

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS TEÓRICO EXPERIMENTAL DE LA VARIACIÓN DEL
PERIODO FUNDAMENTAL DURANTE EL PROCESO DE
CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE ACERO.**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCION ESTRUCTURAS**

DANY ANTONIO CHANGO GARCÍA

danych1790@gmail.com

DIRECTOR: Ing. JUAN CARLOS SINGAUCHO ARMAS M.Sc.

jcsingaucho@igepn.edu.ec

Quito, Agosto 2016

DECLARACIÓN

Yo, Dany Antonio Chango García, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría: que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

DANY ANTONIO CHANGO GARCÍA

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Dany Antonio Chango García, bajo mi supervisión.

**ING. JUAN CARLOS SINGAUCHO A.
DIRECTOR DE PROYECTO**

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a todas las personas que formaron parte de este logro y que de forma directa e indirecta ayudaron a cumplir este objetivo.

A mi familia que ha sido fuente fundamental de motivación para la culminación de esta tesis, en especial a mis padres que supieron darme consejos realmente valiosos durante toda mi formación personal y vida académica.

A todos los amigos personales como profesionales, que han sido parte fundamental en mi formación académica y personal. En especial a mi gran amigo Raúl Paredes que fue una guía importante en la culminación de este proyecto. Gracias amigos y amigas, que siempre estuvieron presentes en aquellos momentos difíciles de la vida universitaria, aquellos momentos serán inolvidables.

Un agradecimiento al Ing. Juan Carlos Singaicho A. por colaborar con su amplio conocimiento, orientación y paciencia en la realización de este proyecto.

De manera especial agradezco a todos los colegas profesionales que me dieron una mano con la realización y ejecución del proyecto, además de su tiempo y sabiduría.

Dany Ch.

DEDICATORIA

Dedicó la siguiente tesis a mis padres, Rosa García y Raúl Camacho por no darse por vencidos y por todo su apoyo incondicional en los buenos y malos momentos.

A mi Papá Antonio Chango y su familia que me abrió las puertas de su casa y estuvo pendiente de mí en lo posible.

A mis hermanos, Gabriel y Jonathan Camacho.

A mi tía Carmen

A todos mis demás tíos que me han apoyado de diferentes maneras.

A mí, porque siempre sabía que lo podría lograr y que con sacrificio se puede alcanzar una meta.

Dany Chango G.

CONTENIDO

CAPITULO 1:	GENERALIDADES	1
1.1	INTRODUCCIÓN	1
1.2	OBJETIVOS	3
1.2.1	OBJETIVO GENERAL	3
1.2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.3	JUSTIFICACIÓN	3
1.4	ANTECEDENTES	4
1.4.1	CASOS DE ESTUDIO EN EUROPA	5
1.4.2	CASOS DE ESTUDIO EN NORTE Y CENTRO AMÉRICA	9
1.4.3	CASOS DE ESTUDIO EN SUDAMÉRICA.....	12
1.4.4	CASOS DE ESTUDIO EN ECUADOR.....	14
1.4.5	CASOS DE ESTUDIO EN QUITO	14
CAPÍTULO 2:	CASO DE ESTUDIO	17
2.1	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	17
2.2	CONFIGURACIÓN ARQUITECTÓNICA.....	18
2.3	CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	21
2.3.1	CIMENTACIÓN.....	21
2.3.2	MUROS DE CORTE	22
2.3.3	SISTEMA ESTRUCTURAL.....	23
2.3.4	LOSAS	27

2.3.5	CUBIERTA.....	27
2.4	PROCESO CONSTRUCTIVO	29
2.4.1	CIMENTACIÓN.....	29
2.4.2	ESTRUCTURA	30
2.4.3	MAMPOSTERÍA	32
2.4.4	CUBIERTA.....	36
2.4.5	CRONOGRAMA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO	37
CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA.....		39
3.1	INSTRUMENTACIÓN CON SENSORES SÍSMICOS.....	39
3.1.1	INSTRUMENTACIÓN SISMICA EN EDIFICIOS.....	40
3.1.2	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN	41
3.1.3	CRITERIOS PARA INSTRUMENTAR UN EDIFICIO.....	42
3.1.4	CONTEXTO NORMATIVO	44
3.1.5	PROCESOS PARA EL ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MODELO ANALÍTICO Y LA INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA.....	47
3.2	ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO DE SEÑALES.....	48
3.2.1	UBICACIÓN DEL SENSOR SÍSMICO.....	48
3.2.2	REGISTRO DE DATOS.....	49
3.2.3	SELECCIÓN DE DATOS PARA EL ANÁLISIS.....	50
3.2.4	DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE FOURIER.....	52
3.2.5	IDENTIFICACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL.....	55
3.3	SUPOSICIONES DEL MODELO COMPUTACIONAL	56
3.3.1	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	56
3.3.2	RESUMEN DE MATERIALES	57

3.3.3	SUPOSICIONES DE CARGA.....	60
3.3.4	SUPOSICIONES PARA LA MODELACIÓN	62
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DE RESULTADOS		69
4.1	RESULTADOS DEL ESTUDIO EXPERIMENTAL.....	69
4.1.1	PRIMERA MEDICIÓN.....	69
4.1.2	SEGUNDA MEDICIÓN	72
4.1.3	TERCERA MEDICIÓN.....	74
4.1.4	CUARTA MEDICIÓN	76
4.1.5	QUINTA MEDICIÓN	78
4.1.6	SEXTA MEDICIÓN	81
4.1.7	RESUMEN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES	82
4.1.8	PERIODO FINAL DE LA ESTRUCTURA	87
4.2	ANÁLISIS DE RESULTADOS TEÓRICOS	88
4.2.1	INCERTIDUMBRE POR DEFINICIÓN DE MASAS	88
4.2.2	INCERTIDUMBRE POR RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA.....	89
4.2.3	RESULTADOS DEL MODELO TEÓRICO.....	89
4.2.4	RESUMEN DE LOS RESULTADOS TEÓRICOS	102
4.3	EVALUACIÓN DE RESULTADOS.....	104
4.4	EVALUACIÓN DEL PERIODO EN CÓDIGOS Y LITERATURA	107
4.4.1	FÓRMULAS EN CÓDIGOS	107
4.4.2	FORMULAS EN LITERATURA.....	110
4.4.3	EVALUACIÓN DE FÓRMULAS EN CÓDIGOS Y LITERATURA...111	
4.5	COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA EN ESTRUCTURAS DE ACERO.....	113

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	119
5.1 CONCLUSIONES	119
5.2 RECOMENDACIONES	123
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	125

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 2. 1. Avance constructivo respecto fechas de registro.....	38
Gráfico 4. 1. Espectro de Fourier, primera medición-componente longitudinal. ...	71
Gráfico 4. 2. Espectro de Fourier, primera medición-componente transversal.....	71
Gráfico 4. 3. Espectro de Fourier, segunda medición-componente longitudinal...	73
Gráfico 4. 4. Espectro de Fourier, segunda medición-componente transversal. ...	73
Gráfico 4. 5. Espectro de Fourier, tercera medición-componente longitudinal.	75
Gráfico 4. 6. Espectro de Fourier, tercera medición-componente transversal.....	75
Gráfico 4. 7. Espectro de Fourier, cuarta medición-componente longitudinal.	77
Gráfico 4. 8. Espectro de Fourier, cuarta medición-componente transversal.....	77
Gráfico 4. 9. Espectro de Fourier, quinta medición-componente longitudinal.	78
Gráfico 4. 10. Espectro de Fourier, quinta medición-componente transversal.	79
Gráfico 4. 11. Espectro de Fourier, quinta medición-componente longitudinal.....	79
Gráfico 4. 12. Espectro de Fourier, quinta medición-componente transversal.	80
Gráfico 4. 13. Espectro de Fourier, quinta medición-componente longitudinal.....	80
Gráfico 4. 14. Espectro de Fourier, quinta medición-componente transversal.	81
Gráfico 4. 15. Espectro de Fourier, sexta medición-componente longitudinal.....	81
Gráfico 4. 16. Espectro de Fourier, sexta medición-componente transversal.	82
Gráfico 4. 17. Resumen de espectros de Fourier-componente longitudinal.....	82
Gráfico 4. 18. Resumen de espectros de Fourier-componente transversal.	83
Gráfico 4. 19. Variación del periodo (T[s]).	84
Gráfico 4. 20. Variación del periodo (T) vs horas del día.	86
Gráfico 4. 21. Evaluación teórico – experimental.	105

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. 1. A: Puente demolido; B: Edificio en Grenoble.	5
Figura 1. 2. Espectro de Fourier - Componente longitudinal de varios edificios en la ciudad de Lisboa (Portugal). (a) 5 plantas (color rojo); (b) 10 plantas (color verde); (c) 15 plantas (color azul); (d) 27 plantas (color magenta).	8

Figura 2. 1. Planta Nivel +3.40 m.	17
Figura 2. 2. Ubicación del edificio instrumentado.	18
Figura 2. 3. Vista frontal - Edificio de Profesores PUCE.	19
Figura 2. 4. Planta Tipo - Nivel +3.40m - Edificio de Profesores PUCE.	19
Figura 2. 5. Distribución de mampostería en Planta Baja – Hormi2 (rojo); Bloque de 15cm (azul).....	20
Figura 2. 6. Esquema de cimentación - Edificio de Profesores PUCE.	21
Figura 2. 7. (a) Pórtico estructural – Eje A, (b) Pórtico estructural – Eje E.....	22
Figura 2. 8. Planta estructural Nv. +3.40 m – Distribución de pórticos.	23
Figura 2. 9. (a) Secciones de columna; (b) Secciones de vigas.....	23
Figura 2. 10. (a) Pórtico estructural – Eje 1, (b) Pórtico estructural – Eje 3.....	25
Figura 2. 11. Dimensiones de la diagonal (mm).	25
Figura 2. 12. Planta Tipo de gradas.	26
Figura 2. 13. (a) Dimensiones viga VG1(mm), (b) Dimensiones viga VG2(mm). ..	26
Figura 2. 14. Detalle de losa en la estructura.	27
Figura 2. 15. Dimensiones generales de cercha tipo (m).	28
Figura 2. 16. Distribución de las cerchas de madera en la cubierta.	28
Figura 2. 17. (a) Secciones de cercha (mm), (b) Secciones de cubierta (mm), (c) Secciones de correa (mm).	29
Figura 2. 18. Mampostería no portante (Hormi2) Nv. +3.40 (color rojo).	32
Figura 2. 19. Refuerzos de paneles de Hormi2 en vértices de puertas y ventanas.	34
Figura 2. 20. Divisiones con yeso. Nv. + 3.40 (color negro).	35
Figura 2. 21. Distribución en planta de antepechos de bloque Nv. + 0.00 (color azul). P1: Mampostería de bloque, h= 2.90 m.....	35
Figura 3. 1. Esquema del edificio y las direcciones de medición.....	39
Figura 3. 2. Espectro sísmico en función del periodo y la frecuencia.....	40
Figura 3. 3. Sensor Sísmico REF TEK Modelo 160-03B-Especificaciones.	42
Figura 3. 4. Ubicación del sensor para el registro de vibración ambiental.	43
Figura 3. 5. Proceso de obtención del período fundamental mediante registro de vibraciones ambientales.....	48
Figura 3. 6. Ubicación del sensor sísmico.....	49
Figura 3. 7. Salida de los registros del sensor.....	50

Figura 3. 8. Selección de ventanas de tiempo.....	50
Figura 3. 9. Ventana original aplicada el filtro “ <i>Taper</i> ” del 5%.....	51
Figura 3. 10. Espectro de amplitudes de Fourier.....	54
Figura 3. 11. Curvas suavizadas del espectro de Fourier. Sin suavizar (color negro), b = 100 (color verde), b = 40 (color rojo), b = 10 (color azul).	54
Figura 3. 12. Espectro de Fourier.....	55
Figura 3. 13. Curva promedio del espectro final de Fourier.	56
Figura 3. 14. Vista espacial de los pórticos estructurales.....	62
Figura 3. 15. Muros de corte.	63
Figura 3. 16. Losa <i>steel deck</i> de cobertura llena.....	63
Figura 3. 17. Mampostería no portante Hormi2 (color magenta) y mampostería de bloque (color azul) Nv. + 0.00.	64
Figura 3. 18. Variables que intervienen en la determinación del ancho equivalente.	65
Figura 3. 19. Diseño y análisis de cubierta de madera.....	68
Figura 4. 1. Modelo simplificado de la estructura.	87
Figura 4. 2. Representación del modelo “SE”.....	91
Figura 4. 3. Representación del modelo “EMH2”.	92
Figura 4. 4. Representación del modelo “1”.	93
Figura 4. 5. Representación del modelo “2 EMH2”.	94
Figura 4. 6. Representación del modelo “2 CP”.	95
Figura 4. 7. Ubicación de Sobrecarga en planta Nv. +3.40.	96
Figura 4. 8. Representación del modelo “3 EMH2”.	96
Figura 4. 9. Representación del modelo “3 CP”.	97
Figura 4. 10. Área de distribución de baldosa.	98
Figura 4. 11. Área de distribución de cubierta de entrepiso.	98
Figura 4. 12. Ubicación de sobrecarga adicional en planta.....	99
Figura 4. 13. Representación del modelo “4 EMH2”.	99
Figura 4. 14. Representación del modelo “4 CP”.	100
Figura 4. 15. Representación del modelo “5 EMH2”.	101
Figura 4. 16. Representación del modelo “5 CP”.	102

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. 1. Valores de frecuencia medidos.	6
Tabla 1. 2. Valores de frecuencia medidos In-situ y mediante modelo analítico. ...	7
Tabla 1. 3. Valores de frecuencia medidos.	8
Tabla 1. 4. Frecuencias medidas In-situ y del modelo analítico del PPP.	9
Tabla 1. 5. Frecuencias medidas In-situ y del modelo analítico del edificio de Tijuana, México.	11
Tabla 1. 6. Frecuencias medidas In-situ comparadas con espectrogramas.	12
Tabla 1. 7. Valores de frecuencias medidas In-situ y modelo analítico.	13
Tabla 1. 8. Valores de periodos experimentales y del modelo analítico.	15
Tabla 1. 9. Valores de periodos experimentales y del modelo analítico.	16
Tabla 1. 10. Valores de periodos experimentales y del modelo analítico.	16
Tabla 2. 1. Distribución de mampostería por piso.	20
Tabla 2. 2. Distribución de vigas y columnas Nivel + 3.40.	24
Tabla 2. 3. Distribución de vigas y columnas Nivel + 6.80, + 10.20 y + 13.60.	24
Tabla 2. 4. Distribución de vigas y columnas Nivel + 17.00 y + 20.40.	24
Tabla 2. 5. Distribución de vigas y columnas Nivel + 23.70.	25
Tabla 2. 6. Cronograma de obra y registro de datos.	37
Tabla 3. 1. Características de los sensores sísmicos.	42
Tabla 3. 2. Localización de instrumentos sísmicos según NSR-10.	45
Tabla 3. 3. Costos de la instrumentación sísmica según NSR-10.	45
Tabla 3. 4. Colocación de instrumentación en zonas de amenaza sísmica según NSR-10.	46
Tabla 3. 5. Peso por metro cuadrado de Hormi2.	60
Tabla 3. 6. Peso por metro cuadrado de acabados.	61
Tabla 4. 1. Resumen de frecuencias (f [Hz]) y periodos (T[s]).	83
Tabla 4. 2. Frecuencias de sismos y vibración forzada (Biblioteca Millikan).	85
Tabla 4. 3. Variación del periodo después del sismo.	86
Tabla 4. 4. Resumen de los estados constructivos previo a la modelación.	90
Tabla 4. 5. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “SE”	92
Tabla 4. 6. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “EMH2”.	92

Tabla 4. 7. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “1”.	93
Tabla 4. 8. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “2 EMH2”.	94
Tabla 4. 9. Distribución de carga por peso de paneles de Hormi2.	94
Tabla 4. 10. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “2 CP”.	95
Tabla 4. 11. Distribución de sobrecarga por acabados.	95
Tabla 4. 12. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “3 EMH2”.	96
Tabla 4. 13. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “3 CP”.	97
Tabla 4. 14. Distribución de sobrecarga por acabados.	98
Tabla 4. 15. Distribución de sobrecarga por acabados.	99
Tabla 4. 16. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “4 EMH2”.	100
Tabla 4. 17. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “4 CP”.	100
Tabla 4. 18. Distribución de sobrecarga por acabados.	101
Tabla 4. 19. Distribución de sobrecarga por acabados.	101
Tabla 4. 20. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “5 EMH2”.	102
Tabla 4. 21. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “5 CP”.	102
Tabla 4. 22. Resumen de los periodos teóricos.	103
Tabla 4. 23. Compatibilidad de periodos teórico - experimentales.	104
Tabla 4. 24. Evaluación de los periodos de los modelos adicionales.	106
Tabla 4. 25. Coeficientes C_t y α (NEC 15).	107
Tabla 4. 26. Coeficientes C_t y α (NSR-10).	108
Tabla 4. 27. Coeficientes C_t y α (NSR-10).	109
Tabla 4. 28. Evaluación de fórmulas en códigos y literatura.	112

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 2. 1. Edificio de Profesores PUCE.	17
Fotografía 2. 2. División de ambientes.	21
Fotografía 2. 3. Cielo falso de yeso.	21
Fotografía 2. 4. Muros de corte en ejes A y E. (22/01/2015).	22
Fotografía 2. 5. Fundición de losa. (15/10/2014).	27
Fotografía 2. 6. (a) zapata aislada, (b) zapata combinada. (30/08/2014).	29
Fotografía 2. 7. (a) Cadenas de amarre, (b) Armado de muro de corte.	30

Fotografía 2. 8. (a), (b) Armado estructural de vigas y columnas, (03/10/2014) (c) Armado estructural de diagonales. (12/01/2015).	31
Fotografía 2. 9. Losa tipo <i>steel deck</i> . (15/10/2014).	31
Fotografía 2. 10. Mampostería no portante de panel simple (Hormi2). (22/01/2015)	33
Fotografía 2. 11. (a) Chicotes embebidos en la losa; (b) Chicotes soldados en la parte superior de la losa. (22/01/2015).	33
Fotografía 2. 12. (a) Mampostería de panel simple Hormi2; (b) Enlucido de mampostería Hormi2. (27/01/2015).	34
Fotografía 2. 13. Refuerzos de malla en vértices de puertas y ventanas. (22/01/2015)	34
Fotografía 2. 14. División de ambientes de oficinas terminadas. (26/06/2015). ...	35
Fotografía 2. 15. Mampostería de bloque nivel + 0.00. (26/06/2015).	36
Fotografía 2. 16. (a) Elaboración de cerchas. (b) Prueba de carga en cerchas ...	36
Fotografía 2. 17. (a) Bases de apoyo para cerchas; (b) Montaje de cerchas.	37
Fotografía 3. 1. Ubicación del sensor sísmico. (18/12/2014).	49
Fotografía 3. 2. Materiales acumulados en la estructura. (27/08/2015).	61
Fotografía 4. 1. Estado constructivo – Primera medición. (18/12/2014).	70
Fotografía 4. 2. Estado constructivo – Primera medición. (18/12/2014).	70
Fotografía 4. 3. Estado constructivo – Primera medición. (18/12/2014).	70
Fotografía 4. 4. Estado constructivo – Segunda medición. (27/01/2015).	72
Fotografía 4. 5. Estado constructivo – Segunda medición. (27/01/2015).	72
Fotografía 4. 6. Estado constructivo – Tercera medición. (07/04/2015).	74
Fotografía 4. 7. Estado constructivo – Tercera medición. (07/04/2015).	74
Fotografía 4. 8. Estado constructivo – Cuarta medición.	76
Fotografía 4. 9. Estado constructivo – Cuarta medición.	76
Fotografía 4. 10. Estado constructivo – Quinta medición.	78
Fotografía 4. 11. (a) Paneles de Hormi2 Nv. +19.80. (b) Mampostería de bloque.	113
Fotografía 4. 12. Edificio de la Unidad de Vigilancia Comunitaria (UVC).	115
Fotografía 4. 13. Daños en la estructura del edificio.	115
Fotografía 4. 14. Daños en la mampostería de bloque del edificio.	115
Fotografía 4. 15. Edificio de la Cooperativa de la Policía Nacional (CPN).	116

Fotografía 4. 16. Daños en la estructura del edificio.	116
Fotografía 4. 17. Daños en la mampostería de bloque del edificio.....	117
Fotografía 4. 18. Paneles de Hormi2 luego del sismo.....	118
Fotografía 4. 19. Fisuras entre columna y paneles de Hormi2.....	118

RESUMEN

El presente proyecto documenta el estudio teórico y experimental de la variación del periodo fundamental de vibración en un edificio de siete pisos durante diferentes etapas constructivas. El edificio está localizado en el campus de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador (PUCE), en la ciudad de Quito. La estructura del mismo se compone de columnas y vigas de acero. Además, presenta muros estructurales y losas con placa colaborante.

Los resultados experimentales, obtenidos del registro de vibración ambiental mediante sensores sísmicos, fueron procesados a través de métodos de análisis de señales. De esta manera se ha podido comparar el resultado de las variaciones en las propiedades dinámicas reales de la estructura, tales como el periodo y frecuencia fundamental.

El estudio se complementa con el análisis computacional de la estructura bajo las condiciones de cada estado constructivo. Es así que se obtiene una comparación con los valores experimentales de la estructura y se favorece a una calibración del modelo computacional. Esta calibración se logra mediante la evaluación de diferentes factores de afectación estructural como la mampostería u otros elementos no estructurales. De esta manera se obtiene un modelo computacional más semejante al estado real.

Al modelar la estructura con mampostería se ha observado un decremento del periodo debido a un incremento en la rigidez. Por otro lado, al incrementar elementos que contribuyen con masa y no rigidez, el periodo aumenta debido a que la estructura es más flexible. Finalmente, se evaluó las expresiones dadas por códigos y literatura para así poder generalizar la importancia y efecto de los elementos no estructurales en la determinación del periodo fundamental en las estructuras de acero.

ABSTRACT

This study documents a theoretical and experimental analysis of the fundamental period of vibration in a seven story building through different constructive stages. The building in study is located in the Catholic University campus, in Quito. The structure is composed of a steel moment resisting frame with shear walls and steel deck.

The dynamic properties of the building, such as the fundamental period of vibration, were obtained experimentally through ambient vibration tests. The collected records were processed using the Fourier transform with a methodology described in this study.

Additionally, this study is complemented by the construction of computational models in which the different construction stages are considered. The models include the presence of masonry and other non-structural elements. Hence, it allows a more realistic model which can be calibrated and compared with the experimental results.

The participation of walls denotes a decrement in the fundamental period. This is because walls increase stiffness. Oppositely, the increase of non-structural elements that collaborates only with mass increases the period because the structure is more flexible. Finally, in this study different expressions given by codes and literature are compared with the experimental and analytic results in order to generalize the importance and effect of non-structural elements in the determination of the fundamental period of vibration in steel structures.

PRESENTACIÓN

El diseño estructural de las edificaciones se basa en el cumplimiento de las normas establecidas en los códigos, las cuales no relacionan la afectación de los elementos no estructurales dentro del análisis de la estructura. Los elementos no estructurales que más influyen en el estudio son: Los paneles simples de Hormi2 y la mampostería de bloque que dan mayor rigidez a la estructura. Por otra parte la cubierta de madera en el último nivel disminuye la rigidez debido al aumento de la masa.

En el presente caso de estudio se analiza la influencia de los elementos no estructurales en las diferentes etapas constructivas relacionadas con la variación de las propiedades dinámicas de la estructura. Con el fin de comprender de mejor manera estas variaciones se presenta el estudio del edificio de profesores de la Pontificia Universidad del Ecuador (PUCE), que consta de siete pisos en Ecuador.

En el capítulo uno se presenta los objetivos del proyecto. Se detalla un resumen de los casos de estudio en diferentes países del mundo y los escasos casos en el país.

El capítulo dos detalla la configuración arquitectónica y estructural del edificio en estudio, así como también se presenta un análisis y síntesis de los procesos constructivos. Además, en la última parte se muestra un resumen de las etapas constructivas y un cronograma de avance.

En el capítulo tres se encuentra la metodología para la instrumentación sísmica en edificios, además del análisis y procesamiento de los registros de campo. Adicional, se presenta una revisión del contexto normativo relacionado con la instrumentación.

En el capítulo cuatro se resumen los resultados experimentales y teóricos, así como una evaluación de las fórmulas empíricas presentadas en diferentes códigos y literatura con la finalidad de compararlos con los valores obtenidos de los resultados.

CAPITULO 1

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

En el Ecuador, debido a la amenaza sísmica a la que el país está expuesto, se diseñan estructuras con una mayor resistencia a las cargas provenientes de los sismos y otras menos considerables como las producidas por maquinaria, vehículos y ascensores. Asimismo, las exigencias de seguridad y comodidad en las edificaciones son cada vez más estrictas, por lo que resulta necesario realizar un estudio detallado de sus propiedades dinámicas, ya sea durante la modelación, las fases de diseño o una vez construida la edificación. En este último caso se realiza un análisis experimental de estas propiedades utilizando vibraciones ambientales.

Instrumentar un edificio, ya sea de forma permanente o temporal provee una oportunidad de observar y entender de mejor manera las frecuencias naturales y formas modales del mismo. Una de las metas de la instrumentación es comprender estos cambios y utilizarlos como una herramienta de evaluación de daños ante una sollicitación sísmica.

Los movimientos telúricos o sismos no constituyen un escenario definido o predeterminado en un tiempo específico, por lo que no es necesario esperar que un fenómeno de este tipo ocurra para estudiar la respuesta de la estructura, ya que es suficiente con observar pequeños niveles de movimiento que pueden ser originados por la vibración ambiental. Los registros de vibración ambiental se han usado con éxito desde hace varios años atrás para el estudio e identificación de las características dinámicas de la estructura dentro del rango elástico.

Los resultados de estos estudios pueden ser empleados para validar los modelos analíticos y, predecir la respuesta de la estructura durante el proceso constructivo y ante las cargas de servicio. En tal virtud, una aplicación importante de la medición de vibración ambiental en edificaciones es observar el efecto del reforzamiento sismo-resistente y de la afectación o colaboración de los elementos no estructurales antes, durante y después de la construcción del edificio.

En la actualidad, el principal problema para el desarrollo de este tipo de estudio reside en la inexistencia de edificios instrumentados, el desconocimiento para su instrumentación y el escaso apoyo económico que se le brindan a este tipo de estudios. Es por tanto imperativo en nuestro país el iniciar la instrumentación de edificios ya sea de forma permanente o temporal. En el primero de estos casos se podrá obtener registros completos y continuos del caso de estudio, mientras que de implementarse la opción de instrumentación temporal se puede hallar y describir propiedades específicas como su periodo de vibración fundamental.

En esta investigación, la instrumentación se realizará de forma temporal, mediante la obtención de datos registrados en los sensores ubicados, de forma estratégica, en la planta alta de la edificación. Esta información se analizará y procesará para determinar el periodo de vibración fundamental de la estructura, a partir del cual se espera diferenciar de forma cualitativa y cuantitativa la variación del mismo, como resultado de las vibraciones ambientales y de la modelación computacional.

Se espera que esta investigación contribuya a una mayor comprensión del periodo fundamental en edificios, tomando en cuenta su geometría, altura y el aporte de los elementos no estructurales.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar la variación de las propiedades dinámicas en el rango elástico de un edificio en las diferentes etapas constructivas del mismo, comparando modelos computacionales con pruebas experimentales de vibración ambiental.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar la influencia de la mampostería y estructuras adicionales en el comportamiento y la dinámica de la estructura de acero.
- Comparar la variación de resultados obtenidos tanto en la modelación computacional como en base a las muestras de vibración ambiental obtenidas experimentalmente.
- Calibrar el modelo computacional a partir de los resultados obtenidos experimentalmente.

1.3 JUSTIFICACIÓN

El análisis y diseño sísmico de estructuras se basa en los resultados de un análisis computacional, el cual inicia con un análisis modal para determinar el periodo fundamental de vibración y determinar el espectro de aceleraciones que define las fuerzas sísmicas equivalentes que actuarán sobre la estructura. La modelación computacional no representa de manera efectiva a la estructura,

menos aún si se considera los elementos no estructurales tales como mampostería, acabados, etc.; por lo que se puede esperar que el periodo fundamental de vibración real de la estructura sea distinto al del modelo computacional.

La necesidad de incorporar nuevas tecnologías en el área de la construcción, como herramientas complementarias para el diseño sísmico en estructuras metálicas, implica la calibración de modelos computacionales compuestos por elementos de acero.

El acero ha tomado un papel crucial en la industria de la construcción durante los últimos 100 años y su desarrollo tecnológico se ha incrementado hasta que en la actualidad es parte fundamental de grandes y medianos proyectos. La popularidad del mismo se debe por una parte, a que por la tipología constructiva los plazos de los proyectos disminuyen, favoreciendo un retorno de la inversión más temprana. Por otra parte permite luces más grandes que generan estructuras más esbeltas y livianas.

Este sistema constructivo en los últimos años ha tomado popularidad sobre todo frente a la construcción tradicional en hormigón, razón por la cual la investigación en temas de análisis de vibraciones ambientales tiene valiosa importancia, tanto en el área técnica de diseño como en el área constructiva.

Por las razones mencionadas se busca introducir técnicas cada vez más eficientes en el rendimiento constructivo, que favorezcan la calidad y resistencia de los materiales, además de garantizar la vida útil del edificio y la seguridad de las personas que realicen sus actividades cotidianas en él.

1.4 ANTECEDENTES

La frecuencia y el período de vibración de los edificios son propiedades dinámicas importantes en la determinación de su comportamiento. La respuesta sísmica de

un edificio está relacionada con el período natural de vibración y la frecuencia. Para determinar estas propiedades se han usado registros provenientes de diferentes fuentes de movimiento como: sismos, vibración forzada y ambiental.

Los primeros registros de vibración ambiental en edificios de los Estados Unidos se realizaron alrededor de 1930. (Ivanovic, Trifunac, & Todorovska, 2000). Mientras que en Japón estos registros se realizaron a inicios del siglo XX. (Omori, 1922).

En la ex Yugoslavia desde 1973 hasta 1998 han ocurrido varios sismos de intensidad baja a moderada ($M \geq 3.5$). En este período, 1206 acelerogramas se han obtenido; de los cuales 823 son obtenidos de la instrumentación en campo libre y 383 por los registros dentro de diferentes estructuras. (Mihailov, et al., 1998).

Para tener una mejor visión de los beneficios de la instrumentación, a continuación se describen algunos casos de estudio particulares en diferentes lugares del mundo.

1.4.1 CASOS DE ESTUDIO EN EUROPA

Dos experimentos se han llevado a cabo en un edificio situado en el centro de Grenoble (Francia), el primero fue en base al registro de vibraciones ambientales (AV) y el segundo debido a las vibraciones inducidas en esta estructura como consecuencia de la demolición de un puente cercano a la misma (Fig. 1.1).

Figura 1. 1. A: Puente demolido; B: Edificio en Grenoble.




Fuente: Michel, Guéguen, & Bard, (2008).

El edificio es de hormigón armado (RC), de nueve pisos con muros de corte, fue construido en 1939 y es uno de los más importantes que se encuentran en el área urbana de Grenoble. Se encuentra dentro de un bloque urbano, con dos paredes en contacto con los edificios circundantes, que sólo están separados por juntas llenas. (Michel, Guéguen, & Bard, 2008).

Michel, et al. (2008) en el primer experimento registraron durante 15 minutos las vibraciones ambientales, a una frecuencia de muestreo de 200 Hz y con los sensores orientados a lo largo de la dirección longitudinal del edificio. El segundo experimento se centró en los registros producidos por la demolición controlada de un puente situado a 40 metros de distancia del edificio (Fig. 1.1). Se utilizaron los mismos instrumentos de registro para los dos experimentos.

De la comparación de resultados obtenidos por Michel, et al. (2008) de la medición de vibración ambiental, se obtuvo el resumen en la Tabla 1.1.

Tabla 1. 1. Valores de frecuencia medidos.

Nombre	N° Plantas	Geometría	Frecuencias (Hz)			Comparación (%)
			Dirección	In-situ (AV)	Demolición-Puente	
Edificio en Grenoble	9		X	2,73	2,75	0,73%
			Y	2,28	2,27	-0,44%
			Torsión	4,74	4,77	0,63%

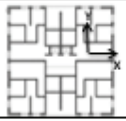
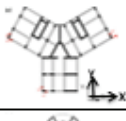
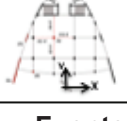
Fuente: Michel, et al. (2008)

Elaborado por: Dany A. Chango G.

De los resultados mostrados, observamos que los valores de frecuencias en base a la demolición del puente son cercanos a los asociados a los registros de vibraciones ambientales, los cuales no varían más del 0.73%.

En un caso de estudio en Portugal y mediante la comparación de los resultados obtenidos por Olivera & Navarro, (2010) del modelo analítico y la medición de vibración ambiental in-situ de tres edificios (hormigón armado), se obtuvo el resumen mostrado en la Tabla 1.2.

Tabla 1. 2. Valores de frecuencia medidos In-situ y mediante modelo analítico.

Nombre	N° Plantas	Geometría	Frecuencias (Hz)			Comparación (%)
			Dirección	In-situ (AY)	Modelo Analítico	
Portela	12		X	2,15	2,11	-1,86%
			Y	2,15	2,14	-0,47%
			Torsión	2,61	2,98	14,18%
Solmar	23		X	1,07	0,934	-12,71%
			Y	1,08	0,970	-10,19%
			Torsión	1,43	1,521	6,36%
Torre Monsanto	19		X	0,55	0,479	-12,91%
			Y	0,82	1,013	23,54%
			Torsión	1,45	1,359	-6,28%

Fuente: Olivera & Navarro, (2010)

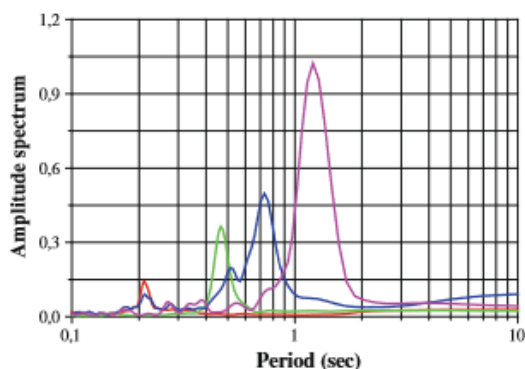
Elaborado por: Dany A. Chango G.

Del análisis de la Tabla 1.2, se puede observar que en el edificio de Portela y Solmar, los valores de frecuencia entre el modelo analítico y los registros in-situ son muy semejantes; con una variación no mayor al 14.18% relacionado con la torsión y la geometría en planta de cada estructura. Mientras en la Torre Monsanto la variación mayor se da en el modelo analítico en la dirección longitudinal con un aumento del 23.54% sobre el valor de vibración natural in-situ.

Un caso de estudio adicional se da en Portugal, donde se han medido las características dinámicas in situ de diferentes estructuras mediante la técnica experimental de registro de vibración ambiental con un solo sensor en la parte superior del edificio.

En base al análisis del registro de vibración ambiental en varios edificios en Portugal, el espectro de amplitud de Fourier muestra un pico pronunciado, centrado en el periodo fundamental. Este pico es más pronunciado para el caso de edificios altos. En el caso de edificios más pequeños los picos pueden ser más difíciles de identificar. (Olivera & Navarro, 2010).

Figura 1. 2. Espectro de Fourier - Componente longitudinal de varios edificios en la ciudad de Lisboa (Portugal). (a) 5 plantas (color rojo); (b) 10 plantas (color verde); (c) 15 plantas (color azul); (d) 27 plantas (color magenta).



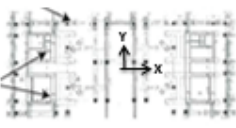
Fuente: Olivera & Navarro, (2010).

Estos resultados pueden ser extendidos a otras áreas del mundo con una construcción similar, demostrando que es posible calibrar los modelos analíticos para predecir los resultados experimentales in situ, reduciendo la gran brecha existente en la literatura.

En otro caso de estudio adicional a los ya mencionados, se analiza la respuesta de un edificio de 13 pisos, construido en hormigón armado (RC) y con muros de corte. Está localizado en el Ayuntamiento de Grenoble (Francia). Las pruebas de vibración ambiental se compararon con los registros de un terremoto de Vallorcine (Alta Saboya, Francia), el 8 de septiembre del 2005 de magnitud $M_L = 4.9$, con el epicentro localizado a una distancia de 127.3 Km del edificio instrumentado. (Michel, et. al., 2010).

Al comparar los resultados obtenidos por Michel, et. al., (2010) de la medición de vibración ambiental, se obtiene el resumen mostrado en la Tabla 1.3.

Tabla 1. 3. Valores de frecuencia medidos.

Nombre	N° Plantas	Geometría	Frecuencias (Hz)			Comparación (%)
			Dirección	In-situ (AV)	Terremoto Vallorcine	
Grenoble City Hall	13		X	1,16	1,13	-2,59%
			Y	1,22	1,17	-4,10%
			Torsión	1,44	1,42	-1,39%

Fuente: Michel, et. al., (2010).

Elaborado por: Dany A. Chango G.

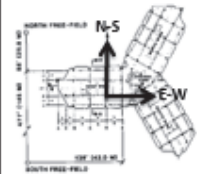
Los valores de frecuencia obtenidos de los registros, demuestran que ninguna disminución considerable se produce entre las mediciones de vibraciones ambientales y los valores registrados durante un sismo de intensidad moderada (Grado IV en la escala de *Mercalli*), con una disminución máxima del 4.10% en el sentido longitudinal.

1.4.2 CASOS DE ESTUDIO EN NORTE Y CENTRO AMÉRICA

El edificio de 30 pisos de hormigón armado Pacific Park Plaza Building (PPP) es una estructura equidistante de tres alas, construido en 1983 e instrumentada en 1985; es el edificio de hormigón armado más alto en el norte de California. Los instrumentos colocados en las plantas 13, 21 y en el techo, incluye dos sensores ortogonales en el núcleo, así como un sensor adicional en el extremo de cada ala. El análisis del modelo analítico se compara con los registros del terremoto de Loma Prieta del 17 de octubre 1989, magnitud $M_s = 7.1$, el epicentro se localizó a una distancia de 100 Km del edificio en estudio. (Çelebi, 2000).

Las características dinámicas de los registros del terremoto de Loma Prieta medidos en el Pacific Park Plaza, así como las determinadas a partir de análisis modal Çelebi (2000) se resumen en la Tabla 1.4.

Tabla 1. 4. Frecuencias medidas In-situ y del modelo analítico del PPP.

Nombre	N° Plantas	Geometría	Frecuencias (Hz)		Comparación (%)	
			Dirección	In-situ(terremoto Loma Prieta)		Modelo Analítico
Pacific Park Plaza	30		N-S	0,38	0,60	58%
			E-W	0,38	0,60	58%
			Torsión	-	0,70	-

Fuente: Çelebi, (2000)

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Los resultados de las pruebas que registraron el terremoto de Loma Prieta indican que los períodos del primer modo de los registros de este terremoto son menores que los asociados a los del modelo analítico. Esta variación se da debido a que el modelo analítico desarrollado en ese momento necesitaba mejoras y un mayor detalle. (Çelebi, 2000).

Un estudio adicional se llevó a cabo en la Universidad de California en Los Ángeles en el cual se desarrolló un programa de monitoreo de un edificio de 17 pisos conformado por marcos de acero. El edificio es aproximadamente rectangular en la dirección norte-sur.

Desde finales de 2002 y de forma continua se registró una gran cantidad de datos de vibraciones ambientales y dos pequeños terremotos locales; las revisiones han sido casi a diario durante dos períodos de tiempo a las 3 am y 3 pm. Estos tiempos reflejan dos entornos de grabación importantes. A las 3 am el edificio se encuentra en uno de sus estados más tranquilos, es decir con poca actividad dentro o fuera o en las calles adyacentes, y a las 3 pm en el que se encuentra en uno de sus estados más complejos, con la actividad que se desarrolla en laboratorios, clínicas y salones de clase. Para cada caso, se seleccionó una serie de tiempo de 100 segundos que contenía la grabación de vibración ambiental. (Kohler, Davis, & Safak, 2005).

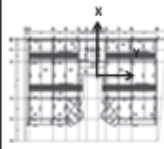
Las mediciones realizadas de los registros de vibración ambientales muestran que la frecuencia del primer modo de vibración horizontal está entre 0,55 y 0,6 Hz, mientras que el segundo modo horizontal tiene una frecuencia de entre 1,6 y 1,9 Hz. En contraste, las frecuencias de los dos primeros modos a partir de datos de terremotos son de 0,05 a 0,1 Hz más bajos que los asociados a los registros de vibración ambiental. Las frecuencias de los primeros dos modos son menores para los registros de los terremotos que para los de vibraciones ambientales, esto indica que el sistema suelo-estructura amplifica las vibraciones del terremoto, con lo que las amplitudes llegarán a ser más grandes; y por ende el periodo es mayor. (Kohler, Davis, & Safak, 2005).

En México se realizó un estudio adicional en el que se comparó la vibración teórica y experimental de un edificio de nueve niveles localizado en la ciudad de

Tijuana. El edificio se puede describir como una estructura de dos niveles de estacionamientos y los siete restantes son departamentos, el último nivel está a 24.60 m. Es una estructura de perfiles de acero A36, con losa “*steel deck*”. Para la estimación teórica se utilizó el programa SAP2000 V.10, bajo la influencia de un movimiento fuerte como el temblor de Northridge-1994 (M 6.7 a 18.3 Km de profundidad). Para la estimación experimental se usaron mediciones de vibración ambiental. (López et al., 2009).

La longitud de las series de tiempo recolectadas fue de entre 10 y 20 minutos. La frecuencia de muestreo en todos los casos fue de 50 Hz. (López et al., 2009).

Tabla 1. 5. Frecuencias medidas In-situ y del modelo analítico del edificio de Tijuana, México.

Nombre	N° Pisos	Geometría	Frecuencias (Hz)						
			Dirección	Longitudinal (Y)			Transversal (X)		
				In-situ	Modelo Analítico	Comparación (%)	In-situ	Modelo Analítico	Comparación (%)
Edificio de Tijuana, México	9		Torre 1	1,75	3	71%	1,8	2,6	44%
			Torre 2	1,95	3	54%	2,53	2,6	3%
			Gradas	1,75	3	71%	2,53	2,6	3%

Fuente: López et al., (2009).

Elaborado por: Dany A. Chango G.

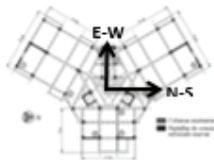
Del análisis y comparación de los resultados, se observa que las frecuencias fundamentales de la vibración experimental y teórica en la dirección transversal exhiben una correspondencia aceptable. En la dirección longitudinal es mayor y varía del 54% al 71% como se muestra en la Tabla 1.5. La variación se da porque los resultados experimentales provienen de movimientos débiles (Vibración ambiental) y los teóricos fueron estimados con movimientos fuertes (sismo de Northridge-1994).

1.4.3 CASOS DE ESTUDIO EN SUDAMÉRICA

Tischer et. al., 2011 han usado con éxito los estudios de vibraciones ambientales para la identificación de las características dinámicas de edificaciones desde hace más de 35 años, y en tiempos más recientes en Colombia.

Los datos analizados corresponden a registros de vibraciones ambientales adquiridos en el edificio Vientos de Guadalupe, en la ciudad de Cali. La edificación tiene 10 pisos de altura y un semisótano, y su forma en planta es una “Y” irregular. Esta fue afectada por el sismo de Pizarro, de magnitud 7.2, ocurrido el 15 de noviembre del 2004. Para la comparación de los valores, se analizaron registros tomados en el último piso, donde se pueden identificar las frecuencias fundamentales de la edificación. Los registros fueron de 10 min de duración cada uno. (Tischer, Thomson, & Marulanda, 2011).

Tabla 1. 6. Frecuencias medidas In-situ comparadas con espectrogramas.

Nombre	N° Plantas	Geometría	Frecuencias (Hz)			Comparación (%)
			Dirección	In-situ	Espectrograma	
Vientos de Guadalupe	10		N-S	0,75	0,80	6,7%
			E-W	0,75	0,80	6,7%
			Torsión	0,65	-	-

Fuente: Tischer et. al., (2011).

Elaborado por: Dany A. Chango G.

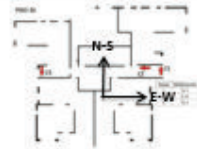


Comparando los resultados obtenidos por Tischer et. al., (2011), se puede observar que los valores son similares; con variaciones menores al 6.7 % como se muestran en la Tabla 1.6.

Un caso de estudio peculiar se presenta en Chile, que al ser un país sísmico constituye un referente muy importante para conocer la física de los terremotos y cómo afectan a la estructura. Palacios (2013), describe tres estructuras de hormigón armado con mampostería portante (Edificio Rodas, Velamar y Diego Portales), las que fueron instrumentadas considerando sus criterios de diseño,

geometría y materiales. Se analiza la frecuencia fundamental entregada por los modelos computacionales y se compara con los registros de vibraciones ambientales.

De la comparación de resultados obtenidos por Palacios, (2013) de la medición de vibración ambiental In-situ y de modelos analíticos, se obtiene el resumen mostrado en la Tabla 1.7.

Tabla 1. 7. Valores de frecuencias medidas In-situ y modelo analítico.

Nombre	N° Plantas	Altura desde la base	Geometría	Frecuencias (Hz)			Comparación (%)
				Dirección	In-situ	Modelo Analítico	
Rodas	26 Plantas + 2 Subsuelos	69		N-S	1,20	1,262	5%
				E-W	1,09	0,938	-14%
Velamar	30	82,54		N-S	0,69	0,580	-16%
				E-W	0,86	0,705	-18%
Diego Portales	19	46,74		N-S	1,65	1,774	8%
				E-W	1,32	1,039	-21%

Fuente: Palacios, (2013).

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Comparando los resultados obtenidos por Palacios, (2013), se puede observar que los valores son bastante similares; con una variación máxima del 14 % para el edificio Rodas, 18 % para el edificio Velamar y 21 % para el edificio Diego Portales. Se observa una correspondencia aceptable con los registros de vibración ambiental debido a que en los modelos analíticos se consideró la inclusión de la mampostería portante.

1.4.4 CASOS DE ESTUDIO EN ECUADOR

Casos de estudio importantes dentro del Ecuador son los Hospitales José María Velasco Ibarra y Miguel H. Alcívar, que pertenecen al Ministerio de Salud Pública del Ecuador, poseen la misma configuración estructural y los daños provocados por sismos de servicio se presentaron en pisos y áreas semejantes con las mismas tipologías de daño:

El primero ocurrido el 2 de octubre de 1995, de magnitud $M_s=6.9$, con epicentro en la cordillera de Cutucú (Tena), y el segundo ocurrido el 4 de Agosto de 1998, de magnitud $M_s=7.1$, con epicentro en la población de Canoa (Bahía de Caráquez). (Cabrera & Rodríguez, 2000).

Con la finalidad de obtener los períodos característicos del suelo y de la estructura, se realizaron mediciones de vibración ambiental en los edificios. Los períodos resultantes del suelo del Hospital de Tena se ubicaron entre 0.25 segundos y 0.5 segundos; mientras que los correspondientes a la estructura fueron entre 0.35 segundos y 0.5 segundos. Los períodos resultantes de las mediciones de vibración ambiental en el suelo del hospital de Bahía, son de 0.70 segundos como promedio. (Cabrera & Rodríguez, 2000).

De la misma manera se realizó la instrumentación sísmica del bloque principal del hospital, obteniéndose períodos fundamentales de 0.55 segundos en el sentido transversal y 0.67 segundos en el longitudinal. Debido a que los períodos fundamentales de la estructura coinciden con los del suelo, se concluye que el edificio amplifica las vibraciones sísmicas del terreno. (Cabrera & Rodríguez, 2000).

1.4.5 CASOS DE ESTUDIO EN QUITO

Para los casos de estudio dentro del Distrito Metropolitano de Quito (D.M.Q.), se menciona los dos siguientes:

El primero es el análisis realizado por Paredes, (2015) del edificio Alicante ubicado al norte de Quito en el sector de Ponciano. La estructura es de hormigón armado con mampostería de bloque y de forma casi cuadrada, consta de 7 pisos y dos subsuelos con una altura total desde el nivel de vereda de 27.72 m.

El estudio comparativo se realizó en siete etapas constructivas (Tabla 1.8), desde el análisis de la estructura sola hasta la inclusión de mampostería y acabados en los siete niveles.

Tabla 1. 8. Valores de periodos experimentales y del modelo analítico.

Etapa Constructiva	Dirección	Periodos (s)		Comparación (%)
		Experimental (Vibración ambiental)	Modelo Analítico	
Uno	E-O	0,543	0,465	-14%
	N-S	0,539	0,393	-27%
	Torsión	0,509	0,387	-24%
Dos	E-O	0,472	0,372	-21%
	N-S	0,510	0,446	-13%
	Torsión	0,461	0,353	-23%
Tres	E-O	0,369	0,333	-10%
	N-S	0,394	0,395	0%
	Torsión	0,34	0,328	-4%
Cuatro	E-O	0,351	0,328	-7%
	N-S	0,392	0,386	-2%
	Torsión	-	0,323	-
Cinco	E-O	0,350	0,327	-7%
	N-S	0,387	0,387	0%
	Torsión	0,326	0,324	-1%
Seis	E-O	0,353	0,332	-6%
	N-S	0,390	0,392	1%
	Torsión	0,330	0,328	-1%
Siete	E-O	-	0,944	-
	N-S	-	0,886	-
	Torsión	-	0,809	-

Fuente: Paredes, (2015).

Elaborado por: Dany A. Chango G.

De los resultados obtenidos se observa que la mampostería influye directamente en la variación del periodo fundamental de la estructura, conforme avanza la inclusión de la mampostería el periodo va disminuyendo. Las variaciones van desde la máxima del 21 % a la mínima de 6% en la dirección Este-Oeste (E-O) y de 27% a 0% en la dirección Norte-Sur (N-S).

El segundo caso se refiere al análisis estadístico del periodo experimental de vibración en varios edificios de hormigón armado. Parra & Sarango (2016)

realizan el estudio de 152 edificaciones con diferente distribución en planta y números de pisos. En base a los resultados obtenidos se genera una tabla de ecuaciones para determinar el periodo de vibración, que relaciona el año de construcción del edificio con el número de pisos. (Tabla 1.9). También realizan 4 modelos teóricos y comparan los resultados con los valores experimentales obtenidos. (Tabla 1.10).

Tabla 1. 9. Valores de periodos experimentales y del modelo analítico.

Año de Construcción	Dirección	Periodos (s)	
		Experimental (Vibración ambiental)	
		< 8 pisos	> 8 pisos
< 1990	Longitudinal	H/51	H/47
	Transversal	H/47	H/43
1990-2002	Longitudinal	H/55	H/53
	Transversal	H/47	H/46
> 2002	Longitudinal	H/53	H/56
	Transversal	H/48	H/44

H: Altura de la estructura

Fuente: Parra & Sarango, (2016).

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Tabla 1. 10. Valores de periodos experimentales y del modelo analítico.

Modelo	Dirección	Periodos (s)		Comparación (%)
		Experimental (Vibración ambiental)	Modelo Analítico	
Uno (E.E.)	Longitudinal	0,343	1,015	196%
	Transversal	0,398	1,005	153%
Dos (C.M.)	Longitudinal	0,343	0,429	25%
	Transversal	0,398	0,328	-18%
Tres (E.E.I.A.)	Longitudinal	0,343	1,106	222%
	Transversal	0,398	-	-
Cuatro (C.M.I.A.)	Longitudinal	0,343	0,489	43%
	Transversal	0,398	-	-

E.E. (Elementos Estructurales) E.E.I.A. (Elementos Estructurales Inercia Agrietada)

C.M. (Con Mampostería) C.M.I.A (Con Mamposteria Inercia Agrietada)

Fuente: Parra & Sarango, (2016).

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Parra & Sarango (2016) en base a los modelos teóricos concluyen que la mampostería utilizada en nuestro medio aporta rigidez a la estructura, hasta que deja de resistir las cargas sísmicas para las cuales no estuvo diseñada.

CAPÍTULO 2

CASO DE ESTUDIO

2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

En base al análisis de los casos de estudio presentados en el capítulo anterior se ve la necesidad de implementar el registro de vibraciones ambientales dentro del análisis del periodo de vibración fundamental de las estructuras y también las ventajas y beneficios de la instrumentación.

Para el presente caso de estudio se toma como referencia los trabajos realizados por Paredes (2015) y Parra & Sarango (2016) en estructuras de hormigón armado que se detallan en la sección 1.4.5 y que relacionan las diferentes variables que intervienen en el análisis y determinación de las propiedades dinámicas de la estructura.

El edificio de Profesores de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador (PUCE) está ubicado en la Av. 12 de octubre 1076 y Roca, dentro del campus de la universidad. Tiene una geometría de forma rectangular en planta, siete pisos sin subsuelos y cubierta de madera (Fig. 2.1 y Fotografía 2.1). El eje longitudinal está orientado en dirección este-oeste (Fig. 2.2).

Figura 2. 1. Planta Nivel +3.40 m.



Fotografía 2. 1. Edificio de Profesores PUCE. (17/07/2017)



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Figura 2. 2. Ubicación del edificio instrumentado.



Fuente: Google Maps (2015). www.google.com.ec/maps/place/Quito
Elaborado por: Dany A. Chango G.

El edificio colinda al Norte con el estadio de la Universidad, al Sur con la Escuela Politécnica Nacional (EPN), al Este con los parqueaderos de la Residencia Jesuita y al Oeste con el edificio de la Escuela de Bio-Análisis.

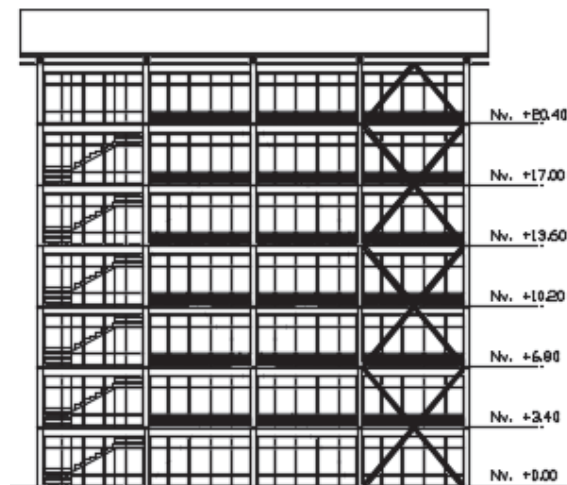
La información disponible cuenta con el estudio de suelos proporcionado previo al diseño de la estructura, cuya información se detalla en la sección 2.3.1.

2.2 CONFIGURACIÓN ARQUITECTÓNICA

El área destinada al proyecto es de 500 m², la superficie total construida del edificio es de 2829 m², con 381 m² en planta baja y 408 m² en cada uno de los seis niveles restante. El edificio se compone de cubículos destinados al Centro de Simulación de Cámaras de Salud de la Facultad de Medicina en planta baja. Del segundo al quinto nivel, se distribuyen 25 oficinas de profesores y 2 salas de reuniones por piso; mientras que en el sexto nivel se ubica un auditorio. Cada uno de los niveles cuenta con el área de sanitarios localizados en la esquina sur-este.

El edificio está conformado por pórticos y diagonales de acero, muros de corte, mampostería de bloque, paneles no portantes (Hormi2), ventanales y la cubierta superior de madera. (Fig. 2.3).

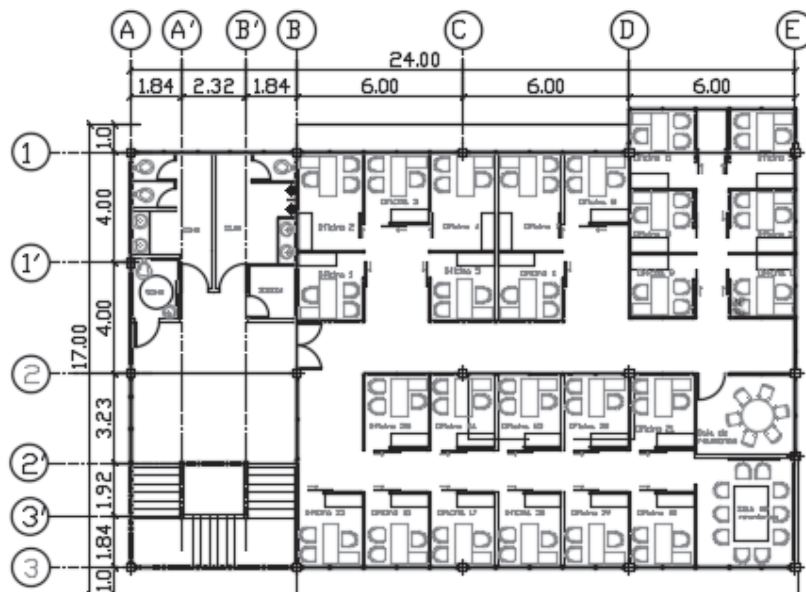
Figura 2. 3. Vista frontal - Edificio de Profesores PUCE.



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.
Modificado por: Dany A. Chango G.

La estructura cuenta con cinco ejes en sentido longitudinal, denominados A, B, C, D y E, con una distancia entre ellos de 6.00 m; para una longitud total de 24 m. En la dirección transversal, hay cinco ejes denominados 1, 1', 2, 2' y 3, con una distancia de 3.24 m entre el eje 2 y 2' y de 4.00 m entre los demás ejes, con volados de 1.00 m; para un ancho total de 17.00 m. (Fig. 2.4).

Figura 2. 4. Planta Tipo - Nivel +3.40m - Edificio de Profesores PUCE.



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.
Modificado por: Dany A. Chango G.

El edificio de profesores PUCE tiene alrededor de 712 m² en mampostería, repartida en 651 m² de mampostería no portante (Hormi2) y 61 m² de mampostería de bloque de 15 centímetros. La distribución de mampostería por nivel se muestra en la tabla 2.1.

Tabla 2. 1. Distribución de mampostería por piso.

	Area de mampostería		
	Bloque (15 cm)	Hormi2	Total area por piso
	m2	m2	m2
Nivel +0.00	61.01	93.04	154.05
Nivel +3.40		93.04	93.04
Nivel +6.80		93.04	93.04
Nivel +10.20		93.04	93.04
Nivel +13.60		93.04	93.04
Nivel +17.00		93.04	93.04
Nivel +20.40		93.04	93.04
Total (m2)	61.01	651.28	712.29

Elaborado por: Dany A. Chango G.

En la figura 2.5 se muestra una planta del edificio de profesores PUCE. En la figura se puede observar de una mejor manera la distribución de mampostería de la planta baja. En el resto de niveles se distribuyen solo la mampostería no portante del sistema Hormi2.

Figura 2. 5. Distribución de mampostería en Planta Baja – Hormi2 (rojo); Bloque de 15cm (azul).



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Adicional a lo mencionado se utiliza paredes de yeso para las divisiones de los ambientes en las oficinas (Fotografía 2.2), de igual forma se cubren los techos de las losas con el mismo material (Fotografía 2.3).

Fotografía 2. 2. División de ambientes.
(21/05/2015)



Fotografía 2. 3. Cielo falso de yeso.
(21/05/2015)



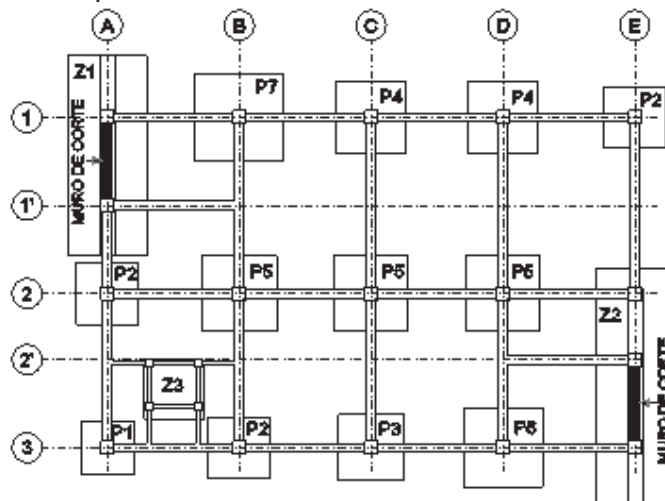
2.3 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

2.3.1 CIMENTACIÓN

El estudio geotécnico muestra valores del esfuerzo admisible del suelo (q_s) de 20 T/m^2 ; medido a una profundidad de 3.20 metros desde el nivel + 0.00 m.

La cimentación del edificio en análisis cuenta con zapatas aisladas (P1, P2, P3, P4, P5, P6 y P7) y combinadas (Z1, Z2 y Z3), además cuenta con cadenas de amarre y la cimentación de un muro de corte (Fig. 2.6). La profundidad de cimentación de las zapatas está en el nivel - 3.20 metros.

Figura 2. 6. Esquema de cimentación - Edificio de Profesores PUCE.



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.
Modificado por: Dany A. Chango G.

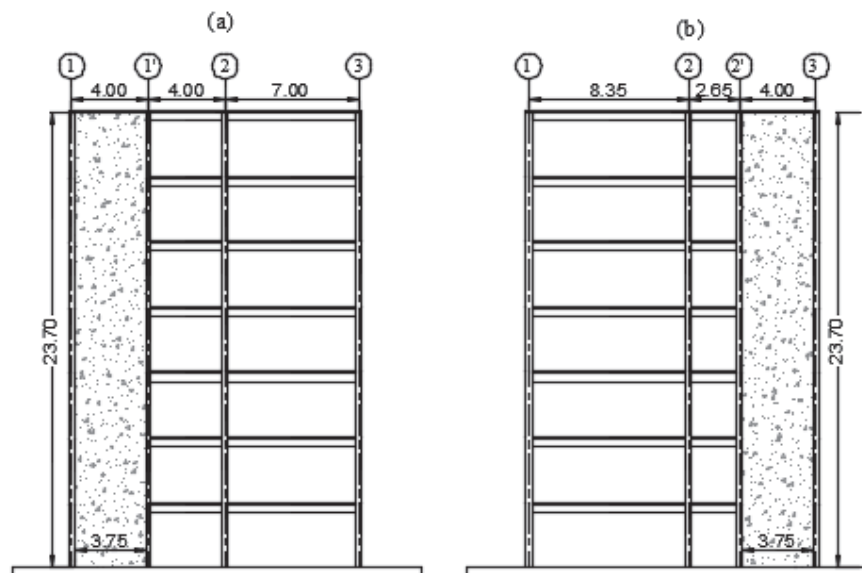
2.3.2 MUROS DE CORTE

En el margen derecho del pórtico estructural - eje E y en el margen izquierdo del pórtico estructural - eje A, se encuentra un muro de corte (Fig. 2.7 y Fotografía 2.4) de 3.75 metros de ancho y 25 cm de espesor que se eleva desde el nivel +0.00 m hasta el nivel + 23.70 m; el cual aporta rigidez adicional a la estructura.

Fotografía 2. 4. Muros de corte en ejes A y E. (22/01/2015)



Figura 2. 7. (a) Pórtico estructural – Eje A, (b) Pórtico estructural – Eje E.



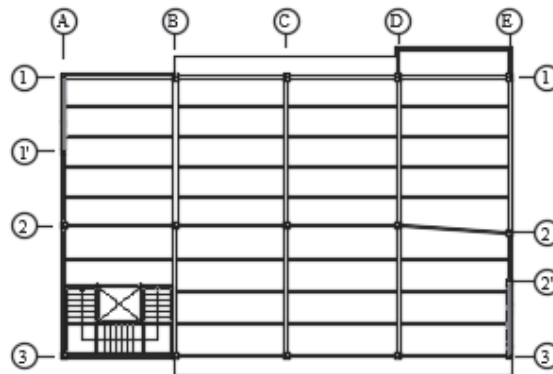
Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.

Modificado por: Dany A. Chango G.

2.3.3 SISTEMA ESTRUCTURAL

La estructura está conformada por columnas, vigas y diagonales de acero A36; las secciones varían de acuerdo al nivel. Presenta tres pórticos principales en la dirección longitudinal, denominados 1, 2 y 3; y cinco en la dirección transversal denominados A, B, C, D y E. (Fig. 2.8). Hay dos ejes de apoyo denominados 1' y 2'. Se presenta vigas secundarias de arrostramiento colocadas en sentido paralelo al eje longitudinal.

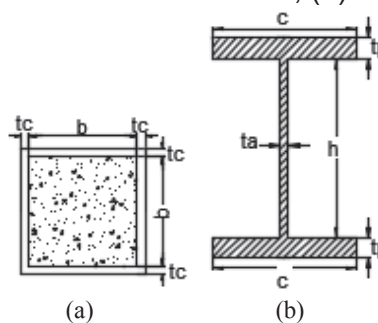
Figura 2. 8. Planta estructural Nv. +3.40 m – Distribución de pórticos.



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.
Modificado por: Dany A. Chango G.

La distribución por nivel de columnas y vigas se presenta en la Tabla 2.2 hasta la Tabla 2.5. Así como en la Figura 2.7 se muestra las variables típicas de las secciones que forman los marcos de la estructura.

Figura 2. 9. (a) Secciones de columna; (b) Secciones de vigas.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

Tabla 2. 2. Distribución de vigas y columnas Nivel + 3.40.

	Nomenclatura	Tipo de sección	b	tc	h	ta	c	tp
			mm	mm	mm	mm	mm	mm
Nivel +3.40	C1	Cuadrada	300	8				
	C2	Cuadrada	300	8				
	C3	Cuadrada	250	6				
	C4	Cuadrada	120	4				
	V1	I			400	4	120	6
	V2	I			400	4	200	8
	V3	I			400	5	200	10
	V4	I			400	5	260	10
	V5	I			400	4	180	8
	V6	I			300	4	120	6
V7	I			300	4	150	6	

C : columnas

V : vigas

Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.**Elaborado por:** Dany A. Chango G.**Tabla 2. 3.** Distribución de vigas y columnas Nivel + 6.80, + 10.20 y + 13.60.

	Nomenclatura	Tipo de sección	b	tc	h	ta	c	tp
			mm	mm	mm	mm	mm	mm
Nivel + 6.80 Nivel + 10.20 Nivel + 13.60	C1	Cuadrada	300	8				
	C2	Cuadrada	300	8				
	C3	Cuadrada	250	6				
	C4	Cuadrada	120	4				
	V1	I			400	4	120	6
	V2	I			400	4	200	8
	V3	I			400	5	200	10
	V6	I			300	4	120	6
	V7	I			300	4	150	6
	V8	I			400	5	250	10
	V9	I			400	4	160	8

C : columnas

V : vigas

Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.**Elaborado por:** Dany A. Chango G.**Tabla 2. 4.** Distribución de vigas y columnas Nivel + 17.00 y + 20.40.

	Nomenclatura	Tipo de sección	b	tc	h	ta	c	tp
			mm	mm	mm	mm	mm	mm
Nivel + 17.00 Nivel + 20.40	C1	Cuadrada	300	8				
	C2	Cuadrada	300	8				
	C3	Cuadrada	250	6				
	C4	Cuadrada	120	4				
	V1	I			400	4	120	6
	V2	I			400	4	200	8
	V3	I			400	5	200	10
	V5	I			400	4	180	8
	V6	I			300	4	120	6
	V7	I			300	4	150	6
V10	I			400	4	240	10	

C : columnas

V : vigas

Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.**Elaborado por:** Dany A. Chango G.

Tabla 2. 5. Distribución de vigas y columnas Nivel + 23.70.

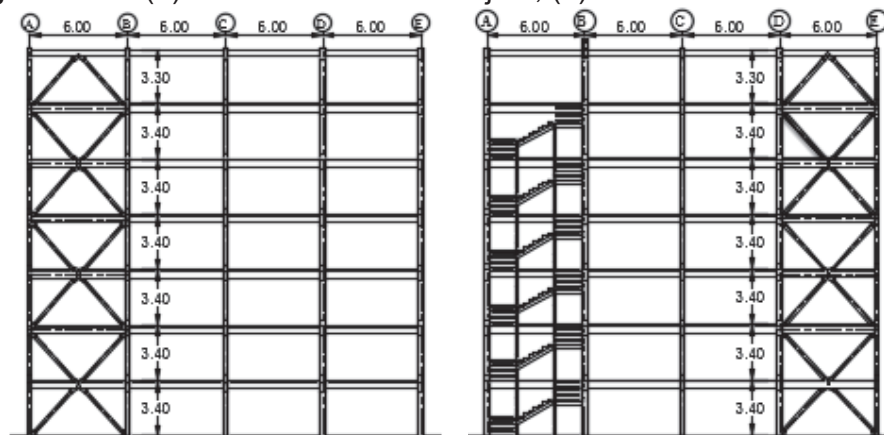
	Nomenclatura	Tipo de sección	b	tc	h	ta	c	tp
			mm	mm	mm	mm	mm	mm
Nivel + 23.70	C1	Cuadrada	300	8				
	C3	Cuadrada	250	6				
	C4	Cuadrada	120	4				
	V1	I			400	4	120	6

C : columnas V : vigas

Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.

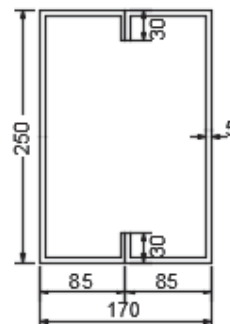
Elaborado por: Dany A. Chango G.

En el margen derecho del pórtico estructural - eje 3 y en el margen izquierdo del pórtico estructural - eje 1 (Figura 2.8), se presenta diagonales de acero que rigidizan la estructura. Las dimensiones de estas diagonales se muestran en la Figura 2.9.

Figura 2. 10. (a) Pórtico estructural – Eje 1, (b) Pórtico estructural – Eje 3.

Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.

Modificado por: Dany A. Chango G.

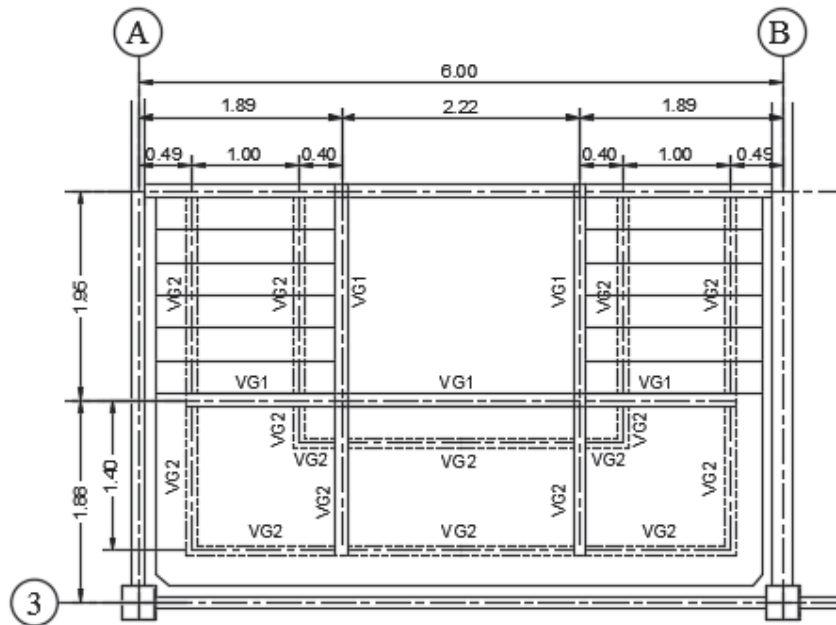
Figura 2. 11. Dimensiones de la diagonal (mm).

Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.

Elaborado por: Dany A. Chango G.

La distribución estructural de la sección de gradas se muestra en la (Fig. 2.10), en la que se denomina VG1 y VG2 a las vigas que conforman la estructura. Las dimensiones de las secciones que conforman las gradas se presentan en la Figura 2.11.

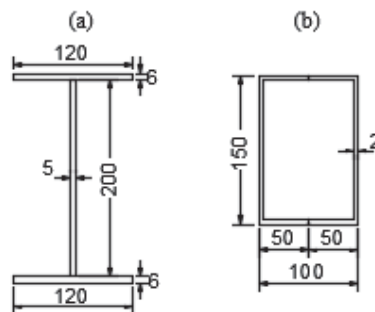
Figura 2. 12. Planta Tipo de gradas.



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.

Modificado por: Dany A. Chango G.

Figura 2. 13. (a) Dimensiones viga VG1 (mm), (b) Dimensiones viga VG2 (mm).



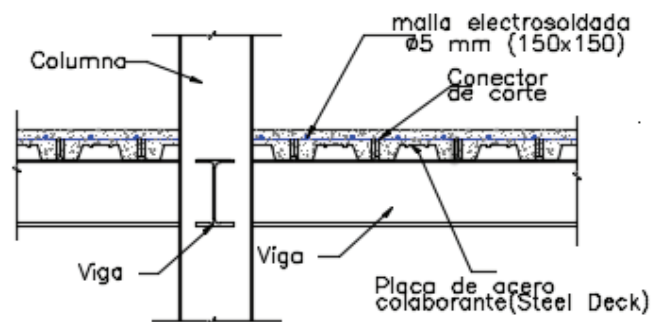
Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.

Elaborado por: Dany A. Chango G.

2.3.4 LOSAS

Las losas que conforman la estructura son del tipo *steel deck*, las cuales cuentan con una malla electro soldada y conectores de corte (Figura 2.12). El hormigón vertido sobre las losas tiene una resistencia de 240 Kg/cm^2 , con un espesor de 10 cm (Fotografía 2.5).

Figura 2. 14. Detalle de losa en la estructura.



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.

Modificado por: Dany A. Chango G.

Fotografía 2. 5. Fundición de losa. (15/10/2014)



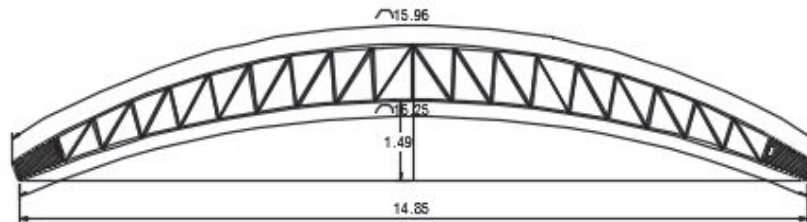
Las losas de los volados tienen un espesor similar al de la losa "*steel deck*" de 10 cm, solo que esta losa es maciza con refuerzo adicional de acero de 8 mm.

2.3.5 CUBIERTA

La cubierta está compuesta por cerchas de madera orientadas de forma paralela a la dirección transversal del edificio. Consta de 21 cerchas en total, situadas a

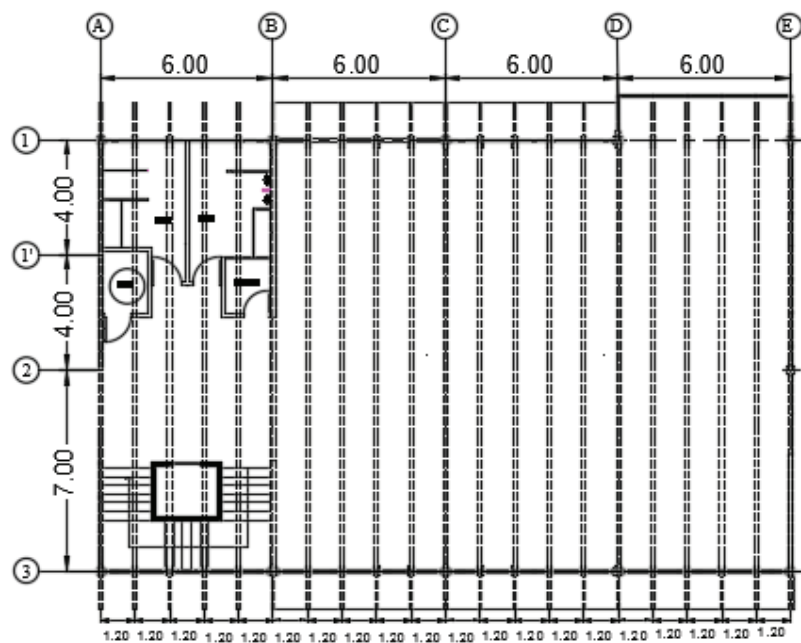
una distancia de 1.20 m una de la otra (Fig. 2.14), la sección y dimensiones de las cerchas se muestran en la Figura 2.13.

Figura 2. 15. Dimensiones generales de cercha tipo (m).



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.
Modificado por: Dany A. Chango G.

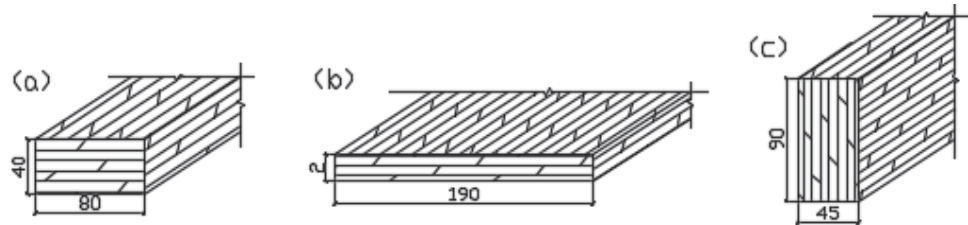
Figura 2. 16. Distribución de las cerchas de madera en la cubierta.



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.
Modificado por: Dany A. Chango G.

Las dimensiones transversales de las secciones de madera de la cercha, de las correas y del entablado para la cubierta son las mostradas en la Figura 2.15.

Figura 2. 17. (a) Secciones de cercha (mm), (b) Secciones de cubierta (mm), (c) Secciones de correa (mm).



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.
Elaborado por: Dany A. Chango G.

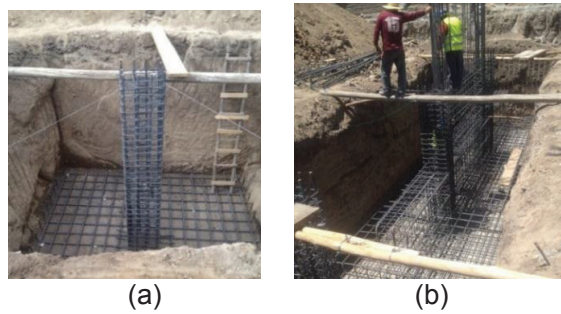
2.4 PROCESO CONSTRUCTIVO

El conocimiento de los sistemas y procesos constructivos es muy importante para seleccionar la estructura apropiada, ya que a través de estos se puede comprender el comportamiento de cada sistema y las variaciones presentadas en el análisis debido a los elementos involucrados durante la construcción.

2.4.1 CIMENTACIÓN

Las cimentaciones son del tipo superficiales directas de formas aisladas y combinadas con cadenas de amarre.

Fotografía 2. 6. (a) zapata aislada, (b) zapata combinada. (30/08/2014).



Se observa en las fotografías 2.6, que las cimentaciones aisladas y combinadas cumplen con las especificaciones de desplante y dimensiones de los planos de cimentación.

Fotografía 2. 7. (a) Cadenas de amarre, (b) Armado de muro de corte.
(17/09/2014) (02/10/2014)



(a)



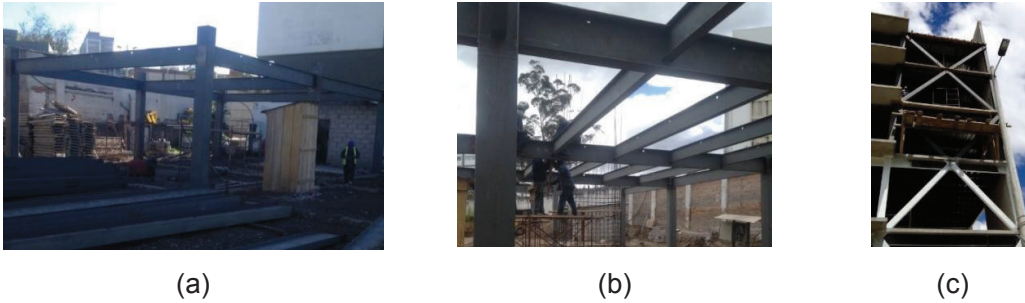
(b)

2.4.2 ESTRUCTURA

Culminadas las actividades de cimentación se procede a la etapa de fabricación y colocación de todos los elementos de acero, los cuales en su mayoría fueron fabricados en taller, incluyendo el corte, armado y soldado. Con esto se logró darle agilidad al trabajo de campo, sin entorpecer el montaje.

De acuerdo con los planos proporcionados por la obra se define que las soldaduras de los elementos estructurales se realizaran con AWS A5.1 con E7018-A1 Proceso SMAW y AWS A5.48 con ER 70S-6 Proceso GMAW. Los soldadores de fabricación y montaje deben tener calificación AWS.

Fotografía 2. 8. (a), (b) Armado estructural de vigas y columnas, (03/10/2014) (c) Armado estructural de diagonales. (12/01/2015).



En las fotografías anteriores, el armado y colocación de vigas, columnas y diagonales se dieron de acuerdo a la distribución especificada en los planos.

Las columnas son de sección cuadrada y rellenas de hormigón para aumentar la rigidez y evitar el posible pandeo. Mientras que las secciones de las vigas son en su mayoría compactas. La unión de vigas y columnas forman marcos rígidos en la estructura.

Las diagonales se desarrollaron como tensores útiles para la carga de viento es por esto que también se los llama “Contravientos”, un correcto diseño de los arriostramientos en forma de cruz pueden ser una solución eficaz ante sollicitaciones de sismo. Además la configuración en forma de cruz rigidiza a la estructura total, lo que facilita controlar las derivas de piso. (Álvarez, 2014).

Fotografía 2. 9. Losa tipo *steel deck*. (15/10/2014).



Se muestra en la Fotografía 2.9, la estructura de la losa es un sistema tipo *steel deck*. Este sistema de entrepiso brinda una excelente resistencia estructural, ya que la losa actúa en conjunto con la estructura y además brinda seguridad contra efectos sísmicos. (Vallejo, 2012).

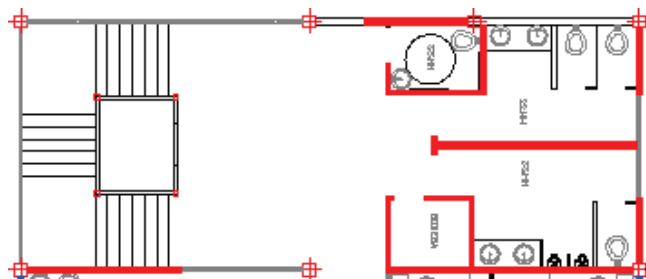
Entre otras ventajas del sistema de losas *steel deck*, está la maniobrabilidad que tienen los paneles, el fácil almacenamiento y sobre todo la reducción en peso, el cual puede significar hasta una tercera y cuarta parte del peso total de las losas con relación a un sistema de losas alivianadas con bloque. Esta reducción de peso es muy importante ya que como se sabe el factor peso en la acción de un sismo juega un papel fundamental. (Burneo, 2012). Respecto al factor económico, se tiene un ahorro en el tiempo de instalación, lo que en forma global permite ahorrar un gran porcentaje del presupuesto.

2.4.3 MAMPOSTERÍA

Para la distribución de la mampostería y división de ambientes en la estructura se tiene las siguientes variantes:

- Para la división de la sección de los baños y una pared lateral de las gradas (Figura 2.16.) se utilizó el sistema de panel simple (Hormi2) con características técnicas que se detallan más adelante. (Fotografía 2.10).
- Para la división de ambientes tanto en las oficinas como en los laboratorios de la planta baja, se utilizó divisiones de yeso (Figura 2.18 y Fotografía 2.14).
- Para los antepechos y una sección completa de pared de la planta baja se utilizó mampostería de bloque de 15 cm. (Figura 2.19 y Fotografía 2.15).

Figura 2. 18. Mampostería no portante (Hormi2) Nv. +3.40 (color rojo).



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Fotografía 2. 10. Mampostería no portante de panel simple (Hormi2).
(22/01/2015)



La unión de estos paneles de hormi2 a las losas de entrepiso de la estructura se dan mediante chicotes de acero colocadas en los perímetros donde se van a ubicar dichos paneles. (Fotografías 2.11).

Fotografía 2. 11. (a) Chicotes embebidos en la losa; (b) Chicotes soldados en la parte superior de la losa. (22/01/2015).



(a)



(b)

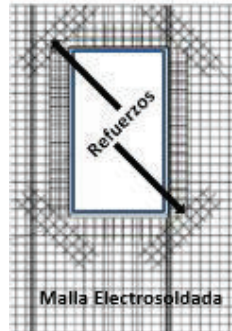
El sistema empleado en la estructura es el de mampostería no portante (Hormi2), basado en un conjunto de paneles estructurales simples de poliestireno, con una armadura de mallas de acero galvanizado adosada en sus caras, vinculadas entre sí por conectores de acero y con un recubrimiento de mortero de 3 cm de espesor en cada cara. (Vallejo, 2012).

Fotografía 2. 12. (a) Mampostería de panel simple Hormi2; (b) Enlucido de mampostería Hormi2. (27/01/2015).



Estos paneles estructurales, se consideran de ductilidad limitada debido a que el tipo de refuerzo carece de capacidad de deformación por su elevado esfuerzo de fluencia ($f'_c = 5000 \text{ Kg/cm}^2$), adicional tienen refuerzos colocados a 45° en los vértices de ventanas y puertas (Figura 2.18 y Fotografía 2.13) para asegurar la continuidad de la malla estructural y reconstruir mallas cortadas. (Cueva & Díaz, 2014).

Figura 2. 19. Refuerzos de paneles de Hormi2 en vértices de puertas y ventanas.



Fuente: Cueva & Díaz, (2014).
Elaborado por: Dany A. Chango G.

Fotografía 2. 13. Refuerzos de malla en vértices de puertas y ventanas. (22/01/2015)



En la figura 2.19 se muestra la distribución en planta de las divisiones de ambiente de las oficinas y laboratorios. Así como en la fotografía 2.14 se puede observar una sección de las oficinas terminada. Debido al bajo peso propio con el que cuenta el material utilizado en estas secciones (yeso), no fueron tomadas en cuenta para el análisis estructural del edificio.

Fotografía 2. 14. División de ambientes de oficinas terminadas. (26/06/2015).



Figura 2. 20. Divisiones con yeso. Nv. + 3.40 (color negro).



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.
Elaborado por: Dany A. Chango G.

En la planta baja se presentan antepechos de mampostería de bloque de 15 centímetros de espesor con una altura de 1.10 metros (Fotografía 2.15). Adicional en la figura 2.19 se muestra la pared P1 que de igual manera es de bloque de 15 cm, pero con una altura de 2.90 metros.

Figura 2. 21. Distribución en planta de antepechos de bloque Nv. + 0.00 (color azul). P1: Mampostería de bloque, h= 2.90 m.



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.
Modificado por: Dany A. Chango G.

Fotografía 2. 15. Mampostería de bloque nivel + 0.00. (26/06/2015).



2.4.4 CUBIERTA

Como se mencionó, las cerchas de madera están orientadas paralelas al eje transversal. Estas fueron elaboradas e instaladas en sitio, las secciones y dimensiones se especifican en la sección 2.3.5.

Fotografía 2. 16. (a) Elaboración de cerchas. (b) Prueba de carga en cerchas (12/01/2015)



(a)



(b)

Previo a la elaboración de todas las cerchas; se sometió a la prueba de carga a un par de ellas, mediante cuatro cargas puntuales de 200 Kg en promedio cada una (Fotografía 2.16 (b)). Como resultado se obtuvo que cada cercha soporta hasta 1 T/m. Esta prueba se realizó con el fin de determinar si las secciones son suficientes para resistir las cargas estimadas de cubierta y no sufrir deformaciones excesivas.

Fotografía 2. 17. (a) Bases de apoyo para cerchas; (b) Montaje de cerchas.
(16/03/2015)

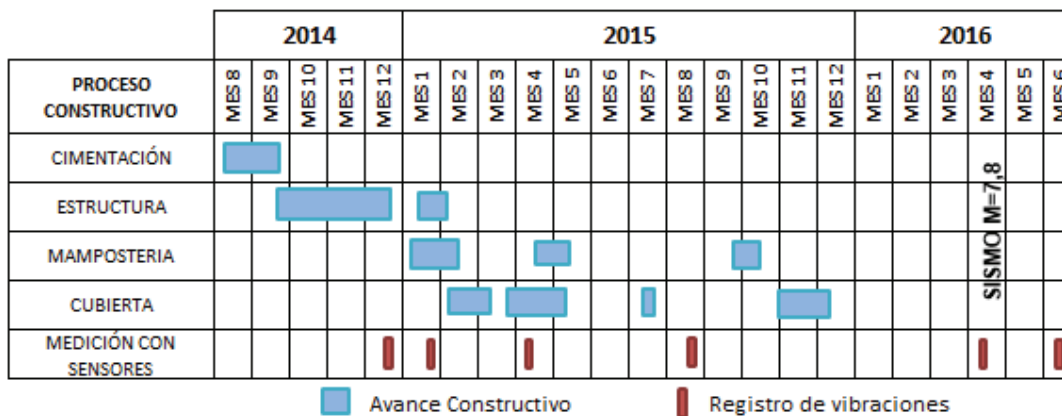


Al observar las fotografías 2.17 apreciamos que para el montaje de las cerchas de madera se colocó bases en los extremos de las vigas perimetrales, las mismas que trabajan como apoyos simples en cada extremo, es decir cada cercha estará simplemente apoyada sobre las vigas periféricas. Una vez montadas y aseguradas todas las cerchas, se coloca la cubierta final de tablonos de madera.

2.4.5 CRONOGRAMA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

Dentro del cronograma de avance de obra se puede apreciar las fechas en que se realizó los registros de datos con los instrumentos sísmicos, además se logra identificar en qué etapa constructiva de la obra se realizaron dichas mediciones.

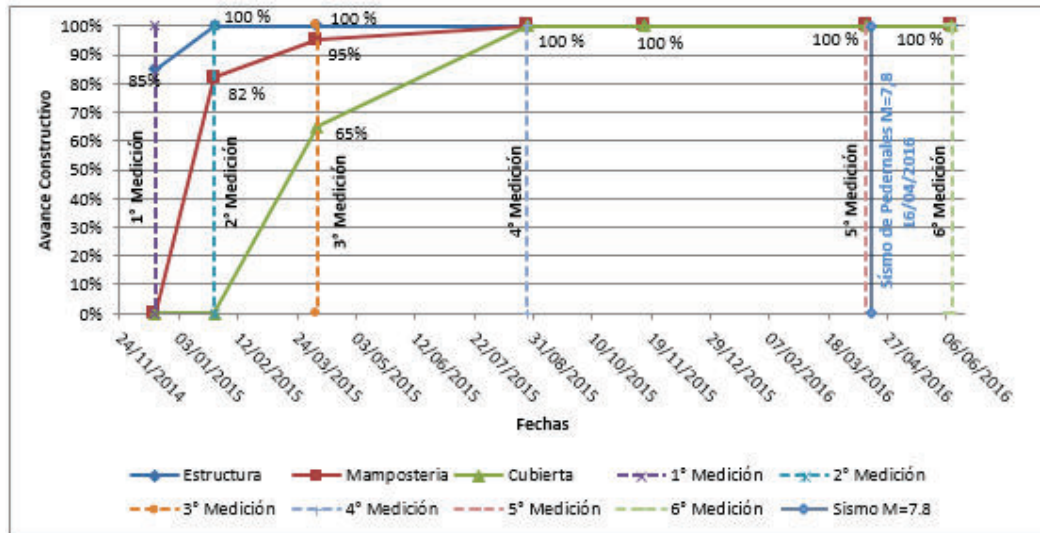
Tabla 2. 6. Cronograma de obra y registro de datos.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

En la Figura 2.20 se muestra el avance constructivo de la estructura en sus diferentes etapas, así también se muestra las fechas en las que se realizaron las mediciones de campo.

Gráfico 2. 1. Avance constructivo respecto fechas de registro.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

CAPÍTULO 3

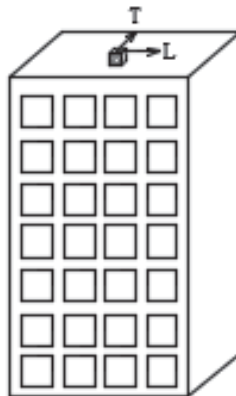
METODOLOGÍA

En los estudios de vibración ambiental para la evaluación del periodo fundamental de los edificios se acostumbra a realizar los registros en la parte alta de la estructura. Mediante la determinación de los espectros de Fourier se logra identificar las frecuencias naturales de vibración. Dentro de los registros hay la presencia de otras ordenadas espectrales que pueden ser significativas pero ajenas a las frecuencias naturales del edificio. Este método es rápido, fácil de aplicar y económico permitiendo realizar una gran cantidad de medidas en poco tiempo.

3.1 INSTRUMENTACIÓN CON SENSORES SÍSMICOS

Se aprovecha la vibración ambiental o ruido como fuente de excitación de los edificios y se utiliza un sensor sísmico para medir la aceleración en la parte superior en las direcciones longitudinal (L) y transversal (T). (Fig. 3.1).

Figura 3. 1. Esquema del edificio y las direcciones de medición.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

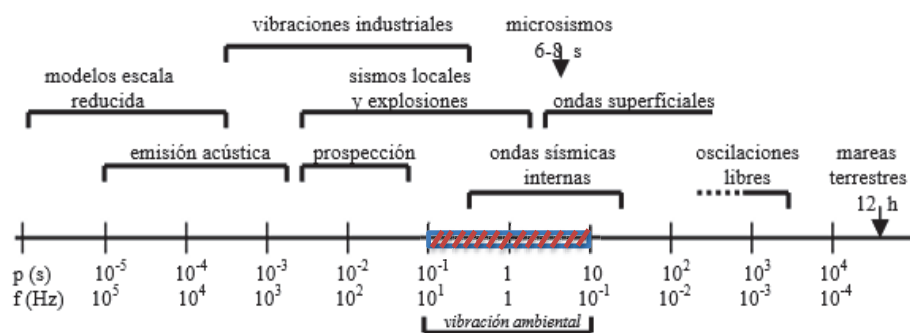
3.1.1 INSTRUMENTACIÓN SISMICA EN EDIFICIOS

El objetivo principal de la instrumentación sísmica de los sistemas estructurales es mejorar la comprensión del comportamiento y potencial de daño de los mismos bajo las cargas dinámicas de movimientos fuertes como son los sismos.

Aunque es posible obtener una comprensión satisfactoria del comportamiento dinámico de una estructura mediante estudios analíticos, es factible realizar pruebas de vibración ambiental en una estructura existente para identificar los periodos de vibración en los diferentes modos. Las pruebas de vibración ambiental se pueden realizar utilizando sismógrafos portátiles colocados en lugares donde se espera tener amplitudes máximas durante los primeros modos de vibración.

En la Figura 3.2 se muestra el espectro sísmico, en función del periodo y la frecuencia. La vibración ambiental está en el intervalo de 0.1 a 10 Hz y es la fuente de excitación utilizada en este trabajo para determinar el periodo fundamental de vibración de edificios. (Espinoza, 1999).

Figura 3. 2. Espectro sísmico en función del periodo y la frecuencia.



Fuente: Espinoza, (1999).

Modificado por: Dany A. Chango G.

El registro de vibraciones en la estructura se puede realizar de dos formas, mediante la instrumentación permanente y la instrumentación temporal.

Para la instrumentación permanente, de acuerdo con algunas recomendaciones existentes (NSR-10, 2010), el espacio físico donde se colocan los instrumentos debe tener:

1. un área de al menos dos metros cuadrados con una altura libre mínima de dos metros.
2. El espacio debe ser cerrado, con ventilación adecuada, y garantizar la seguridad del instrumento.

Estos instrumentos registran los datos de vibraciones de forma continua, y la información se transfiere y acumula en una base de datos.

Para la instrumentación temporal el espacio físico donde se coloca los instrumentos debe estar libre en el momento de la medición, ya que esta se realiza durante un periodo limitado de tiempo. Esta puede ser realizada con menor esfuerzo, tiempo y costo, pues no requiere de equipos pesados ni sofisticados.

Cantieni, (2005) en su estudio recomienda que los registros se graben durante un período mínimo de 15 minutos para conseguir suficientes ventanas de señales estables y garantizar una determinación segura del pico principal de frecuencia.

El registro de datos para la estructura en estudio se realizará mediante la instrumentación temporal con un tiempo de grabación mínimo de 15 minutos. La calidad de la información obtenida depende de la ubicación correcta de los sensores dentro de la estructura, así como de la sensibilidad y precisión de los instrumentos.

3.1.2 INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN

Los sensores sísmicos utilizados (Fig. 3.3) son instrumentos que pertenecen al Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG-EPN). Estos dispositivos son utilizados para la medición de las vibraciones ambientales de la estructura en estudio y sus características se detallan en la Tabla 3.1.

Figura 3. 3. Sensor Sísmico REF TEK Modelo 160-03B-Especificaciones.



Fuente: <http://www.reftek.com/pdf/160-03Front-Back.pdf>. Consultado 18/06/2015.

Tabla 3. 1. Características de los sensores sísmicos.

Modelo 160-03B (N / P 97124-00)		Sismómetro	
Mecánico		Tipo:	Bobina movilmasa
Tamaño:	20,3 cm x 21,9 cm	Frecuencia natural:	2 Hz
Peso:	11,7 libras (5,3 Kg)	Convertidor AD	
Protección contra agua:	IP67	Tipo:	Resolución de salida de 24-bit
Medio Ambiente		Rango Dinámico:	> 137 dB @ 100 sps
Temperatura de operación:	-30° C a +60° C	Canales:	6
Temperatura de almacenamiento:	-40° C a +70° C	Impedancia de entrada:	Igualados a la del sensor
Energía		Frecuencias de muestreo:	200 sps por defecto; 100, 250, 500 sps opcional.
Potencia media:	< 400 mW	Base de tiempo	
Acelerómetro		Tipo:	Receptor GPS / Reloj
Tipo:	3-componentes ortogonales	Precisión con GPS:	± 10 microsegundos
Rango de escala completa:	± 4g	Interfaz De Usuario	
Frecuencia de respuesta:	DC - 45 Hz	Tipo:	Matriz LED que consta de 16 LED
Amortiguación:	0,7 a Crítico	Información:	Pantalla para indicar el estado de grabación, Estado de la unidad USB, voltaje de la batería, etc.
		Control de energía:	Interruptor magnético para encender tanto el poder y la 1.802,11 b / g monitoreo de datos en tiempo real inalámbrico
		WiFi:	
		Almacenamiento De Datos	
		Tipo:	Flash USB (hasta 8 GB)

Fuente: <http://www.reftek.com/pdf/160-03Front-Back.pdf>. Consultado 18/06/2015.

Elaborado por: Dany A. Chango G.

3.1.3 CRITERIOS PARA INSTRUMENTAR UN EDIFICIO

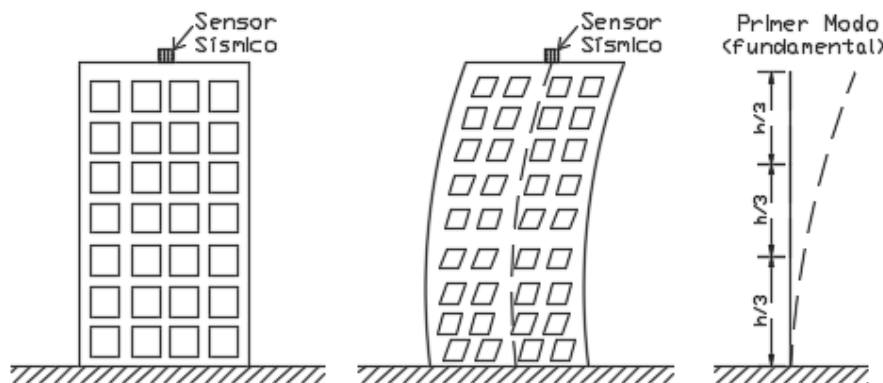
Existen varios criterios para instrumentar edificaciones, los cuales han sido desarrollados a través del tiempo, por la experiencia adquirida al realizar distintas pruebas y por el conocimiento de nuevos métodos de análisis de las características estructurales.

La localización de instrumentos sísmicos está en función de las características de la estructura tales como su geometría, número de pisos y del número de aparatos con que se cuente.

El método de registro más factible y rápido, es el de la instrumentación con un sensor en el piso más alto, ya que en este lugar las deformaciones son máximas. Como segunda opción es el disponer de un sensor adicional, colocado en la base de la estructura; a fin de estudiar la interacción suelo - estructura. Por último es necesario complementar el arreglo de sensores colocando un tercer sensor en el área colindante a la estructura en campo libre. La recomendación para la ubicación de este sensor, es colocarlo a una distancia de 1.5 a 2 veces la altura del edificio. (Çelebi, 2000).

En el presente trabajo se utilizó un solo instrumento colocado en el piso más alto para los registros de vibración ambiental, ya que se propone implementarlo como un método simple para determinar el período fundamental (Fig. 3.4).

Figura 3. 4. Ubicación del sensor para el registro de vibración ambiental.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

Çelebi, (2000) en su estudio presenta recomendaciones de gran importancia, considerando como prioridad los parámetros generales que a continuación se mencionan.

1. Se deben estudiar edificios que sean representativos de la zona, así los beneficios obtenidos de la instrumentación no se limitarán a una estructura de diseño particular.

2. Se debe disponer de información detallada sobre las características del edificio a instrumentar. Esto incluye planos, memoria de cálculos, informes de todos los estudios realizados, etc. Sin estos datos no es posible establecer un modelo analítico adecuado y la utilidad de los registros sísmicos disminuye drásticamente.

El edificio en estudio cumple con las dos recomendaciones, es una estructura de acero representativa de la zona, ya que varios edificios periféricos son de similares características. También se cuenta con información suficiente pero no detallada de estudios previos y diseño posterior de la estructura.

3.1.4 CONTEXTO NORMATIVO

Se ha realizado una investigación para conocer los aspectos normativos con respecto a la instrumentación sísmica de estructuras en los códigos de construcción de algunos países como Estados Unidos (UBC-197), Colombia (NSR-10) y Venezuela (COVENIN-1756:2001-2).

En las normas de instrumentación sísmica, se indica cuándo deben colocarse instrumentos sísmicos en las edificaciones, en dónde deben ubicarse y quién corre con los costos de los instrumentos, así como características del espacio que ocupen y del mantenimiento y vigilancia de los mismos.

3.1.4.1 Uniform Building Code (UBC-1997)

De acuerdo con el código de los Estados Unidos UBC-1997 capítulo 16, se recomienda un mínimo de tres acelerógrafos en todos los edificios de más de seis pisos con un área de suelo de 5574 metros cuadrados o más, y en todos los edificios de más de diez pisos, independientemente de la superficie del suelo.

Los acelerógrafos deberán estar distribuidos de la siguiente manera: uno en el piso más alto; otro a la mitad de la altura del edificio y el último en la base del mismo.

3.1.4.2 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)

La norma Colombiana (NSR-10, 2010) establece los siguientes lineamientos:

Los sensores deben colocarse de acuerdo a las disposiciones definidas en la Tabla 3.2.

Tabla 3. 2. Localización de instrumentos sísmicos según NSR-10.

LOCALIZACIÓN		
a) Instrumentación en altura	Mínimo 3 Instrumentos en la edificación	1° Base (3 sensores triaxiales) 2° Media altura (dos sensores horizontales) 3° Planta superior (dos sensores horizontales)
b) Instrumento único en la edificación	Mínimo 1 Instrumento en la edificación	Base (3 sensores triaxiales)
c) Instrumento de campo abierto	1 Instrumento sobre el terreno alejado de la edificación	A una distancia no menor a la altura del edificio
d) Arreglo de instrumentos	Conjunto de localización de a, b y c	Dispositivo que inicie de forma simultanea el registro

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).

Elaborado por: Dany A. Chango G.

El costo y responsabilidad de manejo de los instrumentos, debe considerar lo establecido en la Tabla 3.3.

Tabla 3. 3. Costos de la instrumentación sísmica según NSR-10.

COSTOS		
	Responsable	
a) Costos de los Instrumentos e instalación	Persona a la que se le expida la licencia de construcción	Copia de registros obtenidos deben ser entregados a la Red Sismológica Nacional sin costo.
b) Costo de los espacios	Propietario de la edificación	Acceso a funcionarios de la Red Sismológica Nacional para realizar mantenimiento, instalación y retiro de datos registrados.
c) Costos de mantenimiento	Propietario de la edificación	Mantenimiento debe realizarse con la frecuencia requerida por el fabricante del instrumento, no mayor a un año.
d) Costo de vigilancia	Propietario de la edificación	Adquirir póliza de seguros que cubra reposición en caso de hurto u otra eventualidad.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).

Elaborado por: Dany A. Chango G.

La ubicación de los instrumentos según la zona de amenaza sísmica se muestra en la Tabla 3.4.

Tabla 3. 4. Colocación de instrumentación en zonas de amenaza sísmica según NSR-10.

COLOCACIÓN DE INSTRUMENTOS SEGÚN LA ZONA DE AMENAZA SÍSMICA				
ZONA DE AMENAZA SÍSMICA ALTA				
Caso	Área construida	# de Pisos	# de Sensores	Posición
a)	Más de 20000 m ²	Entre 3 y 10 pisos	Mínimo uno	Nivel inferior
b)	Más de 20000 m ²	Entre 11 y 20 pisos	Mínimo dos	1° Nivel inferior 2° Nivel superior
c)	Independiente	21 pisos o mas	Tres	1° Nivel inferior 2° Media altura 3° Nivel superior
d)	Conjunto Habitacional	Más de 200 casas	Uno	Campo abierto
ZONA DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA				
Caso	Área construida	# de Pisos	# de Sensores	Posición
a)	Más de 30000 m ²	Entre 5 y 15 pisos	Mínimo uno	Nivel inferior
b)	Más de 30000 m ²	Entre 16 y 25 pisos	Mínimo dos	1° Nivel inferior 2° Nivel superior
c)	Independiente	25 pisos o mas	Tres	1° Nivel inferior 2° Media altura 3° Nivel superior
d)	Conjunto Habitacional	Más de 300 casas	Uno	Campo abierto

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Cabe resaltar que para las edificaciones localizadas en zonas de amenaza sísmica baja no hay obligación de colocar instrumentos sísmicos.

3.1.4.3 Norma venezolana (COVENIN-1756:2001-2)

De acuerdo con la (COVENIN, 2001) en cuanto a la instrumentación sísmica se determina que:

1. Para edificaciones de más de diez pisos se debe disponer de tres sensores; colocados uno en la base, otro a media altura y el último en la parte superior.
2. Para áreas construidas de al menos 6000 metros cuadrados o edificaciones de más de seis pisos se debe disponer de mínimo dos sensores colocados en la base y en la parte superior.

Todos los equipos deben disponerse manteniendo la misma alineación vertical.

La Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), seleccionará el instrumento más adecuado para cumplir con los objetivos señalados en la norma. La experiencia demuestra que, ni las dimensiones del equipo, ni la frecuencia de sus calibraciones, producen molestias a los habitantes de las edificaciones instrumentadas. (COVENIN, 2001).

3.1.4.4 Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15).

A pesar que el nivel de sismicidad en el Ecuador es alto, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) no considera la instrumentación sísmica dentro de ningún capítulo. Tampoco existen registros referentes al tema en la norma anterior (CEC 2000). Por esta razón se busca incorporar en los códigos el uso de los registros de vibración ambiental para mejorar el diseño sísmico de las estructuras.

3.1.5 PROCESOS PARA EL ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MODELO ANALÍTICO Y LA INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA.

Se analiza la estructura mediante la modelación de la edificación según los datos obtenidos de los levantamientos planimétricos, altimétricos y volumétricos de cada uno de los elementos que forman la estructura, mediante programas computacionales especializados en el análisis. Es importante que estos modelos geométricos se ajusten lo mejor posible a las condiciones reales de la estructura en estudio, a fin de asegurar la validez de los datos simulados.

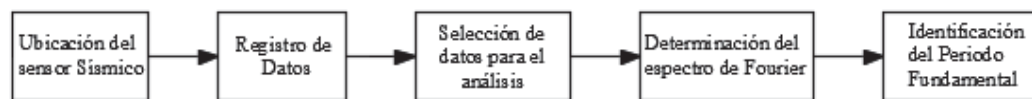
La instrumentación se realizará mediante la colocación de sensores que permitan medir en tiempo real el comportamiento de la edificación. Esta evaluación se usará para obtener un mejor criterio sobre la participación de los elementos no estructurales en la respuesta sísmica de la edificación. Se propone evaluar las vibraciones ambientales, ya que al ser de baja intensidad incorporan plenamente la contribución de los elementos no estructurales a la respuesta de la estructura.

En base a lo mencionado, el presente trabajo busca relacionar de mejor manera los resultados obtenidos mediante la modelación matemática y los valores medidos mediante la metodología de vibraciones ambientales de un edificio de acero estructural en la ciudad de Quito.

3.2 ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO DE SEÑALES

Para obtener los valores del período fundamental experimental en el caso de estudio se obtienen mediante el esquema de procesos de la Figura 3.5.

Figura 3. 5. Proceso de obtención del período fundamental mediante registro de vibraciones ambientales.

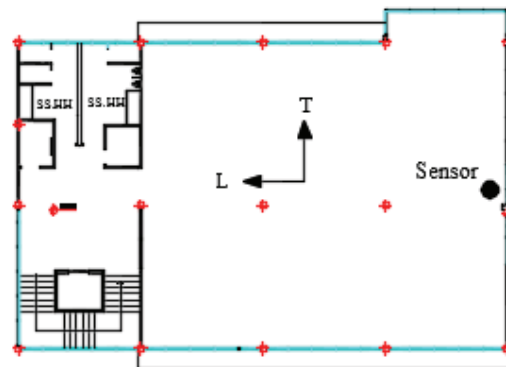


Elaborado por: Dany A. Chango G.

3.2.1 UBICACIÓN DEL SENSOR SÍSMICO

Como se menciona en secciones anteriores, el sensor se ubica en la parte más alta de la estructura. El sensor es recomendable colocarlo con cuidado y sobre una superficie uniforme, la orientación del norte del sensor debe coincidir con la dirección longitudinal (L) de la estructura. En el presente caso de estudio el sensor se ha colocado de forma excéntrica en planta durante los cuatro registros de vibraciones realizados (Figura 3.6).

Figura 3. 6. Ubicación del sensor sísmico.



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Fotografía 3. 1. Ubicación del sensor sísmico. (18/12/2014).



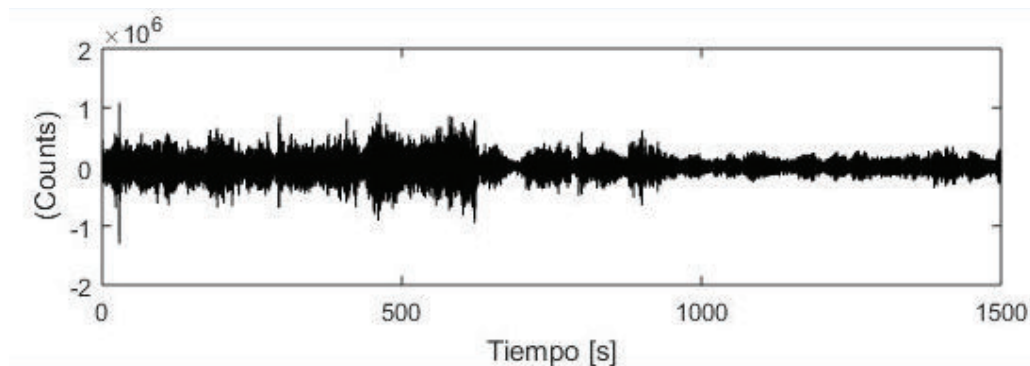
Elaborado por: Dany A. Chango G.

3.2.2 REGISTRO DE DATOS

Luego de colocar el sensor en el lugar asignado se enciende y empiezan a registrar las señales de vibración. Se recomienda un tiempo de grabación de 1000 a 2000 veces el periodo, con una tasa de muestreo de 200 Hz. (Cantieni, 2005). Así, si el período es 1 segundo, el tiempo de registro será 1000 segundos, es decir 15 minutos en promedio.

Los registros de los sensores se expresan como señales de pulsos eléctricos (COUNTS) con respecto al tiempo. (Fig. 3.7).

Figura 3. 7. Salida de los registros del sensor.

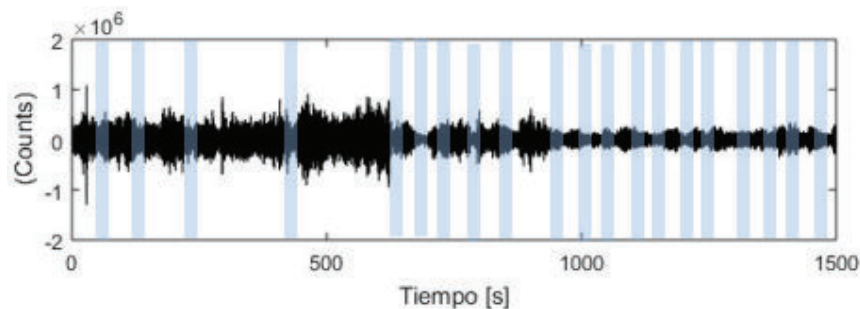


Elaborado por: Dany A. Chango G.

3.2.3 SELECCIÓN DE DATOS PARA EL ANÁLISIS

Para determinar el espectro de Fourier, primero se selecciona ventanas de tiempo de 25 segundos cada una (Fig. 3.8), con la finalidad de descartar impulsos ajenos a los de vibración ambiental; tales como los provocados por golpes, movimientos de personas o trabajos con ruido cerca del sensor. Dentro del registro original se seleccionan las ventanas correctas mediante el uso del algoritmo STA/LTA.

Figura 3. 8. Selección de ventanas de tiempo.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

La selección de las ventanas para el análisis, se da en base a un algoritmo que relaciona un periodo de tiempo corto $STA=1s$ (Short-term average) con uno de tiempo largo $LTA=30s$ (Long-term average). La relación STA/LTA , denominada r_i debe estar dentro de un rango de 0.2 a 2.5.

Wong, et. al, (2009) presentan las siguientes ecuaciones para determinar la relación STA/LTA.

$$STA = \frac{1}{ns} \sum_{j=i-ns}^i x_j^2 \quad (3.1)$$

$$LTA = \frac{1}{nl} \sum_{j=i-nl}^i x_j^2 \quad (3.2)$$

$$\text{Si } j \leq 0 \rightarrow x_j = \left(\frac{x_1 + x_2}{2} \right) \quad (3.3)$$

Dónde:

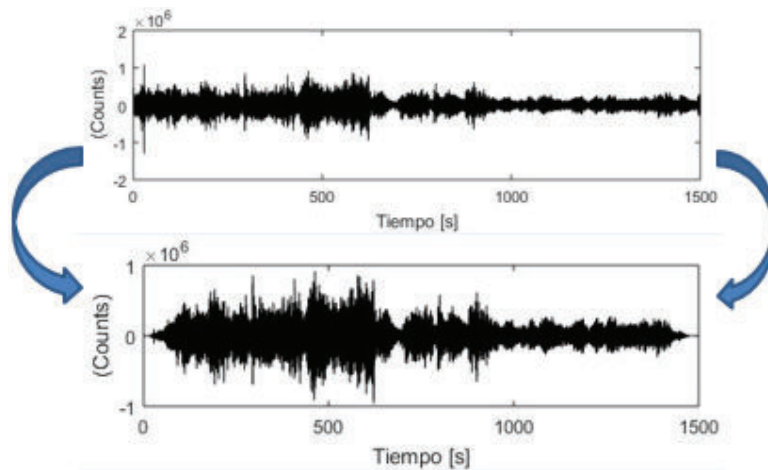
$ns=1s.Fs$; $nl=30s.Fs$; Fs =frecuencia de muestreo; i =punto de análisis;

x_j =valor del registro en el punto de análisis;

x_1 y x_2 =Primeros dos términos del registro.

Después de haber seleccionado las ventanas correctas dentro del rango establecido, se aplica un filtro de suavizado (**Taper**) del 5 % en ambos extremos de las ventanas seleccionadas para encerrar el inicio y final de cada ventana (Figura 3.9).

Figura 3. 9. Ventana original aplicada el filtro “Taper” del 5%.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

3.2.4 DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE FOURIER.

3.2.4.1 Series de Fourier

Las series de Fourier constituyen la herramienta matemática básica del análisis de Fourier empleado para analizar funciones periódicas a través de la descomposición de dicha función en una suma infinita de funciones sinusoidales mucho más simples. (González, 1997).

La idea básica de las series de Fourier es que toda función periódica de periodo T_o puede ser expresada como una suma trigonométrica de senos y cosenos del mismo periodo T_o , de la siguiente manera:

$$f(t) = \frac{1}{2} a_0 + \sum_{m=1}^{\infty} (a_m \cos \omega_m t + b_m \sin \omega_m t) \quad (3.4)$$

Dónde:

$$\omega_m = m \cdot \omega_o; m=1,2,3,\dots \quad (3.5)$$

$$a_0 = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) \cdot dt \quad (3.6)$$

$$a_m = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) \cdot \cos \omega_m \cdot t \cdot dt \quad (3.7)$$

$$b_m = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) \cdot \sin \omega_m \cdot t \cdot dt \quad (3.8)$$

Por la identidad de Euler

$$\begin{aligned} \cos \omega_m \cdot t &= \frac{1}{2} (e^{i \cdot \omega_m \cdot t} + e^{-i \cdot \omega_m \cdot t}) \\ \sin \omega_m \cdot t &= \frac{1}{2i} (e^{i \cdot \omega_m \cdot t} - e^{-i \cdot \omega_m \cdot t}) \end{aligned} \quad (3.10)$$

Sustituyendo las ecuaciones desde la 3.6 a la 3.11 en la ecuación 3.5 y aplicando artificios matemáticos de reducción de términos, se deduce y presenta la transformada inversa de Fourier de la siguiente forma:

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) \cdot e^{i\omega t} \cdot d\omega \quad (3.11)$$

De una forma similar se define la Transformada de Fourier de la siguiente manera:

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \cdot e^{-i\omega t} \cdot dt \quad (3.12)$$

Dónde $f(t)$ es la función registrada del ruido sísmico o blanco.

Las series de Fourier son usadas para representar una señal registrada en el tiempo; como una función del dominio de frecuencias mediante el uso del algoritmo de la transformada rápida de Fourier (FFT).

3.2.4.2 Transformada rápida de Fourier

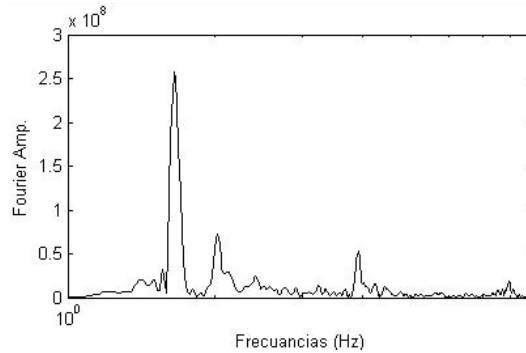
La Transformada Rápida de Fourier (FFT) es un algoritmo eficiente y de gran importancia en el tratamiento de señales y filtrado digital, que mediante la correcta aplicación dentro de un lenguaje de programación permite determinar los espectros de amplitud de Fourier.

Los usos de la transformada rápida de Fourier son múltiples. Entre los que destacan la ejecución de múltiples operaciones fundamentales del procesamiento de señales, donde tiene una amplia utilización. Se busca realizar la representación de una señal adquirida en el dominio del tiempo, como función del dominio de la frecuencia.

3.2.4.3 Espectro de amplitudes de Fourier

Se aplica el algoritmo de la transformada rápida de Fourier (FFT) en cada ventana seleccionada para determinar el espectro de amplitudes de Fourier. (Fig. 3.10)

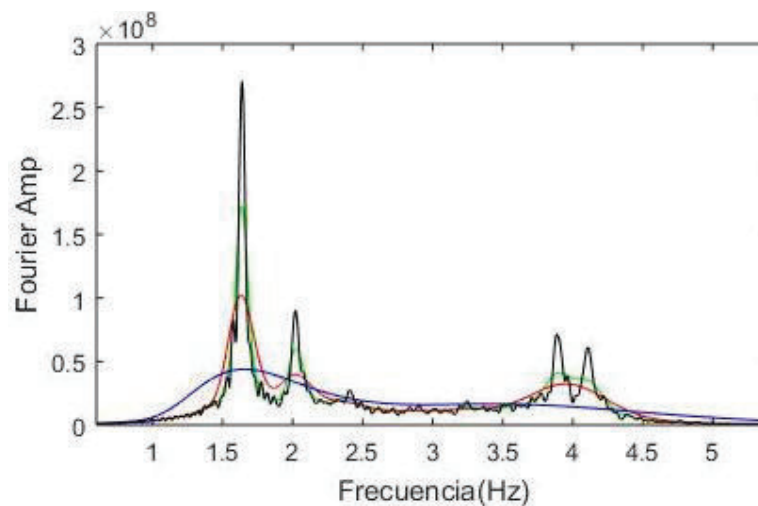
Figura 3. 10. Espectro de amplitudes de Fourier.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

Después de aplicar los filtros correspondientes, se suaviza el espectro de cada ventana mediante el método de Konno y Ohmachi (1998); utilizando una constante de ancho de banda $b=40$ o mayor. Mientras la constante “**b**” disminuye, la curva es más suavizada. (Fig. 3.11)

Figura 3. 11. Curvas suavizadas del espectro de Fourier. Sin suavizar (color negro), $b = 100$ (color verde), $b = 40$ (color rojo), $b = 10$ (color azul).



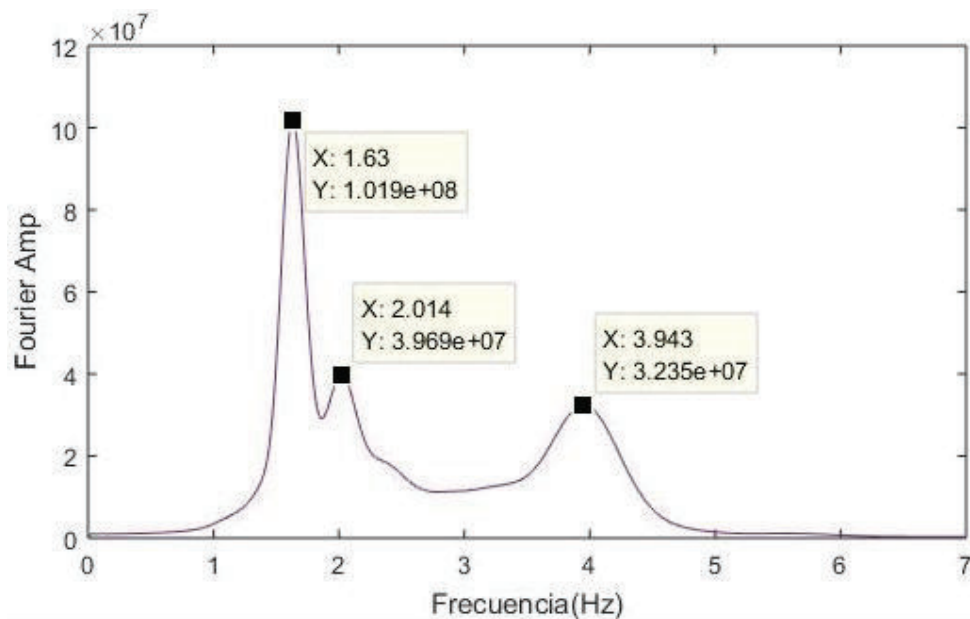
Elaborado por: Dany A. Chango G.

3.2.5 IDENTIFICACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL

En el espectro de amplitudes de Fourier suavizado se identifican los valores de frecuencia fundamental como los picos de máxima amplitud y que relacionan los primeros modos de vibración de la estructura (Fig. 3.12). El período fundamental se obtiene mediante el inverso de la frecuencia fundamental determinada. (Ec. 3.13).

$$T_o = \frac{1}{f_o} \quad (3.13)$$

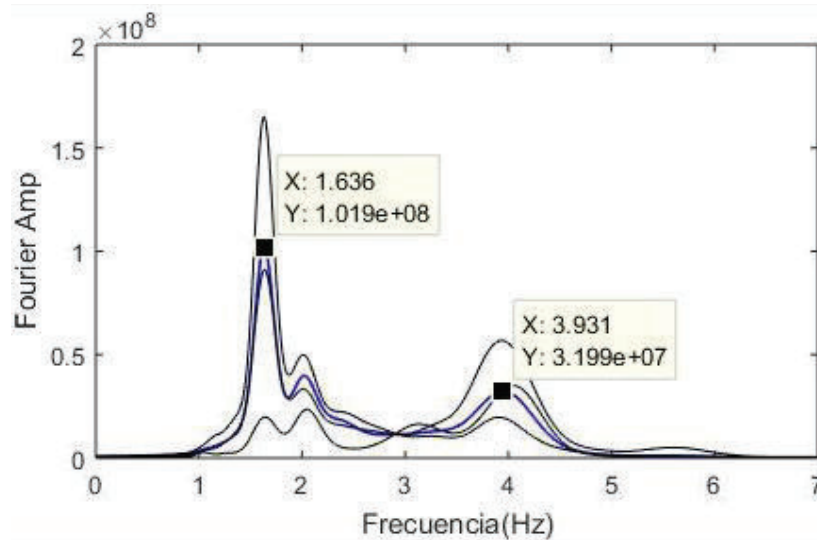
Figura 3. 12. Espectro de Fourier.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

El valor de la frecuencia fundamental final se determina promediando los valores obtenidos de cada ventana individual seleccionada, tanto en dirección longitudinal (Este – Oeste) como transversal (Norte – Sur). (Fig. 3.13)

Figura 3. 13. Curva promedio del espectro final de Fourier.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

3.3 SUPOSICIONES DEL MODELO COMPUTACIONAL

El empleo de software especializado se ha vuelto esencial en las áreas de ingeniería civil, debido a la capacidad de potencializar su trabajo, reduciendo también los tiempos de ejecución de los mismos. Hoy en día existe una gran variedad de paquetes para análisis y diseño estructural, que son programas con una gran aplicación en múltiples tipos de estructuras 2D y 3D, teniendo la posibilidad de manejar diferentes materiales como concreto, acero, aluminio y madera. Así como manejar códigos de construcción de diferentes países para diseñar los elementos estructurales.

3.3.1 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

En esta parte del proceso se parte de la información recolectada en el modelo de diseño (pre-dimensionado) y se incorporan los aspectos relacionados con la

idealización del modelo estructural. Se consideran las acciones y cargas a las que se someterá la estructura en base a su probabilidad de ocurrencia y luego se determinará los esfuerzos, deformaciones y propiedades dinámicas. Se realizan las modificaciones necesarias para que el modelo represente de la manera más acertada al edificio.

Las características mecánicas estructurales más importantes con que debe cumplir el sistema estructural asignado a una edificación son: resistencia, rigidez y ductilidad. Los elementos del sistema estructural deben resistir las diversas condiciones de carga, y tener la rigidez suficiente para cumplir con límites de servicio y que presenten ductilidad en conjunto y que permita evitar un colapso.

3.3.2 RESUMEN DE MATERIALES

En el presente trabajo se utilizaron los siguientes materiales con las especificaciones correspondientes mostradas a continuación:

Hormigón:

Símbolo	Valor	Unidad	Nomenclatura
γ	2.40	T/m ³	Peso unitario
$f'c$	240	Kg/cm ²	Resistencia a compresión
μ	0.20		Módulo de Poisson
E	232511	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad ($E_c = 4,7 \sqrt{f'c}$) (NEC 15) f'c en MPa y Ec en GPa.
G	90369	Kg/cm ²	Módulo de corte ($G = E/2(1 + \mu)$)

Acero de refuerzo:

Símbolo	Valor	Unidad	Nomenclatura
Y	variable	T/m ³	Peso unitario
Fy	4200	Kg/cm ²	Resistencia a flexión
μ	0.25		Módulo de Poisson
E	2000000	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad
G	800000	Kg/cm ²	Módulo de corte ($G = E/2(1 + \mu)$)

Acero estructural (A36):

Símbolo	Valor	Unidad	Nomenclatura
Y	7.85	T/m ³	Peso unitario
Fy	2530	Kg/cm ²	Resistencia a flexión
μ	0.27-0.30		Módulo de Poisson
E	2100000	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad
G	850000	Kg/cm ²	Módulo de corte ($G = E/2(1 + \mu)$)

Sistema de entrepiso:

Losa con placa de acero colaborante (*steel deck*), espesor $t = 10$ cm, hormigón $f'c = 240$ kg/cm². Reforzado con malla electro soldada $\Phi 5$ mm (150 x 150).

Mampostería de bloque (40x15x15):

Símbolo	Valor	Unidad	Nomenclatura
Y	1.7	T/m ³	Peso unitario
μ	0.25		Módulo de Poisson
E	644490	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad. (Paredes, 2015).
G	257796	Kg/cm ²	Módulo de corte ($G = E/2(1 + \mu)$)

Resistencia del mortero (e=2.5cm @ cara) $f'c = 210$ kg/cm².

Mampostería no portante de panel simple (Hormi2):

Símbolo	Valor	Unidad	Nomenclatura
	127.5	Kg/m ²	Peso por metro cuadrado (Velasteguí, 2013).
γ	1.54	T/m ³	Peso específico. (Velasteguí, 2013)
μ	0.15		Módulo de Poisson (San Bartolomé, 2009)
E	30000	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad (San Bartolomé, 2009)
G	13043	Kg/cm ²	Módulo de corte ($G = E/2(1 + \mu)$)

Resistencia del mortero (e=3cm @ cara) f'c= 210 kg/cm².

Quebracho colorado:

Madera color marrón claro rojizo

Símbolo	Valor	Unidad	Nomenclatura
γ	1.22	T/m ³	Peso unitario
f'm	1400	Kg/cm ²	Resistencia a compresión
μ	0.35		Módulo de Poisson
E	154000	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad
G	570377	Kg/cm ²	Módulo de corte ($G = E/2(1 + \mu)$)

Pino:

Madera color castaño rojizo

Símbolo	Valor	Unidad	Nomenclatura
γ	0.48	T/m ³	Peso unitario
f'm	490	Kg/cm ²	Resistencia a compresión
μ	0.33		Módulo de Poisson
E	110000	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad
G	41353	Kg/cm ²	Módulo de corte ($G = E/2(1 + \mu)$)

3.3.3 SUPOSICIONES DE CARGA

Las cargas según las especificaciones dadas en el prediseño son:

Carga permanente en entrepiso = 400 Kg/m^2

Carga viva en entrepiso = 250 Kg/m^2

Carga permanente en cubierta = 85 Kg/m^2

Carga viva en cubierta = 70 Kg/m^2

Además, en base a la distribución de los elementos estructurales y no estructurales en los planos facilitados por la constructora; se obtiene una estimación de las cargas actuantes adicionales.

3.3.3.1 Cargas por peso propio

Las cargas por peso propio se definen en base a las secciones que conforman la estructura (columnas, vigas, diagonales, losas); y se calculan de forma automática por el programa.

3.3.3.2 Cargas por peso de mampostería no portante (Hormi2)

Al utilizar el modelo de los puntales la carga producida por la mampostería se carga de forma directa sobre la losa. Para efectos de cálculo el peso de los paneles de Hormi2 presenta los valores mostrados en la tabla 3.5.

Tabla 3. 5. Peso por metro cuadrado de Hormi2.

Espesor de pared	Enlucido
cm	Kg/m ²
15	150

Fuente: San Bartolomé, (2009).
Elaborado por: Dany A. Chango G.

3.3.3.3 Carga por acabados

Los acabados están de forma permanente en la edificación, pero no son considerados dentro de la estructura misma. Para el diseño se tomará algunos valores referenciales como:

Tabla 3. 6. Peso por metro cuadrado de acabados.

Sobrecarga	Valor (Kg/m2)	Referencia
Cielo falso y divisiones de yeso	11,15	http://www.tumbadosandyver.com/index.php/todos-productos/gypsum/ficha-tecnica-gypsum
Baldosa	52,00	http://alfa.com.co/uploads/fichas
Ventanales de vidrio e=3mm	7,60	http://www.extralum.com/es-es/InformacionTecnicaVidrio
Cubierta de entepiso de madera	25,00	http://www.plycem.com/contenido/consultas-frecuentes-entrepisos/

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Las sobrecargas de cielo falso y divisiones de vidrio se distribuyen en toda el área en planta, mientras que el resto de sobrecargas se distribuyen en áreas específicas donde se encuentran las mismas.

3.3.3.4 Carga adicionales

Al realizar el análisis se debe tener cuidado con materiales acumulados en diversos sectores de la estructura (Fotografía 5.1); ya que esto representa un peso adicional que influye de forma directa con el periodo de la estructura. La carga adicional se colocará en las zonas donde se presentaron en el momento del registro de los datos de vibración ambiental.

Fotografía 3. 2. Materiales acumulados en la estructura. (27/08/2015).



Se debe tomar en cuenta que para el análisis modal de la estructura todas las cargas muertas deben ser definidas como masas; y para la carga viva se debe establecer un porcentaje de disminución de acuerdo al uso de la edificación definido en la norma NEC 15 dentro del capítulo de cargas no sísmicas (NEC_SE_CG).

3.3.4 SUPOSICIONES PARA LA MODELACIÓN

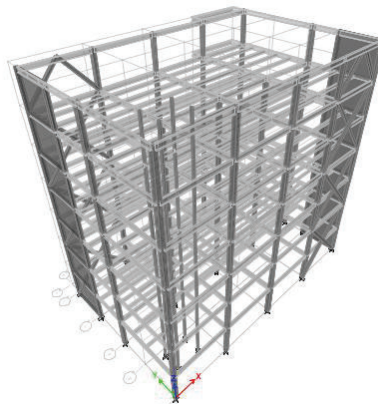
Para comparar los resultados experimentales con los teóricos se realizan los respectivos modelos computacionales relacionados a los estados constructivos.

A continuación se detallan las suposiciones para definir el modelo computacional.

3.3.4.1 Marcos estructurales

Los pórticos se han definido en base a lo especificado en los planos estructurales proporcionados. Las secciones de vigas, columnas y diagonales se modelan como elementos *frame* y se distribuyen de acuerdo a la sección 2.3.3. Al definir los marcos estructurales no se considera la inercia agrietada de las secciones.

Figura 3. 14. Vista espacial de los pórticos estructurales.

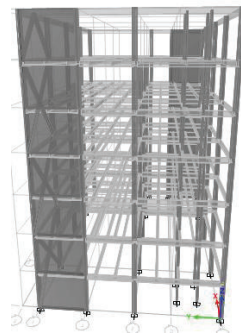


Elaborado por: Dany A. Chango G.

3.3.4.2 Muros de corte

Para las secciones de muros de corte se utiliza la herramienta área con la función *Pier*. Se considera la inercia agrietada ($0.6 I$) en los muros de los niveles +0.00 y +3.40.

Figura 3. 15. Muros de corte.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

3.3.4.3 Losas de entrepiso

Las losas son del tipo *steel deck* de cobertura llena y se definen como áreas. Para el caso de estudio se presentan las siguientes medidas:

Figura 3. 16. Losa *steel deck* de cobertura llena.



Fuente: (Vallejo, 2012).

Elaborado por: Dany A. Chango G.

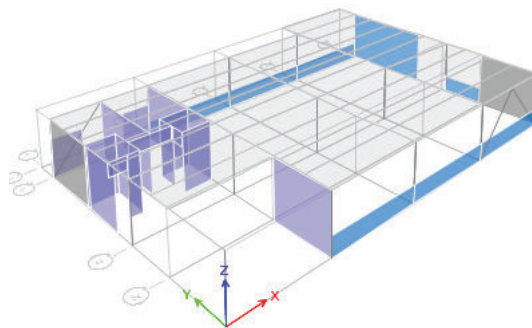
Dónde:

$hs=75$ mm; $Sr=270$ mm; $wr=120$ mm; $hr=50$ mm; $tc=50$ mm.

3.3.4.4 Mampostería

La mampostería no portante de Hormi2 así como la de bloque, se diseña como elementos tipo área o de puntales con las especificaciones del material correspondiente; y se distribuyen en base a la ubicación de los planos. La geometría de los puntales en el caso de ser utilizados se define en las secciones posteriores.

Figura 3. 17. Mampostería no portante Hormi2 (color magenta) y mampostería de bloque (color azul) Nv. + 0.00.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

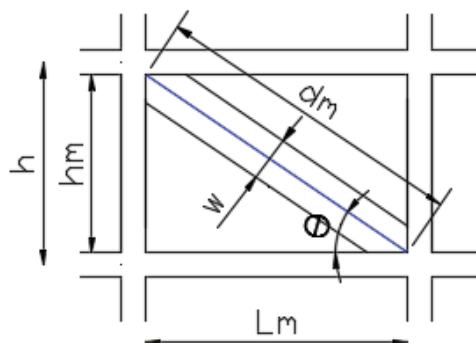
Para obtener una comparación adicional, se elaboran modelos computacionales en los que se representa la mampostería mediante el método de los puntales, el que se detalla a continuación.

3.3.4.4.1 Modelado de los puntales

Al definir la mampostería mediante este sistema se considera que el puntal resiste solo compresión y tiene rotulas en los extremos de la diagonal. Este puntal tendrá las mismas características del material al que está reemplazando, con la única variable por definir que es un ancho efectivo (w). (Crisafulli, 2000).

Para definir el ancho efectivo del puntal diagonal se presentan varias expresiones dentro de la literatura con las diversas variables que intervienen (Figura 3.18), algunas de las ecuaciones mencionadas se muestran a continuación.

Figura 3. 18. Variables que intervienen en la determinación del ancho equivalente.



Fuente: Crisafulli, (2000).
Elaborado por: Dany A. Chango G.

Holmes (1961)

$$w = \frac{d_m}{3} \quad (3.22)$$

Dónde:

w : Ancho equivalente del puntal (m).

d_m : Longitud del puntal diagonal (m).

Mainstone (1971)

$$w = 0.16 d_m \lambda^{-0.3} \quad (3.23)$$

Dónde:

w : Ancho equivalente del puntal (m).

d_m : Longitud del puntal diagonal (m).

λ : Coeficiente de rigidez equivalente del puntal diagonal.

El coeficiente de rigidez equivalente del puntal diagonal se define en base a las expresiones dadas por Stafford Smith (1969).

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h_m}} \cdot h \quad (3.24)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{hm}{Lm} \right) \quad (3.25)$$

Dónde:

λ : Coeficiente de rigidez equivalente del puntal diagonal.

E_m : Módulo de elasticidad de la mampostería (Kg/cm^2).

t : Espesor de la mampostería (m).

θ : Angulo de inclinación del puntal sobre la horizontal ($^\circ$).

E_c : Módulo de elasticidad del concreto (Kg/cm^2).

I_c : Inercia de la columna (m^4).

hm y Lm :: Dimensiones de la mampostería (largo y ancho) (m).

Paulay & Priestley (1992)

$$w = 0.25 \text{ dm} \quad (3.26)$$

Dónde:

w : Ancho equivalente del puntal (m).

dm : Longitud del puntal diagonal (m).

3.3.4.4.2 Selección de un modelo adecuado

Paredes, (2015) realiza una comparación del modelo de un pórtico sencillo con puntales versus un modelo con elementos finitos. De acuerdo con los resultados, el método más acertado de la literatura, es el de la expresión de Holmes (Ecuación 3.22).

Para las secciones que no están entre marcos estructurales, se añaden puntales verticales en forma de columnas pero con las propiedades de la mampostería que están reemplazando. Al utilizarlos se permite que las secciones mencionadas se conecten de forma correcta a la estructura.

3.3.4.5 Cubierta de madera

La idealización para el modelo analítico se basa en determina el peso por metro lineal de las cerchas y trasmitirlo a las vigas periféricas de la estructura.

De acuerdo con las especificaciones correspondientes de los materiales y las dimensiones mencionadas en la sección 2.3.5 se determina el peso de cubierta de la siguiente manera:

Cerchas

Peso que aportan las secciones de la cercha de 60x40 mm separadas 1.20 m y con una densidad de 480 kg/m³:

$$\text{Peso de cada cercha} = 0.060 * 0.040 * 65.33 * 1220 = 191.28 \frac{\text{Kg}}{\text{cercha}}$$

$$\text{Peso Total de cerchas} = 191.28 * 21 + 144 * 0.06 * 0.04 * 1220 = 4438.51 \text{ Kg}$$

Correas

Peso que aportan las correas de sección 45x90 mm separadas 1.20 m y con una densidad de 480 kg/m³:

$$\text{Peso de cada correa} = 0.045 * 0.095 * 24 * 480 = 49.25 \frac{\text{Kg}}{\text{correa}}$$

$$\text{Peso Total de correas} = 49.25 * 21 = 1034.25 \text{ Kg}$$

Cubierta

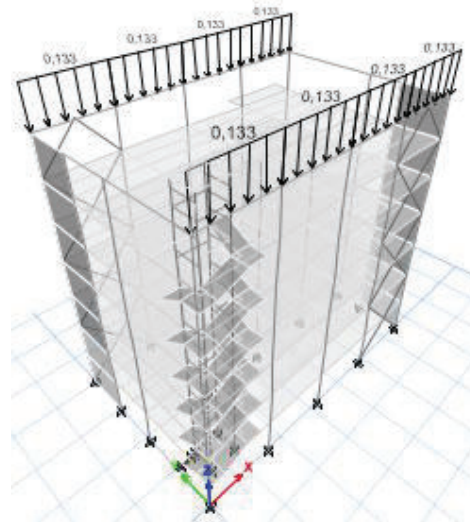
$$\text{Peso de cubierta por metro cuadrado} = 0.002 * 1220 = 2.44 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Total de cubierta} = 2.44 * 24 * 15.96 = 934.62 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso Total de cubierta} = 4438.51 + 1034.25 + 934.62 = 6407.38 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso por viga perimetral} = \frac{6407.38 \text{ Kg}}{2 * 24 \text{ m}} = 133.50 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} = 0.133 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Figura 3. 19. Diseño y análisis de cubierta de madera.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

Para las condiciones de apoyo de la base de columnas y muros, se asigna la condición de empotramiento.

En este caso de estudio los modelos computacionales deben adaptarse a los diferentes estados constructivos, es decir estos deben coincidir con los días en los que se realizó los registros de vibración ambiental, con lo cual se podrá realizar una comparación teórica - experimental más aproximada de los valores del período de la estructura.

Una vez completos los modelos computacionales en las diferentes etapas constructivas se analizan y se obtiene el valor del periodo en las dos direcciones: longitudinal (Este – Oeste) y transversal (Norte – Sur).

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE RESULTADOS

La información obtenida con pruebas de vibración ambiental permite evaluar aspectos relacionados con la optimización del comportamiento de las estructuras sometidas a cargas dinámicas. Por otra parte estas pruebas hacen posible la calibración de modelos teóricos, cuyas respuestas sean similares a las que se presentan en la estructura real.

4.1 RESULTADOS DEL ESTUDIO EXPERIMENTAL.

Se presentan las gráficas de los espectros de amplitud de Fourier, en cada una de ellas se presenta los parámetros con los que se definieron los espectros, así como los picos que muestran las frecuencias de los diferentes modos de vibración.

Para el estudio experimental se realizó el registro de vibraciones ambientales en diferentes etapas constructivas de la estructura; las que se describen a continuación:

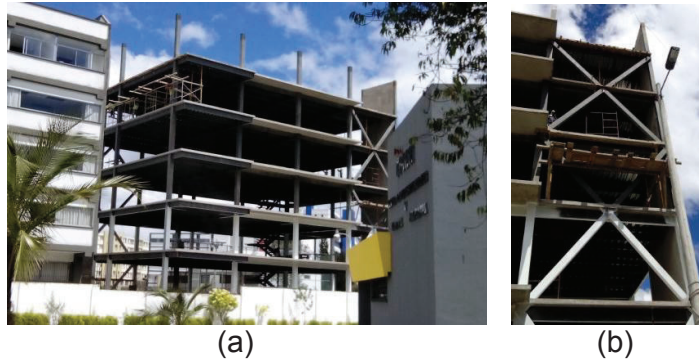
4.1.1 PRIMERA MEDICIÓN

Se lleva a cabo el día 18 de diciembre de 2014. En esta fecha el avance de la edificación está en un 85% de la estructura, tanto columnas, vigas y losas. A continuación se especifica el estado constructivo.

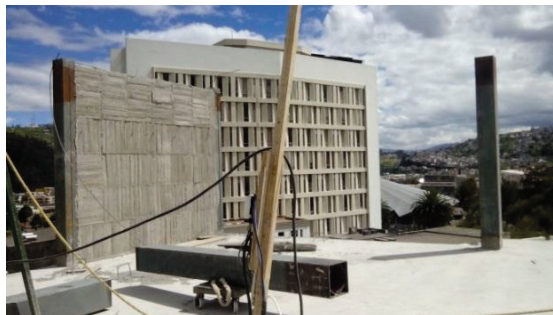
- Columnas colocadas hasta el nivel + 23.70. (Fotografía 4.1(a)).

- Vigas colocadas hasta el nivel + 20.40. (Fotografía 4.1(a)).
- Losas fundidas hasta nivel + 20.40. (Fotografía 4.1(a)).
- Diagonales de acero colocadas hasta nivel + 20.40. (Fotografía 4.1 (b)).
- Muro de corte fundido hasta nivel + 23.70. (Fotografía 4.2).
- Gradas fundidas hasta nivel + 20.40. (Fotografía 4.3 (a)).
- Estructura del ascensor colocada hasta nivel + 20.40. (Fotografía 4.3 (b)).

Fotografía 4. 1. Estado constructivo – Primera medición. (18/12/2014).



Fotografía 4. 2. Estado constructivo – Primera medición. (18/12/2014).

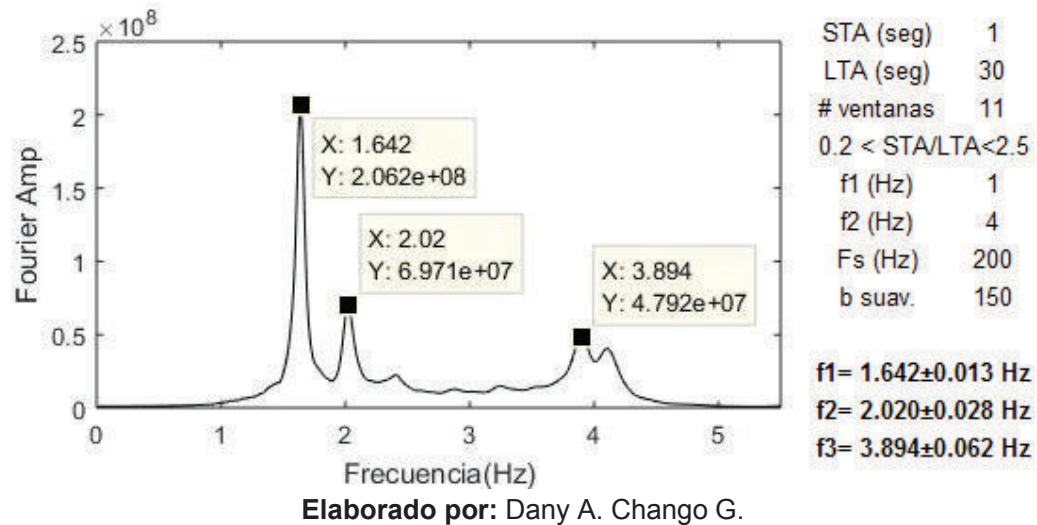


Fotografía 4. 3. Estado constructivo – Primera medición. (18/12/2014).



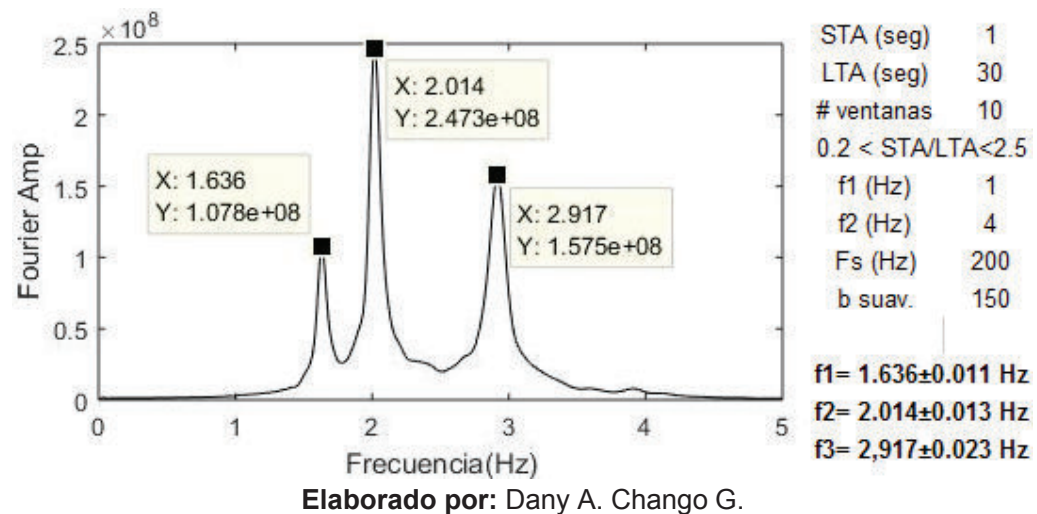
4.1.1.1 Resultados componente longitudinal

Gráfico 4. 1. Espectro de Fourier, primera medición-componente longitudinal.



4.1.1.2 Resultados componente transversal

Gráfico 4. 2. Espectro de Fourier, primera medición-componente transversal.



4.1.2 SEGUNDA MEDICIÓN

Realizada el 27 de enero de 2015 con un avance del 100% de la estructura y un avance del 82% de la mampostería de paneles simples de Hormi2.

- Vigas colocadas hasta el nivel + 23.70. (Fotografía 4.4(a)).
- Diagonales de acero colocadas hasta nivel + 23.70. (Fotografía 4.4 (a)).
- Muro de corte fundido hasta nivel + 23.70. (Fotografía 4.4 (a)).
- Paneles de Hormi2 colocados hasta nivel + 20.40. (Fotografía 4.5 (a)).
- Enlucido de mampostería Hormi2 hasta el nivel +17.00. (Fotografía 4.5 (b)).
- Estructura del ascensor casi completa (80%). (Fotografía 4.4 (b)).

Fotografía 4. 4. Estado constructivo – Segunda medición. (27/01/2015).



(a)



(b)

Fotografía 4. 5. Estado constructivo – Segunda medición. (27/01/2015).



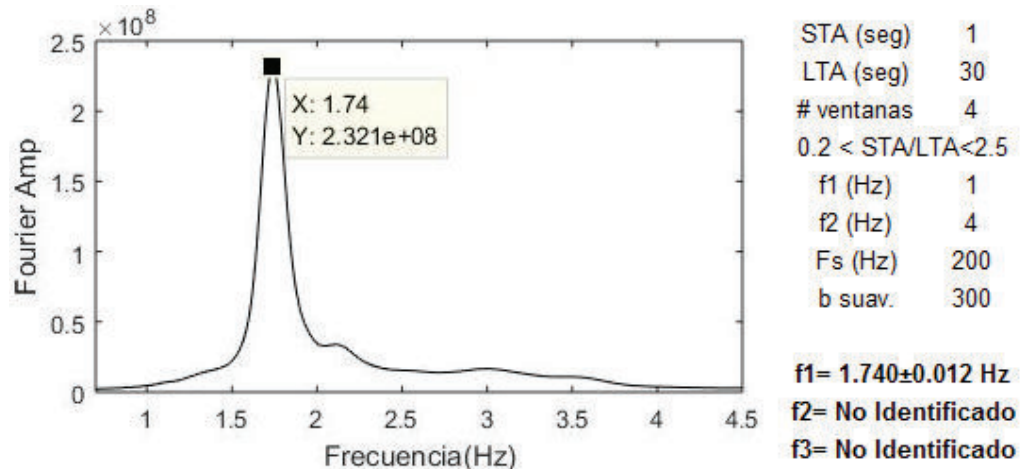
(a)



(b)

4.1.2.1 Resultados componente longitudinal

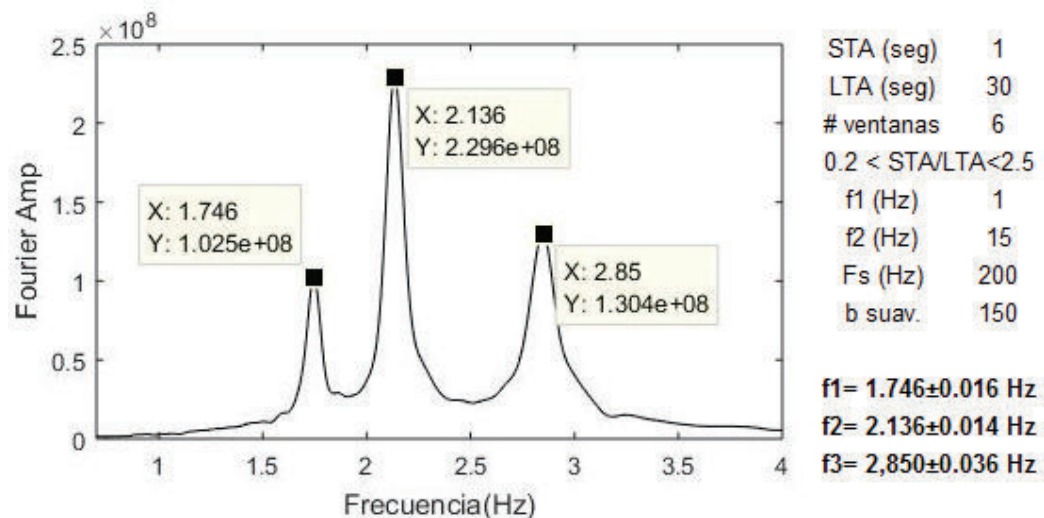
Gráfico 4. 3. Espectro de Fourier, segunda medición - componente longitudinal.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.1.2.2 Resultados componente transversal

Gráfico 4. 4. Espectro de Fourier, segunda medición - componente transversal.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.1.3 TERCERA MEDICIÓN

Se registró el día 07 de abril de 2015. A esta fecha el avance de la estructura es del 100%. Presenta un progreso del 100% de la mampostería con paneles simples de Hormi2 y un 90% de los antepechos de bloque en planta baja.

- Enlucido de mampostería Hormi2 hasta el nivel +20.40. (Fotografía 4.6 (a)).
- Mampostería de bloque en antepechos de planta baja. (Fotografía 4.6 (b)).
- Estructura del ascensor completa. (Fotografía 4.7 (a)).
- Cubierta de madera colocada en un 65%. (Fotografía 4.7 (b)).

Fotografía 4. 6. Estado constructivo – Tercera medición. (07/04/2015).



(a)

(b)

Fotografía 4. 7. Estado constructivo – Tercera medición. (07/04/2015).

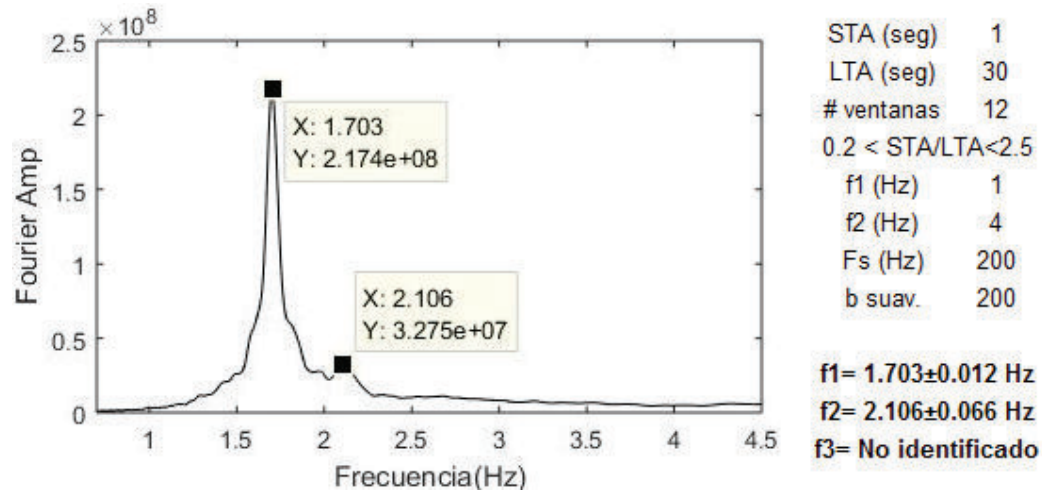


(a)

(b)

4.1.3.1 Resultados componente longitudinal

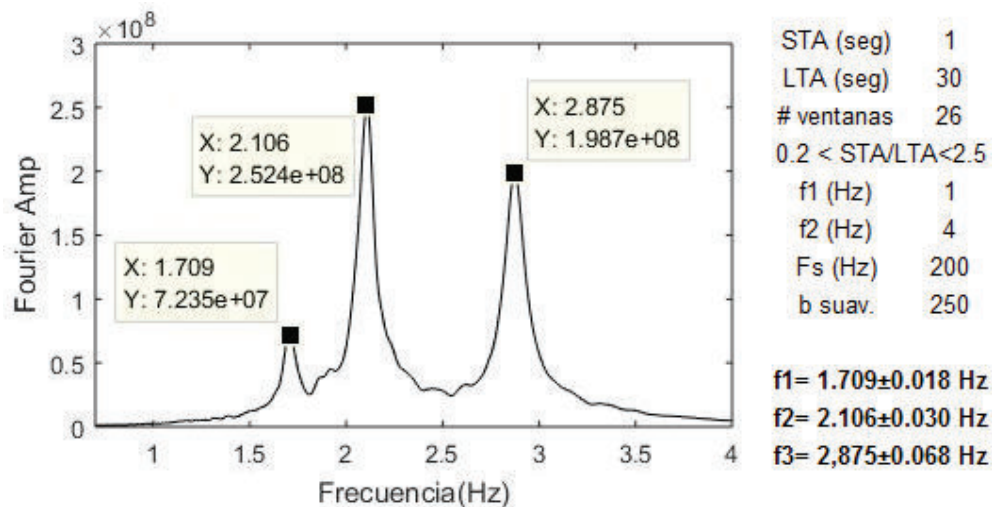
Gráfico 4. 5. Espectro de Fourier, tercera medición - componente longitudinal.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.1.3.2 Resultados componente transversal

Gráfico 4. 6. Espectro de Fourier, tercera medición - componente transversal.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.1.4 CUARTA MEDICIÓN

Información recopilada el día 27 de agosto de 2015. La edificación está completa tanto la estructura como los elementos no estructurales.

- Mampostería de bloque en antepechos de planta baja. (Fotografía 4.8 (a)).
- Divisiones de ambientes (yeso) y ventanas internas colocados en todos los niveles, menos en planta baja. (Fotografía 4.8 (b)).
- Cubierta de madera colocada en un 100%. (Fotografía 4.9 (a)).
- Materiales para acabados acumulados en diferentes niveles de la edificación. (Fotografía 4.9 (b)).

Fotografía 4. 8. Estado constructivo – Cuarta medición.



(a)



(b)

Fotografía 4. 9. Estado constructivo – Cuarta medición.



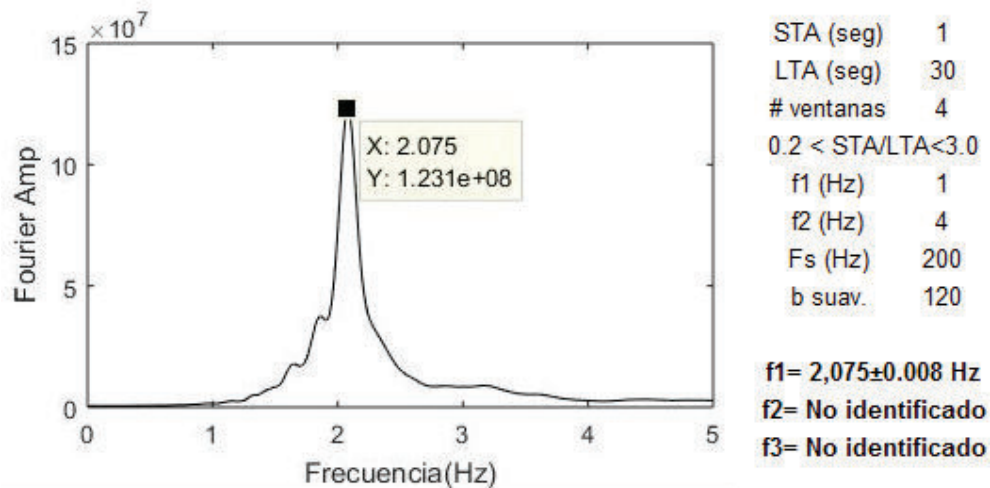
(a)



(b)

4.1.4.1 Resultados componente longitudinal

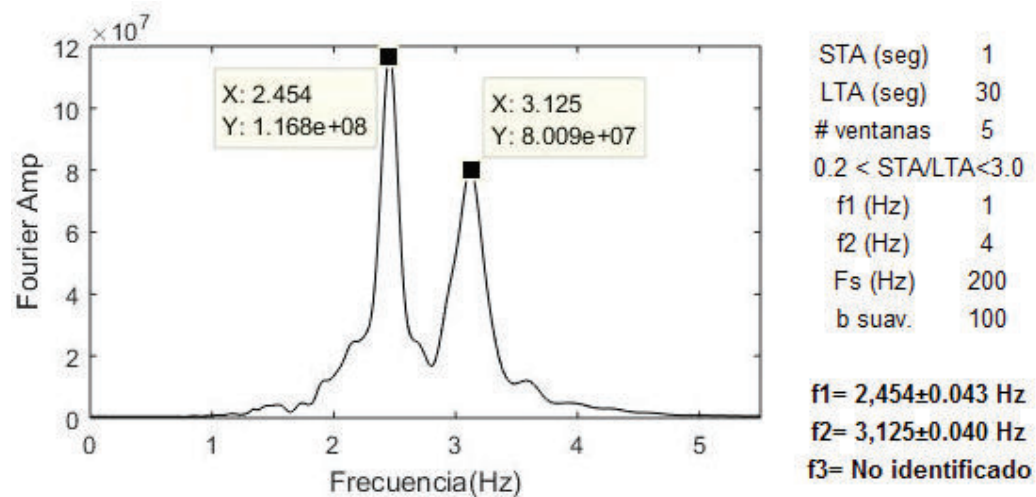
Gráfico 4. 7. Espectro de Fourier, cuarta medición - componente longitudinal.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.1.4.2 Resultados componente transversal

Gráfico 4. 8. Espectro de Fourier, cuarta medición - componente transversal.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.1.5 QUINTA MEDICIÓN

Se lleva a cabo el día 13 de abril de 2016. A esta fecha el avance de la edificación está 100% completa y en estado de funcionamiento. Se realizó el registro durante tres periodos del día; en la mañana, al medio día y en la tarde.

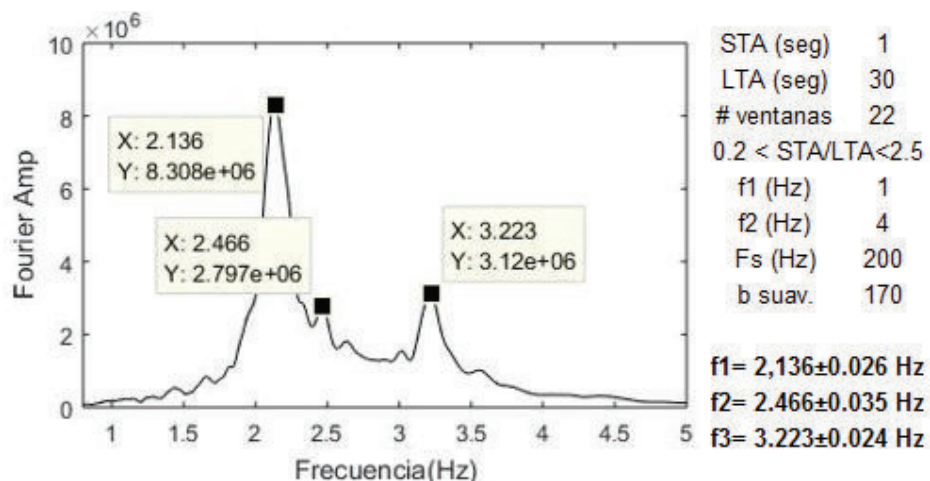
- Divisiones de ambientes (yeso) y ventanas internas colocadas en todos los niveles. (Fotografía 4.10 (a)).
- En esta última medición intervienen factores de carga viva, ya que el edificio está en funcionamiento. Durante el registro del medio día el auditorio permaneció ocupado por alrededor de 30 personas.
- El último nivel es usado como auditorio y consta de bancas y mesas para su respectivo uso. (Fotografía 4.10 (b)).

Fotografía 4. 10. Estado constructivo – Quinta medición.



4.1.5.1 Resultados componente longitudinal registro de la mañana

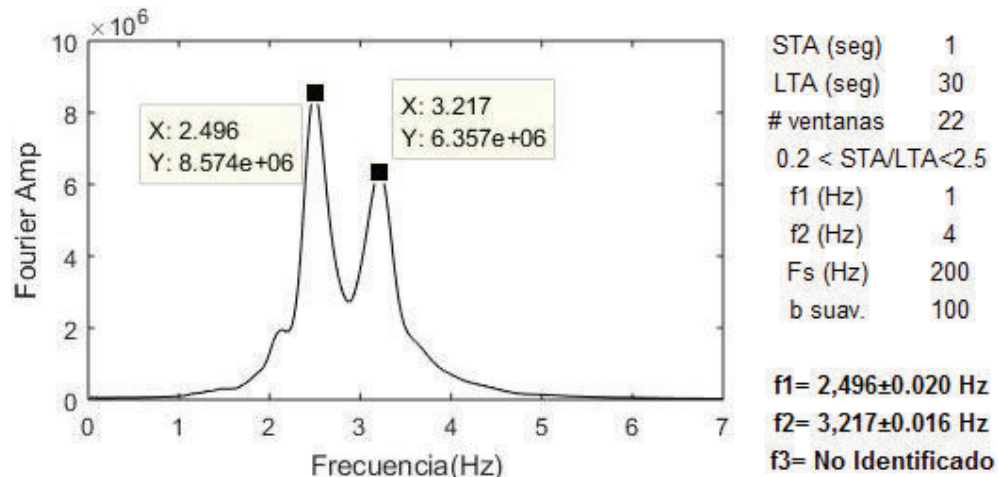
Gráfico 4. 9. Espectro de Fourier, quinta medición - componente longitudinal.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.1.5.2 Resultados componente transversal registros de la mañana

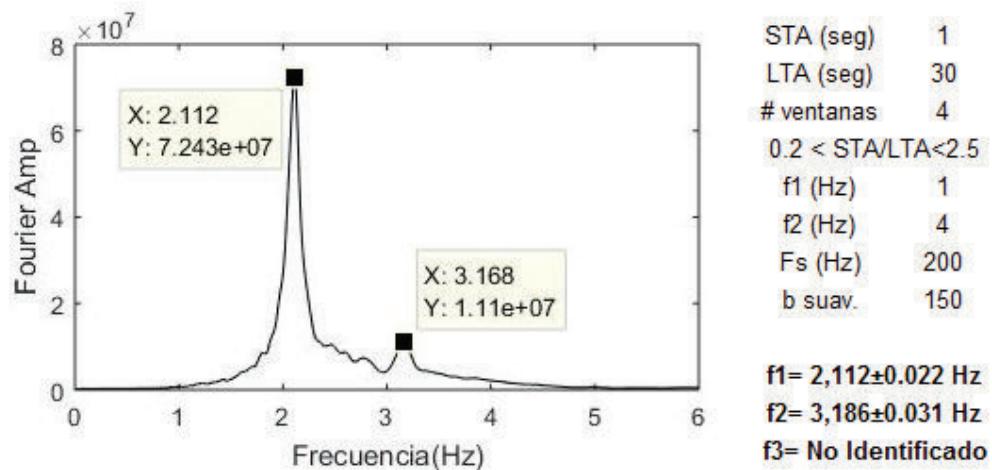
Gráfico 4. 10. Espectro de Fourier, quinta medición - componente transversal.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.1.5.3 Resultados componente longitudinal registros del medio día

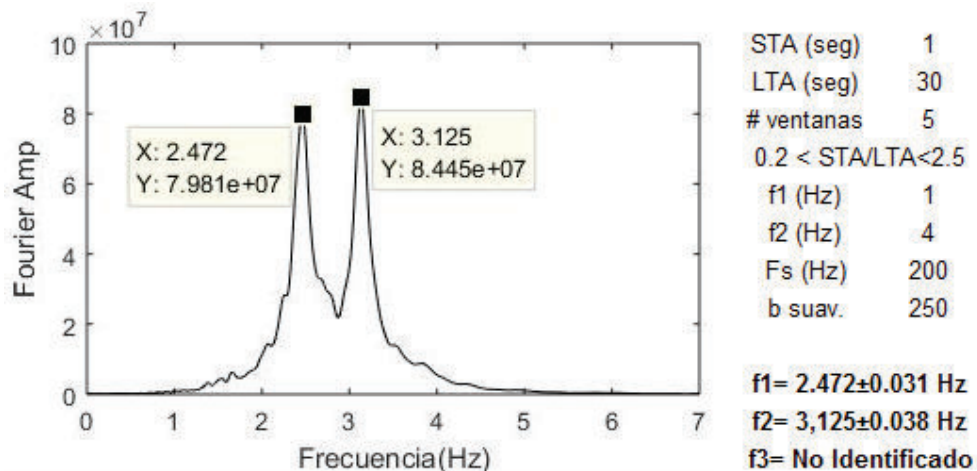
Gráfico 4. 11. Espectro de Fourier, quinta medición - componente longitudinal.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.1.5.4 Resultados componente transversal registros del medio día

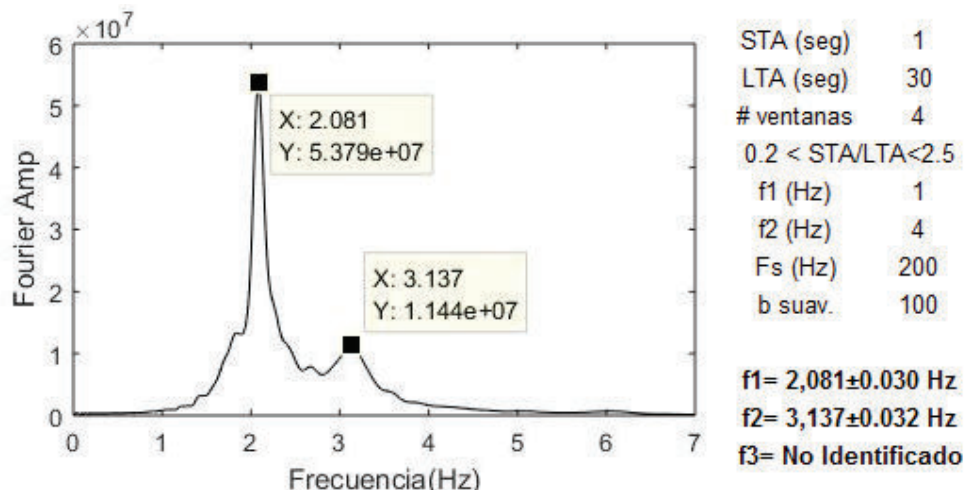
Gráfico 4. 12. Espectro de Fourier, quinta medición - componente transversal.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.1.5.5 Resultados componente longitudinal registros de la tarde

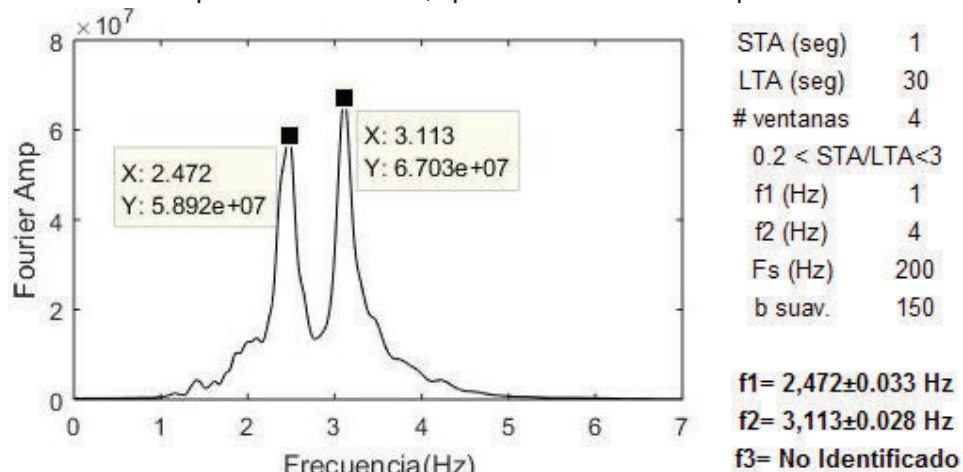
Gráfico 4. 13. Espectro de Fourier, quinta medición - componente longitudinal.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.1.5.6 Resultados componente transversal registros de la tarde

Gráfico 4. 14. Espectro de Fourier, quinta medición - componente transversal.



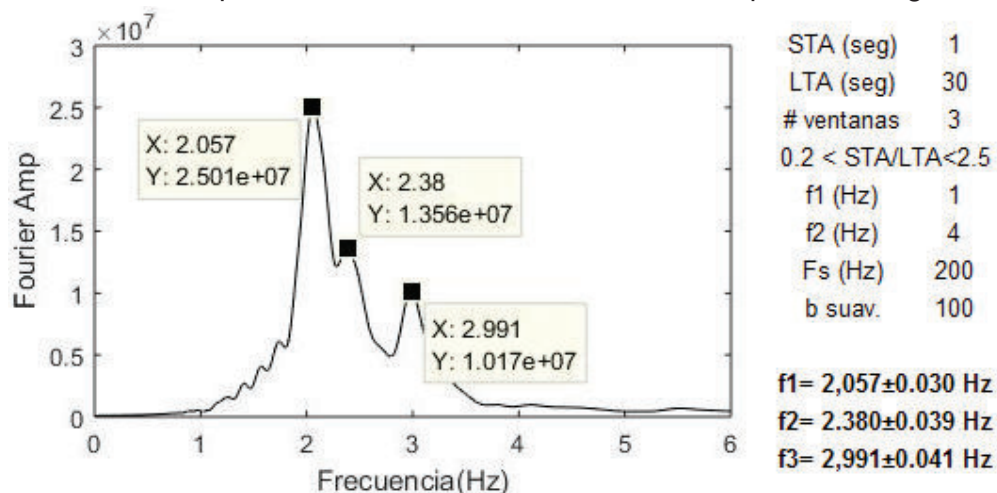
Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.1.6 SEXTA MEDICIÓN

El último registro se realizó el 10 de junio de 2016, luego del sismo del 16 de abril de 2016 (M 7.8 con epicentro en el cantón de Pedernales a una profundidad de 20 Km). Los resultados mostrarán el periodo de vibración luego de éste evento y el efecto sobre la estructura.

4.1.6.1 Resultados componente longitudinal

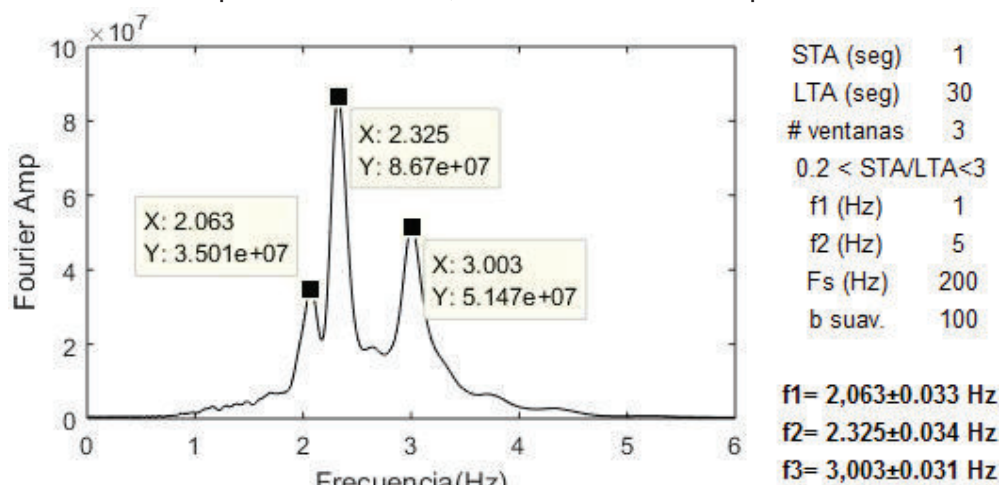
Gráfico 4. 15. Espectro de Fourier, sexta medición - componente longitudinal.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.1.6.2 Resultados componente transversal

Gráfico 4. 16. Espectro de Fourier, sexta medición - componente transversal.

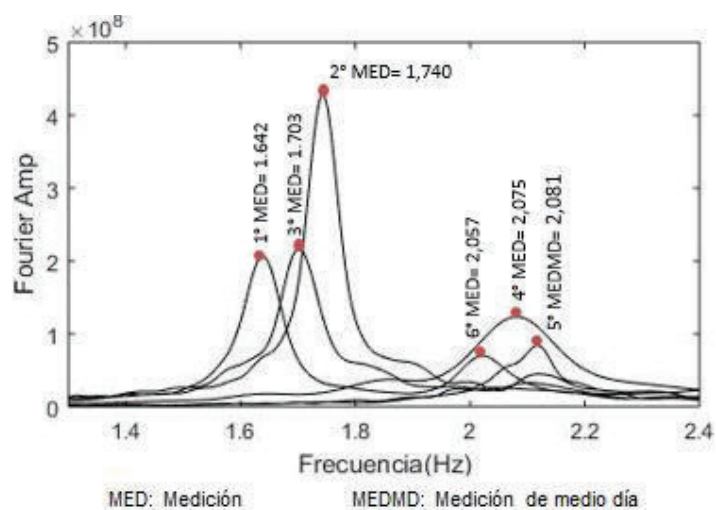


Elaborado por: Dany A. Chango G.

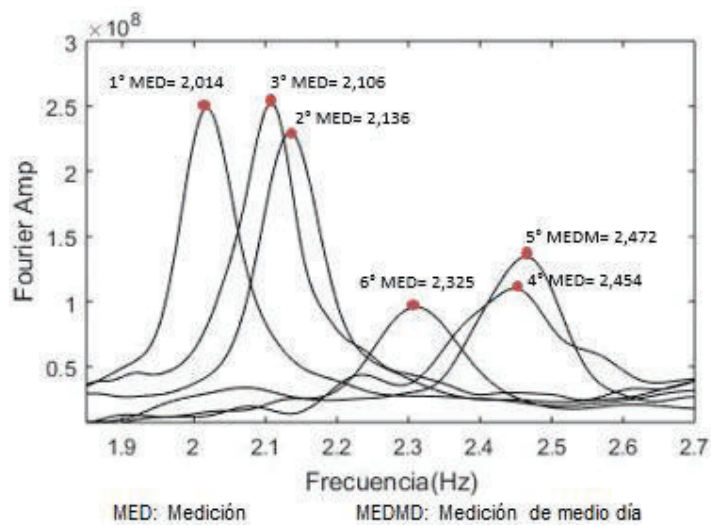
4.1.7 RESUMEN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES

En los siguientes dos gráficos se presenta un resumen de las frecuencias fundamentales en cada dirección (Longitudinal y transversal). Los valores corresponden a los registros realizados en las cuatro diferentes etapas constructivas y en los dos registros posteriores.

Gráfico 4. 17. Resumen de espectros de Fourier - componente longitudinal.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

Gráfico 4. 18. Resumen de espectros de Fourier - componente transversal.

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Se puede observar que la variación de las frecuencias guarda relación directa con el avance constructivo y la incorporación de los elementos no estructurales.

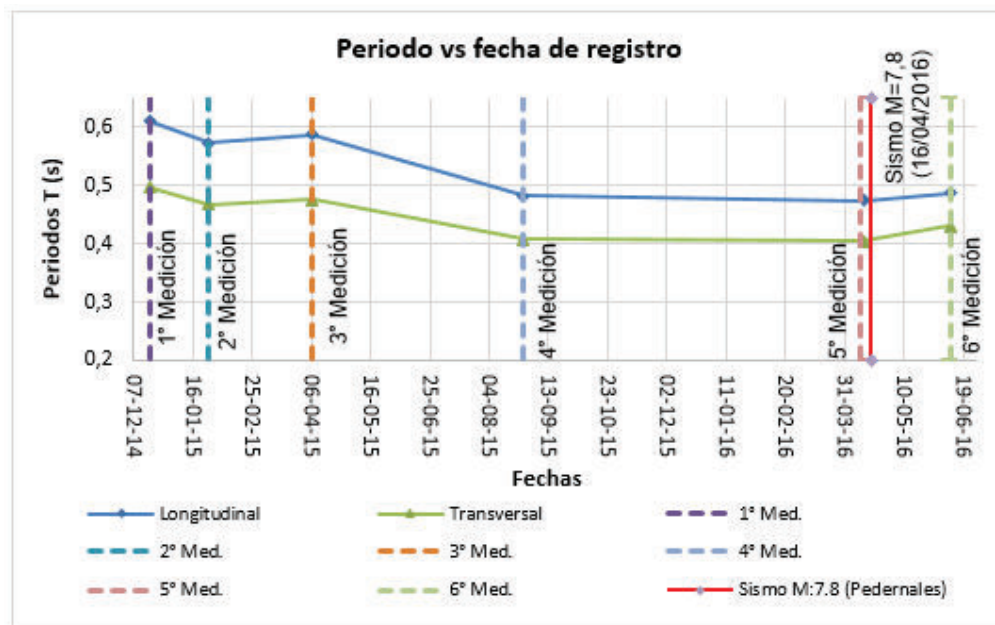
En la tabla 4.1 se presentan los resultados obtenidos de las frecuencias y periodos para los seis registros realizados. Así como en el gráfico 4.19 se muestra la variación del periodo con respecto a las fechas de registro.

Tabla 4. 1. Resumen de frecuencias (f [Hz]) y periodos (T[s]).

Fecha	Medición	Periodo [s] (Frecuencia [Hz])	
		Longitudinal	Transversal
18/12/2014	1	0,609±0.005 (1,642±0.013)	0,496±0.007 (2,014±0.013)
27/01/2015	2	0,573±0.003 (1,740±0.012)	0,468±0.004 (2,136±0.014)
07/04/2015	3	0,587±0.006 (1,703±0.012)	0,475±0.008 (2,106±0.030)
27/08/2015	4	0,482±0.007 (2,075±0.043)	0,407±0.003 (2,454±0.043)
13/04/2016	5 Mañana	0,468±0.002 (2,136±0.026)	0,401±0.009 (2,496±0.020)
	5 Medio día	0,473±0.011 (2,112±0.022)	0,404±0.008 (2,472±0.031)
	5 Tarde	0,481±0.009 (2,081±0.030)	0,405±0.002 (2,472±0.033)
10/06/2016	6	0,486±0.003 (2,057±0.030)	0,430±0.012 (2,325±0.034)

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Gráfico 4. 19. Variación del periodo (T[s]).



Elaborado por: Dany A. Chango G.

De los resultados mostrados en el gráfico 4.19, tanto para la componente longitudinal como la transversal se puede observar que, el periodo fundamental decrece del primer al segundo registro. Este se debe a que en la segunda medición la estructura está completa; por lo que es razonable que el periodo disminuya ya que la estructura es más rígida.

Mientras que del segundo al tercer registro el periodo se incrementa, en ésta medición se cuenta con un avance del 100% de los paneles simples de Hormi2 y un 65% de la cubierta. La inclusión de un porcentaje de la cubierta incrementa la masa de la estructura, sin embargo al completar los paneles aumenta la rigidez y por tal motivo se aprecia solo un ligero incremento.

Del tercer al cuarto registro también se observa que el periodo decrece y se debe a que para esta medición la estructura cuenta con toda la mampostería de bloque en el nivel +0.00 y ésta incrementa la rigidez de la estructura.

Para la quinta medición el periodo se mantiene casi constante en ambas direcciones, como consecuencia de que no se ha aumentado masa ni se ha rigidizado más la estructura.

Como se puede observar en el tramo final se presenta un ligero incremento del periodo, se le atribuye al efecto del sismo del 16 de abril de 2016 de magnitud 7.8, con epicentro en las costas de Pedernales.

Para entender de mejor manera este efecto se hace referencia al caso de estudio del edificio del campus del Instituto de Tecnología de California “**Biblioteca Millikan**”, un edificio de nueve pisos construido en hormigón armado con muros de corte en la dirección norte-sur. (Clinton, et al., 2006).

Clinton, et al. (2006) estudian la variación de las frecuencias asociadas a los efectos de sismos locales y experimentos de vibración forzada. Los registros de movimientos fuertes (sismos) indican que las frecuencias naturales disminuyen con respecto a los experimentos de vibraciones forzadas. La reducción durante estos eventos es probablemente debido a una combinación de la disminución de la rigidez de la propia superestructura y a la interacción de la estructura con el suelo circundante.

En la tabla 4.2 se muestra un resumen de las frecuencias obtenidas para los ensayos de vibración forzada y de los diferentes registros de sismos a lo largo del tiempo.

Tabla 4. 2. Frecuencias de sismos y vibración forzada (Biblioteca Millikan).

Evento/Prueba	Este - Oeste		Norte - Sur	
	Frecuencia [Hz]	Variación (%)	Frecuencia [Hz]	Variación (%)
Vibración Forzada, 1967	1,45	-	1,90	-
Lytle Creek, 1970, M 6.3, $\Delta=57$ Km	1,30	-10,3%	1,88	-1,1%
San Fernando, 1971, M 6.6, $\Delta=31$ Km	1,00	-31,0%	1,64	-13,7%
Vibración Forzada, 1974	1,21	-	1,77	-
Whittier Narrows, 1987, M 6.1, $\Delta=19$ Km	1,00	-17,4%	1,33	-24,9%
Vibración Forzada, 1988	1,18	-	1,7	-
Sierra Madre, 1991, M 5.8, $\Delta=18$ Km	0,92	-22,0%	1,39	-18,2%
Vibración Forzada, 1993	1,17	-	1,69	-
Northridge, 1994, M 6.7, $\Delta=34$ Km	0,94	-19,7%	1,33	-21,3%
Vibración Forzada, 1994	1,15	-	1,67	-
Vibración Forzada, 1995	1,15	-	1,68	-
Beverly Hills, 2001, M 4.2, $\Delta=26$ Km	1,16	0,9%	1,68	0,0%
Vibración Forzada, 2002, peso completo	1,11	-	1,64	-
Vibración Forzada, 2002, medio peso	1,14	-	1,67	-
Big Bear, 2003, M 5.4, $\Delta=119$ Km	1,07	-6,1%	1,61	-3,6%
Registro continuo, May 2001 - Nov 2003	1,19	-	1,72	-
San Simeon, 2003, M 6.5, $\Delta=323$ Km	1,14	-4,2%	1,54	-10,5%

M: Magnitud del sismo;

Δ : Epicentro del sismo en Km

Fuente: Clinton, et al. (2006).

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Como se observa en la tabla anterior, la frecuencia es menor bajo acciones de los sismos que en base a los ensayos de vibración forzada. La disminución de la frecuencia se relaciona con la magnitud del sismo y el epicentro. La variación de los datos analizados van de 0.9% a 31% en la dirección este-oeste y de 0% a 24.9% en la dirección norte-sur.

Ya se ha mencionado que el periodo es inversamente proporcional a la frecuencia, y de acuerdo con los resultados de Clinton, et al. (2006), se puede decir que el periodo fundamental de la estructura aumenta por efectos de los sismos. En el caso de estudio durante la última medición se determina que el periodo aumenta en un 1.30% para la dirección longitudinal y 2.60% transversal.

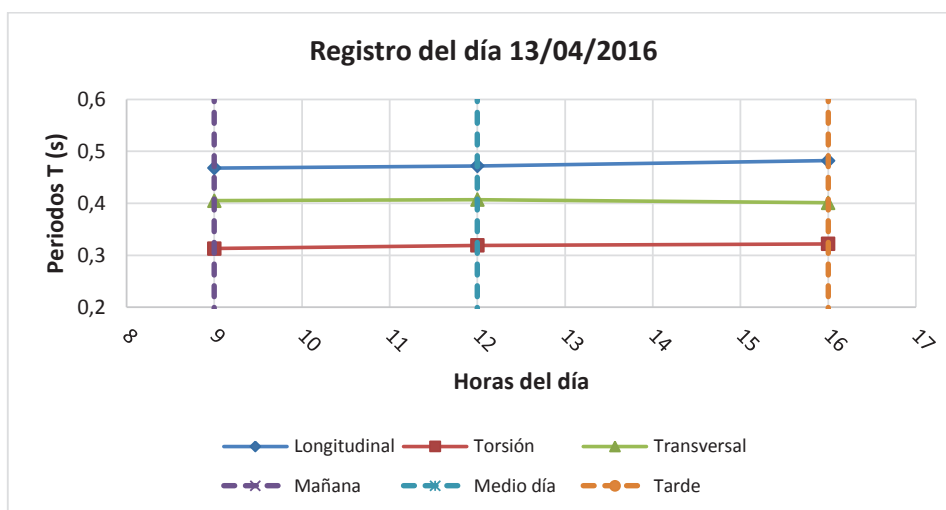
Tabla 4. 3. Variación del periodo después del sismo.

Fecha	Medición	Periodo (s)	
		Longitudinal	Transversal
27/08/2015	5	0,473	0,404
10/06/2016	6	0,486	0,430
Variación		+1,30 %	+2,60 %

Elaborado por: Dany A. Chango G.

A continuación se realiza un análisis de los resultados obtenidos del registro del día 13 de abril de 2016.

Gráfico 4. 20. Variación del periodo (T) vs horas del día.



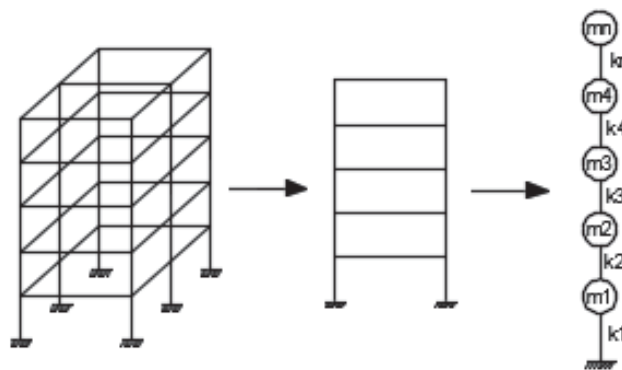
Elaborado por: Dany A. Chango G.

En base al gráfico 4.20 y los valores más detallados de la tabla 4.1, se observa que el periodo tiene un incremento mínimo, casi imperceptible durante el día. La variación se da por efectos de carga viva presente en la estructura durante los tiempos de registro.

4.1.8 PERIODO FINAL DE LA ESTRUCTURA

Al definir un modelo teórico simplificado de una estructura (Figura 4.1) la masa y rigidez juegan un papel importante en la determinación del periodo fundamental. La masa es directamente proporcional al periodo, es decir si aumenta la masa aumenta el periodo y el sistema es más flexible. En el caso de la rigidez la inclusión de elementos estructurales y no estructurales disminuyen el periodo, es decir el sistema es más rígido.

Figura 4. 1. Modelo simplificado de la estructura.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

La rigidez de la estructura depende de las dimensiones de las secciones, mientras que las masas pueden estar presentes debido a las cargas muerta y viva del estado de servicio de la estructura. La carga muerta se define por el peso propio de los elementos y adicional se considera una sobrecarga de elementos no estructurales como la mampostería, enlucido, pisos etc. La carga viva es variable y para la representación en el modelo teórico se debe definir con un cierto porcentaje de reducción; ya que este tipo de carga no es permanente.

Para la quinta medición el edificio está completo y en funcionamiento, por esta razón se puede asumir como finales los valores de los periodos a esta fecha.

$$T = 0.481 \text{ s (Longitudinal)}$$

$$T = 0.405 \text{ s (Transversal)}$$

4.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS TEÓRICOS

El objetivo del modelo teórico es estimar el periodo fundamental esperado del edificio, para compararlo con el valor experimental. Estos periodos teóricos junto con los experimentales, permiten comprender en qué medida los elementos estructurales y no estructurales intervienen dentro del análisis teórico de la estructura.

4.2.1 INCERTIDUMBRE POR DEFINICIÓN DE MASAS

Al analizar el modelo se considera la definición de la fuente de masas, las que provienen tanto de los elementos estructurales como de los no estructurales. En el caso de estudio los elementos estructurales identificados son el hormigón y el acero estructural; los cuales tienen un peso específico definido para los modelos teóricos y su influencia en los resultados no representa variaciones significativas. La principal variación se da en la diferencia de volumen que se modela y la que se representa en los planos.

Elementos no estructurales como mampostería, divisiones de ambientes, ventanales, enlucidos y acabados en general; aumentan la incertidumbre por masas de la estructura. Con el fin de reducir esta incertidumbre se modela los elementos mencionados con pesos específicos de catálogos usados dentro del

mercado o en lo posible bajo parámetros medidos durante ensayos en laboratorios.

Adicional a esto se presenta acumulación de masas en diversos sectores de la losa tal como se muestra en la sección 5.2.6.3, las cuales se debe tener en cuenta previo a la modelación.

4.2.2 INCERTIDUMBRE POR RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA

La rigidez y la concentración de masas se relacionan de forma directa con el periodo. Al aumentar la rigidez el periodo disminuye y de forma inversa, al aumentar las masas el periodo aumenta. Por estas razones y a partir de los resultados de los registros de vibración ambiental se hace énfasis en la correcta modelación de la estructura.

La variación de la inercia se relaciona con las dimensiones de cada sección y su valor es verificable dentro del análisis. En cambio el módulo de elasticidad depende del tipo de material, el cual puede variar por diferentes factores como la forma de fabricación, elementos usados en su fabricación, correcta colocación en obra, entre otros.

La mayor incertidumbre por rigidez se da por la variación del módulo de elasticidad de los materiales y en la masa que cada uno de los elementos contribuya a la estructura.

4.2.3 RESULTADOS DEL MODELO TEÓRICO

Se ha desarrollado cinco modelos correspondientes a cada una de las etapas constructivas de la estructura. Adicionalmente se realizó dos modelos para estimar el efecto de la mampostería y los paneles de Hormi2 sobre el comportamiento de la estructura. Las propiedades de los materiales para realizar los modelos se han definido en la sección 3.3.2.

Tabla 4. 4. Resumen de los estados constructivos previo a la modelación.

Modelo	Estructura	Mampostería	Cubierta	Cargas
SE	100%	0%	100%	-Peso Propio (100%)
EMH2	100%	100%	100%	-Peso Propio (100%)
1	85%	0%	0%	-Peso Propio (100%)
2 EMH2	100%	82%	0%	-Peso Propio (100%)
2 CP	100%	82%	0%	-Peso Propio (100%) -Peso de mampostería (82%)
3 EMH2	100%	100%	65%	-Acabados { -Peso Propio (100%) vidrio (53%) cielo falso e inst. (20%) - Adicional Nv. + 3.40
3 CP	100%	100%	65%	-Acabados { -Peso Propio (100%) -Peso de mampostería (100%) vidrio (53%) cielo falso e inst. (20%) - Adicional Nv. + 3.40
4 EMH2	100%	100%	100%	-Acabados { -Peso Propio (100%) vidrio (92%) cielo falso e inst. (80%) baldosa (100%) divisiones de gypsum (100%) cubierta de entepiso (60%) - Adicional Nv. + 3.40 y + 6.80
4 CP	100%	100%	100%	-Acabados { -Peso Propio (100%) -Peso de mampostería (100%) vidrio (92%) cielo falso e inst. (80%) baldosa (100%) divisiones de gypsum (100%) cubierta de entepiso (60%) - Adicional Nv. + 3.40 y + 6.80
5 EMH2	100%	100%	100%	-Acabados { -Peso Propio (100%) vidrio (100%) cielo falso e inst. (100%) baldosa (100%) divisiones de gypsum (100%) cubierta de entepiso (100%)
5 CP	100%	100%	100%	-Acabados { -Peso Propio (100%) -Peso de mampostería (100%) vidrio (100%) cielo falso e inst. (100%) baldosa (100%) divisiones de gypsum (100%) cubierta de entepiso (100%)

SE: Solo Estructura; EMH2: Estructura con Mampostería y Hormi2; CP: Con Puntales

Elaborado por: Dany A. Chango G.

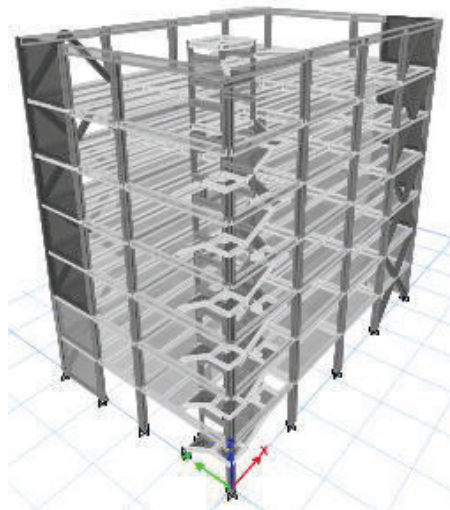
Las consideraciones adicionales que se tomarán en cuenta para el análisis de los modelos teóricos se detallarán en cada uno de ellos.

- Las secciones de columnas son llenas de hormigón de resistencia $f'c=240$ Kg/cm².
- La losa se modela como tipo “*Steel Deck*” con hormigón $f'c=240$ Kg/cm².
- Los muros de corte se diseñaron de acuerdo a los planos estructurales.
- Los muros de corte del primer y segundo nivel tienen una inercia agrietada de $0.6*I$ (NEC 15). En el resto de niveles la inercia es $1*I$.
- Los paneles no portantes de Hormi2 se definen como áreas.
- La idealización del modelo de la cubierta de madera consiste en distribuir el peso de esta sobre las vigas perimetrales longitudinales.
- Para definir la fuente de masas consideramos el peso propio de la estructura y las cargas adicionales que se apliquen.

4.2.3.1 Modelo “SE” (Solo Estructura)

En este modelo se toma en cuenta solo los elementos estructurales con las propiedades correspondientes de cada uno. El modelo “SE” sirve como punto de partida para determinar la influencia de los elementos no estructurales.

Figura 4. 2. Representación del modelo “SE”.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

Una vez analizados los modelos se obtienen los valores de los periodos, así como la participación modal en cada una de las direcciones.

Tabla 4. 5. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “SE”.

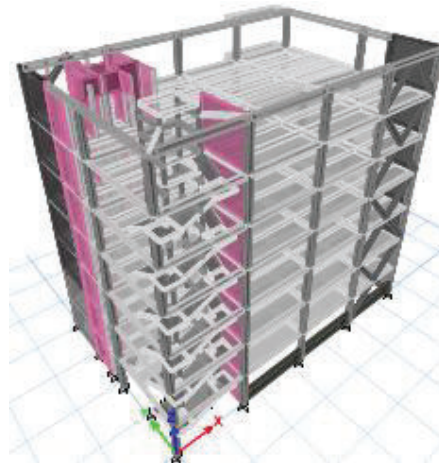
MODO	UX	UY	RZ	PERIODO	DIRECCIÓN
1	51%	49%	0%	0,490	Longitudinal
2	49%	51%	0%	0,432	Transversal

Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.2.3.2 Modelo “EMH2” (Estructura con Mampostería y Paneles de Hormi2)

El análisis del modelo “EMH2” sirve para verificar la influencia directa de los paneles de Hormi2 y de la mampostería de bloque sobre la estructura.

Figura 4. 3. Representación del modelo “EMH2”.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

Tabla 4. 6. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “EMH2”.

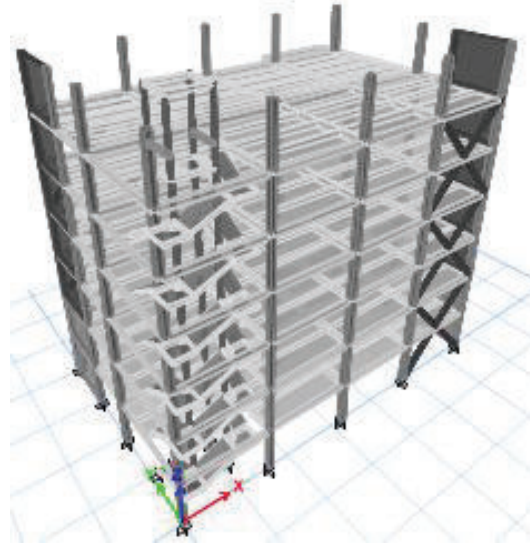
MODO	UX	UY	RZ	PERIODO	DIRECCIÓN
1	95%	5%	0%	0,447	Longitudinal
2	39%	21%	40%	0,399	Torsión

Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.2.3.3 Modelo “1” (Primera etapa constructiva)

El modelo se relaciona con la primera medición de vibraciones ambientales y se modela los detalles constructivos que se presentan en la sección 4.1.1.

Figura 4. 4. Representación del modelo “1”.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

Tabla 4. 7. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “1”.

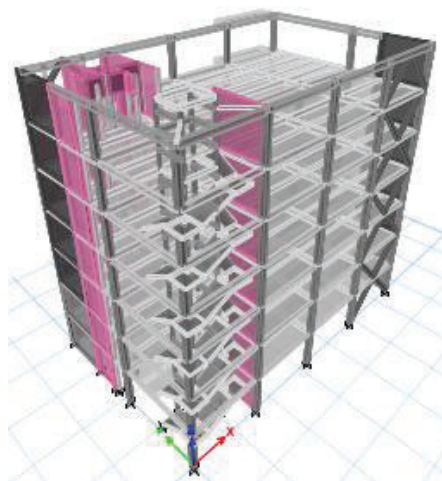
MODO	UX	UY	RZ	PERIODO	DIRECCIÓN
1	52%	48%	0%	0,677	Longitudinal
2	48%	52%	0%	0,510	Transversal

Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.2.3.4 Modelo “2 EMH2” (Segunda etapa constructiva con mampostería y Hormi2)

Relacionado con el segundo registro de las vibraciones ambientales y los detalles constructivos de la sección 4.1.2.

Figura 4. 5. Representación del modelo “2 EMH2”.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

Tabla 4. 8. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “2 EMH2”.

MODO	UX	UY	RZ	PERIODO	DIRECCIÓN
1	93%	7%	0%	0,526	Longitudinal
2	7%	84%	9%	0,442	Transversal

Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.2.3.5 Modelo “2 CP” (Segunda etapa constructiva con puntales)

El modelo teórico es similar al anterior (“2 EMH2”), la diferencia radica en que los paneles de Hormi2 se modelan mediante el uso de los puntales equivalentes.

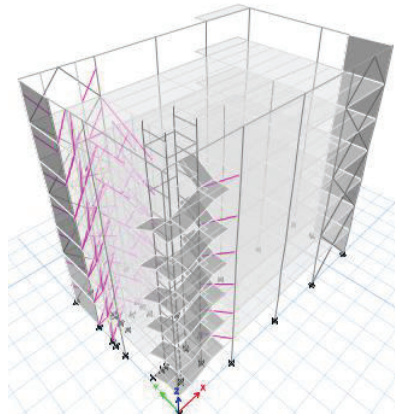
- Al ser el modelo con puntales se debe distribuir la carga por peso de los paneles de Hormi2.

Tabla 4. 9. Distribución de carga por peso de paneles de Hormi2.

NIVEL	Carga (Kg/m2)
Nivel +3.40	150,00
Nivel +6.80	150,00
Nivel +10.20	150,00
Nivel +13.60	150,00
Nivel +17.00	150,00
Nivel +20.40	150,00

Fuente: San Bartolomé, (2009).
Elaborado por: Dany A. Chango G.

Figura 4. 6. Representación del modelo “2 CP”.



Color magenta (Puntales Hormi2)
Elaborado por: Dany A. Chango G.

Al analizar el modelo con las características correspondientes al estado constructivo a esa fecha se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 4. 10. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “2 CP”.

MODO	UX	UY	RZ	PERIODO	DIRECCIÓN
1	62%	38%	0%	0,506	Longitudinal
2	48%	52%	0%	0,422	Transversal

Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.2.3.6 Modelo “3 EMH2” (Tercera etapa constructiva con mampostería y Hormi2)

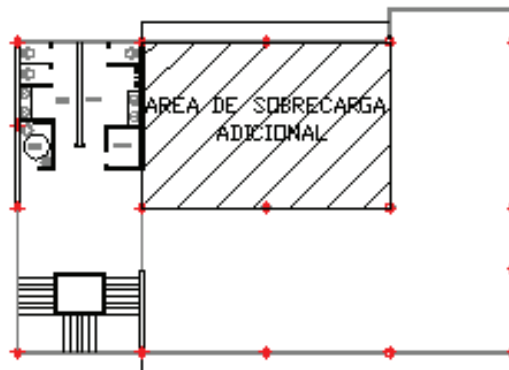
La sobrecarga adicional se presenta en el nivel + 3.40, sobre el área de afectación (Figura 4.7) con un valor aproximado de 170 Kg/m².

Tabla 4. 11. Distribución de sobrecarga por acabados.

NIVEL	Sobrecarga por acabados (Kg/m2)		
	Vidrio	Cielo Falso e Instal.	Total
Nivel +3.40	3,02	2,23	5,25
Nivel +6.80	3,02	2,23	5,25
Nivel +10.20	3,02	2,23	5,25
Nivel +13.60	3,02	2,23	5,25
Nivel +17.00	3,02	2,23	5,25
Nivel +20.40	0,00	2,23	2,23

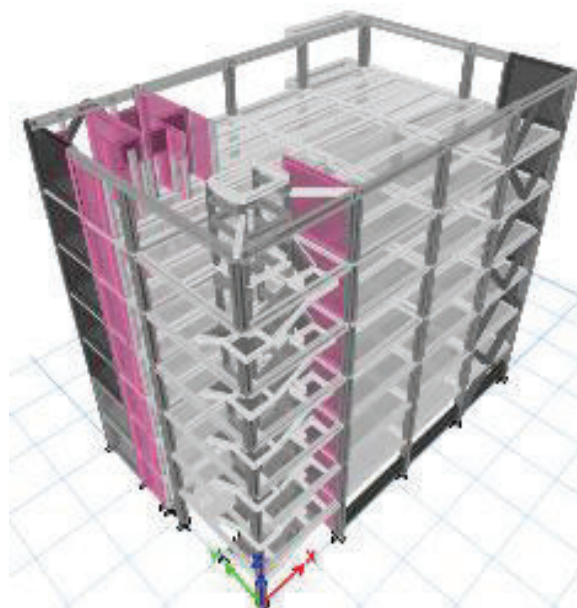
Elaborado por: Dany A. Chango G.

Figura 4. 7. Ubicación de Sobrecarga en planta Nv. +3.40.



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.
Elaborado por: Dany A. Chango G.

Figura 4. 8. Representación del modelo “3 EMH2”.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

Tabla 4. 12. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “3 EMH2”.

MODO	UX	UY	RZ	PERIODO	DIRECCIÓN
1	92%	8%	0%	0,571	Longitudinal
2	11%	76%	13%	0,441	Transversal

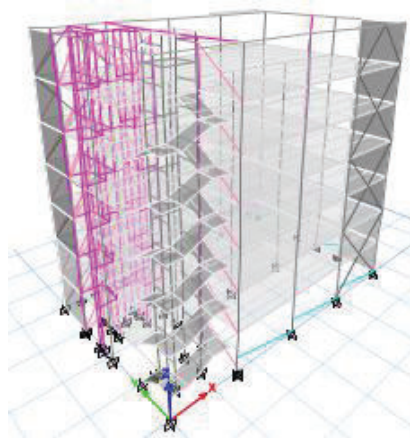
Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.2.3.7 Modelo “3 CP” (Tercera etapa constructiva con puntales)

Modelación de forma similar al anterior con la inclusión de los puntales equivalentes.

- Las sobrecargas por acabados son las mostradas en la tabla 4.11.
- La sobrecarga adicional se presentan en el nivel + 3.40, sobre el área de afectación (Figura 4.7).

Figura 4. 9. Representación del modelo “3 CP”.



Color magenta (Puntales Hormi2); Color cyan (Puntales de bloque)

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Tabla 4. 13. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “3 CP”.

MODO	UX	UY	RZ	PERIODO	DIRECCIÓN
1	94%	6%	0%	0,581	Longitudinal
2	22%	78%	0%	0,435	Transversal

Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.2.3.8 Modelo “4 EMH2” (Cuarta etapa constructiva con mampostería y Hormi2)

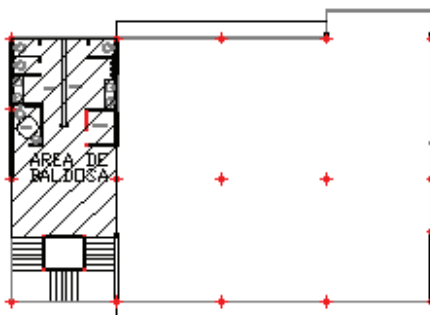
- Las sobrecargas provocadas por los ventanales de vidrio y cielo falso se distribuyen en toda el área de losas, de acuerdo a la tabla 4.14.

Tabla 4. 14. Distribución de sobrecarga por acabados.

NIVEL	Sobrecarga por acabados (Kg/m ²)		
	Vidrio	Cielo Falso e Instal.	Total
Nivel +3.40	5,60	8,92	14,5
Nivel +6.80	5,60	8,92	14,5
Nivel +10.20	5,60	8,92	14,5
Nivel +13.60	5,60	8,92	14,5
Nivel +17.00	5,60	8,92	14,5
Nivel +20.40	5,20	8,92	14,1

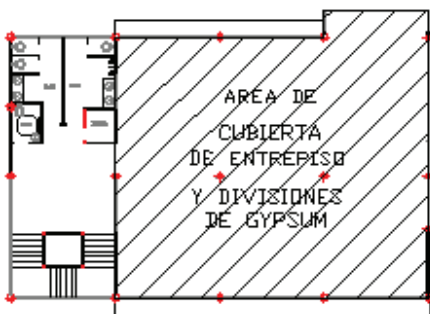
Elaborado por: Dany A. Chango G.

- Las sobrecargas provocadas por elementos como baldosas, divisiones de yeso y cubierta de entrepiso de madera se distribuyen en las áreas mostradas en la figura 4.10 y 4.11. El valor de las sobrecargas distribuidas por piso se muestran en la tabla 4.15.

Figura 4. 10. Área de distribución de baldosa.

Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Figura 4. 11. Área de distribución de cubierta de entrepiso.

Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.

Elaborado por: Dany A. Chango G.

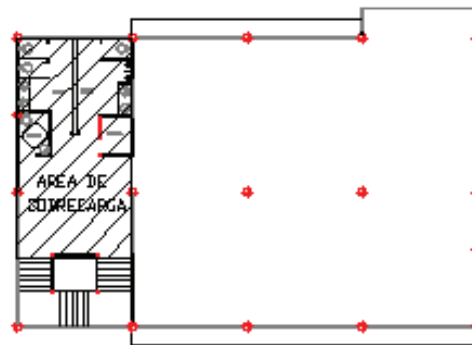
Tabla 4. 15. Distribución de sobrecarga por acabados.

NIVEL	Sobrecarga por acabados (Kg/m ²)			Total
	Baldosa	Cubierta de entepiso	Gypsum	
Nivel +3.40	52,0	15,00	11,85	26,9
Nivel +6.80	52,0	15,00	11,85	26,9
Nivel +10.20	52,0	15,00	11,85	26,9
Nivel +13.60	52,0	17,50	11,85	29,4
Nivel +17.00	52,0	17,50	11,85	29,4
Nivel +20.40	52,0	20,00	0,00	20,00

Elaborado por: Dany A. Chango G.

- La sobrecarga adicional se presentan en el nivel + 3.40 y + 6.80, sobre el área de afectación (Figura 4.12) con un valor aproximado de 310 Kg/m².

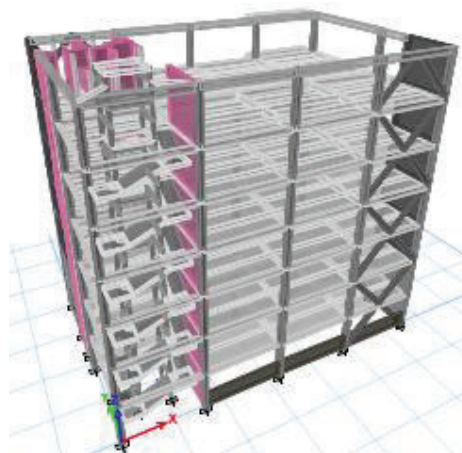
Figura 4. 12. Ubicación de sobrecarga adicional en planta.



Fuente: Departamento de Planta Física de la Universidad Católica del Ecuador.

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Figura 4. 13. Representación del modelo "4 EMH2".



Elaborado por: Dany A. Chango G.

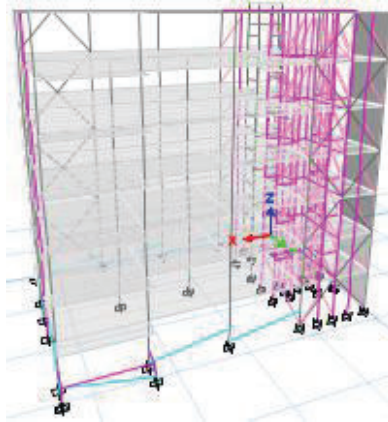
Tabla 4. 16. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “4 EMH2”.

MODO	UX	UY	RZ	PERIODO	DIRECCIÓN
1	95%	5%	0%	0,469	Longitudinal
2	20%	56%	24%	0,371	Transversal

Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.2.3.9 Modelo “4 CP” (Cuarta etapa constructiva con puntales)

- Al ser el modelo con puntales se debe distribuir la carga por peso de los paneles de Hormi2. (Tabla 4.9).

Figura 4. 14. Representación del modelo “4 CP”.

Color magenta (Puntales Hormi2); Color cyan (Puntales de bloque)

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Tabla 4. 17. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “4 CP”.

MODO	UX	UY	RZ	PERIODO	DIRECCIÓN
1	88%	10%	2%	0,455	Longitudinal
2	15%	65%	20%	0,368	Transversal

Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.2.3.10 Modelo “5 EMH2” (Quinta etapa constructiva con mampostería y Hormi2)

- El edificio está completo y en funcionamiento, por lo que se toma en cuenta el efecto de carga viva.

- Las sobrecargas provocadas por los ventanales de vidrio y cielo falso se distribuyen en toda el área de losas, de acuerdo a la tabla 4.18.

Tabla 4. 18. Distribución de sobrecarga por acabados.

NIVEL	Sobrecarga por acabados (Kg/m ²)		
	Vidrio	Cielo Falso e Instal.	Total
Nivel +3.40	5,60	11,15	16,8
Nivel +6.80	5,60	11,15	16,8
Nivel +10.20	5,60	11,15	16,8
Nivel +13.60	5,60	11,15	16,8
Nivel +17.00	5,60	11,15	16,8
Nivel +20.40	5,60	11,15	16,8

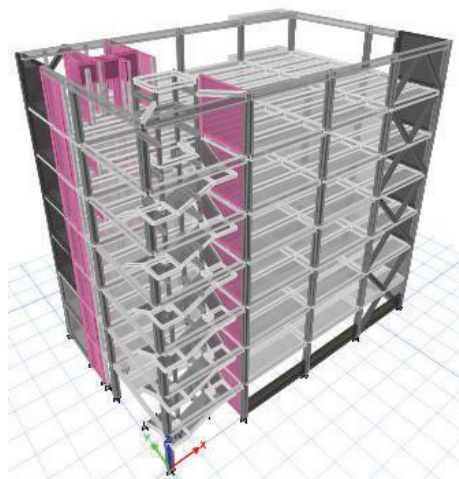
Elaborado por: Dany A. Chango G.

Tabla 4. 19. Distribución de sobrecarga por acabados.

NIVEL	Sobrecarga por acabados (Kg/m ²)			
	Baldosa	Cubierta de entrepiso	Gypsum	Total
Nivel +3.40	52,0	25,00	11,85	36,9
Nivel +6.80	52,0	25,00	11,85	36,9
Nivel +10.20	52,0	25,00	11,85	36,9
Nivel +13.60	52,0	25,00	11,85	36,9
Nivel +17.00	52,0	25,00	11,85	36,9
Nivel +20.40	52,0	25,00	0,00	25,00

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Figura 4. 15. Representación del modelo “5 EMH2”.



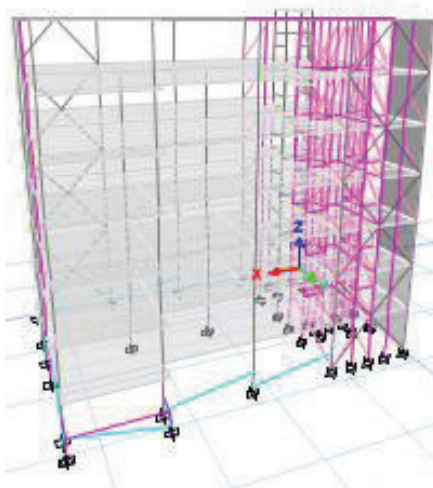
Elaborado por: Dany A. Chango G.

Tabla 4. 20. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “5 EMH2”.

MODO	UX	UY	RZ	PERIODO	DIRECCIÓN
1	95%	5%	0%	0,482	Longitudinal
2	13%	69%	18%	0,426	Transversal

Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.2.3.11 Modelo “5 CP” (Quinta etapa constructiva con puntales)

Figura 4. 16. Representación del modelo “5 CP”.

Color magenta (Puntales Hormi2); Color cyan (Puntales de bloque)

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Tabla 4. 21. Participación modal y periodos de vibración – Modelo “5 CP”.

MODO	UX	UY	RZ	PERIODO	DIRECCIÓN
1	88%	12%	0%	0,471	Longitudinal
2	11%	71%	12%	0,413	Transversal

Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.2.4 RESUMEN DE LOS RESULTADOS TEÓRICOS

Luego de analizar los modelos teóricos en base a los diferentes estados constructivos de la edificación, se resume los resultados de los periodos de la estructura en cada una de las direcciones en la siguiente tabla.

Tabla 4. 22. Resumen de los periodos teóricos.

Modelo	Modo	Periodo T (s)	Dirección
SE	1	0,490	Longitudinal
	2	0,432	Transversal
EMH2	1	0,447	Longitudinal
	3	0,298	Transversal
1	1	0,677	Longitudinal
	2	0,510	Transversal
2 EMH2	1	0,526	Longitudinal
	2	0,442	Transversal
2 CP	1	0,506	Longitudinal
	2	0,422	Transversal
3 EMH2	1	0,571	Longitudinal
	2	0,441	Transversal
3 CP	1	0,581	Longitudinal
	2	0,435	Transversal
4 EMH2	1	0,469	Longitudinal
	2	0,371	Transversal
4 CP	1	0,455	Longitudinal
	2	0,368	Transversal
5 EMH2	1	0,482	Longitudinal
	2	0,426	Transversal
5 CP	1	0,471	Longitudinal
	2	0,413	Transversal

SE: Solo Estructura; CP: Con Puntales
EMH2: Estructura con Mampostería y Hormi2

Elaborado por: Dany A. Chango G.

De los resultados teóricos mostrados en la tabla anterior, se puede aclarar que los valores del periodo para la segunda medición con puntales no son cien por ciento confiables. Esto se debe a que en la modelación para la segunda etapa constructiva no está completa la estructura, por esta razón los resultados no pueden ser comparados de forma clara.

Para el resto de modelos analizados los valores de los periodos teóricos se presentan muy semejantes a los experimentales, por tal motivo se puede realizar la comparación de forma más confiable y acertada.

4.3 EVALUACIÓN DE RESULTADOS

En base a los resultados experimentales mediante los registros de vibración ambiental y a los de la modelación para los diferentes estados constructivos, se presenta el resumen comparativo en la siguiente tabla.

Tabla 4. 23. Compatibilidad de periodos teórico - experimentales.

Dirección	Modelo	Periodo Teórico T (s)	Numero de Medición (VA)	Periodo Experimental T (s)	Error absoluto	Error Relativo (%)
Longitudinal	SE	0,490		No Definido	-	-
Transversal		0,432		No Definido	-	-
Longitudinal	EMH2	0,447		No Definido	-	-
Transversal		0,399		No Definido	-	-
Longitudinal	1	0,677	1	0,609	0,068	10%
Transversal		0,510		0,496	0,014	3%
Longitudinal	2 EMH2	0,526	2	0,573	-0,047	-9%
Transversal		0,442		0,468	-0,026	-6%
Longitudinal	2 CP	0,506		0,573	-0,067	-13%
Transversal		0,422		0,468	-0,046	-11%
Longitudinal	3 EMH2	0,571	3	0,587	-0,016	-3%
Transversal		0,441		0,475	-0,034	-8%
Longitudinal	3 CP	0,518		0,587	-0,069	-13%
Transversal		0,435		0,475	-0,040	-9%
Longitudinal	4 EMH2	0,469	4	0,482	-0,013	-3%
Transversal		0,371		0,407	-0,036	-10%
Longitudinal	4 CP	0,455		0,482	-0,027	-6%
Transversal		0,368		0,407	-0,039	-11%
Longitudinal	5 EMH2	0,482	5	0,473	0,009	2%
Transversal		0,426		0,404	0,022	5%
Longitudinal	5 CP	0,471		0,473	-0,002	0%
Transversal		0,413		0,404	0,009	2%
Longitudinal	6 EMH2	0,482	6	0,486	-0,004	-1%
Transversal		0,426		0,430	-0,004	-1%
Longitudinal	6 CP	0,471		0,486	-0,015	-3%
Transversal		0,413		0,430	-0,017	-4%

SE: Solo Estructura; CP: Con Puntales; EMH2: Estructura con Mampostería y Hormi2

Elaborado por: Dany A. Chango G.

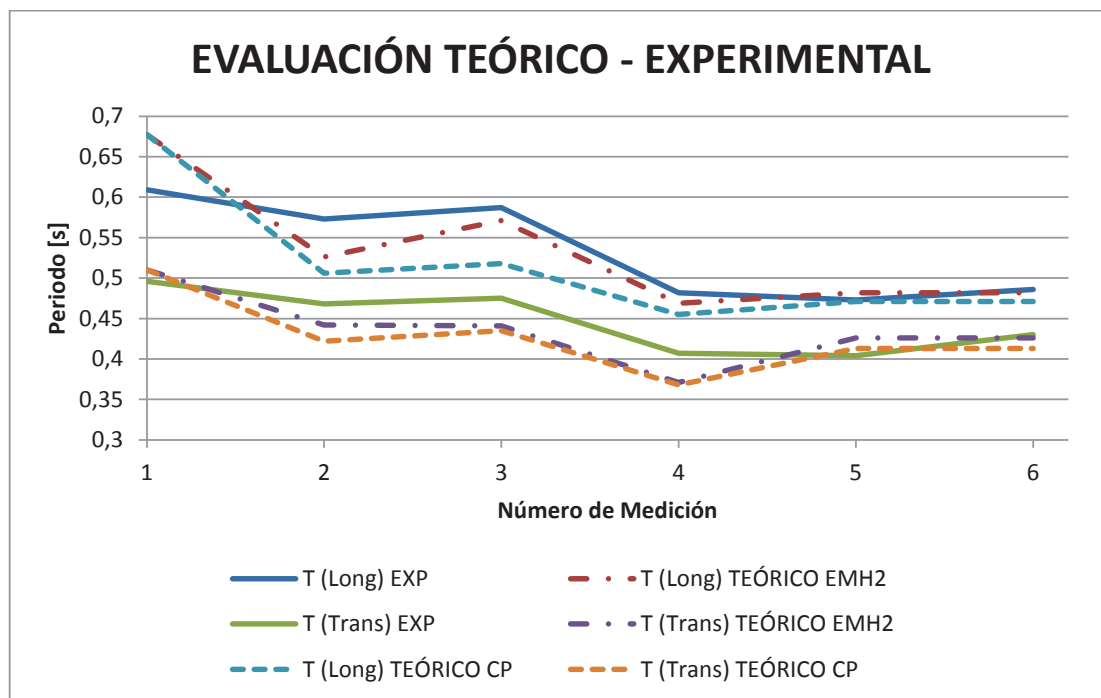
Para el análisis comparativo de la sexta medición se toma como referencia el modelo teórico “5 EMH2” y el “5 CP”, ya que el estado constructivo es el mismo.

Al analizar la tabla 4.23; se observa que el error relativo es considerable para los cuatro primeros estados constructivos con una variación del 3% al 13%, y se debe principalmente a que hubo algunas incertidumbres en la definición de las

propiedades de algunos de los materiales. En el quinto y sexto modelo se tiene un menor porcentaje de error, debido a que la estructura está completa.

También se puede observar que los resultados mediante la modelación con puntales tiene un ligero desfase tanto con los valores experimentales como con los modelos que incluyen de forma completa los paneles de Hormi2 y la mampostería de bloque. Para analizar de mejor manera la relación y variación de los resultados teóricos experimentales, se presenta la siguiente gráfica comparativa de los periodos.

Gráfico 4. 21. Evaluación teórico – experimental.



Elaborado por: Dany A. Chango G.

Se observa que del primer al cuarto modelo la tendencia del periodo es similar para los valores experimentales y teóricos, tanto para la modelación con paneles simples de Hormi2 y mampostería de bloque como para los modelos con puntales.

Del cuarto al sexto modelo los valores teóricos mantienen la tendencia, pero para los experimentales hay una disminución del cuarto al quinto nivel y un aumento del quinto al sexto. Este aumento se debe al sismo del 16 de abril del 2016 con

magnitud de 7.8. De acuerdo con los estudios de Clinton, et al. (2006) al producirse un sismo el periodo de vibración de la estructura aumenta y toma un tiempo en regresar a su estado de vibración natural.

El periodo decrece del modelo uno al dos ya que en el primer modelo solo está presente la estructura y en el segundo aparece la mampostería no portante de Hormi2 casi en su totalidad. En el modelo tres el periodo vuelve a aumentar debido a que aumenta la masa de la cubierta de madera.

En el cuarto modelo se observa que la tendencia es semejante y sus valores disminuyen tanto en los resultados experimentales como en los teóricos. Esto se debe a que el modelo cuenta con toda la estructura de cubierta, cargas de acabados y cargas adicionales.

Se realizó dos modelos en los cuales se espera identificar la influencia de los paneles de Hormi2 y de la mampostería de bloque en la estructura. En la siguiente tabla se muestra la variación de los periodos para los dos modelos adicionales.

Tabla 4. 24. Evaluación de los periodos de los modelos adicionales.

Dirección	Modelo	Periodo T (s)	Modelo	Periodo T (s)	Error absoluto	Error Relativo (%)
Longitudinal	SE	0,490	EMH2	0,447	-0,043	-9%
Transversal		0,432		0,399	-0,033	-8%

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Se puede observar que el periodo disminuye con la inclusión de los paneles de Hormi2 y de la mampostería de bloque en ambas direcciones. El periodo disminuye en un 9% en la dirección longitudinal y 8% en la transversal. De acuerdo con los resultados se ratifica que la mampostería rigidiza la estructura.

4.4 EVALUACIÓN DEL PERIODO EN CÓDIGOS Y LITERATURA

En varios códigos de diseño se presenta una sección en la que se especifica cómo determinar el periodo fundamental de vibración, así como dentro de la literatura también se ha presentado estudios acerca del tema y se han desarrollado formulas aproximadas para la determinación del periodo fundamental. La mayoría de estas fórmulas se relacionan factores básicos como: la tipología y la altura de la estructura.

4.4.1 FÓRMULAS EN CÓDIGOS

Para evaluar las fórmulas definidas en códigos y en la literatura correspondiente y correlacionarlas con los valores obtenidos en este estudio, definimos los parámetros iniciales como altura desde la base ($h_n = 19.80\text{m}$) y el número de pisos ($N=6$) para los respectivos cálculos.

4.4.1.1 Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 15)

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (4.1)$$

Dónde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio

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

T: Periodo de vibración

Tabla 4. 25. Coeficientes C_t y α (NEC 15).

Estructuras de acero		
Tipo de estructura	C_t	α
Sin arriostramientos	0,072	0,8
Con arriostramientos	0,073	0,75

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 15), Peligro Sísmico.

Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.4.1.2 Código Ecuatoriano de la construcción (CEC - 2002)

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (4.2)$$

Dónde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio:

Pórticos de acero; $C_t = 0.09$

Pórticos espaciales de hormigón armado; $C_t = 0.08$

Pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales; $C_t = 0.06$

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

T: Periodo de vibración

4.4.1.3 Reglamento Colombiano de la Construcción (NSR - 10)

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (4.3)$$

Dónde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio

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

T: Periodo de vibración

Tabla 4. 26. Coeficientes C_t y α (NSR-10).

Tipo de estructura	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0,047	0,9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0,072	0,8

Fuente: Reglamento Colombiano de la construcción (NRS-10).

Elaborado por: Dany A. Chango G.

Tabla 4. 27. Coeficientes C_t y α (NSR-10).

Tipo de estructura	C_t	α
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0,073	0,75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0,049	0,75

Fuente: Reglamento Colombiano de la construcción (NRS-10).

Elaborado por: Dany A. Chango G.

4.4.1.4 Norma Venezolana (COVENIN-1756:2001-2)

$$T = C_t h_n^{0.75} \quad (4.4)$$

Dónde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio:

Edificios de hormigón armado o mixtos de acero - concreto; $C_t = 0.07$

Edificios de acero; $C_t = 0.08$

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

T: Periodo de vibración

4.4.1.5 Uniform Building Code (UBC-1997) – Estados Unidos

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (4.5)$$

Dónde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio:

Estructuras de acero resistentes a momento; $C_t = 0.0853$

Pórticos de concreto reforzado resistentes a momento y para marcos de acero arriostrados excéntricamente; $C_t = 0.0731$

Todas las demás estructuras; $C_t = 0.0488$

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

T: Periodo de vibración

4.4.1.6 Normas Estructurales de Diseño (AGIES NR -3) – República de Guatemala

El periodo fundamental de vibración de una edificación puede estimarse de la siguiente manera.

$$T = K_t h_n^{0.75} \quad (4.6)$$

Dónde:

K_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio:

Marcos de concreto; $K_t = 0.061$

Marcos de acero; $K_t = 0.085$

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

T: Periodo de vibración

4.4.2 FORMULAS EN LITERATURA

4.4.2.1 Goel y Chopra (Estados Unidos - 1997)

En este estudio se analizaron 53 estructuras de acero y 37 estructuras de hormigón durante varios eventos sísmicos comprendidos entre el terremoto de San Fernando (1971) de magnitud ML=6.6 hasta el de Northridge (1994) de magnitud ML=6.7. En base al estudio realizado en las estructuras de acero se determinó la siguiente formula:

$$T = 0.035 h_n^{0.8} \quad (4.7)$$

Dónde:

h_n : Altura máxima de la edificación, en pies.

T: Periodo de vibración

4.4.2.2 Daniel Heinzmann (Argentina - 2000)

En base al análisis realizado por Heinzmann, se determinó la siguiente fórmula empírica:

$$T = \alpha N \quad (4.8)$$

Dónde:

α : Coeficiente que depende del tipo de edificio:

Estructuras de muros de mampostería; $\alpha = 0.05$

Pórticos de hormigón armado; $\alpha = 0.064$

Pórticos de acero; $\alpha = 0.08$

N : Número de pisos de la edificación.

T : Periodo de vibración

4.4.2.3 Bazán - Meli (1999)

$$T = 0.1 N \quad (4.9)$$

Dónde:

N : Número de pisos de la edificación.

T : Periodo de vibración

4.4.3 EVALUACIÓN DE FÓRMULAS EN CÓDIGOS Y LITERATURA

Mediante las expresiones descritas en códigos y las fórmulas empíricas determinadas en la literatura, se evalúan los valores del periodo fundamental con las características propias del edificio en estudio. Para la comparación se toma como referencia los periodos longitudinal ($T=0.473$ s) y transversal ($T=0.404$ s) de los registros de la quinta medición y un mismo valor para las dos direcciones en los resultados de la evaluación de fórmulas.

Tabla 4. 28. Evaluación de fórmulas en códigos y literatura.

		Dirección	Periodo [s]	Error Absoluto	Error Relativo (%)	Relación Tc/Tr
CODIGOS	NEC 15	Longitudinal	0,685	0,212	31%	1,4
		Transversal	0,685	0,281	41%	1,7
	CEC-2002	Longitudinal	0,844	0,371	44%	1,8
		Transversal	0,844	0,440	52%	2,1
	NSR-10	Longitudinal	0,685	0,212	31%	1,4
		Transversal	0,685	0,281	41%	1,7
	COVENIN	Longitudinal	0,751	0,278	37%	1,6
		Transversal	0,751	0,347	46%	1,9
	UBC-1997	Longitudinal	0,686	0,213	31%	1,5
		Transversal	0,686	0,282	41%	1,7
	AGIES NR - 3	Longitudinal	0,797	0,324	41%	1,7
		Transversal	0,797	0,393	49%	2,0
LITERATURA	GOEL Y CHOPRA	Longitudinal	0,986	0,513	52%	2,1
		Transversal	0,986	0,582	59%	2,4
	DANIEL HEINZMANN	Longitudinal	0,480	0,007	1%	1,0
		Transversal	0,480	0,076	16%	1,2
	BAZÁN - MELI	Longitudinal	0,600	0,127	21%	1,3
		Transversal	0,600	0,196	33%	1,5
ENSAYOS	EXPERIMENTAL	Longitudinal	0,473	0,000	0%	1,0
		Transversal	0,404	0,000	0%	1,0
	MODELO EMH2	Longitudinal	0,482	0,009	2%	1,0
		Transversal	0,426	0,022	5%	1,1
	MODELO CP	Longitudinal	0,471	-0,002	0%	1,0
		Transversal	0,413	0,009	2%	1,0

Tc: Periodo Calculado; Tr: Periodo Experimental

Elaborado por: Dany A. Chango G.

De los resultados mostrados se aprecia que las expresiones definidas en los códigos solo consideran la geometría y la tipología de la estructura y no elementos como la mampostería y cargas adicionales presentes.

En varios países y por diversos autores se han realizado investigaciones para determinar fórmulas empíricas del periodo de vibración en base a la altura de la estructura. Sin embargo, varias de estas expresiones han sido desarrolladas para estructuras con marcos de hormigón armado. En lo que se refiere al caso de estudio se ha optado por el uso de fórmulas que relacionen marcos de acero.

La expresión dada por Daniel Heinzmann (2000) es la más acertada con un error absoluto de 0.007 en la dirección longitudinal y 0.076 para la transversal, y un error relativo del 3% al 16%.

Se aprecia que en la norma CEC-2000 el valor es elevado, ya que la expresión para determinar este valor está en función de la altura al edificio y de la constante

Ct que depende del tipo de pórticos del que está conformada la estructura. Esta norma se basa en los códigos de Estados Unidos por lo que el valor de Ct es alto, diferente al de la NEC-15 en la que se ajustó estos valores para pórticos de acero.

4.5 COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA EN ESTRUCTURAS DE ACERO.

La mampostería tiene una influencia directa en la rigidez de la estructura, siempre y cuando su construcción y unión con los marcos estructurales sea la correcta. Dentro de los marcos estructurales analizados en este estudio contiene mampostería de bloque en la planta baja y paneles de Hormi2 en los demás niveles. (Fotografías 4.11 (a) y (b)).

Fotografía 4. 11. (a) Paneles de Hormi2 Nv. +19.80. (b) Mampostería de bloque.



(a)



(b)

En base a la experiencia adquirida de la visita a la ciudad de Portoviejo luego del sismo del 16 de abril de 2016, se recopiló una serie de datos y fotografías que ayudarán a entender el comportamiento dinámico de una estructura de acero con la correcta o incorrecta inclusión de la mampostería, además de los frecuentes errores al colocar la misma y el comportamiento en cada uno de los edificios analizados.

Cuando la mampostería no cuenta con un adecuado confinamiento, una cantidad adecuada de refuerzos en los elementos confinantes o no presentan refuerzos, se detecta patrones de agrietamiento que dan origen a las siguientes fallas (Astroza & Schmidt, 2004):

Falla de corte por deslizamiento, en el cual el agrietamiento se presenta a lo largo de las juntas horizontales, ocasionada por la poca adherencia entre los elementos de la pared y el mortero.

Falla de corte, es consecuencia de las tensiones de tracción diagonal que se producen internamente y se presenta en forma de escalera siguiendo la junta del mortero; se identifica por su forma diagonal a lo largo del muro.

Falla de flexión, es producto de la compresión por flexión en la que el agrietamiento se identifica de forma vertical en las esquinas y en el centro.

Falla por aplastamiento por compresión diagonal, se produce por la separación de las secciones de mampostería de los elementos de confinamiento, las cuales generan compresión en las esquinas y la posterior falla en su mayoría cuando la mampostería es de baja calidad.

A continuación se hará un recuento de cada uno de los edificios observados y registrados conjuntamente con el análisis respectivo de los errores presentes, las razones por las que se dieron los daños, los tipos de falla y su comportamiento.

Edificio de la Unidad de Vigilancia Comunitaria (UVC)

Esta edificación se encuentra sobre la Av. José María Urbina, a las afueras de la zona cero de afectación del sismo. Consta de 2 pisos y es una estructura de marcos de acero con losas “*Steel deck*” y mampostería de bloque de 15 cm. (Fotografía 4.12).

Fotografía 4. 12. Edificio de la Unidad de Vigilancia Comunitaria (UVC).

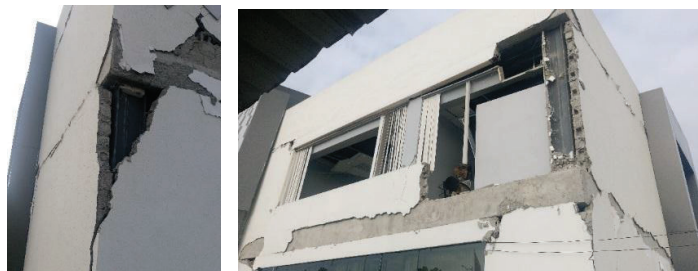


En este edificio se puede apreciar que no existieron daños estructurales (Fotografía 4.13), mientras que la mampostería en la mayoría de las áreas presenta desprendimientos que fueron provocados por el mal confinamiento de las mismas (Fotografías 4.14).

Fotografía 4. 13. Daños en la estructura del edificio.



Fotografía 4. 14. Daños en la mampostería de bloque del edificio.



Al analizar las fotografías anteriores se puede ver que la mampostería no está unida de forma correcta a la estructura. La mampostería se encuentra colocada por fuera de la estructura y no se observa uniones con ninguna clase de chicotes u otros elementos. También se puede observar que las fallas son mayores en las

esquinas, en las uniones con la estructura y en la parte superior. Estas fallas son del tipo corte por deslizamiento y aplastamiento por compresión diagonal.

Cooperativa de la Policía Nacional (CPN)

Esta edificación se encuentra en la Av. José María Urbina y calle Cesar Chávez, a las afueras de la zona cero de afectación del sismo. Consta de 4 pisos y es una estructura de marcos de acero con losas “*Steel deck*” y mampostería de bloque de 15 cm.

Fotografía 4. 15. Edificio de la Cooperativa de la Policía Nacional (CPN).



En este edificio se puede apreciar que no existieron daños estructurales (Fotografía 4.16), mientras que la mampostería en la mayoría de las áreas presenta fallas y grietas que fueron provocados por el mal confinamiento de las mismas (Fotografía 4.17).

Fotografía 4. 16. Daños en la estructura del edificio.



Fotografía 4. 17. Daños en la mampostería de bloque del edificio.



Al analizar las fotografías anteriores se puede ver que la mampostería está continua y enlazada a la estructura, sin embargo no se observa uniones con ninguna clase de chicotes u otros elementos de refuerzo. Se puede observar que las fallas son mayores en las esquinas y de forma diagonal con desprendimientos de algunas áreas. Estas fallas son de corte y por aplastamiento por compresión diagonal.

Al observar los daños, tipos de falla y comportamiento de la mampostería luego de un sismo, se puede determinar que una mampostería bien confinada con una estructura flexible no presentaría los problemas mencionados. Sin embargo, en la ciudad de Portoviejo se presentaron estas fallas debido a la relativa cercanía al epicentro del sismo, al mal confinamiento de la mampostería y al uso de materiales de mala calidad durante la construcción.

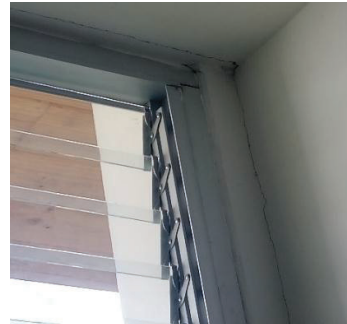
En los registros fotográficos de la última medición del caso de estudio en la cual intervino el factor sismo (M 7.8, con epicentro en Pedernales), se observa que la unión de los paneles de Hormi2 y la mampostería de bloque con la estructura están bien confinados ya que no se observa daños externos en los mismos (Fotografías 4.18).

Las únicas fisuras que se presentan son mínimas y están ubicadas en la unión de unión de las columnas con los paneles de Hormi2 (Fotografía 4.19). Mientras que en la mampostería de bloque de planta baja no se presenta ninguna clase de falla ni fisuras.

Fotografía 4. 18. Paneles de Hormi2 luego del sismo.



Fotografía 4. 19. Fisuras entre columna y paneles de Hormi2.



Los tipos de fallas observados en las edificaciones de la ciudad de Portoviejo se relacionan con la mampostería de bloque, mientras que en el caso de estudio se presenta paneles de Hormi2 en la mayoría de la estructura. Los daños son menos visibles debido a que su estructura es homogénea y monolítica, además de estar bien conectada a la estructura mediante varios chicotes colocados en la mayoría de sus áreas de unión.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Para la determinación del periodo fundamental es suficiente con el registro de un solo sensor colocado en el piso más alto, donde las deformaciones serán máximas.
- El suavizado dentro del procesamiento de señales juega un papel importante. Dependiendo de la variación de este valor pueden mostrarse o perderse picos dentro de la señal, los cuales deben estar identificados de forma clara en los espectros en ambas direcciones.
- De la tabla 4.1 se observa que del primer al segundo registro el periodo longitudinal disminuye en un 5.9% debido a la inclusión de los paneles de Hormi2 y de la colocación de las diagonales de acero en el último nivel. Por otra parte del segundo al tercer registro el periodo aumenta en un 2.4% por la colocación parcial de la cubierta de madera. En el cuarto registro el periodo vuelve a decrecer en un 17.9% y esto se debe a la colocación de todos los paneles en la estructura. Para el quinto registro interviene la carga viva ya que la estructura está en funcionamiento y por lo cual el periodo disminuye el 1.9%. De acuerdo con los valores determinados para las diferentes etapas constructivas se corrobora que las diagonales y muros de corte cumplen con su función de rigidizar la estructura, así como la mampostería de bloque y los paneles de Hormi2 también aportan rigidez. A su vez la masa de los elementos no estructurales, acabados y cargas adicionales genera una disminución de la misma.

- De forma semejante, el periodo en la dirección transversal del primer al segundo registro disminuye en un 5.6% debido a la inclusión de la mampostería y de la colocación de las diagonales de acero en el último nivel. Del segundo al tercer registro el periodo se eleva en un 1.5% por la colocación parcial de la cubierta de madera. Para el cuarto registro el periodo vuelve a decrecer en un 14.3% y esto se debe a la colocación de toda la mampostería y los paneles de Hormi2 en la estructura. En el quinto registro el valor del periodo disminuye el 0.7%. De forma similar que en la dirección longitudinal, los elementos estructurales y no estructurales aportan rigidez y que la masa de los mismos y las cargas adicionales generan un decremento del periodo.
- Tomando como referencia los resultados del quinto registro, percibimos que el efecto de carga viva influye en el valor del periodo, el cual aumenta en 1.1% de la mañana al del medio día en el cual se presentó el mayor efecto de carga viva distribuida en mayor cantidad en el último nivel.
- El último registro se realizó luego del efecto producido por un sismo de 7.8 de magnitud del día 16 de abril del 2016. El periodo fundamental aumenta en un 2.7% en la dirección longitudinal y en 6.4% en la dirección transversal. El sismo afectó de forma directa a la vibración natural del edificio y por lo tanto generó un aumento del periodo.
- Los periodos son semejantes en ambas direcciones debido a que los muros de corte y las diagonales de acero que rigidizan la estructura se presentan simétricos y opuestos en la estructura.
- Para el quinto registro la estructura estaba completa y en funcionamiento, por lo que se concluye que los periodos experimentales de la estructura para efectos comparativos pueden ser: Periodo Longitudinal = 0.473 s; Periodo Transversal = 0.404 s.

- Los rangos de desviación estándar para los picos máximos de cada espectro son muy pequeños, por lo que los resultados obtenidos son bastante confiables.
- De acuerdo a las fallas registradas de los edificios de Portoviejo, se evidencia que el uso de materiales de baja calidad o un mal confinamiento de la mampostería genera fallas o colapso de la misma ante una sollicitación sísmica.
- Una correcta correlación entre los volúmenes colocados en obra y los definidos en planos es importante para la determinación acertada del periodo teórico.
- Del primer al sexto modelo se refleja que el periodo tiene una tendencia semejante en ambas direcciones. Así se ratifica la influencia de los paneles de Hormi2 y la mampostería de bloque en la reducción del periodo y por ende en aumento de rigidez, como también que el aumento de masa genera un incremento del periodo.
- Para el modelo de la estructura con puntales equivalentes (CP), los valores de los periodos son: Periodo Longitudinal = 0.471 s; Periodo Transversal = 0.413 s.
- La variación en los valores definidos por los modelos teóricos respecto a los experimentales se debe a que las propiedades de algunos de los elementos no estructurales fueron modelados de forma aproximada por falta de información o por variación de los elementos durante la construcción con respecto a los modelados en base a los planos.
- Las propiedades mecánicas varían debido a que no se tiene un valor correcto de los pesos específicos y del módulo de elasticidad de algunos materiales, ya que estos fueron definidos por catálogos de materiales, reportes de ensayos anteriores y datos proporcionados por el constructor.

- Como se aprecia en los códigos la altura necesaria para el cálculo del periodo se define desde la base hasta el punto más alto del último nivel de la estructura. Para el caso de estudio la mejor opción para el cálculo es usar la altura definida del nivel +0.00 hasta el +19.80, despreciando la altura de la cubierta.
- Las expresiones definidas en los códigos no son suficientes ya que solo consideran los elementos estructurales, por lo que los valores del periodo son mayores. Al tomar esto en cuenta se observa que los elementos no estructurales influyen en la modelación previo al cálculo del periodo.
- La mayoría de códigos y formulas empíricas fueron desarrolladas tomando en cuenta investigaciones en edificaciones de hormigón armado y despreciando la afectación de los elementos no estructurales. Por esta razón el estudio del periodo fundamental mediante el registro de vibraciones ambientales es un método muy aceptado para la determinación del periodo real de la estructura.
- La expresión de Daniel Heinzmann (2000) es la más aceptable dentro de las formulas empíricas con un error relativo del 1% en la dirección longitudinal y del 16% para la transversal.
- Dentro de las normas ecuatorianas analizadas, la NEC-15 es la más aceptable con un error del 31% (Longitudinal) y 41% (Transversal) respecto al valor experimental comparativo, mientras que la CEC-2000 presenta un error del 44% (Longitudinal) y 52% (Transversal). Hay que mencionar que las normas utilizan información de estructuras dañadas por sismos y por eso hay esta diferencia respecto al presente trabajo.
- De la comparación de valores teóricos y experimentales, se concluye que la modelación de la estructura dentro del rango elástico en base a los lineamientos de los códigos vigentes no es suficiente y se debe mejorar

para correlacionarlos de mejor manera con los valores determinados en base a los registros de vibración ambiental.

5.2 RECOMENDACIONES

- Es conocido que dentro de las normas ecuatorianas NEC-15 y CEC-2000 no se hace referencia a la instrumentación sísmica en edificios, por tal motivo se recomienda discutir la posible inclusión de un capítulo en el que se mencione el tema.
- Al tomar en cuenta ventanas con diferente tendencia se puede incurrir en un cálculo erróneo de la gráfica promedio. Se debe tomar en cuenta la selección correcta de las ventanas para el cálculo del espectro de Fourier.
- Para la selección de las ventanas previo a la determinación del espectro de Fourier el valor de la relación STA/LTA debe estar entre 0.2 y 2.5 o como máximo entre 0.2 y 3.0, debido a que si se toma valores mayores se estaría tomando ventanas con ruidos ajenos al de los de ruido blanco de la estructura.
- Procesar la señal con varios coeficientes de suavizado hasta determinar con precisión el espectro más óptimo y que se aprecien de forma clara.
- Una correcta modelación sería usando especificaciones de los materiales basadas en ensayos de laboratorio, con las cuales se definirá una mejor correlación entre los valores del modelo teórico y los valores experimentales.
- Revisar el diseño previo al análisis es una buena forma de verificar que no exista secciones o elementos repetidos que generen un error en el modelo.

- Se debe tomar en cuenta la correcta modelación de los muros de corte debido a que estos elementos aportan rigidez a la estructura, por lo que una incorrecta definición de estas secciones dentro del modelo afectarían de forma directa al valor del periodo.
- Dentro de la literatura se presentan varias opciones para la determinación del módulo de elasticidad del concreto. Guerra, (2013) define que para el Ecuador la expresión más óptima es $E_c = 14000\sqrt{f'_c}$ siendo las unidades de E_c y f'_c (Kg/cm²). Como el fin del estudio en cuestión es verificar la influencia del diseño en base al código en la modelación teórica, se recomienda usar la expresión presentada en el código NEC-15; $E_c = 4.7\sqrt{f'_c}$ siendo las unidades de E_c (GPa) y f'_c (MPa).
- La mayoría de expresiones son definidas en base al estudio de estructuras de hormigón armado, por lo que una investigación más amplia acerca de fórmulas empíricas relacionadas con estructuras de acero colaboraría con mayores criterios para definir diferencias dentro del presente proyecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Álvarez, D. A. (2014). Diseño comparativo para edificios en estructuras de acero con diversos tipos de arriostramiento lateral: caso diagonales en cruz. EPN. Quito, Ecuador.

Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, A. (2002). NR-3 Diseño Estructural de Edificaciones. Normas Estructurales de Diseño Recomendadas para la República de Guatemala. Segunda edición, Guatemala. .

Astroza, M., y Schmidt, A. (2004). Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño. Revista de Ingeniería Sísmica, pp. 59-75.

Bazán, E., y Meli, R. (1980). Seismic Analysis of Structures with Masonry Walls. 7th Conferencia Mundial Earthquake Engineering.

Bazán, E., y Meli, R. (2007). "Diseño Sísmico de edificios". México. Limusa.

Burneo, V. P. (2012). Ensayo experimental de los conectores de corte de las losas tipo Deck. Quito, Ecuador.

Cabrera, I. J., y Rodríguez, I. J. (2000). Evaluación y comparación de los daños producidos por sismos recientes en los hospitales José María Velasco Ibarra y Miguel H. Alcívar; recomendaciones de estructuración. I Curso Internacional CISMID, Reducción de Vulnerabilidad Sísmica en Edificaciones Esenciales.

Cantieni, R. (2005, April). Experimental methods used in system identification of civil engineering structures. In Proceedings of the International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC) (pp. 249-260).

CEC. (2002). Código Ecuatoriano de la Construcción. Requisitos generales de diseño. Quito, Ecuador.

Çelebi, M. (2000). Seismic instrumentation of buildings. US Department of the Interior, US Geological Survey.

Clinton, J. F., Bradford, S. C., Heaton, T. H., y Favela, J. (2006). The observed wander of the natural frequencies in a structure. Bulletin of the Seismological Society of America, pp. 237-257.

Code, U. B. (1997). Uniform Building Code. In International Conference of Building Officials, USA.

COVENIN 1756-2. (2001). Edificaciones sismorresistentes. Norma venezolana.

Crisafulli, F. C. (2000). Analytical modelling of infilled frame structures - a general review. Bulletin - New Zealand Society for Earthquake Engineering.

Cueva, N. P., y Díaz, P. A. (2014). Análisis comparativo entre sistema de pórticos y sistema de paredes portantes de hormigón (M2) para un edificio de vivienda de 6 pisos. Quito, Ecuador.

Espinoza, F. (1999). Determinación de características dinámicas de estructuras. Barcelona.

Gentile, C., y Bernardini, G. (2008). Output-only modal identification of a reinforced concrete bridge from radar-based measurements. NDT & E International, pp. 544-553.

Goel, R., y Chopra, A. (1997). Period formulas for moment-resisting frame buildings. Journal of Structural Engineering.

González, G. (1997). Series de Fourier, Transformadas de Fourier y Aplicaciones. Departamento de Matemática y Computación, Facultad Experimental de Ciencias Universidad del Zulia-Venezuela.

Guerra, A. M. (2013). Diseño sismo resistente de edificios utilizando ETABS. Quito .

Guillier, B., Chatelain, J. L., Tavera, H., Perfettini, H., Ochoa, A., y Herrera, B. (2014). Establishing Empirical Period Formula for RC Buildings in Lima, Peru: Evidence for the Impact of Both the 1974 Lima Earthquake and the Application of the Peruvian Seismic Code on High-Rise Buildings. Seismological Research Letters, pp. 1308-1315.

Heinzmann, D. (2000). Calculo sismico de edificios. Argentina.: <http://es.slideshare.net/vgarciaherreroso/clculo-ssmico-de-edificios>.

Holmes, M. (1961). Steel frames with brick work and concrete infilling. ICE Proceedings.

Ivanovic, S. S., Trifunac, M. D., y Todorovska, M. I. (2000). Ambient vibration tests of structures-a review. ISET Journal of Earthquake Technology, pp. 165-197.

Kohler, M. D., Davis, P. M., y Safak, E. (2005). Earthquake and ambient vibration monitoring of the steel-frame UCLA Factor building. Earthquake Spectra, pp. 715-736.

López, C. I., Limón, D. S., Fuentes, M. E., Espinoza, F., Barreras, R. S., y Cifuentes, Y. B. (2009). Frecuencias de vibración teóricas y experimentales de un edificio de nueve niveles localizado en la vecindad de la zona río de tijuana.

Mainstone, R. (1971). On the Stiffnesses and Strengths of Infilled Frames. Proceedings of the Intitution of Civil Engineers. Suplemento IV, pp. 58-90.

Michel, C., Guéguen, P., y Bard, P. Y. (2008). Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements An aid for the seismic vulnerability assesment of existing buildings in moderate seismic hazard regions. pp. 593-604.

Michel, C., Guéguen, P., El Arem, S., Mazars, J., y Kotronis, P. (2010). Full-scale dynamic response of an RC building under weak seismic motions using earthquake recordings, ambient vibrations and modelling. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, pp. 419-441.

Mihailov, V., y Celebi, M., Talaganov, K. (1998). Seismic monitoring of structures-an important element of seismic hazard reduction.

NEC-15 (2015) Norma Ecuatoriana De La Construcción. Quito.

NSR-10. (2010). Reglamento colombiano de construcción sismo resistente. Bogotá D.C., Colombia.

Olivera, C., y Navarro, M. (2010). Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques. Bulletin of Earthquake Engineering, pp. 609-642.

Omori, F. (1922). "The semi-destructive earthquake of April 26, 1922". Seismological Notes (Imperial Earthquake Investigation Committee)., pp. 1-30.

Palacios, C. I. (2013). Diseño de la instrumentación sísmica de edificios altos en el norte de Chile. Santiago de Chile, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil .

Paredes, B. R. (2015). Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio aproximación teórico-experimental. Quito, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental.

Parra, K. G., y Sarango, J. B. (2016). Análisis estadístico del periodo experimental de vibración en edificios aporricados de hormigón armado en el distrito metropolitano de Quito. Quito, Facultad de Ingeniería Civil.

Paulay, T., y Priestley, M. (1992). Seismic Desing of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wilwy & Sons Inc.

San Bartolomé, A. (2009). Evaluación Experimental del Sistema Constructivo "M2". Perú, Laboratorio de Estructuras Departamento de Ingeniería Pontificia Universidad Católica del Perú.

Stafford Smith, B. C. (1969). A Method of Analysis for Infilled Frames Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Vol.44.

Tischer, H., Thomson, P., y Marulanda, J. (2011). Comparación de tres transformadas para distribuciones tiempo-frecuencia por medio de su aplicación a registros de vibraciones ambientales. Revista Ingeniería y Competitividad, pp. 21.

Vallejo, M. B. (2012). Análisis comparativo económico-estructural entre sistemas constructivos tradicionales y un sistema constructivo alternativo liviano. EPN. Quito, Ecuador.

Velasteguí, J. C. (2013). Estado del arte del sistema M2 para edificios de altura. EPN. Quito, Ecuador.

Wong, J., Han, L., Bancroft, J., y Stewart, R. (2009). Automatic time-picking of first arrivals on noisy microseismic data, pp. 1-4.