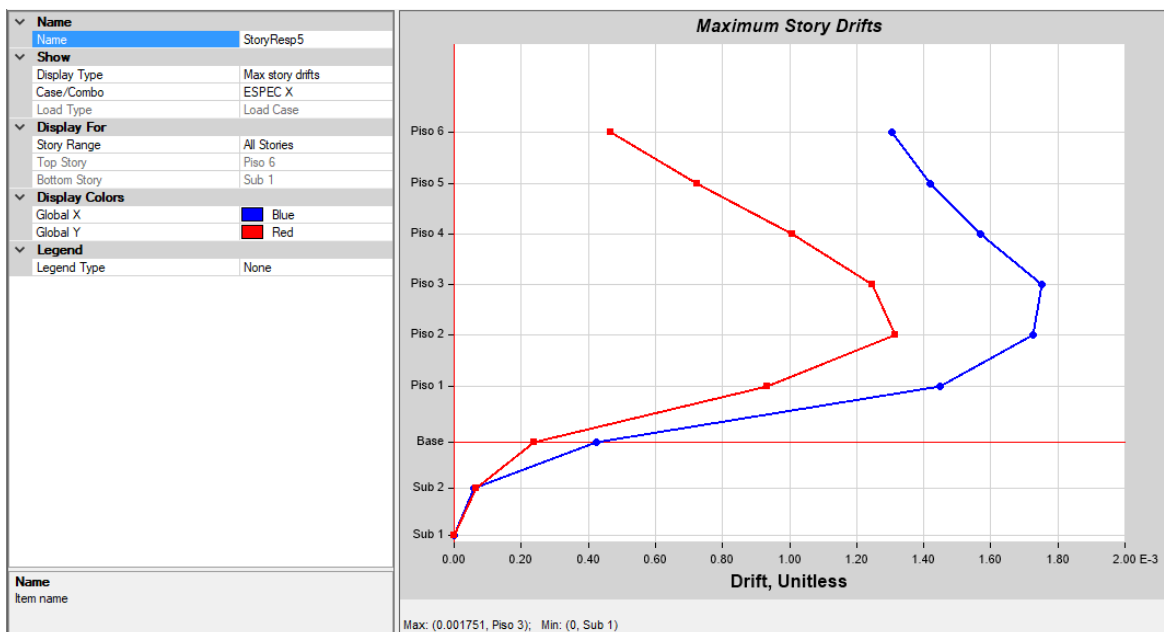


Grafico N° 34. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en X con - 15% de rigidez

Elaborado: César Cevallos

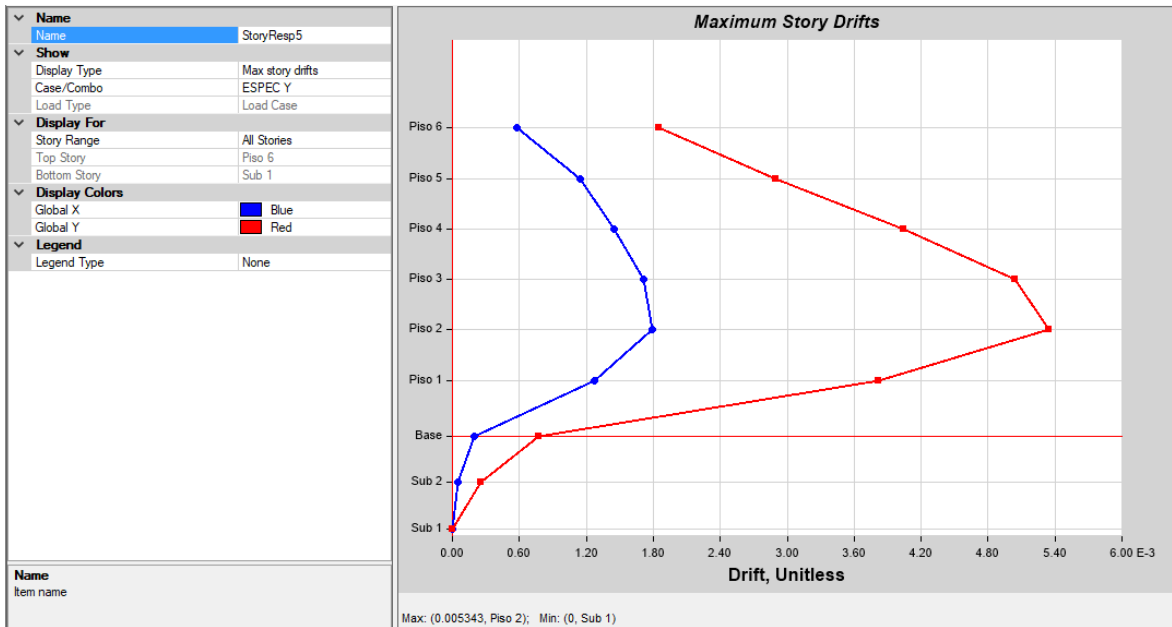


Grafico N° 35. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en Y con - 15% de rigidez

Elaborado: César Cevallos

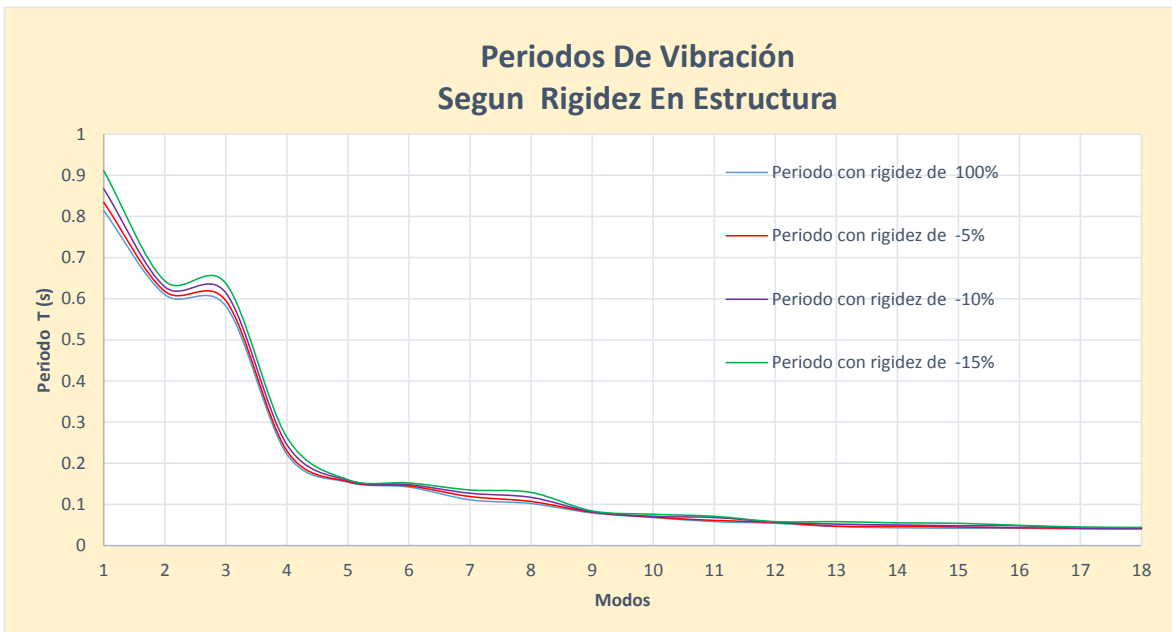


Grafico N° 36. Comparación De Periodos De Vibración con una variación de -5,-10,-15 % de rigidez

Elaborado: César Cevallos

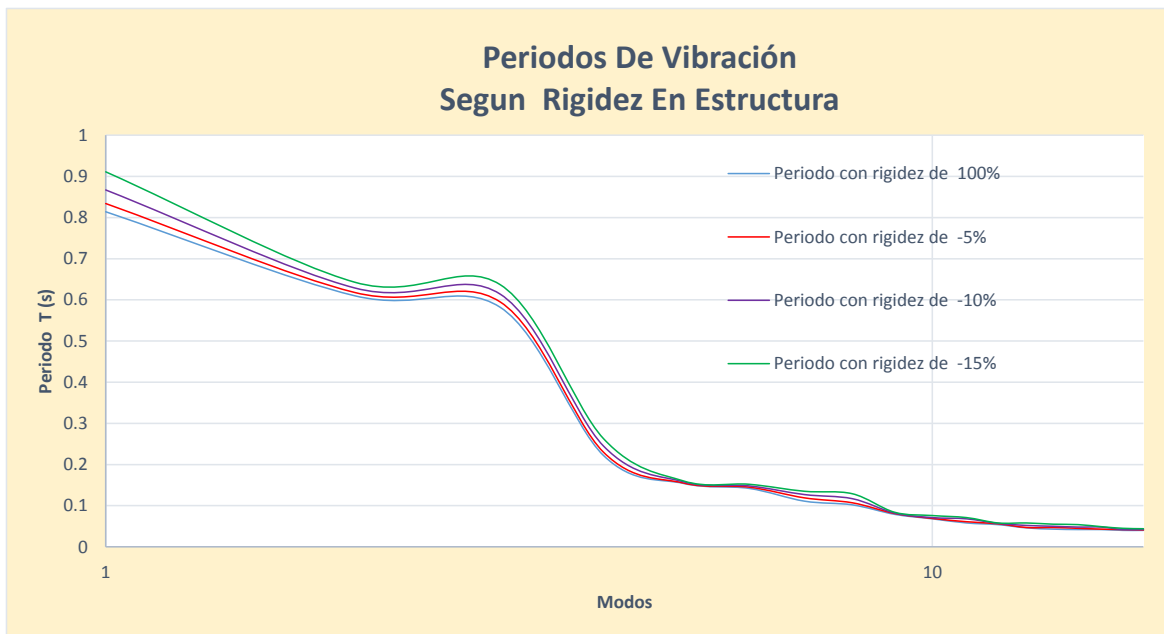


Gráfico N° 37. Comparación De Periodos De Vibración a escala logarítmica

Elaborado: César Cevallos

4.3.23 Periodo fundamental de la estructura con una variación del +5 % en su rigidez

TABLE: Modal Participating Mass Ratios											
Modo De Vibración	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modo 1	0.792	0.002	0.508000	0.002	0.508	0.425	0.0013	0.04350	0.4245	0.0013	0.0435
Modo 2	0.601	0.012	0.067800	0.013	0.576	0.047	0.0087	0.45100	0.4716	0.0099	0.4945
Modo 3	0.566	0.539	0.000003	0.553	0.576	0.000	0.4843	0.02320	0.4716	0.4943	0.5177
Modo 4	0.211	0.000	0.098300	0.553	0.674	0.084	0.0004	0.01500	0.5556	0.4947	0.5327
Modo 5	0.151	0.007	0.069000	0.560	0.743	0.077	0.0063	0.08730	0.6322	0.501	0.62
Modo 6	0.14	0.111	0.002900	0.671	0.746	0.003	0.0876	0.01040	0.6354	0.5886	0.6304
Modo 7	0.104	0.000	0.000500	0.671	0.747	0.001	0.0004	0.00010	0.6362	0.589	0.6305
Modo 8	0.095	0.000	0.058800	0.671	0.805	0.047	0.0001	0.01390	0.6834	0.5891	0.6444
Modo 9	0.077	0.000	0.091500	0.672	0.897	0.135	0.0001	0.02100	0.8179	0.5892	0.6655
Modo 10	0.067	0.046	0.000900	0.718	0.898	0.002	0.0342	0.00010	0.8195	0.6234	0.6656
Modo 11	0.056	0.000	0.030700	0.718	0.928	0.040	0.0001	0.04660	0.8592	0.6235	0.7122
Modo 12	0.051	0.000	0.010700	0.718	0.939	0.024	0.0002	0.00210	0.8834	0.6237	0.7142
Modo 13	0.046	0.114	0.000005	0.832	0.939	0.000	0.1271	0.00060	0.8834	0.7508	0.7149
Modo 14	0.041	0.000	0.006100	0.832	0.945	0.005	0.0004	0.13740	0.8884	0.7512	0.8523
Modo 15	0.04	0.088	0.000033	0.921	0.945	0.000	0.1072	0.00180	0.8885	0.8584	0.854
Modo 16	0.04	0.008	0.000010	0.929	0.945	0.000	0.0104	0.00004	0.8885	0.8688	0.8541
Modo 17	0.038	0.009	0.000800	0.937	0.946	0.002	0.0122	0.00090	0.8903	0.881	0.855
Modo 18	0.037	0.000	0.012400	0.937	0.958	0.036	0.0002	0.00280	0.9264	0.8813	0.8578

Tabla N° 71. Participación modal de masas con + 5% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

4.3.24 Derivas inelásticas de piso en estructura de 5 pisos con una variación del + 5% en su rigidez

Las derivas inelásticas máximas para la estructura de cinco pisos, se ilustran en los siguientes gráficos:

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Deriva Inelastica
					cm	cm	cm	
Piso 6	ESPEC X Max	X	0.001054	130	3270	1060	1870	-
Piso 5	ESPEC X Max	X	0.001192	3	-45	-45	1564	0.00715
Piso 4	ESPEC X Max	X	0.001374	13	3270	0	1258	0.00824
Piso 3	ESPEC X Max	X	0.001564	12	2600	0	952	0.00938
Piso 2	ESPEC X Max	X	0.001499	12	2600	0	646	0.00899
Piso 1	ESPEC X Max	X	0.001197	8	1040	0	340	0.00718
Base	ESPEC X Max	X	0.00036	105	2930	820	0	-
Sub 2	ESPEC X Max	X	0.000057	107	3130	820	-279	-

Tabla N° 72. Derivas Máximas SX con + 5% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Deriva Inelastica
					cm	cm	cm	
Piso 6	ESPEC Y Max	X	0.000469	82	3075	620	1870	-
Piso 5	ESPEC Y Max	X	0.001011	185	3270	1740	1564	0.00607
Piso 4	ESPEC Y Max	X	0.00122	185	3270	1740	1258	0.00732
Piso 3	ESPEC Y Max	X	0.001369	185	3270	1740	952	0.00821
Piso 2	ESPEC Y Max	X	0.00135	185	3270	1740	646	0.00810
Piso 1	ESPEC Y Max	X	0.000889	175	1040	1640	340	0.00533
Base	ESPEC Y Max	X	0.000165	105	2930	820	0	-
Sub 2	ESPEC Y Max	X	0.00005	5	0	0	-279	-

Tabla N° 73. Derivas Máximas SY con + 5% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	cular Freq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.792	1.263	7.9369	62.9937
Modal	2	0.601	1.663	10.4479	109.1594
Modal	3	0.566	1.765	11.092	123.0332
Modal	4	0.211	4.743	29.8037	888.2607
Modal	5	0.151	6.601	41.4757	1720.23
Modal	6	0.14	7.163	45.009	2025.8061
Modal	7	0.104	9.583	60.209	3625.1294
Modal	8	0.095	10.478	65.837	4334.5145
Modal	9	0.077	12.949	81.3618	6619.7367
Modal	10	0.067	14.884	93.5182	8745.6509
Modal	11	0.056	17.988	113.0238	12774.3816
Modal	12	0.051	19.58	123.0261	15135.4196
Modal	13	0.046	21.89	137.5387	18916.8904
Modal	14	0.041	24.196	152.0304	23113.2426
Modal	15	0.04	24.798	155.8079	24276.093
Modal	16	0.04	25.167	158.1281	25004.4943
Modal	17	0.038	26.297	165.2286	27300.4831
Modal	18	0.037	27.143	170.5455	29085.7668

Tabla N° 74. Periodo y frecuencia con + 5% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

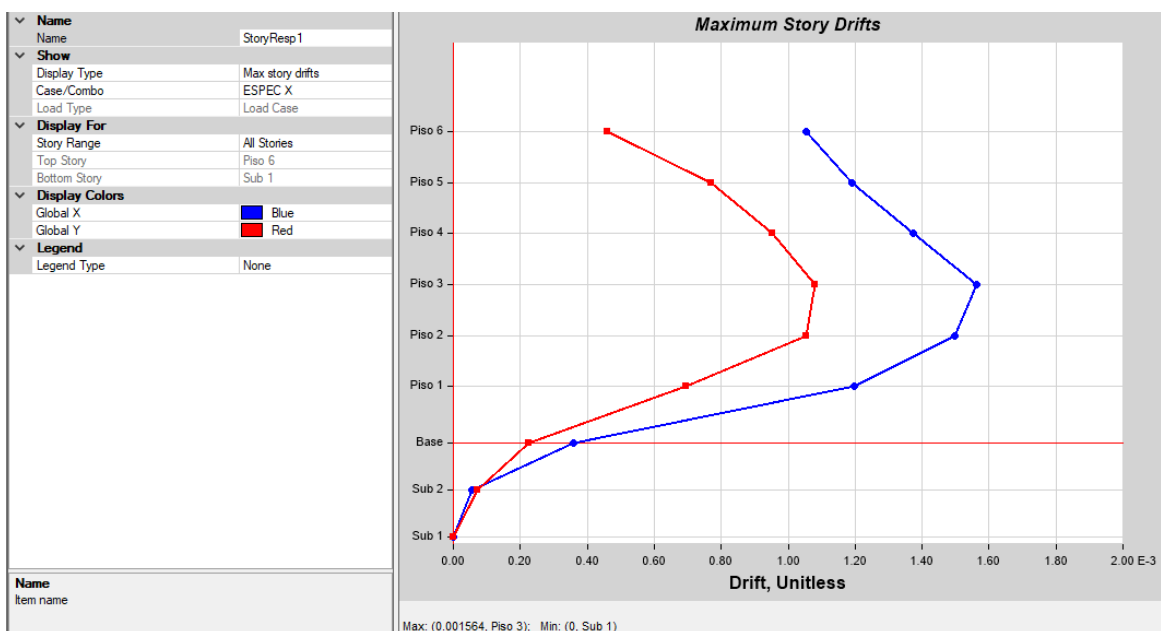


Gráfico N° 38. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en X con + 5% de rigidez

Elaborado: César Cevallos

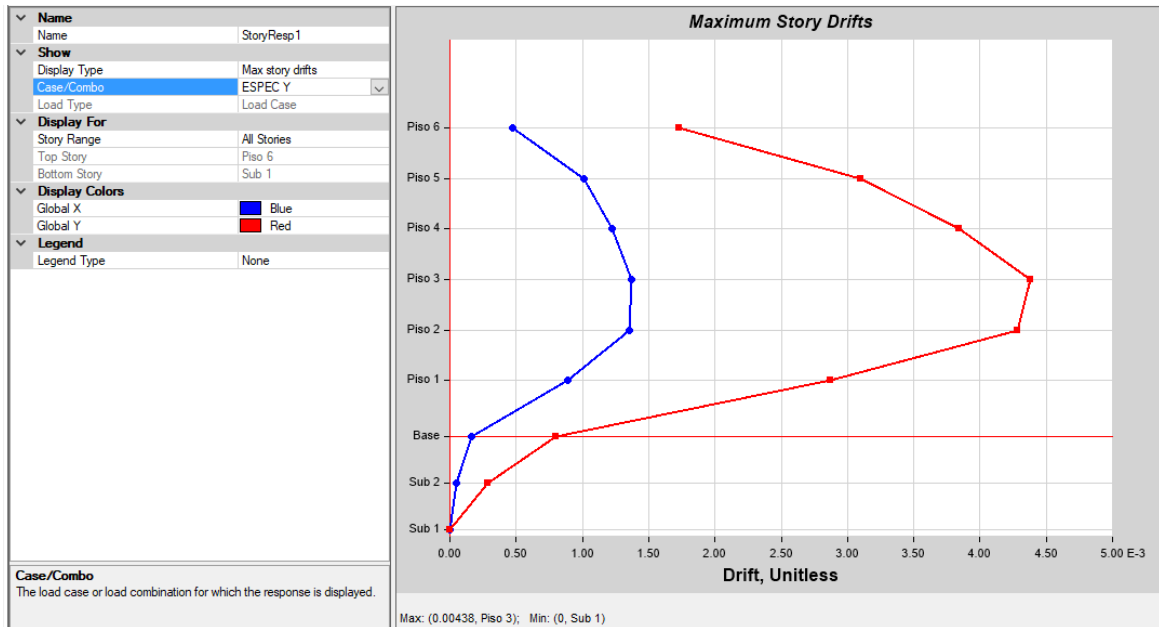


Grafico N° 39. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en Y con + 5% de rigidez

Elaborado: César Cevallos

4.3.25 Periodo fundamental de la estructura con una variación del +10 % en su rigidez

TABLE: Modal Participating Mass Ratios											
Modo De Vibración	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modo 1	0.772	0.0015	0.5186	0.0015	0.5186	0.436	0.0012	0.0337	0.436	0.0012	0.0337
Modo 2	0.593	0.0114	0.0565	0.0129	0.5751	0.0378	0.0084	0.4599	0.4738	0.0096	0.4936
Modo 3	0.552	0.5397	2.16E-05	0.5526	0.5751	4.54E-05	0.4862	0.0224	0.4738	0.4958	0.5161
Modo 4	0.201	0.0004	0.1103	0.553	0.6854	0.0907	0.0004	0.0129	0.5645	0.4962	0.529
Modo 5	0.149	0.0071	0.06	0.5601	0.7454	0.0694	0.0067	0.0924	0.6339	0.5029	0.6213
Modo 6	0.137	0.1121	0.0025	0.6722	0.7478	0.003	0.0877	0.0113	0.6369	0.5906	0.6326
Modo 7	0.098	0.0001	0.0005	0.6723	0.7483	0.0007	0.0003	3.40E-05	0.6377	0.5908	0.6327
Modo 8	0.09	0.0001	0.0805	0.6724	0.8289	0.0724	0.0001	0.0099	0.71	0.5909	0.6426
Modo 9	0.075	0.0006	0.0665	0.673	0.8954	0.1058	0.0003	0.0286	0.8158	0.5913	0.6711
Modo 10	0.066	0.0504	0.001	0.7234	0.8964	0.0019	0.0372	0.0004	0.8177	0.6285	0.6715
Modo 11	0.054	3.69E-05	0.0388	0.7235	0.9352	0.0536	0.0001	0.0438	0.8713	0.6286	0.7154
Modo 12	0.047	0.0032	0.004	0.7266	0.9393	0.0126	0.0031	0.0124	0.8839	0.6317	0.7278
Modo 13	0.045	0.1296	0	0.8562	0.9393	0.0001	0.1465	0.0001	0.884	0.7782	0.7279
Modo 14	0.041	0.0004	0.0059	0.8566	0.9451	0.0052	0.0005	0.1278	0.8892	0.7787	0.8557
Modo 15	0.039	0.0792	0	0.9359	0.9451	3.03E-06	0.1001	0.002	0.8892	0.8788	0.8577
Modo 16	0.037	0.0004	3.10E-05	0.9362	0.9452	0.0001	0.0006	2.31E-05	0.8892	0.8794	0.8577
Modo 17	0.036	0.0018	0.0016	0.938	0.9467	0.0038	0.0031	0.0015	0.893	0.8825	0.8592
Modo 18	0.035	0	0.0166	0.938	0.9634	0.0466	0.0002	0.0049	0.9397	0.8827	0.8641

Tabla N° 75. Participación modal de masas con + 10% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

4.3.26 Derivas inelásticas de piso en estructura de 5 pisos con una variación del + 10% en su rigidez

Las derivas inelásticas máximas para la estructura de cinco pisos, se ilustran en los siguientes gráficos:

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Deriva Inelastica
					cm	cm	cm	
Piso 6	ESPEC X Max	X	0.001001	130	3270	1060	1870	-
Piso 5	ESPEC X Max	X	0.001148	3	-45	-45	1564	0.006888
Piso 4	ESPEC X Max	X	0.001338	13	3270	0	1258	0.008028
Piso 3	ESPEC X Max	X	0.001516	12	2600	0	952	0.009096
Piso 2	ESPEC X Max	X	0.001437	12	2600	0	646	0.008622
Piso 1	ESPEC X Max	X	0.001134	8	1040	0	340	0.006804
Base	ESPEC X Max	X	0.000343	105	2930	820	0	-
Sub 2	ESPEC X Max	X	0.000056	107	3130	820	-279	-

Tabla N° 76. Derivas Máximas SX con + 10% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Deriva Inelastica
					cm	cm	cm	
Piso 6	ESPEC Y Max	X	0.000446	130	3270	1060	1870	-
Piso 5	ESPEC Y Max	X	0.000976	185	3270	1740	1564	0.005856
Piso 4	ESPEC Y Max	X	0.001157	185	3270	1740	1258	0.006942
Piso 3	ESPEC Y Max	X	0.001278	185	3270	1740	952	0.007668
Piso 2	ESPEC Y Max	X	0.00124	185	3270	1740	646	0.007440
Piso 1	ESPEC Y Max	X	0.000801	175	1040	1640	340	0.004806
Base	ESPEC Y Max	X	0.000157	105	2930	820	0	-
Sub 2	ESPEC Y Max	X	0.000051	5	0	0	-279	-

Tabla N° 77. Derivas Máximas SY con + 10% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	cular Frequer	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.772	1.295	8.1351	66.1806
Modal	2	0.593	1.687	10.5977	112.3116
Modal	3	0.552	1.811	11.3788	129.4769
Modal	4	0.201	4.977	31.27	977.813
Modal	5	0.149	6.71	42.1631	1777.7287
Modal	6	0.137	7.308	45.9169	2108.3595
Modal	7	0.098	10.201	64.0938	4108.0113
Modal	8	0.09	11.098	69.733	4862.6962
Modal	9	0.075	13.414	84.2833	7103.67
Modal	10	0.066	15.177	95.3604	9093.5975
Modal	11	0.054	18.438	115.8496	13421.1316
Modal	12	0.047	21.137	132.8049	17637.1346
Modal	13	0.045	22.256	139.8404	19555.3388
Modal	14	0.041	24.459	153.6812	23617.9136
Modal	15	0.039	25.529	160.4048	25729.7089
Modal	16	0.037	27.088	170.1979	28967.3393
Modal	17	0.036	28.151	176.8807	31286.7925
Modal	18	0.035	28.953	181.9144	33092.8489

Tabla N° 78. Periodo y frecuencia con + 10%de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

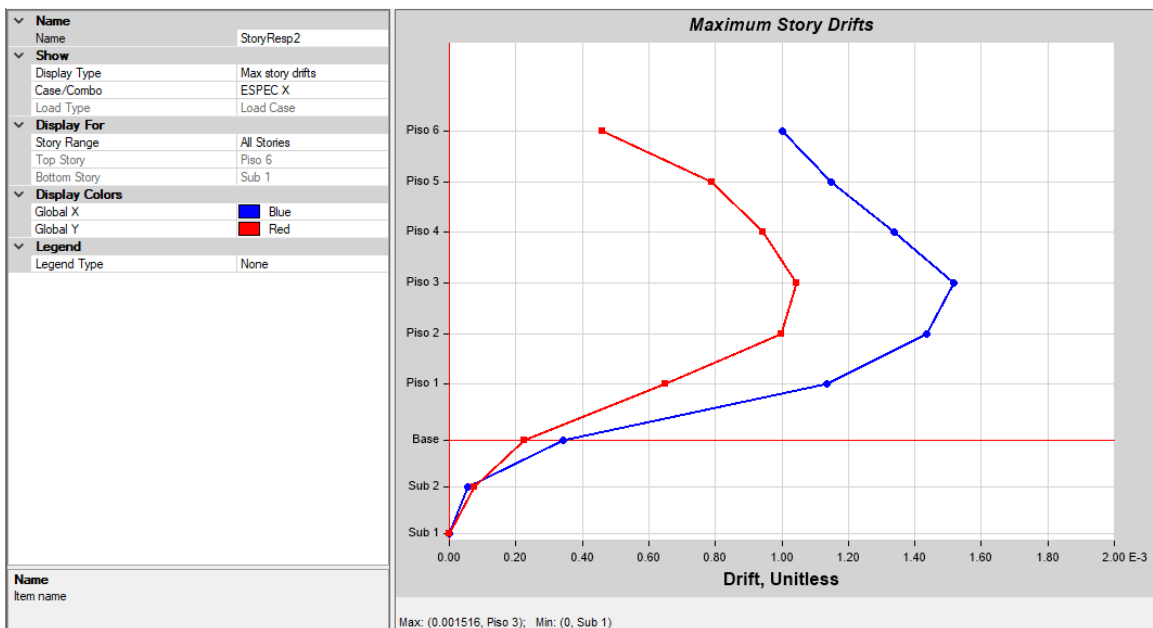


Gráfico N° 40. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en X con + 10% de rigidez

Elaborado: César Cevallos

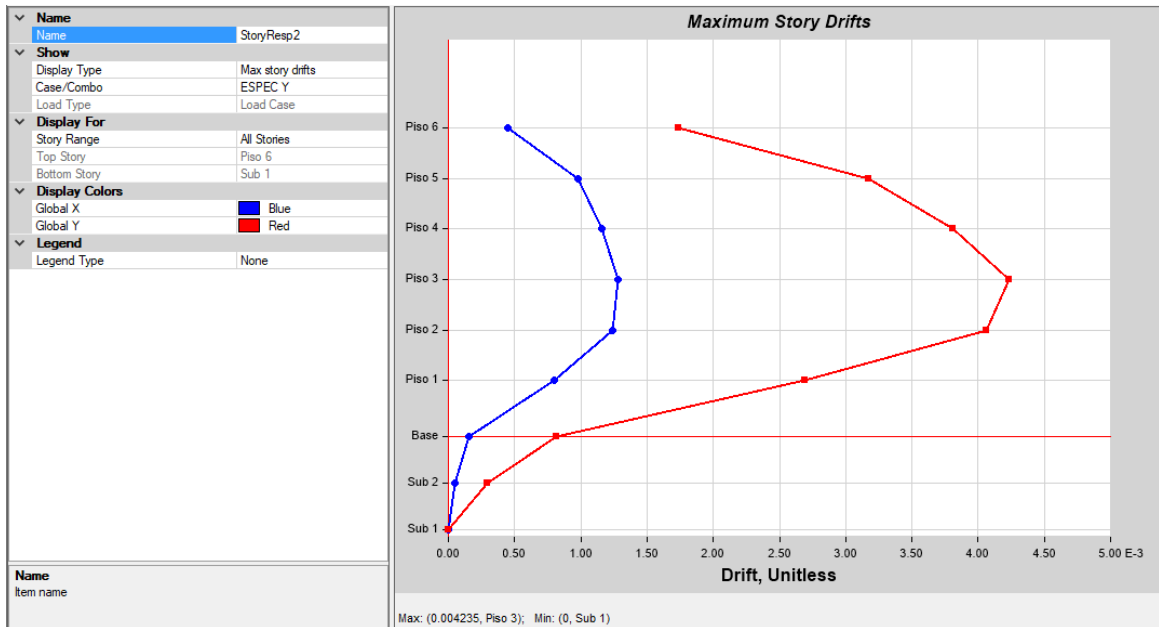


Gráfico N° 41. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en Y con + 10% de rigidez

Elaborado: César Cevallos

4.3.27 Periodo fundamental de la estructura con una variación del +15 % en su rigidez

TABLE: Modal Participating Mass Ratios											
Modo De Vibración	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modo 1	0.755	0.0014	0.5289	0.0014	0.5289	0.4467	0.0011	0.0249	0.4467	0.0011	0.0249
Modo 2	0.584	0.0119	0.0455	0.0133	0.5744	0.0291	0.0088	0.4669	0.4758	0.0099	0.4918
Modo 3	0.539	0.5393	3.70E-05	0.5526	0.5744	0.0001	0.4875	0.0228	0.4759	0.4975	0.5146
Modo 4	0.192	0.0004	0.1236	0.5529	0.698	0.0989	0.0004	0.0103	0.5748	0.4979	0.5249
Modo 5	0.146	0.008	0.0497	0.5609	0.7478	0.0607	0.0075	0.0976	0.6355	0.5053	0.6225
Modo 6	0.134	0.1128	0.0022	0.6737	0.7499	0.0028	0.0873	0.0126	0.6384	0.5926	0.6351
Modo 7	0.092	4.02E-05	0.0007	0.6737	0.7506	0.001	0.0002	9.60E-06	0.6393	0.5928	0.6351
Modo 8	0.086	0.0001	0.1011	0.6738	0.8517	0.0989	0.0001	0.0059	0.7383	0.5929	0.641
Modo 9	0.071	0.0014	0.0421	0.6753	0.8938	0.0746	0.0009	0.0367	0.8129	0.5938	0.6777
Modo 10	0.065	0.055	0.0012	0.7303	0.895	0.0025	0.0406	0.001	0.8154	0.6344	0.6787
Modo 11	0.053	4.26E-05	0.0424	0.7303	0.9374	0.0601	0.0001	0.0423	0.8755	0.6345	0.721
Modo 12	0.045	0.1054	0.001	0.8357	0.9384	0.0032	0.1187	0.0129	0.8787	0.7533	0.7338
Modo 13	0.044	0.0399	0.0007	0.8755	0.939	0.0046	0.0471	0.0189	0.8833	0.8004	0.7527
Modo 14	0.04	0.0009	0.006	0.8764	0.945	0.0065	0.001	0.106	0.8899	0.8014	0.8587
Modo 15	0.038	0.0612	2.06E-06	0.9376	0.945	3.96E-06	0.0805	0.0021	0.8899	0.8819	0.8608
Modo 16	0.035	0.0001	0.0001	0.9377	0.9451	0.0001	0.0002	0.0001	0.89	0.8822	0.8609
Modo 17	0.033	0.0007	0.0036	0.9383	0.9487	0.0089	0.0014	0.0029	0.8989	0.8836	0.8638
Modo 18	0.033	8.11E-06	0.0151	0.9383	0.9638	0.0408	0.0001	0.0055	0.9397	0.8837	0.8693

Tabla N° 79. Participación modal de masas con + 15% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

4.3.28 Derivas inelásticas de piso en estructura de 5 pisos con una variación del + 15% en su rigidez

Las derivas inelásticas máximas para la estructura de cinco pisos, se ilustran en los siguientes gráficos:

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Deriva Inelastica
					cm	cm	cm	
Piso 6	ESPEC X Max	X	0.000955	130	3270	1060	1870	-
Piso 5	ESPEC X Max	X	0.001111	3	-45	-45	1564	0.00667
Piso 4	ESPEC X Max	X	0.001304	13	3270	0	1258	0.00782
Piso 3	ESPEC X Max	X	0.001471	12	2600	0	952	0.00883
Piso 2	ESPEC X Max	X	0.001379	12	2600	0	646	0.00827
Piso 1	ESPEC X Max	X	0.001075	8	1040	0	340	0.00645
Base	ESPEC X Max	X	0.000328	105	2930	820	0	-
Sub 2	ESPEC X Max	X	0.000056	107	3130	820	-279	-

Tabla N° 80. Derivas Máximas SX con + 15% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

TABLE: Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Deriva Inelastica
					cm	cm	cm	
Piso 6	ESPEC Y Max	X	0.000425	130	3270	1060	1870	-
Piso 5	ESPEC Y Max	X	0.000934	185	3270	1740	1564	0.00560
Piso 4	ESPEC Y Max	X	0.001089	185	3270	1740	1258	0.00653
Piso 3	ESPEC Y Max	X	0.001184	185	3270	1740	952	0.00710
Piso 2	ESPEC Y Max	X	0.001131	185	3270	1740	646	0.00679
Piso 1	ESPEC Y Max	X	0.000719	175	1040	1640	340	0.00431
Base	ESPEC Y Max	X	0.00015	105	2930	820	0	-
Sub 2	ESPEC Y Max	X	0.000053	5	0	0	-279	-

Tabla N° 81. Derivas Máximas SY con + 15% de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - **Elaborado por:** César Cevallos

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	cular Frequer	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.755	1.324	8.3178	69.1852
Modal	2	0.584	1.711	10.7512	115.5892
Modal	3	0.539	1.855	11.6568	135.8814
Modal	4	0.192	5.205	32.7046	1069.588
Modal	5	0.146	6.835	42.9429	1844.0944
Modal	6	0.134	7.456	46.8469	2194.6301
Modal	7	0.092	10.827	68.0276	4627.7571
Modal	8	0.086	11.633	73.0924	5342.4943
Modal	9	0.071	13.994	87.9293	7731.5548
Modal	10	0.065	15.503	97.4054	9487.8213
Modal	11	0.053	18.841	118.381	14014.0662
Modal	12	0.045	22.441	140.998	19880.4397
Modal	13	0.044	22.902	143.8993	20706.9979
Modal	14	0.04	24.821	155.9579	24322.8783
Modal	15	0.038	26.339	165.493	27387.9216
Modal	16	0.035	28.963	181.9826	33117.667
Modal	17	0.033	29.994	188.4597	35517.0752
Modal	18	0.033	30.65	192.5767	37085.7922

Tabla N° 82. Periodo y frecuencia con + 15%de rigidez

Fuente: Modelación ETABS - Elaborado por: César Cevallos

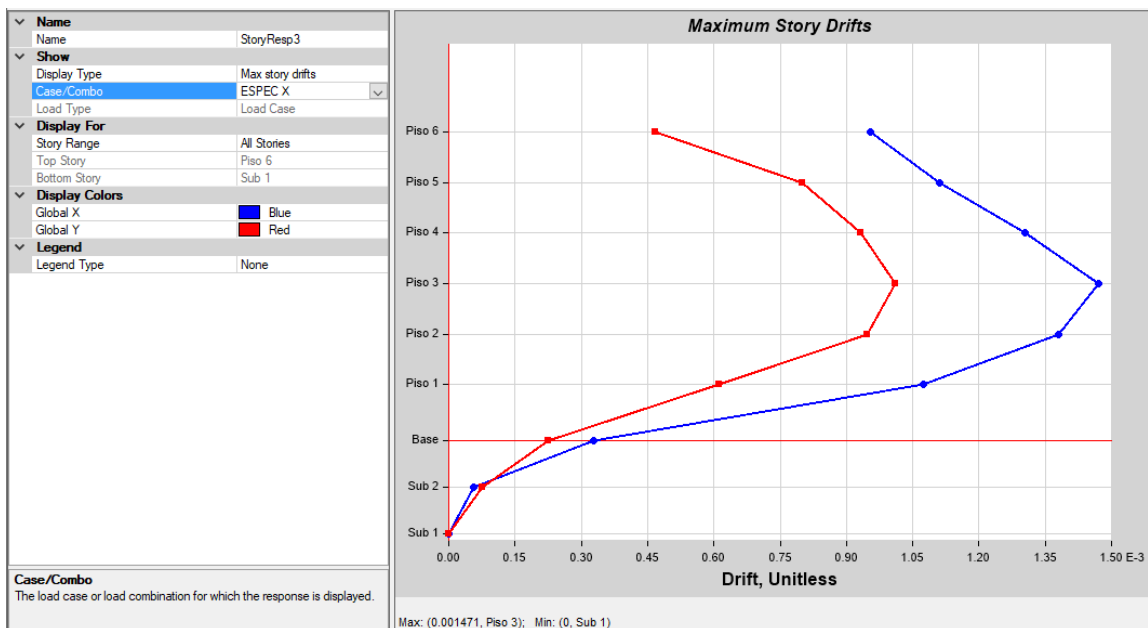


Gráfico N° 42. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en X con + 15% de rigidez

Elaborado: César Cevallos

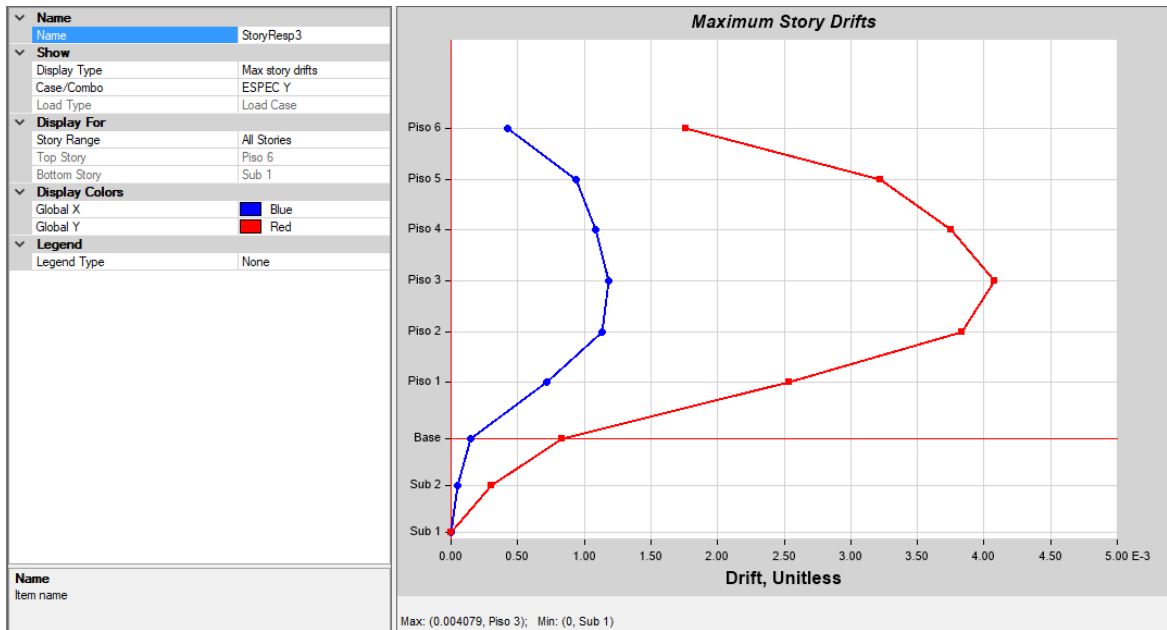


Grafico N° 43. Derivas Inelásticas Máximas, Espectro en Y con + 15% de rigidez

Elaborado: César Cevallos

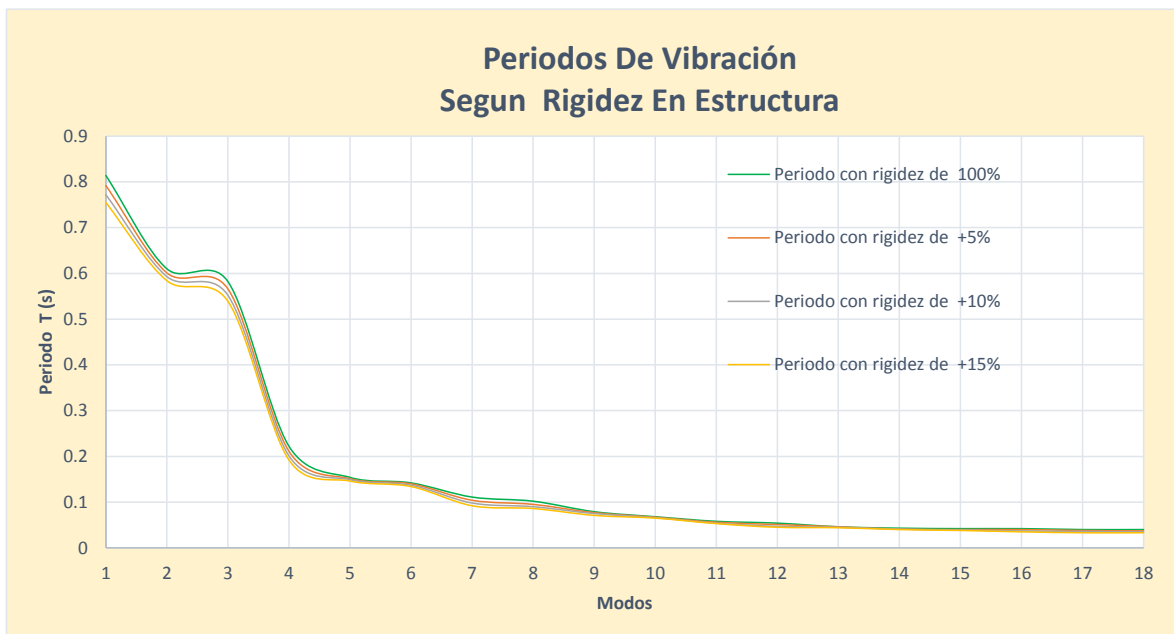


Grafico N° 44. Comparación De Periodos De Vibración con una variación de +5+10+15 % de rigidez

Elaborado: César Cevallos

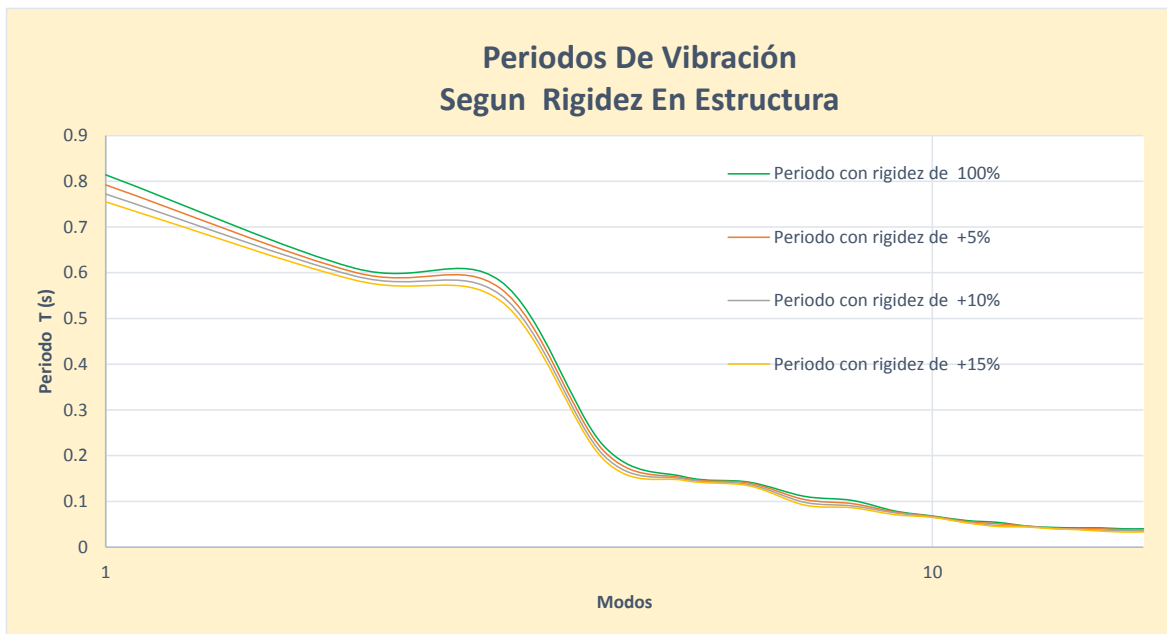


Gráfico N° 45. Comparación De Periodos De Vibración a escala logarítmica

Elaborado: César Cevallos

CUADRO DE RESULTADOS FINALES

RIGIDEZ CONSIDERADA	PERIODO DE VIBRACIÓN	DERIVA INELASTICA EN ESPECTRO (X)	DERIVA INELASTICA EN ESPECTRO (Y)	PARTICIPACIÓN MODAL			
				Modo	X	Modo	Y
Participación -15%	0,911	0,001751	0,005343	-	-	12	0,9015
Participación -10%	0,867	0,001697	0,005005	-	-	12	0,938
Participación -5%	0,834	0,001649	0,004712	18	0,929	11	0,901
Participación del 100%	0,814	0,001615	0,004536	17	0,932	11	0,907
Participación +5%	0,792	0,001564	0,00438	15	0,921	11	0,928
Participación +10%	0,772	0,001516	0,004235	15	0,9359	11	0,9352
Participación +15%	0,755	0,001471	0,004079	15	0,9376	11	0,9374

Tabla N° 83. Comparación de resultados

Elaborado por: César Cevallos

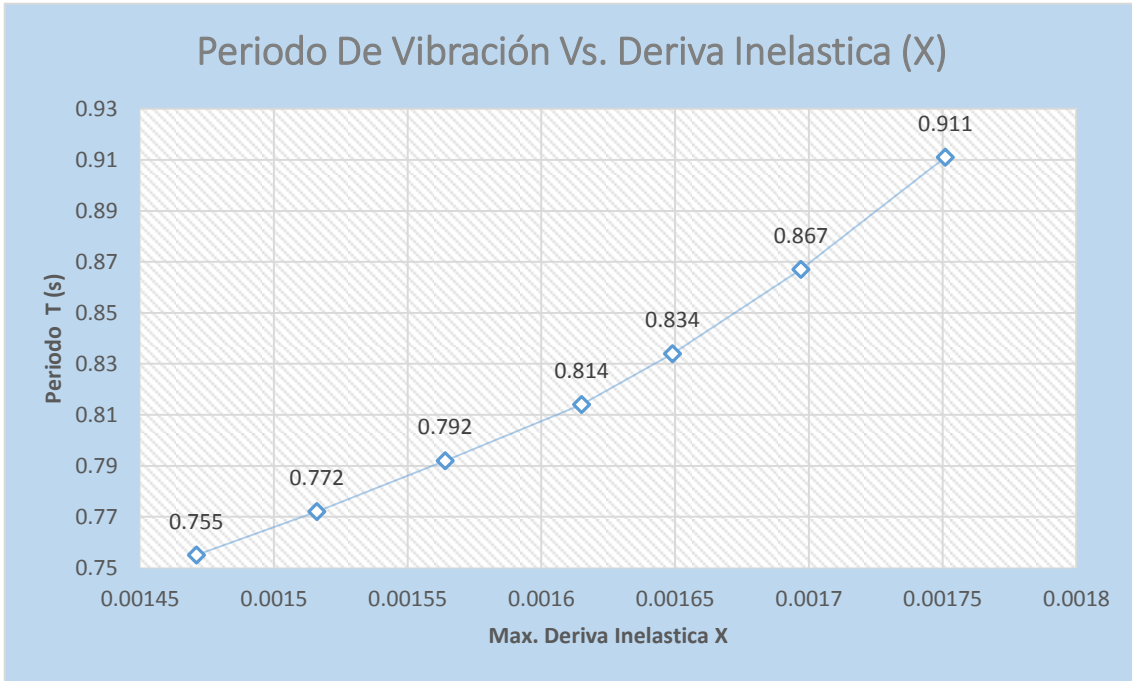


Grafico N° 46. Comparación de periodos de vibración con deriva inelástica en X

Elaborado: César Cevallos

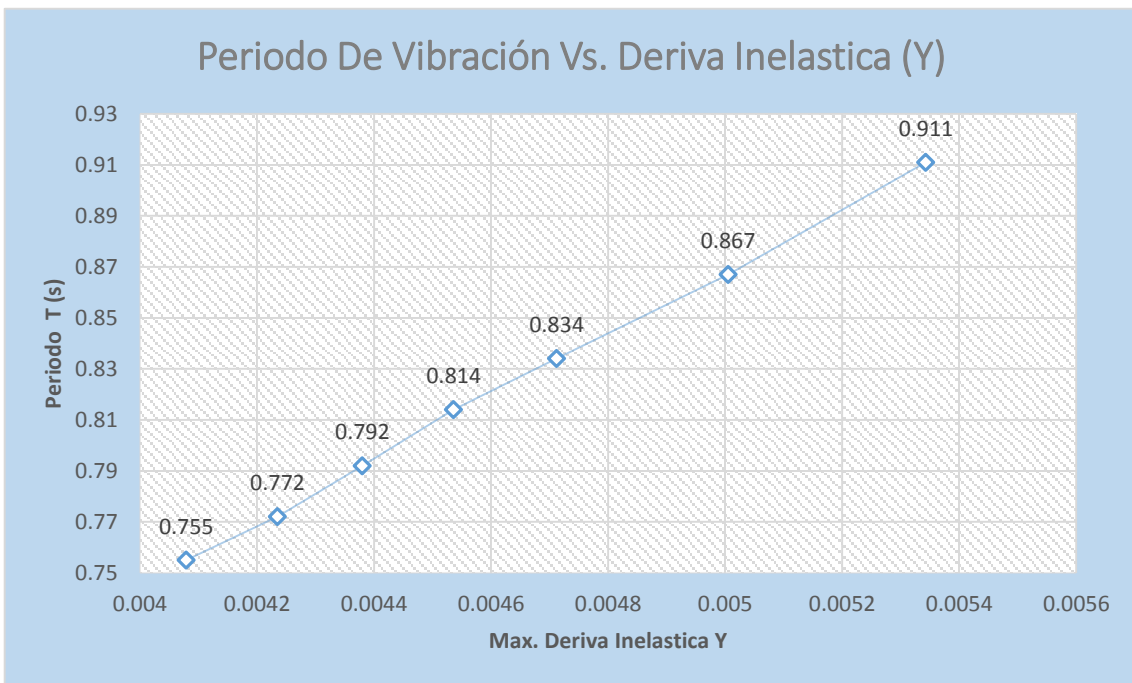


Grafico N° 47. Comparación de periodos de vibración con deriva inelástica en Y

Elaborado: César Cevallos

4.4 Verificación De Hipótesis

Una vez analizado e interpretado los datos, se puede verificar la hipótesis que se planteó, que manifiesta lo siguiente: “Análisis de la relación de la frecuencia fundamental de una estructura con la deriva inelástica de piso en una estructura irregular de 5 pisos”. Existirá diferencia en los resultados del Diseño Basado por Fuerzas (DBF) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015”.

En la estructura con subsuelos, la consideración de los 24 modos de vibración (3gdl/piso) y el número de modos que indica la NEC, no representan mayor afectación en la respuesta de derivas.

De acuerdo a la dinámica estructural nos indica que el periodo fundamental de una estructura es de aproximadamente del 10% por el número de pisos expresado en segundos y para estructuras de cinco pisos o menos el periodo fundamental es de aproximadamente 0.5 segundos; de acuerdo a los resultados obtenidos se puede notar que el periodo de vibración va decreciendo a medida que incrementamos la rigidez de la estructura.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- De los resultados obtenidos por la acción del sismo en forma estática y los resultados obtenidos por el análisis espectral, las mayores derivas se presentan en el análisis espectral por tanto siempre se debe analizar las derivas con el análisis espectral.
- El primer y segundo modo de vibración son traslacionales en los ejes Norte-Sur y Este-Oeste son traslacionales, y el tercer modo de vibración es torsional y a partir del cuarto modo de vibración se combina la traslación con la rotación, lo que concuerda con el criterio de asignar 3 grados de libertad a cada planta de la estructura, estos grados de libertad son de traslación en el eje Norte-Sur y en el eje Este-Oeste y rotación en el eje Z confirmando de esta manera lo solicitado por la NEC que nos pide analizar los modos de vibración considerando la participación de la masa acumulada del 90%.
- La influencia del número de modos de vibración, está en función del número de pisos y a la configuración de la estructura, resultando así con un mayor porcentaje de influencia en una edificación de configuración irregular.

Período de Vibración

- En el análisis del período de vibración, se observó que la estructura irregular de 5 pisos cumple sin inconvenientes la demanda de derivas, y la participación modal de masas y torsión; no obstante, su período natural sobrepasa al valor máximo de período establecido por la NEC ($T > T_2$); con esto se demuestra que no siempre un adecuado dimensionamiento puede satisfacer las exigencias de diseño sísmo resistente, induciendo a un sobredimensionamiento estructural.

Modos de Vibración

- La estructura de 5 pisos con dos subsuelos necesitó de 24 modos de vibración (6 modos más que los correspondientes) para cumplir con la participación modal. Es evidente la influencia del subsuelo en la definición del número de modos de vibración que conciernen a una edificación. Nuevamente se demuestra que el número de modos de vibración no siempre está sujeto a la condición de estimar tres grados de libertad por cada planta estructural.
- Se obtuvo el número de modos de vibración requerido para una estructura de 5 pisos con diferente número de subsuelos con la aplicación del cortante basal en el mismo nivel para el edificio (Nv.+0,00 m), con el objeto de comprobar si un edificio con más subsuelos requiere de un número mayor de modos de vibración, lo cual resultó ser una suposición errada; ya que el edificio con dos subsuelos alcanza un mayor número de modos (24), reduciéndose este valor conforme aumenta el número de subsuelos. Lo que nos indica que el número de modos de vibración se debe tomar hasta un número de 2 subsuelos ya que los análisis matemáticos no exigen más; y la diferencia de los resultados no es significativo, de acuerdo al criterio de Aguiar

Criterios de Combinación Modal

- La NEC indica que cuando se utilicen modelos tridimensionales se combinarán los valores máximos modales; en ambos casos, no se define el criterio de combinación a utilizar, dejando a libre elección del diseñador el criterio que crea más conveniente.
- Haciendo un balance entre las normativas de países vecinos, la combinación modal más empleada es la que sugiere el método del máximo valor probable “SRSS” tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada valor modal.

- Los métodos de combinación modal empleados en el análisis involucran una variación en los resultados de derivas, logrando respuestas más críticas con las combinaciones modales “SRSS”, “NRC 10%” y “Doble Suma” y menos críticas con el criterio de combinación modal “Absoluto”. La NEC no especifica restricción alguna en el uso de combinaciones modales, es decir, no existe ninguna objeción si se emplea el método “Absoluto” a fin de obtener valores más bajos de derivas máximas para satisfacer la exigencia del 2 %, pero si se desea optar por un diseño más conservador, definitivamente el método “SRSS” o “Doble Suma” serían los recomendados. Dicho esto, queda abierto el debate entre profesionales para establecer la combinación modal que se tiene que utilizar en el país. En cuanto a la utilización de los espectros de aceleración conforme a la NEC, en el caso de estudio se puede manifestar lo siguiente:
- El programa ETABS (Versión 16.0.3) para la definición del espectro de respuesta tiene una opción que permite elegir la Norma de Construcción a la cual se rige cada país; no obstante, al seleccionar la opción “Ecuador NEC-15”, los valores de la aceleración de la gravedad S_a (g) obtenidos por el programa difieren a los obtenidos de manera manual, sin embargo al introducir de manera manual el espectro de respuesta con la pseudo aceleración calculada con la ecuación establecida por la NEC, el resultado espectral dado por el software es el mismo.

Cortante Basal

- Un punto de discusión fue el lugar de actuación de la fuerza de cortante basal, pues la norma hace mención que será aplicada en la base de la estructura, pero no especifica si se refiere a base de calzada (Nivel+0,00 m) o a nivel de cimentación, es decir, tomando en cuenta los subsuelos. Esta mención es trascendental, pues el lugar en donde esté ubicada la fuerza de corte será el punto de partida para estimar el peso reactivo (W), ya que a mayor peso reactivo, mayor cortante basal y mayor número de modos de vibración para cumplir con la cuantificación de masas; además, de garantizar la estabilidad estructural a grandes fuerzas externas, disminuyendo el período fundamental por el sobredimensionamiento estructural. Por otra parte, si el

cortante basal es colocado a nivel 0,00 m. el peso reactivo es menor, lo que conlleva a tener estructuras más flexibles, más económicas.

Influencia del periodo de vibración

- Se ratifica que el número de modos de vibración influye en la respuesta total de derivas; resultando un mayor valor de deriva y desplazamiento al emplear un número menor de modos de vibración.
- La variación entre derivas empleando diferentes modos de vibración, varía según el número de pisos y la configuración de la edificación, resultando un mayor porcentaje de variación en una edificación con mayor cambio de sección de elementos estructurales.

5.2 Recomendaciones

- Ante un redimensionamiento estructural para el cumplimiento de las exigencias de período de vibración, se recomienda realizar el incremento en vigas dado que a más de lograr la reducción del periodo (T) ayuda también a minimizar el efecto de derivas de piso; el incremento de secciones debe ir a la par con el concepto de columna fuerte – viga débil.
- Al usar el software Etabs para un análisis dinámico de estructuras, en lo referente al espectro de diseño, se recomienda usar un espectro propio del sismo de desplante de la estructura toda vez que las derivas de piso tienen una reacción directa con el espectro de respuesta.

- Previo a la entrega de un informe técnico estructural, cerciorarse del cumplimiento del período, número de modos de vibración, torsiones y derivas máximas, pues estos parámetros son de mayor relevancia en la aprobación de un proyecto.
- Tomar en cuenta todos los parámetros y requerimiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para el diseño de una estructura sismo resistente toda vez que Ambato y el país son parte del cinturón de fuego y por tanto la peligrosidad sísmica es alta.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] M. Herraiz Sarachaga, Conceptos Básicos De Sismología Para Ingenieros, Lima-Perú: UNI-CISMID, 1997.
- [2] R. Salinas Basualdo, Fundamentos Del Analisis Dinámico De Estructuras, Lima-Perú:, 2001.
- [3] R. Falconi Aguiar, Análisis Dinámico De Estructuras, Quito-Ecuador: Escuela Politécnica Del Ejercito, Abril 2008.
- [4] L. Garcia Reyes, Dinámica Estructural Aplicada Al Diseño Sísmico, Bogota-Colombia: Impreso En Colombia, 1998.
- [5] C. Dirección De Desarrollo Urbano Y Vivienda, Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, Quito-Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, Diciembre 2014.
- [6] S. Midorikawa, Ambient Vibration Tests of Buildings in Santiago and Viña del Mar, Report on the Chile-Japan Joint Study Project on Seismic Design of Structures, Aomori-Japan: Faculty of Engineering, Aomori University, 1990.
- [7] Y. Nakamura, A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface Using Microtremor on the Ground Surface, Tokyo-Japan: Japanese National Railways, 1989.
- [8] 2. Houghton Mifflin Company, 9 Mayo 2004. [En línea]. Available: <http://www.dictionary.com/browse/civil-engineering>.
- [9] AGUIAR, R. (2013). Microzonificación Sísmica de Quito, primera edición. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Quito.
- [10] CHOPRA, A. (2014). Dinámica de Estructuras. Cuarta edición. Pearson Educación, México.
- [11]. NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015. Código NEC-SE-DS. Peligro sísmico, diseño sismo resistente.
- [12]. NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015. Código NEC-SE-HM. Estructuras de hormigón armado.

[13]. NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015. Código
NEC-SE-CG. Cargas (no sísmicas).

[14] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (2005). Requisitos de reglamento para
concreto estructural (ACI 318S-05). Versión en español y en sistema métrico.
Farmington Hills, Michigan. USA.