



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE LAS CIENCIAS DE LA TIERRA
Y DE LA CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: “ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE
ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO PARA EL LABORATORIO DEL
DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE ENERGÍA Y MECÁNICA DE LA
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS-ESPE”**

AUTORES:

BARONA SÁNCHEZ, ÁLVARO MARTÍN

GUTIÉRREZ JIMÉNEZ, DAVID ALEXANDER

DIRECTOR: ING. CAIZA, PABLO Ph.D

SANGOLQUÍ 2017

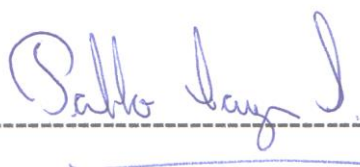


**DEPARTAMENTO DE LAS CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA
CONSTRUCCIÓN CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, “ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO PARA EL LABORATORIO DEL DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE ENERGÍA Y MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS-ESPE” realizado por los señores ÁLVARO MARTÍN BARONA SÁNCHEZ y DAVID ALEXANDER GUTIÉRREZ JIMÉNEZ, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar al señor para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 19 de abril del 2017



ING. PABLO ENRIQUE CAIZA SÁNCHEZ PhD

DIRECTOR



**DEPARTAMENTO DE LAS CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA
CONSTRUCCIÓN CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, ÁLVARO MARTÍN BARONA SÁNCHEZ, con cédula de identidad N° 171812955-2, declaro que este trabajo de titulación “ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO PARA EL LABORATORIO DEL DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE ENERGÍA Y MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS-ESPE” ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, 19 de abril del 2017

A handwritten signature in blue ink, which appears to read 'Álvaro Barona Sánchez', is written over a horizontal dashed line.

C.C 171812955-2



**DEPARTAMENTO DE LAS CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA
CONSTRUCCIÓN CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, DAVID ALEXANDER GUTIÉRREZ JIMÉNEZ, con cédula de identidad N° 140062047-0, declaro que este trabajo de titulación “ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO PARA EL LABORATORIO DEL DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE ENERGÍA Y MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS-ESPE” ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, 19 de abril del 2017

C.C 140062047-0



**DEPARTAMENTO DE LAS CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA
CONSTRUCCIÓN CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORIZACIÓN

Yo, ÁLVARO MARTÍN BARONA SÁNCHEZ, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución el presente trabajo de titulación “ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO PARA EL LABORATORIO DEL DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE ENERGÍA Y MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS-ESPE” cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 19 de abril del 2017

C.C 171812955-2



**DEPARTAMENTO DE LAS CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA
CONSTRUCCIÓN CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORIZACIÓN

Yo, DAVID ALEXANDER GUTIÉRREZ JIMÉNEZ, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución el presente trabajo de titulación “ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO PARA EL LABORATORIO DEL DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE ENERGÍA Y MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS-ESPE” cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 19 de abril del 2017

C.C 140062047-0

DEDICATORIA

El presente trabajo lo dedico especialmente a mi madre Paola, que ha sido mi motivación para culminar con éxito este escalón de mi vida. También se lo dedico a mi hermano Felipe, a mi mami Judith y a mi papi Avelino que desde el cielo me cuidan y me protegen.

ÁLVARO MARTÍN BARONA SÁNCHEZ

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por haberme prestado la vida y darme la salud para culminar este trabajo de investigación.

A mi madre Paola por darme siempre lo mejor en base a esfuerzo y dedicación.

A mi tutor el Dr. Pablo Caiza por su calidad humana, por impartirme sus conocimientos y generar motivación investigativa en mí.

A mi mami Mery por ser el pilar fundamental de mi formación personal, por el empuje para la culminación de mis metas.

A Luis Alberto por ser mi ejemplo de profesionalismo, honestidad, responsabilidad.

A Christian por compartir su tiempo conmigo, darme consejos de vida y estar siempre pendiente de mí.

A mis tías Carmita y Yolanda por impulsarme a terminar mis estudios con pie derecho y tomar buenas decisiones en mi vida

A Evelyn por ser parte de mi vida en esta etapa tan importante y bella, por su motivación y apoyo incondicional.

A mis maestros Dr. Roberto Aguiar, Ing. Jorge Zúñiga, Dr. Washington Sandoval, Ing. Ricardo Durán, Ing. Eugenio Villacís, Ing. Blanquita Chávez por compartir sus conocimientos e incentivar me a continuar preparándome profesionalmente.

A mis amigos, compañeros y futuros colegas Alexander, David, Andrés, Sebastián y Martin por compartir momentos especiales junto a mí.

A mis amigos de infancia Oswaldo, Esteban, Daniel, Santiago, Herman y Fabián por siempre estar orgullosos de mí.

ÁLVARO MATÍN BARONA SÁNCHEZ

DEDICATORIA

Dedico el presente proyecto a los responsables de este logro, mis amados padres con el deseo ferviente de hacerles sentir orgullosos de mí. A mi hermanita, espero ser un buen ejemplo a seguir para que cumpla todos sus sueños. También se lo dedico a las víctimas del terremoto de abril de 2016 en mi país, cuyas vidas se hubiesen preservado con una ingeniería de excelencia con ética y responsabilidad.

DAVID ALEXANDER GUTIÉRREZ JIMÉNEZ

AGRADECIMIENTO

A Dios que me ha dado tanto, en especial por poner en mi vida personas sin las cuales me hubiese sido imposible llegar hasta aquí.

A mi madre por su inmenso amor, su apoyo incondicional en todos mis proyectos y enseñarme que con pasión y compromiso puedo lograr todos mis sueños.

A mi padre por todo su apoyo y enseñarme que la educación no es una obligación, sino una oportunidad para explorar el maravilloso mundo del saber.

A mi tío Gilber por su apoyo incondicional y sus sabios consejos a lo largo de mi vida, llegando a ser uno de mis mentores.

A mi hermana Ximena por ser mi gran amiga y cómplice en tantos bellos momentos.

A toda mi familia por su incondicional cariño y siempre confiar en mí.

A mi tutor Dr. Pablo Caiza por ser pilar fundamental en el desarrollo del presente proyecto con sus amplios conocimientos, su don de gente y su búsqueda constante de la excelencia.

A mis maestros que durante mi vida estudiantil sembraron sus conocimientos e inspiraron la pasión por la academia y sobre todo por mi carrera.

A Álvaro la primera persona que conocí en la universidad y llegó a ser mi gran amigo y por coincidencias de la vida mi compañero en el desarrollo de este proyecto.

A mis grandes amigos de Traslape por hacer el camino hasta esta meta la mejor etapa de mi vida, llena de risas e inolvidables anécdotas.

DAVID ALEXANDER GUTIÉRREZ JIMÉNEZ

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN.....	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iv
AUTORIZACIÓN.....	v
AUTORIZACIÓN.....	vi
DEDICATORIA.....	vii
AGRADECIMIENTO	viii
DEDICATORIA.....	ix
AGRADECIMIENTO	x
1 GENERALIDADES	1
1.1 Introducción	1
1.2 Justificación de la investigación	2
1.3 Objetivos.....	3
1.3.1 Objetivo general	3
1.3.2 Objetivos específicos.....	3
1.4 Características del edificio.....	3
1.4.1 Ubicación.....	4
1.4.2 Geotecnia	5
1.4.3 Peligrosidad sísmica	6
1.4.4 Descripción estructural.....	18
1.4.5 Patologías.....	20
1.4.6 Sistema constructivo.....	27

2	FUNDAMENTO TEÓRICO	28
2.1	Edificios de hormigón armado	28
2.1.1	Sistema estructural.....	28
2.1.2	Métodos de diseño	29
2.1.3	Propiedades mecánicas del hormigón armado	31
2.1.4	Metodología sismo resistente	36
2.2	Tipos de análisis en estructuras.....	40
2.2.1	Análisis Estático	41
2.2.2	Análisis Modal Espectral.....	44
2.2.3	Análisis de Historia en el tiempo	46
2.2.4	Análisis no lineal	50
2.3	Fallas o patologías estructurales	61
2.3.1	Consideraciones generales.....	61
2.3.2	Patologías más frecuentes.....	61
2.3.3	Causas de Patologías	63
2.3.4	Procedimiento de inspección de edificaciones.....	69
2.4	Instrumentación.....	69
2.4.1	Tipos de instrumentación en ingeniería civil	70
2.4.2	Ensayos no destructivos	71
2.4.3	Esclerómetro	72
2.4.4	Pachómetro	74
2.4.5	Acelerómetros.....	74
2.4.6	Sísmica de refracción	75
2.5	Técnicas de procesamiento de señales	76
2.5.1	Análisis Espectral	77
2.5.2	SeismoSignal	84
2.6	Reforzamiento de estructuras.....	87
2.6.1	Muros	87
2.6.2	Encamisado hormigón	92
2.6.3	Encamisado de FRP.....	95
2.6.4	Reforzamiento de vigas	98

3	EVALUACIÓN	107
3.1	Recolección de datos preliminares	107
3.1.1	Planos.....	107
3.1.2	Observación y medición	108
3.1.3	Entrevista	110
3.2	Ensayos no destructivos	110
3.2.1	Refracción sísmica.....	111
3.2.2	Esclerómetro	120
3.2.3	Pachómetro	129
3.2.4	Acelerómetros.....	132
3.2.5	Modelamiento de las estructuras	137
4	REFORZAMIENTO	181
4.1	Muros de corte	182
4.1.1	Diseño de muros de corte	186
4.2	Reforzamiento columnas	190
4.2.1	Encamisado con hormigón armado	190
4.2.2	Encamisado con FRP.....	196
4.3	Reforzamiento de vigas	200
4.3.1	Vigas con láminas de FRP.....	200
4.3.2	Barras FRP-NSM.....	213
4.3.3	Cortante en vigas	223
5	PRESUPUESTOS	225
5.1	Alternativa 1	225
5.2	Alternativa 2	226
5.3	Alternativa 3	227
5.4	Alternativa 4	228

6	ANÁLISIS COMPARATIVO	229
6.1	Análisis comparativo por capacidad de la estructura.....	229
6.1.1	Alternativa con optimización de muros	232
6.2	Análisis comparativo de ductilidad y sobre resistencia	236
6.3	Análisis comparativo de derivas.....	240
6.4	Análisis comparativo de precios.....	245
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	246
7.1	Conclusiones	246
7.2	Recomendaciones	250
8	ANEXOS.....	251
8.1	Anexo 1: Acelerogramas	251
8.2	Anexo 2: Transformadas rápidas de Fourier	260
8.3	Anexo 3: Cálculo de excentricidad, centro de masas y de rigidez	269
8.4	Anexo 4: Detalles constructivos de reforzamiento	272
8.5	Anexo 5: Planillas de aceros	275
8.6	Anexo 6: Análisis de precios unitarios.....	277
9	BIBLIOGRAFÍA	294

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Ubicación en coordenadas del Laboratorio del DECEM	4
Tabla 2 Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.....	5
Tabla 3 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	17
Tabla 4 Medición de grietas en elementos no estructurales.....	25
Tabla 5 Clasificación de edificios de hormigón armado.....	28
Tabla 6 Factores de reducción de resistencia	30
Tabla 7 Módulo de elasticidad de agregados, E_a	32
Tabla 8 Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas.....	35
Tabla 9 Deflexión máxima admisible calculada.....	36
Tabla 10 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	37
Tabla 11 Valores de desplazamiento, expresados como fracción de la altura de piso	39
Tabla 12 Niveles de amenazas sísmicas	39
Tabla 13 Sobrecarga permanente considerada en el análisis	41
Tabla 14 Parámetros utilizados en análisis estático.....	43
Tabla 15 Parámetros comunes en la instrumentación de estructuras	71
Tabla 16 Geometría de elementos estructurales	109
Tabla 17 Geometría de elementos no estructurales	109
Tabla 18 Resistencia a compresión columna C5	125
Tabla 19 Resistencia a compresión columna A1	126
Tabla 20 Resistencia a compresión columna A2	127
Tabla 21 Resistencia a compresión promedio de columnas.....	127
Tabla 22 Resistencia a compresión viga eje 9	128
Tabla 23 Resistencia a compresión viga eje F.....	129
Tabla 24 Resistencia a compresión promedio vigas	129
Tabla 25 Armado en elementos estructurales.....	131
Tabla 26 Registro de datos de acelerómetros	136
Tabla 27 Promedio de periodos reales de la estructura (Bloque 1).....	136
Tabla 28 Promedio de periodos reales de la estructura (Bloque 2).....	136
Tabla 29 Máximas derivas sentido X (Bloque1-Análisis estático)	142
Tabla 30 Máximas derivas sentido Y (Bloque1-Análisis estático)	142
Tabla 31 Máximas derivas sentido X (Bloque2-Análisis estático)	143
Tabla 32 Máximas derivas sentido Y (Bloque2-Análisis estático)	144

Tabla 33 Máximas derivas sentido X (Bloque1-Análisis modal)	146
Tabla 34 Máximas derivas sentido Y (Bloque1-Análisis modal)	147
Tabla 35 Máximas derivas sentido X (Bloque2-Análisis modal)	148
Tabla 36 Máximas derivas sentido Y (Bloque2-Análisis modal)	149
Tabla 37 Sismos utilizados en el análisis de historia en el tiempo	168
Tabla 38 Registros considerados	168
Tabla 39 Máximas derivas sentido X (Bloque1-Análisis historia en el tiempo).....	171
Tabla 40 Máximas derivas sentido Y (Bloque1-Análisis historia en el tiempo).....	171
Tabla 41 Máximas derivas sentido X (Bloque2-Análisis historia en el tiempo).....	172
Tabla 42 Máximas derivas sentido Y (Bloque2-Análisis historia en el tiempo).....	173
Tabla 43 Resumen de derivas máximas (Bloque1)	181
Tabla 44 Resumen de derivas máximas (Bloque2)	181
Tabla 45 Centros de rigidez, de masa y excentricidades del bloque 1	183
Tabla 46 Centros de rigidez, de masa y excentricidades del bloque 2	183
Tabla 47 Parámetros de diseño para muros en el Bloque 1	187
Tabla 48 Parámetros de diseño para muros en el Bloque 2	187
Tabla 49 Parámetros de diseño para cimentación de muros en el Bloque 1	189
Tabla 50 Parámetros de diseño para cimentación de muros en el Bloque 2	189
Tabla 51 Cálculo de Pn para sección original	190
Tabla 52 Cálculo del Pn para sección encamisada	191
Tabla 53 Comparación de ϕP_n con P_u de las columnas Bloque 1	192
Tabla 54 Comparación de ϕP_n con P_u de las columnas Bloque 2	193
Tabla 55 Chequeo de cortante para columnas.	195
Tabla 56 Chequeo por confinamiento	196
Tabla 57 Datos de la sección de columna.....	197
Tabla 58 Propiedades del FRP para columnas	198
Tabla 59 Resultado de reforzamiento de FRP en columnas con FRP bloque 1	198
Tabla 60 Resultado de reforzamiento de FRP en columnas con FRP bloque 2	199
Tabla 61 Datos iniciales de viga tipo de hormigón	200
Tabla 62 Características de las láminas FRP tipo M	201
Tabla 63 Resultados para momentos positivos primer piso (Bloque 1).....	203
Tabla 64 Resultados para momentos negativos primer piso (Bloque 1).....	204
Tabla 65 Resultados para momentos positivos segundo piso (Bloque 1)	205
Tabla 66 Resultados para momentos negativos segundo piso (Bloque 1)	206

Tabla 67 Resultados para momentos positivos primer piso (Bloque 2).....	207
Tabla 68 Resultados para momentos positivos segundo piso (Bloque2)	208
Tabla 69 Resultados para momentos negativos primer piso (Bloque2)	209
Tabla 70 Resultados para momentos negativos segundo piso (Bloque2)	211
Tabla 71 Características de barras FRP-NSM	213
Tabla 72 Resultados para momentos positivos primer piso (Bloque1).....	215
Tabla 73 Resultados para momentos positivos segundo piso (Bloque1)	216
Tabla 74 Resultados para momentos negativos primer piso (Bloque1).....	217
Tabla 75 Resultados para momentos negativos segundo piso (Bloque1)	217
Tabla 76 Resultados para momentos positivos primer piso (Bloque2).....	218
Tabla 77 Resultados de momentos positivos segundo piso (Bloque2)	219
Tabla 78 Resultados de momentos negativo primer piso (Bloque2).....	220
Tabla 79 Resultados para momentos negativos segundo piso (Bloque2)	221
Tabla 80 Cortante en Vigas (bloque1).....	223
Tabla 81 Cortante en vigas (Bloque2).....	224
Tabla 82 Presupuesto referencial de alternativa 1	225
Tabla 83 Presupuesto referencial de alternativa 2	226
Tabla 84 Presupuesto referencial de alternativa 3	227
Tabla 85 Presupuesto referencial de alternativa 4	228
Tabla 86 Descripción de las alternativas de reforzamiento	229
Tabla 87 Coeficientes de ductilidad y sobre resistencia (Bloque 1-SentidoX)	238
Tabla 88 Coeficientes de ductilidad y sobre resistencia (Bloque 1-SentidoY)	239
Tabla 89 Coeficientes de ductilidad y sobre resistencia (Bloque 2-Sentido X)	239
Tabla 90 Coeficientes de ductilidad y sobre resistencia (Bloque 2-Sentido Y)	239
Tabla 91 Derivas para cada alternativa de refozamiento (Bloque 1)	240
Tabla 92 Derivas para cada alternativa de refozamiento (Bloque 2)	241
Tabla 93 Bloque 1 segunda planta	269
Tabla 94 Bloque 2 segunda planta	270
Tabla 95 Planilla de aceros bloque 1	275
Tabla 96 Planilla de aceros bloque 2.....	276
Tabla 97 APU Rubro M-1.....	277
Tabla 98 APU Rubro M-2.....	278
Tabla 99 APU Rubro M-3.....	279
Tabla 100 APU Rubro M-4.....	280

Tabla 101 APU Rubro M-5.....	281
Tabla 102 APU Rubro M-6.....	282
Tabla 103 APU Rubro M-7.....	283
Tabla 104 APU Rubro M-8.....	284
Tabla 105 APU Rubro EC-1	285
Tabla 106 APU Rubro EC-2	286
Tabla 107 APU Rubro EC-3	287
Tabla 108 APU Rubro EC-4	288
Tabla 109 APU Rubro EF-1.....	289
Tabla 110 APU Rubro VF-1	290
Tabla 111 APU Rubro VF-2	291
Tabla 112 APU Rubro VN-1.....	292
Tabla 113 APU Rubro VN-2.....	293

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Ubicación del laboratorio del DECEM	4
Figura 2 Mapa de isosistas del sismo del 12 de agosto de 2014.	8
Figura 3 Magnitud y ubicación del evento Pomasqui 1990.....	9
Figura 4 Mapa de Isosistas del Terremoto del Valle de los Chillos.....	10
Figura 5 Ubicación del sismo de 1923	11
Figura 6 Magnitud y ubicación del evento Guayllabamba 1587	12
Figura 7 Fallamiento local y subducción.....	13
Figura 8 Modelo Simplificado de fallas activas en Quito.....	14
Figura 9 Geodinámica y tectónica del Ecuador	15
Figura 10 Mapa topográfico y configuración Cuaternaria de Quito	16
Figura 11 Mapa de Zonificación Sísmica.....	17
Figura 12 Planta del Laboratorio de Mecánica.....	18
Figura 13 Detalle de columna Tipo.....	19
Figura 14 Detalle de losa con viga banda.....	19
Figura 15 Ubicación de grietas en planta baja.....	21
Figura 16 Ubicación de grietas en planta alta.....	21
Figura 17 Grieta en mampostería, Planta baja eje 2 y 3 entre C y D, detrás de la grada.....	22
Figura 18 Grieta en mampostería (No existe columna en la zona), Planta baja eje D entre 1 y 2.....	22
Figura 19 Grieta en mampostería, Planta baja eje D entre 2 y 3.....	23
Figura 20 Grieta en mampostería, Planta alta eje D entre 1 y 2.....	23
Figura 21 Grieta en mampostería, Planta alta eje C entre 1 y 2.....	24
Figura 22 Grieta en mampostería, Planta alta eje 1 entre C y D	24
Figura 23 Ubicación de grietas 2013.....	25
Figura 24 Grietas existentes en 2013.....	26
Figura 25 Inspección del laboratorio junto al constructor	27
Figura 26 Espectro elástico de diseño NEC-15	44
Figura 27 Espectros de la NEC-15 para el laboratorio DECEM.....	46
Figura 28 Señales de la estación Manta.....	50
Figura 29 Relación fuerza-deformación para elementos de hormigón	51

Figura 30 Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación para vigas de hormigón armado.....	52
Figura 31 Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación para columnas de hormigón armado.....	53
Figura 32 Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación para columnas de hormigón armado.....	54
Figura 33 Degradación de Módulo de elasticidad de Popovics	56
Figura 34 Curva de Capacidad de estructuras no reforzadas y reforzadas.....	58
Figura 35 Obtención del punto de desempeño, con el espectro de capacidad y con el espectro de diseño.....	59
Figura 36 Valores para constantes α y β	60
Figura 37 Causas y efectos de patologías estructurales	64
Figura 38 Fisuración por asiento de columnas de fachada	65
Figura 39 Fisuración por asiento de columna intermedia	66
Figura 40 Fisuración por ascenso de columnas de fachada	67
Figura 41 Fisuración por ascenso de columna intermedia	68
Figura 42 Martillo digital empleado en el ensayo del laboratorio DECEM.....	73
Figura 43 Curvas J	73
Figura 44 Elementos del Ensayo de Sísmica de Refracción	75
Figura 45 Espectro de Aceleración vs Frecuencia.....	77
Figura 46 Señal analógica sinodal.....	78
Figura 47 Señal digital sinodal Amplitud vs Tiempo	79
Figura 48 Componentes de la DFT	81
Figura 49 Señal de periódica real $T= 0,1$ s y periodo de muestreo $T= 0,17$	81
Figura 50 Espectro de frecuencia o espectro de amplitud	84
Figura 51 Inicialización de datos en SeismoSoft.....	85
Figura 52 Filtración de datos en SeismoSoft.....	86
Figura 53 Periodos predominantes en SeismoSoft	86
Figura 54 Sección crítica para cortante unidireccional	89
Figura 55 Sección crítica de cortante bidireccional	90
Figura 56 Sección crítica del momento flector.....	91
Figura 57 Esfuerzos internos de una sección de columna	93
Figura 58 Procedimiento de colocación de FRP-NSM.....	104
Figura 59 Esfuerzos internos de una sección rectangular reforzada con FRP-NSM.....	104

Figura 60 Dimensión mínima de orificios	106
Figura 61 Revisión de planos	107
Figura 62 Planos estructurales.....	108
Figura 63 Características de los materiales	108
Figura 64 BAS junto a sección de columna	110
Figura 65 Sismógrafo ES3000	111
Figura 66 Geófonos para ondas.....	111
Figura 67 Cable de geófono	111
Figura 68 Martillo de golpe con sensor	111
Figura 69 Línea de tendido de geófonos	112
Figura 70 Impacto con martillo	113
Figura 71 Impacto con martillo	114
Figura 72 Triangulación método pasivo.....	114
Figura 73 Frecuencia (Hz) vs Velocidad de fase (m/s) (Modelo activo)	115
Figura 74 Velocidad de onda de corte vs. Profundidad (Modelo Activo).....	116
Figura 75 Estratigrafía del sitio	116
Figura 76 Velocidades vs. Frecuencias (Modelo Pasivo)	117
Figura 77 Frecuencia vs. Velocidad de fase (Modelo Pasivo).....	118
Figura 78 Velocidad de onda de corte vs. Profundidad (Modelo Pasivo).....	118
Figura 79 Frecuencia vs velocidad de fase (Modelo combinado).....	119
Figura 80 Velocidad de onda de corte vs. Profundidad (Modelo combinado).....	119
Figura 81 Calibración del dispositivo.....	121
Figura 82 Pulido con piedra abrasiva	122
Figura 83 Superficie sin recubrimiento	122
Figura 84 Cuadrícula en área a ensayar.....	123
Figura 85 Golpes con esclerómetro	124
Figura 86 Resultado en esclerómetro	124
Figura 87 Rebotes obtenidos en columna C5	125
Figura 88 Rebotes obtenidos en la columna A1	126
Figura 89 Rebotes obtenidos en la columna A2	126
Figura 90 Rebotes obtenidos en la viga eje 9	128
Figura 91 Rebotes obtenidos en la viga eje F.....	128
Figura 92 Calibración de Pachómetro	130
Figura 93 Medición de recubrimiento en columnas	131

Figura 94 Carga de baterías de acelerómetros	132
Figura 95 Seguridad de Acelerómetros	133
Figura 96 Ubicación en elevación de acelerómetros en Bloque 1	133
Figura 97 Ubicación en planta de acelerómetros en Bloque 1	134
Figura 98 Ubicación en elevación de acelerómetros en Bloque 2	134
Figura 99 Ubicación en planta de acelerómetros en Bloque 2	135
Figura 100 Vibro compactadora	135
Figura 101 Propiedades del hormigón de columnas	137
Figura 102 Propiedades no lineales del hormigón en columnas	138
Figura 103 Propiedades dependientes del tiempo del hormigón	139
Figura 104 Definición de secciones: columnas	139
Figura 105 Definición de secciones: vigas	140
Figura 106 Mampostería en modelos	140
Figura 107 Ingreso del porcentaje del cortante basal (Sentido X)	141
Figura 108 Ingreso del porcentaje del cortante basal (Sentido Y)	141
Figura 109 Máximas derivas sentido X (Bloque 1-Análisis estático)	142
Figura 110 Máximas derivas sentido Y (Bloque 1-Análisis estático)	143
Figura 111 Máximas derivas sentido X (Bloque2-Análisis estático)	144
Figura 112 Máximas derivas sentido Y (Bloque2-Análisis estático)	144
Figura 113 Definición del espectro de respuesta.	145
Figura 114 Definición del caso de carga.	146
Figura 115 Máximas derivas en sentido X (Bloque 1-Análisis modal)	147
Figura 116 Máximas derivas en sentido Y (Bloque 1-Análisis modal)	148
Figura 117 Máximas derivas en sentido X (Bloque 2-Análisis modal)	149
Figura 118 Máximas derivas sentido Y (Bloque2-Análisis modal)	150
Figura 119 Bloque 1 (Paso 1 Sentido X)	150
Figura 120 Bloque 1 (Paso 2 Sentido X)	151
Figura 121 Bloque 1 (Paso 3 Sentido X)	151
Figura 122 Bloque 1 (Paso 4 Sentido X)	152
Figura 123 Bloque 1 (Paso 5 Sentido X)	153
Figura 124 Bloque 1 (Paso 6 Sentido X)	153
Figura 125 Bloque 1 (Paso 7 Sentido X)	153
Figura 126 Bloque 1 (Paso 1 Sentido Y)	154
Figura 127 Bloque 1 (Paso 2 Sentido Y)	155

Figura 128 Bloque 1 (Paso 3 Sentido Y).....	155
Figura 129 Bloque 1 (Paso 4 Sentido Y).....	156
Figura 130 Bloque 1 (Paso 4 Sentido Y).....	156
Figura 131 Bloque 2 (Paso 1 Sentido X).....	157
Figura 132 Bloque 2 (Paso 2 Sentido X).....	157
Figura 133 Bloque 2 (Paso 3 Sentido X).....	158
Figura 134 Bloque 2 (Paso 4 Sentido X).....	158
Figura 135 Bloque 2 (Paso 5 Sentido X).....	159
Figura 136 Bloque 2 (Paso 6 Sentido X).....	159
Figura 137 Bloque 2 (Paso 7 Sentido X).....	160
Figura 138 Bloque 2 (Paso 1 Sentido Y).....	160
Figura 139 Bloque 2 (Paso 2 Sentido Y).....	161
Figura 140 Bloque 2 (Paso 3 Sentido Y).....	161
Figura 141 Bloque 2 (Paso 4 Sentido Y).....	162
Figura 142 Bloque 2 (Paso 5 Sentido Y).....	162
Figura 143 Bloque 2 (Paso 6 Sentido Y).....	163
Figura 144 Bloque 1 (Curva de capacidad Sentido X)	163
Figura 145 Bloque 1 (Curva de capacidad Sentido X)	164
Figura 146 Bloque 2 (Curva de capacidad Sentido X)	164
Figura 147 Bloque 2 (Curva de capacidad Sentido Y)	165
Figura 148 Bloque 1 (Curva de capacidad y Demanda Sentido X)	165
Figura 149 Bloque 1 (Curva de capacidad y Demanda Sentido Y)	166
Figura 150 Bloque 2 (Curva de capacidad y Demanda Sentido X)	166
Figura 151 Bloque 2 (Curva de capacidad y Demanda Sentido Y)	167
Figura 152 Definición de los registros	169
Figura 153 Escalamiento por Dominio de frecuencia.....	170
Figura 154 Escalamiento por dominio en el tiempo	170
Figura 155 Caso de carga sentido Este.....	170
Figura 156 Máximas derivas en sentido X (Bloque 1-Análisis historia en el tiempo).....	171
Figura 157 Máximas derivas en sentido Y (Bloque 1-Análisis historia en el tiempo).....	172
Figura 158 Máximas derivas en sentido X (Bloque 2-Análisis historia en el tiempo).....	173
Figura 159 Máximas derivas sentido Y (Bloque2-Análisis historia en el tiempo).....	174
Figura 160 Definición del caso de carga	175
Figura 161 Asignación del desplazamiento del terreno.	175

Figura 162 Definición de propiedades dependientes del tiempo.	176
Figura 163 Agrietamiento en mampostería (EjeC)	177
Figura 164 Agrietamientos en el modelo (EjeC)	178
Figura 165 Agrietamientos en mampostería (EjeD)	178
Figura 166 Agrietamientos en el modelo (EjeD).....	179
Figura 167 Agrietamiento en mampostería eje2.....	179
Figura 168 Agrietamiento en modelo eje 2	180
Figura 169 Esquema general de excentricidades en Bloque 1	184
Figura 170 Esquema general de excentricidades en Bloque 2.....	184
Figura 171 Esquema de armado de muros.....	186
Figura 172 Esquema en planta de cimentación del muro	188
Figura 173 Esquema en elevación de cimentación del muro	188
Figura 174 Conexión entre zapatas existentes y cimentación del muro.....	189
Figura 175 Definición de nuevo material de encamisado	194
Figura 176 Encamisado de 50x50 Section Designer	195
Figura 177 Detalle de columna encamisada	196
Figura 178 Detalle de encamisado con FRP de columna.....	197
Figura 179 Detalles de láminas FRP para momentos positivos	202
Figura 180 Detalles de láminas FRP para momento negativos.....	203
Figura 181 Definición de material de láminas de FRP	212
Figura 182 Láminas de FRP en Section Designer	213
Figura 183 Detalles para FRP-NSM en momentos negativos	214
Figura 184 Detalles para FRP-NSM en momentos positivos	215
Figura 185 Modelamiento de FRP-NSM en Section Designer	223
Figura 186 Curvas de demanda y capacidad del Bloque 1 sentido X	230
Figura 187 Curvas de demanda y capacidad del Bloque 1 sentido Y	230
Figura 188 Curvas de demanda y capacidad del Bloque 2 Sentido X	231
Figura 189 Curva de demanda y capacidad del Bloque 2 Sentido Y	232
Figura 190 Distribución de muros en bloque 1	232
Figura 191 Distribución de muros en bloque 2	233
Figura 192 Curva de capacidad de alternativa optimizada frente a alternativas iniciales. (Bloque1-Sentido Y).....	233
Figura 193 Curva de capacidad de alternativa optimizada frente a alternativas iniciales. (Bloque1-Sentido X).....	234

Figura 194 Curva de capacidad de alternativa optimizada frente a alternativas iniciales. (Bloque2-Sentido Y).....	234
Figura 195 Curva de capacidad de alternativa optimizada frente a alternativas iniciales. (Bloque2-Sentido X).....	235
Figura 196 Curva inelástica Deformación vs Fuerza.....	237
Figura 197 Derivas del bloque 1 Sentido X	243
Figura 198 Derivas del bloque 1 Sentido Y	243
Figura 199 Derivas del bloque 2 Sentido X	244
Figura 200 Derivas del bloque 2 Sentido Y	245
Figura 201 Análisis comparativo entre precios	245
Figura 202 Mota 1 aceleraciones bloque 2 sentido X.....	251
Figura 203 Mota 1 aceleraciones bloque 2 sentido Y.....	251
Figura 204 Mota 1 aceleraciones bloque 2 sentido Z.....	252
Figura 205 Mota 2 aceleraciones bloque 2 sentido X.....	252
Figura 206 Mota 2 aceleraciones bloque 2 sentido Y.....	253
Figura 207 Mota 2 aceleraciones bloque 2 sentido Z.....	253
Figura 208 Mota 3 aceleraciones bloque 2 sentido X.....	254
Figura 209 Mota 3 aceleraciones bloque 2 sentido Y.....	254
Figura 210 Mota 3 aceleraciones bloque 2 sentido Z.....	255
Figura 211 Mota 4 aceleración en bloque 1 sentido X	255
Figura 212 Mota 4 aceleración en bloque 1 sentido Y	256
Figura 213 Mota 4 aceleración en bloque 1 sentido Z.....	256
Figura 214 Mota 5 aceleración en bloque 1 sentido X	257
Figura 215 Mota 5 aceleración en bloque 1 sentido Y	257
Figura 216 Mota 5 aceleración en bloque 1 sentido Z.....	258
Figura 217 Mota 6 aceleración en bloque 1 sentido X	258
Figura 218 Mota 6 aceleración en bloque 1 sentido Y	259
Figura 219 Mota 6 aceleración en bloque 1 sentido Z.....	259
Figura 220 Mota 1 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido X	260
Figura 221 Mota 1 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido Y	260
Figura 222 Mota 1 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido Z.....	261
Figura 223 Mota 2 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido X	261
Figura 224 Mota 2 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido Y	262
Figura 225 Mota 2 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido Z.....	262

Figura 226 Mota 3 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido X	263
Figura 227 Mota 3 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido Y	263
Figura 228 Mota 3 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido Z.....	264
Figura 229 Mota 4 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido X	264
Figura 230 Mota 4 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido Y	265
Figura 231 Mota 4 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido Z.....	265
Figura 232 Mota 5 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido X	266
Figura 233 Mota 5 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido Y	266
Figura 234 Mota 5 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido Z.....	267
Figura 235 Mota 6 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido X	267
Figura 236 Mota 6 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido Y	268
Figura 237 Mota 6 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido Z.....	268
Figura 238 Detalle de recrecimiento de zapatas de hormigón	272
Figura 239 Detalle y recomendaciones para encamisados en columnas circulares.....	272
Figura 240 Detalle de encamisado con FRP.....	273
Figura 241 Conexión de muros con vigas	273
Figura 242 Zonas de confinamiento en encamisados con FRP.....	274

RESUMEN

La historia sísmica del Ecuador y en especial los más recientes terremotos (Manabí abril 2016, Esmeraldas diciembre 2016) evidencian diversos problemas estructurales, lo que genera la necesidad de evaluación y reforzamiento de la infraestructura esencial y de ocupación especial en el país. El presente proyecto de investigación tiene como finalidad garantizar la seguridad estructural del Laboratorio del Departamento de Ciencias de Energía y Mecánica de la UFA-ESPE. El mismo que se estudia con el programa computacional Etabs 2016, al realizar análisis lineales (estático, modal espectral e historia en el tiempo) y, pushover para análisis no lineal. Los resultados se comparan con los datos obtenidos de la instrumentación utilizando acelerómetros de alta precisión que determinan el periodo de la estructura, además las características de los materiales provienen de los ensayos de esclerómetro y pachómetro, corroborados con investigación bibliográfica y de campo. Adicionalmente se clasifica al suelo de cimentación por su velocidad de corte a través del ensayo de sísmica de refracción. Los datos obtenidos permiten evaluar el estado estructural actual del edificio en estudio y tomar decisiones para el diseño de cuatro alternativas de reforzamiento primando el uso de hormigón armado, siguiendo la NEC-15 y ACI318S-14 y FRP (láminas y barras) con la norma ACI440.2R-08. Finalmente se realiza un análisis comparativo con criterios técnicos y económicos entre dichas alternativas, llegando a la opción óptima.

Palabras clave:

- EVALUACIÓN
- REFORZAMIENTO
- ENCAMISADO
- FRP
- NSM

ABSTRACT

The seismic history of Ecuador and especially the most recent earthquakes (Manabí April 2016, Esmeraldas, December 2016) show several structural problems, which generates the need to evaluate and reinforce the essential infrastructure and special occupation in the country. This research project aims to guarantee the structural safety of the Laboratory of the Department of Energy and Mechanics of UFA-ESPE. Which is studied with the computational program Etabs 2016, when performing linear analysis (static, spectral modal and time history) and, pushover for nonlinear analysis. The results are compared with the data obtained from the instrumentation using high precision accelerometers that determine the period of the structure. In addition, the characteristics of the materials come from the sclerometer and pachometer tests, corroborated with bibliographical and field research. Additionally, the foundation soil is classified by its shear rate through the refractive seismic test. The obtained data allow to evaluate the current structural state of the building and to make decisions for the design of four reinforcement alternatives, with the use of reinforced concrete, following the NEC-15 and ACI318S-14 and FRP with the standard ACI440.2R-08. Finally, a comparative analysis with technical and economic criteria between these alternatives allow to choose the optimal option.

Key words

- EVALUATION
- REINFORCEMENT
- SECTION GROWING
- FRP
- NSM

1 GENERALIDADES

1.1 Introducción

El Ecuador se localiza en una zona de alta peligrosidad sísmica, por lo que es motivo de preocupación en la industria de la construcción y específicamente en la ingeniería estructural, sin embargo los más recientes terremotos que han ocurrido en el país (Manabí abril 2016, Esmeraldas diciembre 2016) han puesto en evidencia la calidad o falta de esta en las estructuras civiles, y con especial consideración en estructuras catalogadas por normas de diseño sismo resistente como esenciales y de ocupación especial, tal como son hospitales e instituciones educativas, que deben sufrir daños menores. De estas últimas es pertinente señalar los daños en la infraestructura de universidades como la ULEAM, UTM, UNESUM, que en algunos casos tuvieron que ser demolidas, o que requieren de reforzamiento para que se puedan utilizar nuevamente de forma segura. Esto pone en evidencia la necesidad de técnicas de reforzamiento de estructuras, que sean efectivas, accesibles y de ocupación inmediata. Por esta razón se plantea la opción de reforzamiento mediante fibras de carbono y encamisado de hormigón, cuya aplicación se considera factible en el edificio del Laboratorio del Departamento de Ciencias de Energía y Mecánica de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, en el cual existen varias evidencias de fallas estructurales por lo que su análisis y reforzamiento es de trascendental importancia para garantizar la seguridad de sus usuarios.

En este contexto, se estudió el edificio arriba indicado con el programa computacional Etabs 2016, en donde se realizó análisis lineales: estático, modal espectral e historia en el tiempo y, pushover para análisis no lineal. Los resultados fueron comparados con los datos obtenidos de la instrumentación utilizando acelerómetros de alta precisión que permiten medir aceleraciones en tiempo real y mediante Transformadas Rápidas de Fourier determinar el periodo de la estructura, además las características de los materiales provienen de los ensayos de esclerómetro y pachómetro, corroborados con investigación bibliográfica y de campo.

Adicionalmente se clasificó al suelo de cimentación por su velocidad de corte a través del ensayo de sísmica de refracción. Los datos obtenidos permiten evaluar el estado estructural actual del edificio en estudio y tomar decisiones para el diseño de alternativas de reforzamiento primando el uso de hormigón y FRP, con la finalidad de garantizar la seguridad estructural del laboratorio de mecánica de la UFA-ESPE.

1.2 Justificación de la investigación

La presente investigación tiene como finalidad garantizar la seguridad estructural del Laboratorio del Departamento de Ciencias de Energía y Mecánica de la UFA-ESPE, al considerar que las normas de diseño sismo resistente (NEC-15, págs. 39, numeral 4.1) catalogan a los Centros Educativos como edificaciones esenciales, donde su funcionamiento no debe interrumpirse inmediatamente después de un sismo, cuya probabilidad de ocurrencia es alta. Esto se debe a que la estructura se ubica sobre un sistema de fallas ciegas activas las cuales han producido sismos de diferentes magnitudes a lo largo de la historia, varios de ellos se analizan en el apartado de peligrosidad sísmica. Sin embargo las consecuencias del sismo acaecido en el país (Manabí 2016) activaron las alarmas de preocupación del estado de la infraestructura esencial, en especial las de mayor antigüedad, dado que es de suponer su deterioro con el paso del tiempo. Además que requieren ajustarse a las nuevas exigencias de la Norma Ecuatoriana de la Construcción vigente, para garantizar la seguridad de la estructura y sobretodo de sus usuarios. Sumado a esto, en el caso particular de estudio, es menester señalar la existencia de agrietamientos y otras patologías que se presentarán posteriormente en el presente trabajo, lo cual crea la necesidad de una evaluación estructural previa para conocer exactamente el porcentaje de reducción de su resistencia en función de un tiempo determinado y de esta manera proponer alternativas de reforzamiento y determinar la opción ideal tanto en términos técnicos como económicos, que permitan prolongar la vida útil de la estructura y garanticen la seguridad de sus ocupantes, además de servir como precedente para futuros estudios en la comunidad.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Evaluar y analizar la estructura del Laboratorio del DECEM de la UFA-ESPE para determinar si requiere reforzamiento y de ser necesario proponer alternativas de solución.

1.3.2 Objetivos específicos

- Instrumentar la estructura del laboratorio del DECEM de la UFA-ESPE
- Realizar un modelamiento inicial del edificio del laboratorio del DECEM de la UFA-ESPE a través de un software de análisis estructural.
- Evaluar el comportamiento del edificio del laboratorio del DECEM de la UFA-ESPE mediante múltiples análisis estructurales.
- Proponer alternativas de reforzamiento estructural en función de los requerimientos que presenten los análisis previos
- Establecer presupuestos de la posible implementación de alternativas de reforzamiento del laboratorio de la carrera de mecánica de la UFA-ESPE.
- Realizar un análisis comparativo en función de resultados de análisis económicos y estructurales entre las alternativas de reforzamiento estructural que se propongan.

1.4 Características del edificio

En todo diseño o evaluación de una estructura priman tres factores:

- Las características del suelo donde se cimienta la estructura.
- La configuración estructural.
- Los sismos a los que puede estar expuesta la estructura.

1.4.1 Ubicación

El edificio en estudio se encuentra ubicado en la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE en el Campus Matriz en Sangolquí en la Av. General Rumiñahui S/N, Sector Santa Clara, en el cantón Rumiñahui, provincia de Pichincha (ver Figura 1).

Desde el Punto de vista geográfico la estructura se encuentra ubicada dentro de la siguiente área, delimitada por las coordenadas indicadas en la Tabla 1; Las coordenadas geográficas están en metros y el sistema de proyección es WGS84 zona 17.

Tabla 1
Ubicación en coordenadas del Laboratorio del DECEM

Punto	Latitud	Longitud
A	0°18'47.19''S	78°26'48.84''O
B	0°18'47.32''S	78°26'46.96''O
C	0°18'48.48''S	78°26'49.01''O
D	0°18'48.69''S	78°26'47.10''O

A continuación (Figura 1) se muestra en un cuadrado rojo la ubicación del laboratorio dentro de los predios del campus Sangolquí.



Figura 1 Ubicación del laboratorio del DECEM

Fuente: Google Earth

1.4.2 Geotecnia

La NEC-15 contempla la siguiente clasificación de suelos, (Tabla 2):

Tabla 2
Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos, que cumplan con cualquiera de los dos condiciones	$50 > N \geq 15$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	Se Continúa

F1: Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.
F2: Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).
F3: Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)
F4: Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)
F5: Suelos con contrastes de impedancia α , definido como la relación entre la densidad y la velocidad de onda de corte entre el subsuelo y el estrato del semiespacio, ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
F6: Rellenos colocados sin control ingenieril.

Fuente: (NEC-15, pp. 30, numeral 3.2.1, tabla 2)

El suelo en el que se encuentra implantada la estructura corresponde al tipo D, se justifica por su velocidad media de onda de corte (V_{s30}), que se obtiene con el ensayo de sísmica de refracción que se presenta en el capítulo tres.

1.4.3 Peligrosidad sísmica

El estudio de los registros de eventos suscitados en la zona donde se ubica el edificio es de notable importancia para tener idea del tipo y magnitud de sismo a los que puede estar expuesta la estructura y tomar las medidas necesarias para tener una adecuada respuesta ante estos.

Los sismos que se presentan son: Sismos de Quito 12 de agosto de 2014, el más reciente en la ciudad, además de los de Pomasqui 1990, Guayllabamba 1587,

Machachi 1923 y el de 9 de agosto 1938 en El Tingo y Alangasí, el más próximo al área de estudio.

1.4.3.1 Sismo 2014

El 12 de agosto de 2014, se registró un sismo de magnitud 5.1, en el segmento de falla Bellavista Catequilla, (Latitud 0.05 S; Longitud -78.42 W) a 5 km de profundidad de acuerdo al Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional (IPGN). Los sismos asociados a estas fallas inversas son de tipo impulsivo producidos por las fallas inversas y tienen las siguientes características: son de corta duración; causan alto daño en la zona epicentral, y se menguan prontamente con la distancia. Ejemplo de grandes sismos impulsivos son los sismos de Northridge de 1994 (Estados Unidos) y el de Kobe de 1995 (Japón). (Aguiar Roberto, 2014)

En los valles de Los Chillos y de Tumbaco (a 30 km. del epicentro), llegó como un ligero temblor. Esto se refleja en el mapa de isosistas presentado en la Figura 2 donde puede apreciarse en la zona epicentral su intensidad fue 6 en la escala macro sísmica europea, EMS-98, mientras que en la mayor parte de la ciudad fue de 4, oscilando en los valles mencionados entre 3 y 4 respectivamente (Aguiar Roberto, 2014). La ubicación del edificio de estudio se encuentra en la intersección de las líneas rojas.

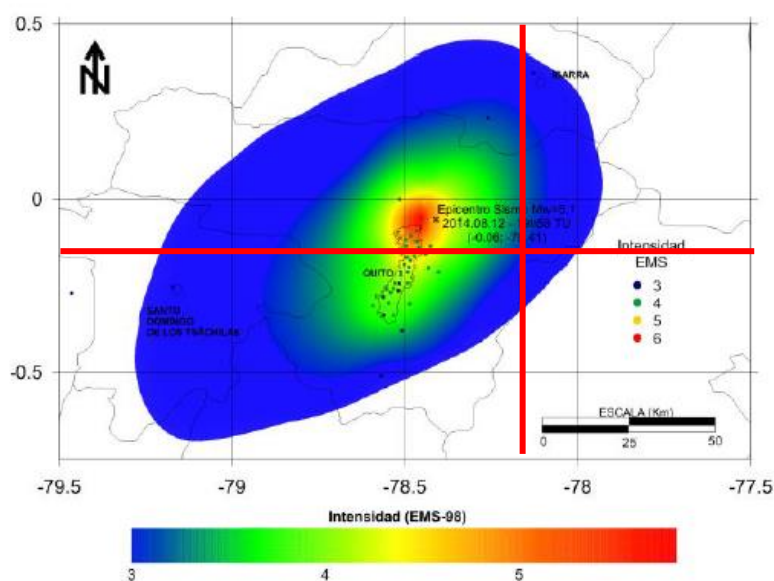


Figura 2 Mapa de isosistas del sismo del 12 de agosto de 2014.

Fuente: (Aguiar Roberto, 2014)

Este sismo evidencia que la ciudad de Quito se asienta sobre un sistema de fallas inversas, superficiales en su mayoría, pero su existencia esta evidenciada en la forma en que se encuentra el material volcánica en dirección al valle de Tumbaco, o la alineación de las colinas de Ilumbisí y Puengasí. (Aguiar Roberto, 2014)

1.4.3.2 Sismo de 1990

El 10 de agosto de 1990 a las 22h00, se originó un sismo relativamente superficial de magnitud 5.0 en la escala de Richter, a 4 kilómetros al Noreste de Pomasquí, 4.8 kilómetros al Sureste de San Antonio de Pichincha, 10 km al Noroeste de Guayllabamba y 15 kilómetros al Noreste del aeropuerto de Quito. El cual tuvo efectos notorios: 3 personas muertas y 417 familias damnificadas, daños a viviendas por cerca de 770 millones de sucres; daños a monumentos e iglesias coloniales en las zonas de Pomasquí, San Antonio de Pichincha y Calderón; 118 deslizamientos de tierra producidos a lo largo de la Panamerica Norte. (IGEPN, 2011)

Además existió interrupción de servicios de agua potable y riego en Puéllaro, Malhingi y Perucho por obstrucciones en obras de toma y cierre de canteras en zonas aledañas. (IGEPN, 1990)

El evento se corresponde a dos segmentos septentrionales que forman parte del sistema de fallas de empuje de Quito (tendencia norte-sur), San Juan de Calderón y Catequilla (Alvarado, 2014). La magnitud en el epicentro es 5.28 y 5.4 en el centro de intensidad (5.3-5.6 en el nivel de confianza del 67 por ciento). El promedio móvil de la magnitud de la intensidad es estable a lo largo de la distancia (Figura 3). Sangolquí se ubica en la intersección de las líneas rojas. (Beauval C. ., 2010)

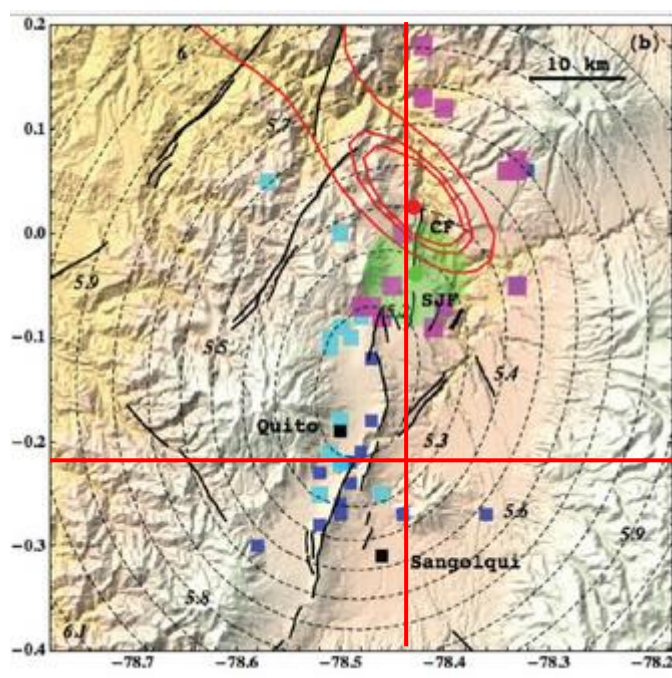


Figura 3 Magnitud y ubicación del evento Pomasqui 1990

Fuente: (Beauval C. ., 2010)

1.4.3.3 Sismo de 1938

El 9 de agosto de 1938, se registraron una serie de temblores que culminaron con un sismo catastrófico de magnitud 7.10 a las 21h 01m (nueve y un minuto de la noche). El epicentro fue calculado a unos 20 kilómetros en dirección sur-este de coordenadas -30 S; -78.40 W, es decir, se localizó en las cercanías de El Tingo y

Alangasí; poblaciones que resultaron completamente destruidas. En menor escala pero también, muy importantes daños en Sangolquí y Conocoto. (Barona, 2010)

En la Figura 4 se indica las isosistas del sismo del 10 de Agosto de 1938 con intensidades MSK; tomando atención se observa que en varios poblados se registraron sismos de grados VI, VII y VIII los cuales se encuentran en un rango alto, es decir que a pesar que el sismo que causó mayores daños fue en la noche del 9 de Agosto de 1938; hubo réplicas sísmicas durante el siguiente día y fueron destructivos afectando a la mayor parte de Sangolquí, que tuvo un sismo de grado VII. (Barona, 2010) . Se localiza al Laboratorio del DECEM en la intersección de las líneas verdes.

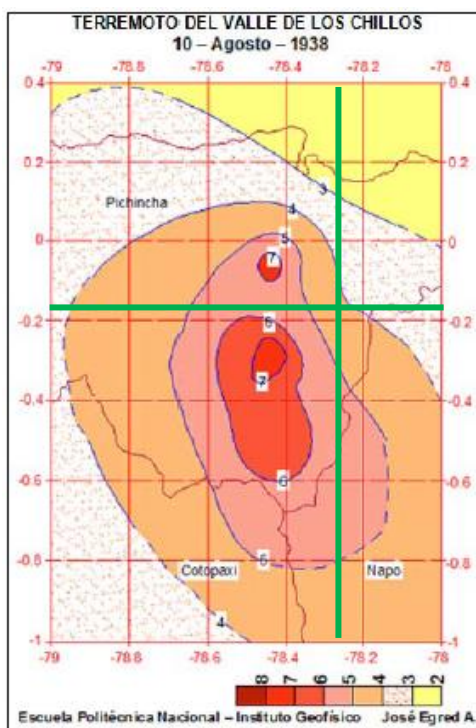


Figura 4 Mapa de Isosistas del Terremoto del Valle de los Chillos

Fuente: (Barona, 2010)

Es importante señalar que un sismo de intensidad en la escala Medvédev-Sponheuer-Kárník (MSK) se usa para medir la fuerza de los movimientos del suelo en función de los efectos destructivos en construcciones y el cambio del aspecto del terreno, siendo un sismo de grado VII considerado muy fuerte, con desplazamiento de mobiliario, daños graves en estructuras antiguas y aparecen grietas en edificios.

1.4.3.4 Sismo de 1923

Afectó de sobremanera a la población de Machachi, Tambillo, Aloag, Aloasí, dejando algunos muertos. Produjo intensidades de V-VII (MSK) en Quito, se pudo originar en un ramal del sistema de fallamiento dextral que cruza la zona (Chicaiza, 2016); varios datos estadísticos de los principales temblores en la República del Ecuador (1534-1958) asocian a este evento una magnitud de 6.5 a 7, con epicentro (0.4S Y 78.3W). La intersección de las líneas rojas representa a la ubicación del Laboratorio de Mecánica y el marcador azul la ubicación del epicentro del sismo de 1923 (Figura 5); la distancia horizontal entre el epicentro y el laboratorio es de 23Km.

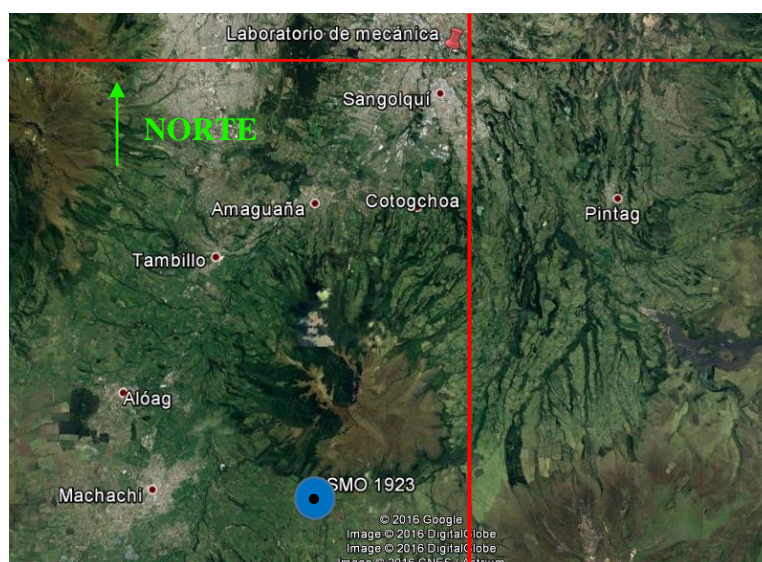


Figura 5 Ubicación del sismo de 1923

Fuente: Google Earth

1.4.3.5 Sismo de 1587

Este evento sísmico afectó las zonas del norte de la provincia de Pichincha, llegando a pueblos del sur de Imbabura (Figura 6). Existiendo víctimas y destrucción en Guayllabamba, Pomasqui y otros pueblos al norte de Quito y se extendieron hasta Otavalo (intensidad VII) en Imbabura. No obstante este terremoto es descrito por unas pocas intensidades (VII y VIII) y los contornos de confianza son bastante estrechos

(10 km × 10 km para el contorno 67 por ciento). El epicentro está localizado al norte de Quito, apuntando a la ruptura en un segmento del sistema de fallas ciegas como la causante (falla de Catequilla, la falla de San Juan de Calderón o su extensión al norte). La magnitud es de 6.4 en el epicentro y de 6.5 en el nivel de confianza del 67%. La falla de Nono-Pululahua orientada NE-SW podría ser otra posible causante. La intersección de las líneas rojas ubica a Sangolquí. (Beauval C. H., 2010)

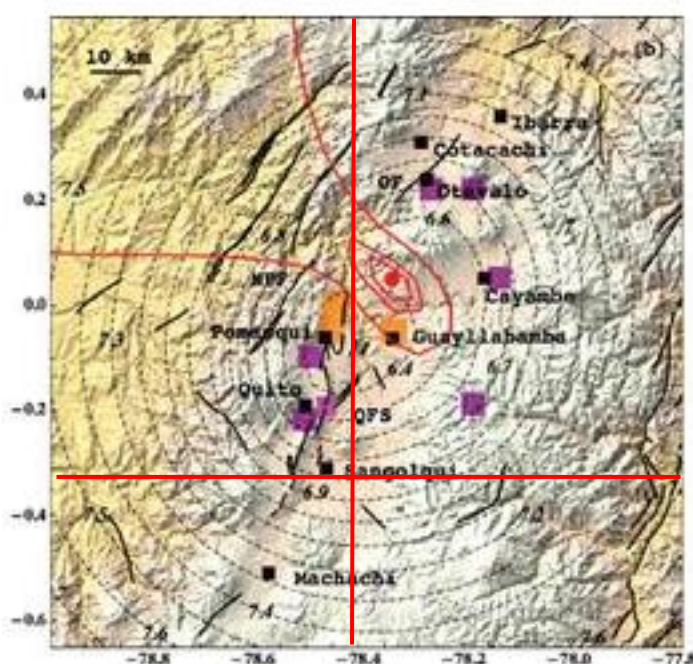


Figura 6 Magnitud y ubicación del evento Guayllabamba 1587

1.4.3.6 Fallas activas en Quito

1.4.3.6.1 Fallamiento local y Subducción.

Los sismos suelen ser clasificados en sismos de origen o fallamiento local y tectónicos por subducción, tal como se muestra en la Figura 7. Cuando las fuerzas que mueven las placas tectónicas se hunden o actúan en sentidos opuestos (flechas blancas), se genera una zona de subducción en la cual ocurren sismos (puntos verdes), los cuales se originan a lo largo de este plano y son de gran profundidad. Un ejemplo

es el sismo del 16 de abril en Manabí, con una magnitud de 9.8 Mw a una profundidad aproximada de 20 Km. En el caso de Ecuador, la subducción se produce en el perfil costanero, donde concurren la Placa Oceánica con la Continental. Las fallas fuera de la zona de subducción, generan sismos que tienen menos profundidad (puntos amarillos), si se comparan con las de la zona de subducción (color verde), se producen debido a la deformación que experimentan las rocas al ser sometidas a fuerzas tectónicas. (Schmidt, 2015). El sistema de fallas de Quito y Guayllabamba son ejemplos de fallamiento local.

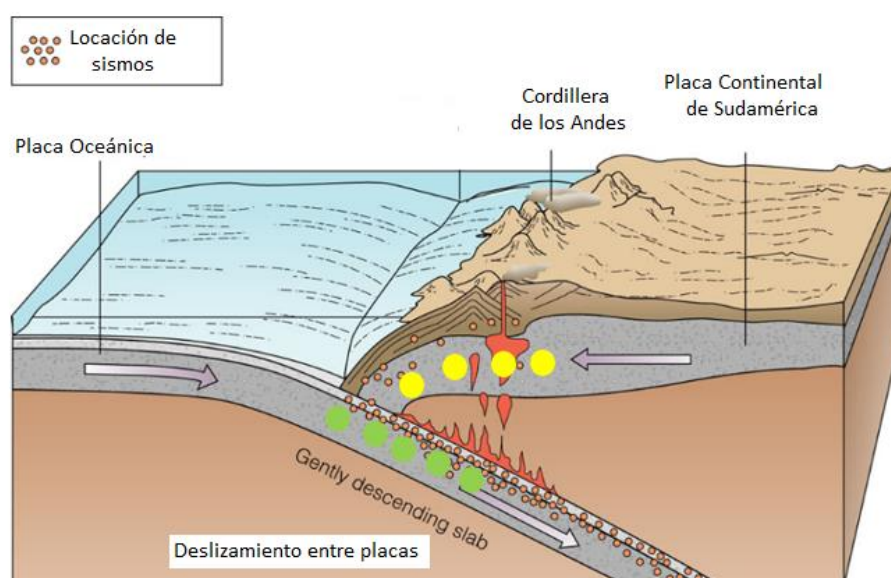


Figura 7 Fallamiento local y subducción

Fuente: (Brooks/Cole-Thomson)

1.4.3.6.2 Configuración geológica y geodinámica de Quito

Los Andes del Norte de Ecuador tienen una elevación media entre los 1000-4000 m y un ancho de cordillera entre 8 Km y 30 Km, especialmente en la depresión interandina ID (Figura 8 y Figura 9). A lo largo del oeste del Ecuador, la Placa Oceánica de Nazca se subduce oblicuamente con respecto al bloque Andino Norte y la Placa Sudamericana por los últimos 5 millones de años. Cabe recalcar que la superficie de subducción se encuentra aproximadamente a 150 Km de profundidad de

Quito, sin ninguna influencia conocida con la tectónica de las placas superiores. (Alvarado, 2014).

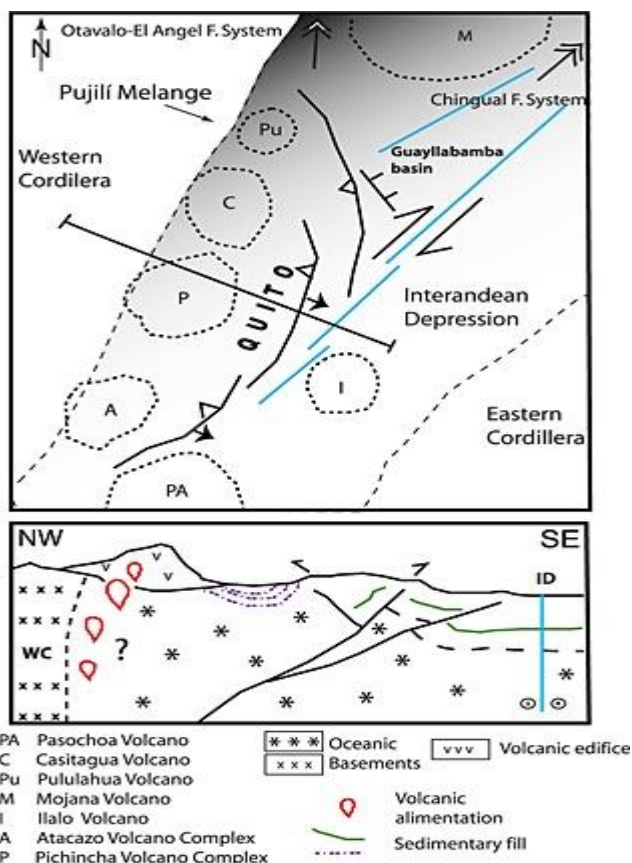


Figura 8 Modelo Simplificado de fallas activas en Quito

Fuente: (Beauval C. H., 2010)

La topografía actual de la parte oeste de la Cordillera Oriental del Ecuador es el resultado del crecimiento y hundimiento de los bloques oceánicos del Cretáceo, la parte oriental de la depresión interandina está definida por fallas activas arraigadas en la base, incluyendo en estas el Sistema de Fallas de Latacunga (LT). Este sistema de fallas afecta la parte más alta de los depósitos volcánicos del Mio-Pliocence, pero no a los depósitos cuaternarios. (Lavenu, 1995).

El sistema de fallas de Quito (QFS) se extiende cerca de 60 Km a lo largo del callejón interandino al norte de Ecuador, varios ensayos y estudios realizados como: 15 años de medición con GPS y sismicidad avalan esta estimación. Generalmente, solo se tomaba en cuenta y se daba énfasis a la fallas de Quito (QFS) sin tomar en cuenta

al sistema de fallas de Guayllabamba (GFS) las cuales son perpendiculares al eje de la (QFS). (Alvarado, 2014). En la Figura 9 se puede apreciar la configuración de los sistemas de falla, con línea roja se encuentran las fallas activas en el territorio ecuatoriano; el círculo verde contiene las fallas de Guayllabamba, Quito y Machachi.

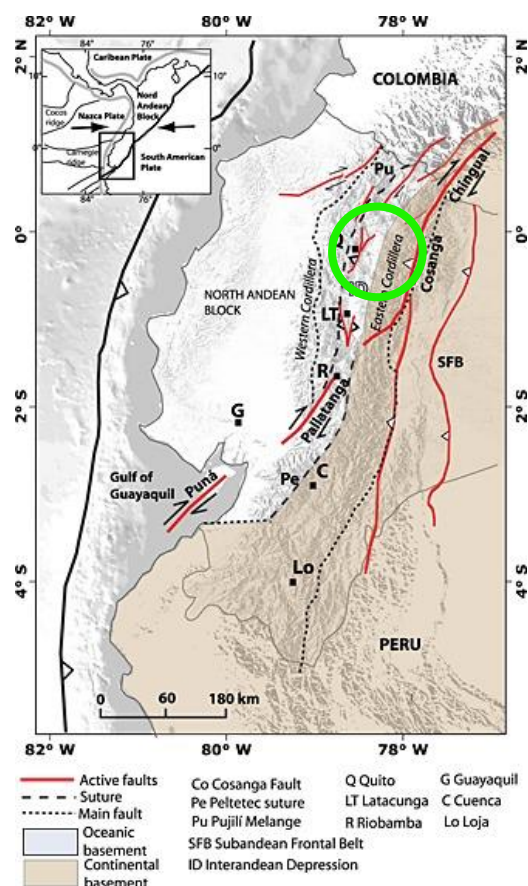


Figura 9 Geodinámica y tectónica del Ecuador

Fuente: (Alvarado, 2014)

El Sistema de Fallas de Quito (QFS), tiene un área de ruptura cerca de 720 km², en el cual se estima un sismo de 6.6 Mw (Escala sismológica de magnitud de momento), se espera una aceleración máxima promedio en roca de 0.4g (Aguiar, 2013), con un periodo de recurrencia entre 150 y 435 años. El estudio con GPS de (Alvarado, 2014) afirma estos resultados y también que el epicentro tendrá una profundidad de 3 a 7 km. En estudios anteriores (Christian Hibschi, 1996), se afirma que pueden existir sismos con 6.9 a 7.1 Mw e intensidades de por lo menos VIII (Escala Medvédev Sponheuer Kárnik). Sismos como el ocurrido en el año 1923 que

afectó de sobremanera a la población de Machachi, produjo intensidades de VI a VII (MSK) en Quito, y pudo haberse originado en un sistema dextral que cruza por dicha zona. En la Figura 10 se puede apreciar el sismo de 1990 en Pomasqui cuyo epicentro fue al norte de la ciudad con una magnitud de 5.3 y una intensidad de V (MSK) y el de Guayllabamba 1587 con una magnitud aproximada de 6.3 Mw, las curvas amarillas corresponden a sus isosistas. La intersección de las líneas rojas corresponde a la ubicación del Laboratorio del DECEM.

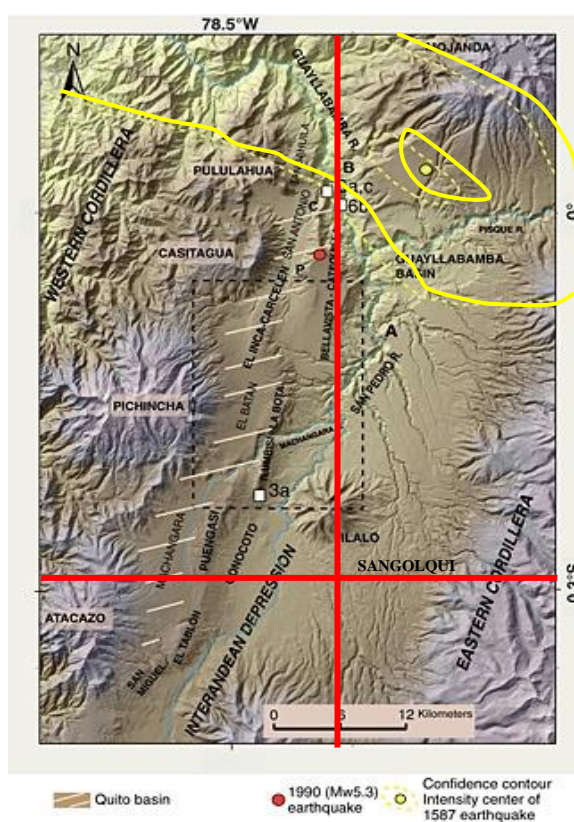


Figura 10 Mapa topográfico y configuración Cuaternaria de Quito

Fuente: (Alvarado, 2014)

1.4.3.7 Zonificación sísmica y factor de zona Z

El valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para período de retorno 475 años con 10% de probabilidad de excedencia, que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI, ver Figura 11 (NEC-15).

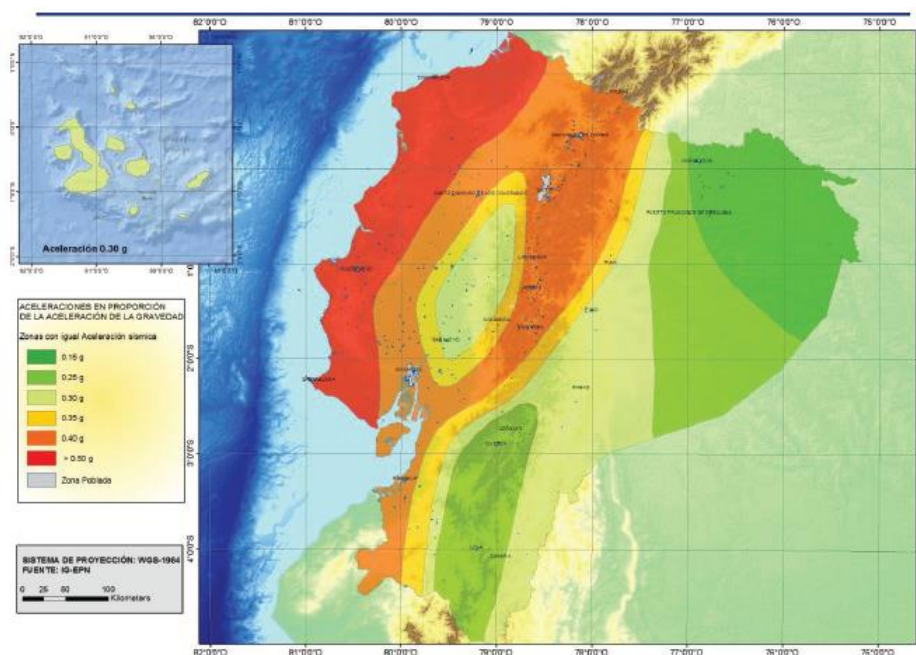


Figura 11 Mapa de Zonificación Sísmica

Fuente: (NEC-15)

Tabla 3

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del Peligro Sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (NEC-15)

El proyecto, al situarse en la ubicación más cercana de la provincia de Pichincha, cantón Rumiñahui, parroquia Sangolquí, se encuentra en una zona sísmica V, el cual tiene un valor del factor Z de 0.40 y se cataloga como una zona con peligrosidad sísmica alta.

1.4.4 Descripción estructural

El Laboratorio del Departamento de Ciencias de la Energía y Mecánica fue diseñado en el año 1983 y construido en el año de 1989 por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército. El edificio consta de dos bloques divididos por una junta de 5 cm (línea roja), posee 10 ejes en el sentido Este-Oeste, de los cuales 6 son para el bloque 1 y 4 del bloque 2 y 7 ejes en el sentido Norte-Sur, la distribución de ejes y bloques se muestra en (Figura 12):

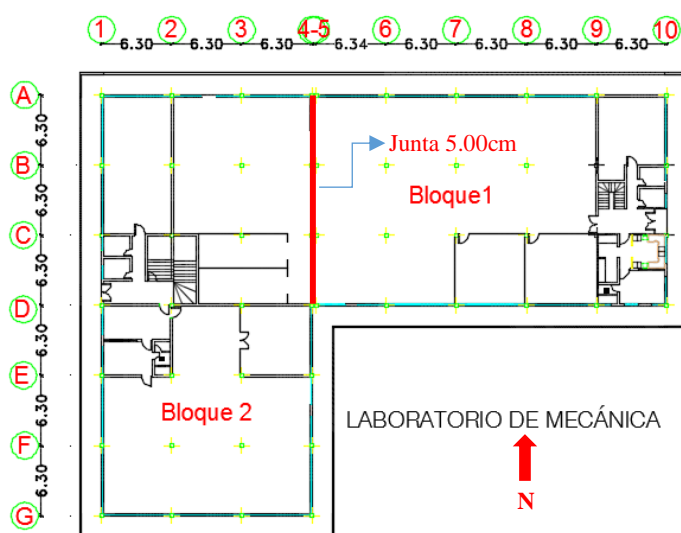


Figura 12 Planta del Laboratorio de Mecánica

El edificio de estudio es un sistema estructural de hormigón armado, cimentado sobre plintos aislados de 180cmx180cm de 35cm de espesor a una altura de fundación de 1.50m, constituido por columnas de 35cm x 35cm, armadas longitudinalmente con 4 varillas de 22mm y 4 varillas de 12mm, colocadas como se muestra en la Figura 13. Además el acero transversal es de 8mm cada 10cm en la zona confinada y cada 20cm en la zona central. También es menester señalar que junto a las columnas se encuentran las bajantes de aguas servidas lo que a simple vista hace parecer columnas más robustas, sin embargo se comprobó las dimensiones y armados presentados a través de los planos del archivo de la universidad y los ensayos experimentales. El Bloque 1 está constituido por los ejes 5, 6, 7, 8, 9, 10 y por A, B, C, D; El Bloque 2 por los ejes 1, 2,

3, 4 y A, B, C, D, F, G. La Figura 13 muestra en detalle una sección tipo de columna con su respectivo armado.

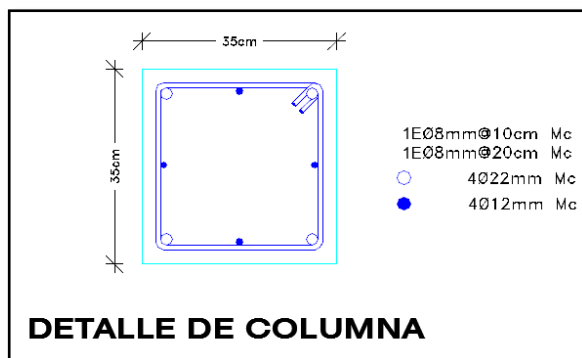


Figura 13 Detalle de columna Tipo

Las vigas, son tipo banda de 40cm de ancho, armadas longitudinalmente con 7 varillas de 12mm y transversalmente con estribos de 8mm cada 8cm en la zona confinada y cada 12 cm en la zona central, embebidas en una losa alivianada de 25cm, con una carpeta de compresión de 5cm de espesor, nervios de 10cm armados con dos varillas de 12mm de diámetro, los alivianamientos son bloques de 20cmx20cmx40cm. Los detalles de armado y distribución se muestran en la Figura 14

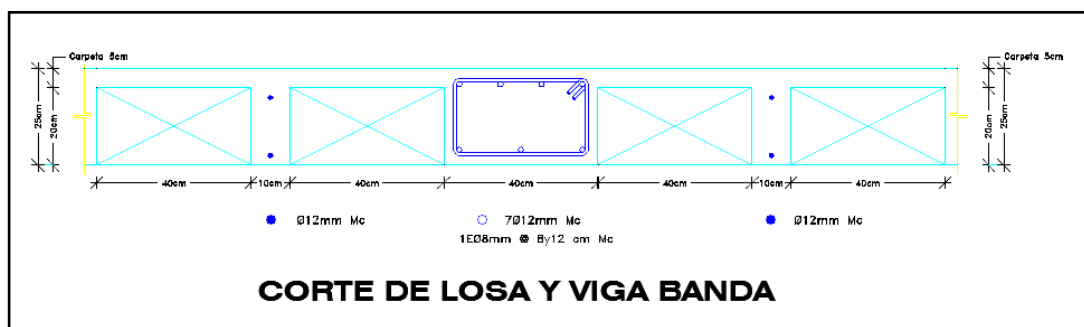


Figura 14 Detalle de losa con viga banda

Además posee paredes de mampostería de ladrillos de arcilla de 20cm de ancho y posee un bloque de escaleras en cada bloque estructural, también es importante señalar que en el eje C entre los ejes 2 y 3 se incrementaron dos columnas de 25cmx25 armadas con cuatro varillas de 12mm con acero transversal igual a las columnas tipo

como respuesta al aparente hundimiento del pórtico señalado. Cimentadas sobre plintos de 1.50mx1.50m y se realizaron perforaciones para la conexión viga-columna.

1.4.5 Patologías

Las manifestaciones patológicas ocurren debido a la exposición ambiental o al uso, cuyo resultado es que las sollicitaciones exceden a la capacidad de los materiales, lo cual provoca un comportamiento inelástico de los materiales, y daños visibles durante la inspección. (Fondo de Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE, 2011)

1.4.5.1 Patologías existentes

Después de realizar la inspección del Laboratorio del DECEM se recogieron datos sobre la ubicación y dimensiones de las grietas en mamposterías. Se analizaron estudios previos en el presente trabajo de investigación, para apreciar el comportamiento de la mampostería en la estructura. En la Figura 15 y la Figura 16, las grietas se concentran solo en un área del edificio, en los paños C-D-1-2 y en C-D-2-3 de ambos niveles. En la Figura 17 hasta la Figura 22 se aprecian varias grietas existentes en la estructura, determinadas en la última inspección.

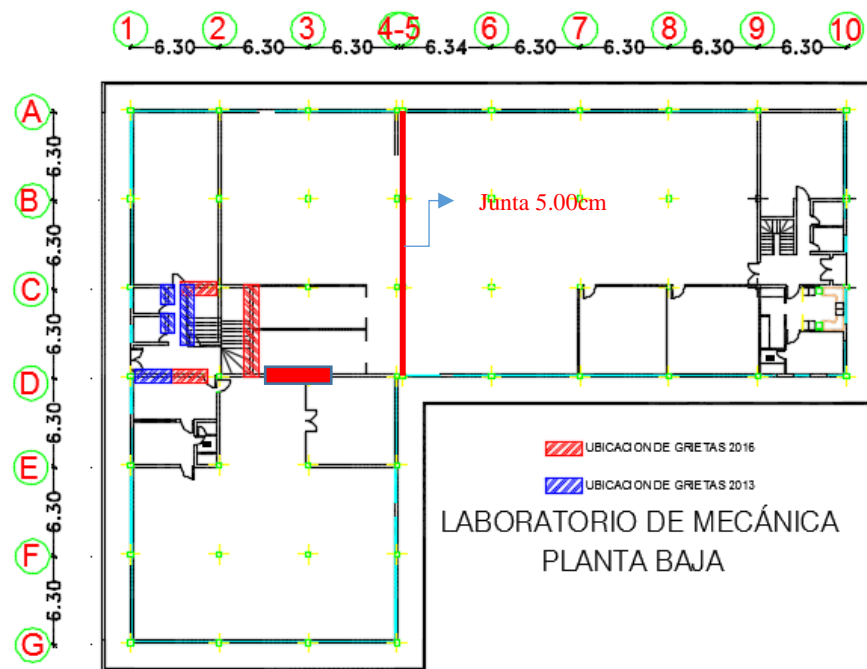


Figura 15 Ubicación de grietas en planta baja

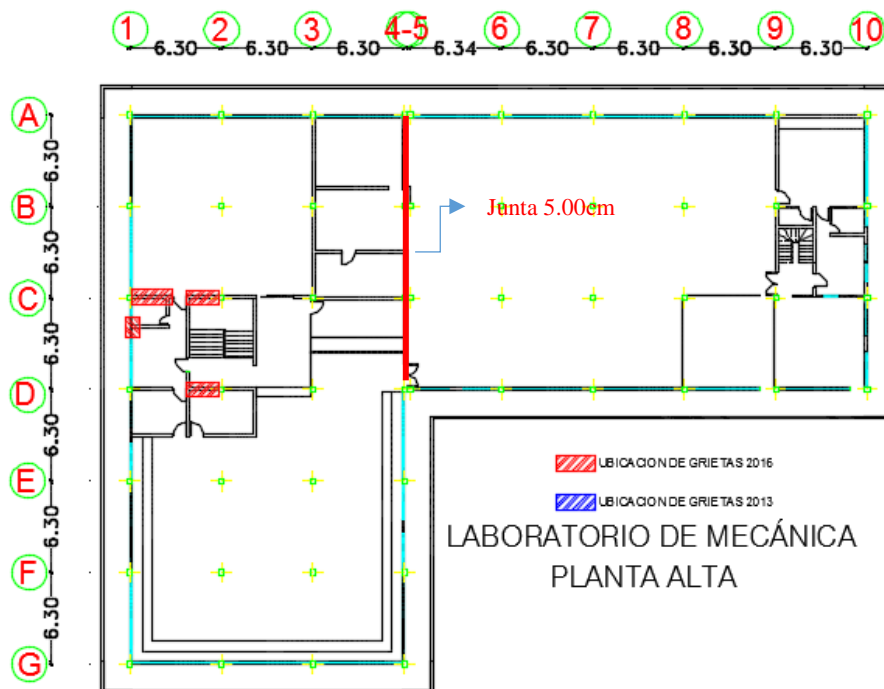


Figura 16 Ubicación de grietas en planta alta

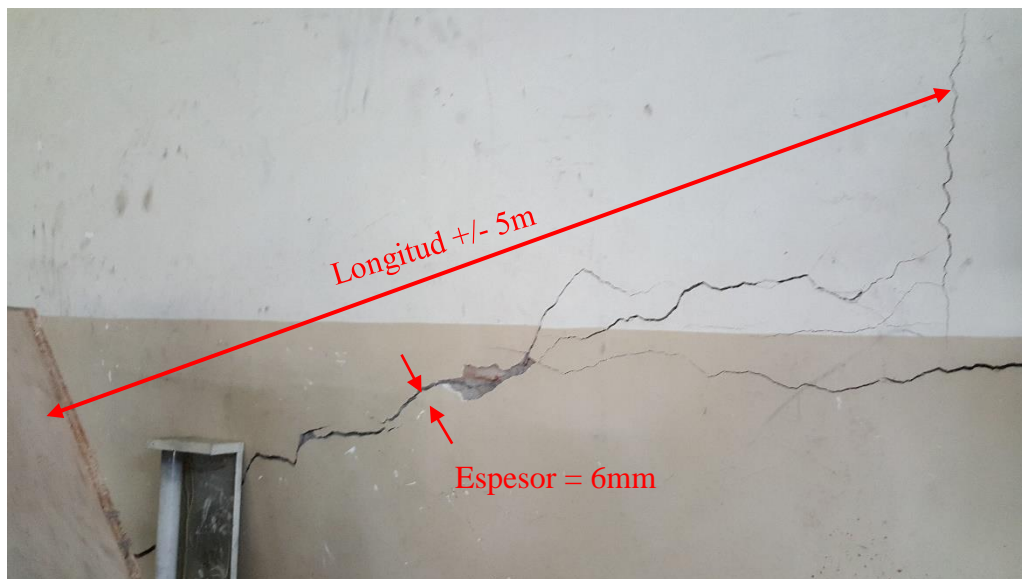


Figura 17 Grieta en mampostería, Planta baja eje 2 y 3 entre C y D, detrás de la grada

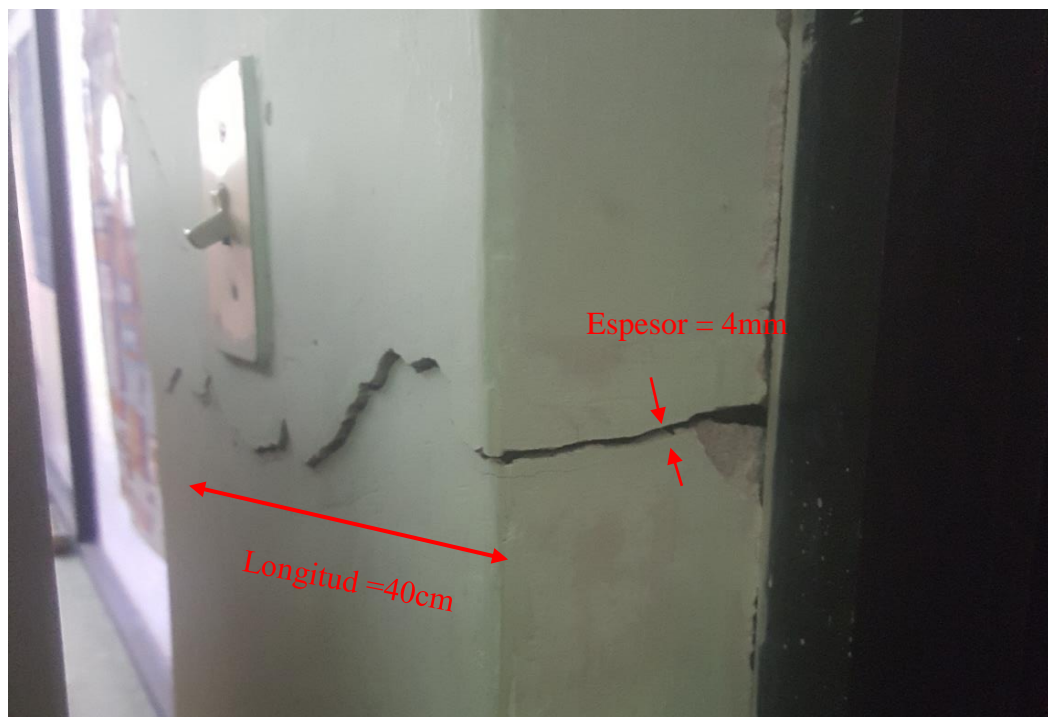


Figura 18 Grieta en mampostería (No existe columna en la zona), Planta baja eje D entre 1 y 2

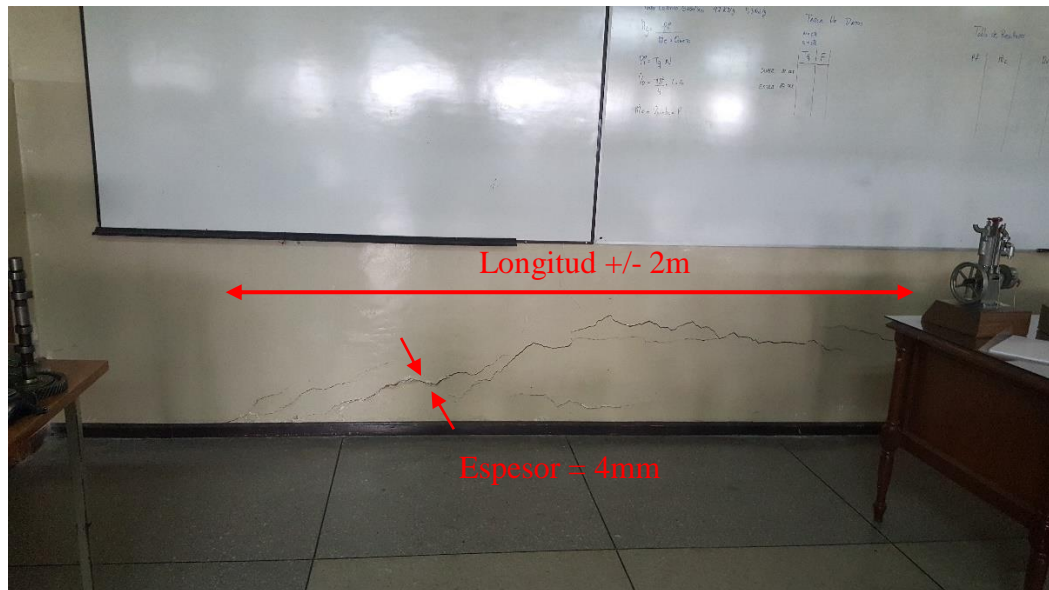


Figura 19 Grieta en mampostería, Planta baja eje D entre 2 y 3

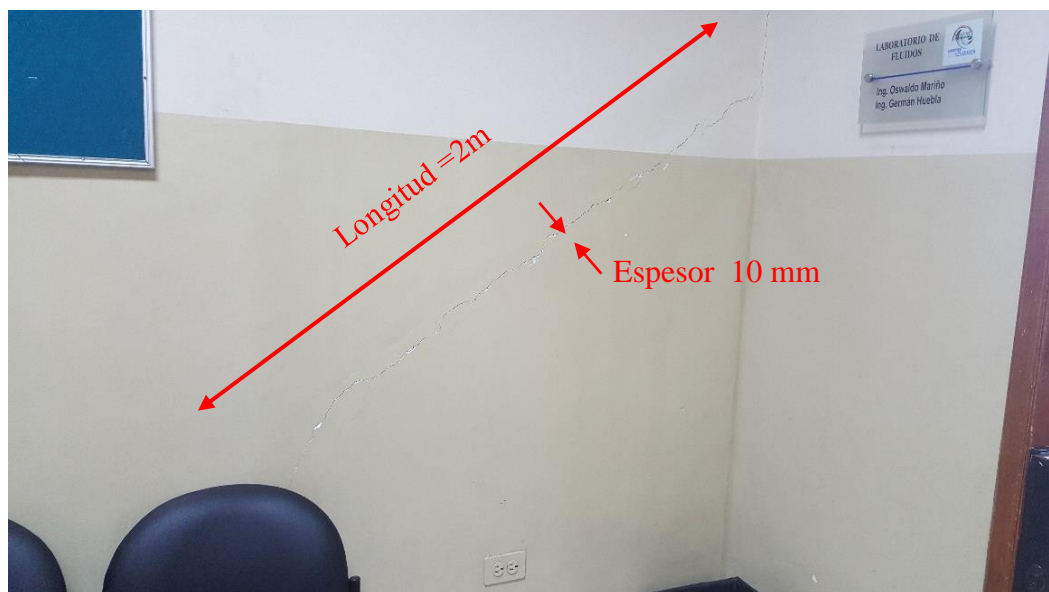


Figura 20 Grieta en mampostería, Planta alta eje D entre 1 y 2

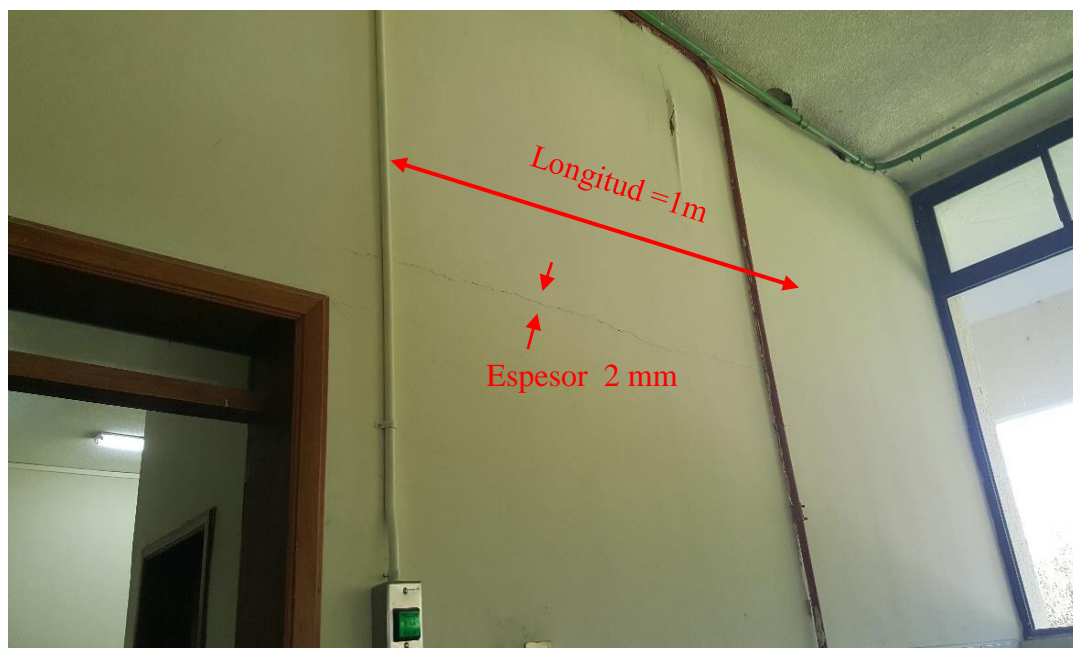


Figura 21 Grieta en mampostería, Planta alta eje C entre 1 y 2

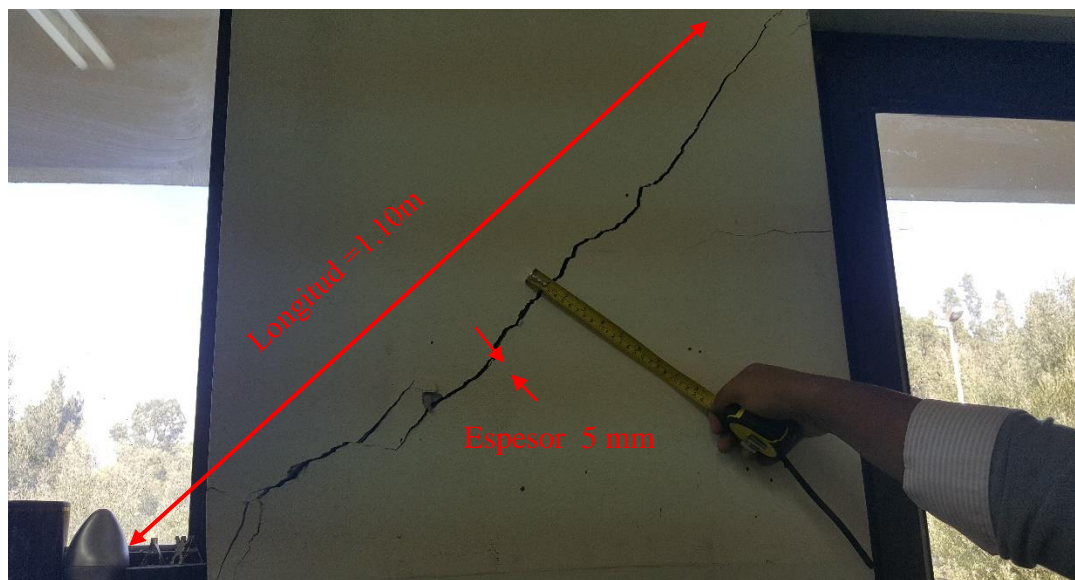


Figura 22 Grieta en mampostería, Planta alta eje 1 entre C y D

Un inconveniente descubierto al realizar la inspección, fue que aparentemente no existen muchas fisuras, constantemente se trata de reparar las grietas por lo tanto no todas están expuestas al momento de la inspección. Con ayuda de trabajos previos, se continuará con el estudio de dichas grietas. En la Figura 23 se muestra la ubicación

de las grietas en el año 2013. En la Tabla 4 se aprecia con sombreado de color verde a las que existen en la actualidad.

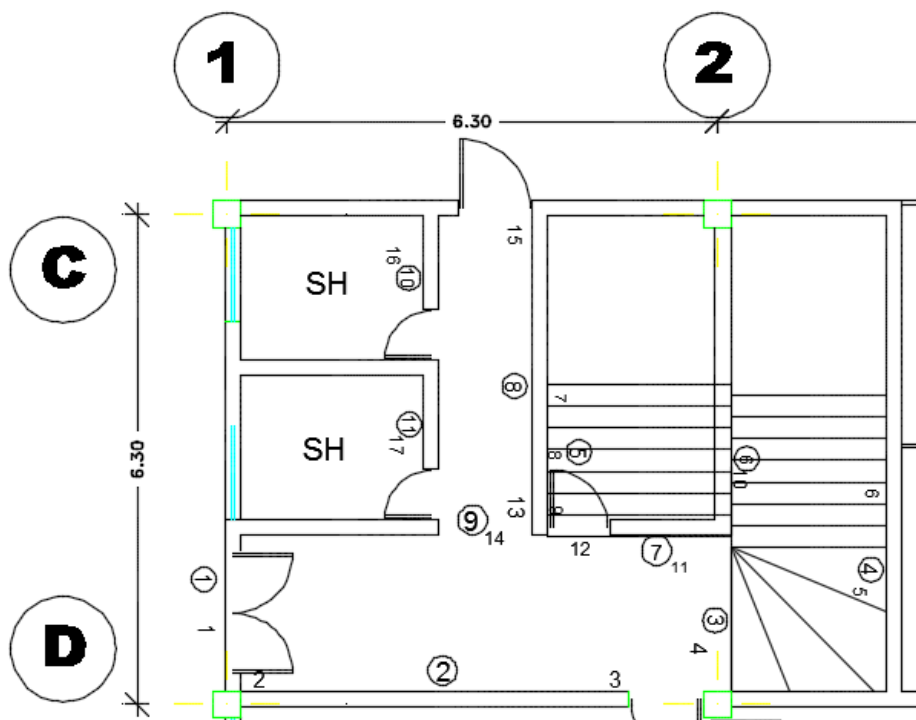


Figura 23 Ubicación de grietas 2013

Fuente: (Navas Luis, 2013)

Tabla 4
Medición de grietas en elementos no estructurales

No	Lugar	Grieta	Medida (m)
Piso	Entrada	1	1,83
1	Puerta 1 (Justo al borde la agarradera de la puerta)	2	0,87
2	Puerta 2(A lado de la oficina de la entrada)	3	0,45
3	Parte baja Gradass nivel 1	4	1,73
4	Pared gradass frontal	5	2,14
4	Pared Volado pequeño(frontal a la entrada)	6	4,1
5	Pared escaleras 2(subida-Inferior)	7	3,28
5	Pared escaleras 2(subida-Media)	8	1,64

5	Pared escaleras 2(subida-Alta)	9	3,38
6	Escalera 1(Parte posterior)	10	2,25
7	Pared Baño 1	11	0,38
7	Pared Baño 1	12	0,37
8	Pared cerca del laboratorio	13	0,5
Viga	Pared cerca del laboratorio	14	0,78
8	Pared frente a los 2 Baños	15	5,13
10	Baño 2	16	1,54
11	Baño3	17	0,53

Fuente: (Navas Luis, 2013)

En la Figura 24 se muestra ciertas grietas que se encontraron en el año 2013, cabe recalcar que algunas de las mismas, se encuentran hasta la actualidad



Figura 24 Grietas existentes en 2013

Fuente: (Navas Luis, 2013)

1.4.6 Sistema constructivo

El proyecto, que fue construido por El Cuerpo de Ingenieros del Ejército del Ecuador, a cargo del Crnl. Nelson Suárez (A la izquierda en la Figura 25), es un edificio de hormigón armado, proyectado inicialmente para ser de una planta y con otra distribución, sobre la marcha de la construcción se realizaron los cambios tanto en el diseño como constructivos. El hormigón se lo mezcló in situ, con una concreteira, con una dosificación de 1:2:4, la obra en su totalidad se la realizó con cerca de 70 obreros. La edificación se realizó con todos los estándares que para la época eran altos, es decir buen control de materiales, control de mano de obra, entre otras, (Suárez, 2016). Se realizó una inspección junto al constructor, para identificar las fallas y soluciones dadas.



Figura 25 Inspección del laboratorio junto al constructor

2 FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 Edificios de hormigón armado

El tipo de material usado en una estructura, es un factor predominante en su comportamiento, las características de cada uno de ellos los hace más rígidos, flexibles o dúctiles. Por este motivo se presentan clasificaciones, características y demás parámetros que se deben considerar en el diseño de hormigón armado, según las normativas vigentes.

2.1.1 Sistema estructural

El diseño estructural requiere desde hacer énfasis en el diseño de elementos hacia el diseño de la estructura en conjunto. Un sistema estructural consiste en miembros, nudos y conexiones desempeñando un rol específico. Asimismo cada miembro estructural tiene la capacidad de pertenecer a uno o más sistemas estructurales con diferentes funciones y siguiendo los requisitos de los sistemas de los que forma parte. Existen diversas alternativas para disponerlos, siendo el diseñador el que elige el tipo de miembros que se recurrirán y el rol que cumplirá en el proyecto, cumpliendo con los requisitos de la normativa vigente. (ACI-318S-14, 2014)

La Tabla 5 presenta la clasificación de estructuras de hormigón armado, según la normativa ecuatoriana:

Tabla 5
Clasificación de edificios de hormigón armado

Sistema Estructural	Elementos que resisten el sismo	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremos de vigas y base de columnas 1er piso	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión.

Continúa

Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base columnas de 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil en flexión.
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle)	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle), extremos de vigas de acople.	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión.

Fuente: (NEC-15, 2015)

Es menester señalar que según esta clasificación el edificio de estudio es de tipo “Pórtico con vigas banda”.

2.1.2 Métodos de diseño

En el diseño de hormigón estructural, los elementos deben tener una resistencia apropiada según lo manda la normativa actual, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia ‘Ø’ especificados. Se referirá también a la NEC-SE-CG. Además deben diseñarse para resistir los efectos producidas por las cargas mayoradas determinadas mediante análisis elástico. (NEC-15)

2.1.2.1 Requisitos de resistencia

La exigencia para el diseño por resistencia es el siguiente:

$$Resistencia\ de\ diseño \geq Resistencia\ requerida$$

- Carga axial: $\phi P_n \geq \phi P_u$

- Momento: $\phi M_n \geq \phi M_u$
- Cortante: $\phi V_n \geq \phi V_u$

Nota: El subíndice ‘u’ se usa para definir las resistencias últimas y el subíndice ‘n’ para definir las resistencias nominales.

La resistencia requerida o última debe ser menor o igual al efecto de las cargas mayoradas según la NEC-15-SE-CG. La resistencia de diseño de un elemento, sus conexiones y secciones transversales deben tomarse como la resistencia nominal calculada, reducida por los factores ϕ , correspondientes para flexión, carga axial, cortante y torsión,. (NEC-15, 2015)

2.1.2.2 Factores de reducción de resistencia

Los factores de reducción de resistencia son definidos en la Tabla 6:

Tabla 6
Factores de reducción de resistencia

Solicitaciones	Factores de reducción de resistencia ϕ
Secciones controladas por tracción	0.90
Tracción axial	0.90
Secciones controladas por compresión:	
• Elementos con refuerzo transversal en espiral	0.75
• Otros elementos reforzados	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento	0.65

Fuente: (ACI-318S-14, 2014)

La (NEC-15) en el sección de hormigón armado manifiesta que el factor de reducción de resistencia al corte es 0.60 en elementos donde la capacidad a corte sea menor al máximo de capacidad a flexión.

2.1.3 Propiedades mecánicas del hormigón armado

Los materiales utilizados en edificios de hormigón armado deben regirse a las exigencias de la normativa vigente, para satisfacer los requisitos de resistencia estructural y exposición ambiental.

2.1.3.1 Resistencia a compresión del hormigón

Los valores límites que la (NEC-15) presenta para la resistencia a compresión del hormigón son:

- Valor mínimo para el hormigón normal: $f^c=21$ MPa
- Valor máximo para elementos de hormigón liviano: $f^c=35$ MPa.

Los requisitos para f^c deben basarse en ensayos de cilindros a los 28 días de fraguado. Los valores más altos de la relación entre resistencia especificada (f^c) y la resistencia media (f^cm) se obtienen para hormigones ordinariamente elaborados en obra y dosificados en volumen, debido a la incertidumbre de sus procesos de producción. Se debe verificar que el diseño del hormigón presentado sigue estos criterios y asegurar en obra una resistencia a la compresión promedio inclusive superior a la señalada. (NEC-15, 2015)

2.1.3.2 Resistencia de fluencia del acero

En el caso del acero de refuerzo la resistencia real a la fluencia basada en ensayos del fabricante, no debe ser mayor que la especificada (f_y) en más de 125 MPa.

La relación entre la resistencia real de tracción y la resistencia real de fluencia no debe ser menor de 1.25, debido a la sobre resistencia. El valor de f_y usado para calcular la cuantía del refuerzo de confinamiento no debe exceder 700 MPa. El esfuerzo convencional de fluencia se define por la intersección del diagrama esfuerzo–deformación unitaria con una recta paralela al tramo elástico, donde la abscisa al origen es 0.002. (NEC-15, 2015)

La industria de la construcción ecuatoriana emplea el acero fy 4200kg/cm², debido a la alta resistencia del acero por unidad de peso y que sus propiedades no cambian apreciablemente con el tiempo, sumado al hecho que es el material predominante en el medio. No obstante ensayos realizados a varillas en la Universidad de las Fuerzas Armadas por parte del DECEM arrojan valores de resistencia a fluencia del acero (fy) desde 4280kg/cm² hasta 4400 kg/cm², siendo la resistencia de fluencia última fu=1.3fy.

2.1.3.3 Módulo de elasticidad del hormigón (EC)

El módulo de elasticidad para el hormigón, Ec(GPa), se calcula como la ecuación 2.1 lo indica a continuación:

$$E_c = 1.15 * \sqrt[3]{E_a} * \sqrt{f'_c} \quad (2.1)$$

Dónde:

Ec: Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa)

Ea: Módulo de elasticidad del agregado, obtenido de la caracterización de los mismos. (GPa)

f'c: Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

En la Tabla 7 se presentan valores típicos de módulos de elasticidad de agregados comunes en Ecuador.

Tabla 7
Módulo de elasticidad de agregados, Ea

Tipo	Procedencia	Ea (GPa)
Caliza (Formación. San Eduardo)	Guayaquil-Guayas	67.9

Chert (Formación. Guayaquil)	Guayaquil-Guayas	15.8
Diabasa (Formación. Piñón)	Chiveria-Guayas	89.3
Tonalita	Pascuales-Guayas	74.9
Basalto (Formación Piñón)	Picozá-Manabí	52.5
Basalto	Pifo-Pichincha	27.2
Ígnea (Andesitas, basaltos, granodioritas)	Rio Jubones-El Oro	110.5
Volcánica	La Península-Tungurahua	117.5

Fuente: (NEC-15, págs. 40-41, numeral 3.3.3, Tabla 11)

Sin embargo la Ecuación 2.2 brinda una mejor apreciación del módulo de elasticidad (E_c) para los materiales del Ecuador y será usada ante cargas estáticas y a niveles de servicio de elementos a flexión de hormigón armado o pretensado. (NEC-15, 2015).

En el diseño sísmico de modelos elásticos según la NEC-SE-DS, el módulo de elasticidad del hormigón E_c (GPa), para hormigones de densidad normal se calcula:

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \quad (2.2)$$

Dónde:

E_c : Módulo de elasticidad para el hormigón (Kg/cm²)

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón (Kg/cm²)

2.1.3.4 Inercia de las secciones

En las estructuras de hormigón armado y de mampostería, se deberán utilizar valores de inercias agrietadas para las secciones de los elementos al momento de realizar el cálculo de la rigidez y derivas de piso. La NEC-15 en su capítulo de peligro sísmico sugiere los siguientes factores que reducen la inercia gruesa, según el tipo de elemento:

- 0.5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- 0.8 I_g para columnas
- 0.6 I_g para muros estructurales:

Los requisitos anteriores reconocen que las secciones de los elementos se agrietan desde el instante de su construcción. Dicho agrietamiento se incrementa por las fuerzas del sismo de diseño:

- En el caso de las vigas, el valor de la inercia de la sección transversal debe considerar la contribución de la losa, siempre que se encuentre monolíticamente unida a la viga.
- En el caso de losas armadas unidireccionalmente, la participación de la losa se considera en la dirección de la armadura principal.

(NEC-15, 2015)

En el caso de estructuras de mampostería el valor de la inercia agrietada será:

- 0.5 I_g para muros con relación altura total/longitud > 3
- Para muros con relación altura/longitud menores a 1.5, no se necesita utilizar valores de inercia agrietada.
- Para muros con relación altura/longitud entre 1.5 y 3, puede obtenerse el factor multiplicativo de I_g por interpolación, entre 1 y 0.5.

(NEC-15, 2015)

Uno de los principales factores que influyen en la calibración de periodos del modelo matemático, con los periodos experimentales obtenidos con acelerómetros es la inercia agrietada en las secciones, (ACI-318S-14, págs. 152, numeral 10.10.4.1) permite usar las siguientes propiedades para elementos en estructuras:

- 0.35 I_g para vigas
- 0.7 I_g para columnas
- 0.25 I_g para placas planas y losas planas

2.1.3.5 Deflexiones dependientes del tiempo

Para determinar la deflexión consecuencia del flujo plástico y retracción en miembros a flexión, se multiplica el factor $\lambda\Delta$ por la deflexión inmediata por la carga permanente determinada por métodos tradicionales o por softwares de análisis estructural como es el caso del presente proyecto. (ACI318S, 2014, págs. 130, numeral 9.5.2.5)

La retracción y el flujo plástico debido a las cargas sostenidas en el tiempo generan deflexiones a largo plazo. Estas deflexiones están afectadas por: la temperatura, la humedad, las condiciones de curado, la edad en el momento de la carga, la cantidad de refuerzo a compresión y la magnitud de la carga sostenida. (ACI318S, 2014, págs. 130, numeral 9.5.2.5). Donde se proporciona la siguiente fórmula para determinar el factor $\lambda\Delta$:

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (2.3)$$

Donde ρ' es el valor en la mitad de la luz para vanos simples y continuos y en el apoyo para voladizos y los valores de ξ se encuentran definidos en la Tabla 8:

Tabla 8
Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas

Duración de la carga sostenida, meses	Factor dependiente del tiempo, ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 o más	2.0

Fuente: (ACI318S, 2014, págs. 130, numeral 9.5.2.5)

Una vez calculadas las deflexiones que pueden ocurrir en condiciones inmediatas y en caso de ser necesario las dependientes del tiempo el ACI318-2014 presenta en la Tabla 9 los valores máximos que deberían tener las cubiertas y entrepisos en una estructura:

Tabla 9
Deflexión máxima admisible calculada

Miembro	Condición	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a L, S y R	1/180
Entrepisos	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexiones inmediatas debido a L	1/360
Cubiertas o entrepisos	Soporten o estén ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	1/240

Fuente: (ACI318S, 2014, págs. 131, tabla 9.5(b))

2.1.4 Metodología sismo resistente

Tanto la normativa internacional como la ecuatoriana dedican capítulos completos para el análisis sismo resistente, siendo una metodología indispensable a tratar en el presente proyecto en el que se aplica lo a continuación desarrollado.

2.1.4.1 Categorías de edificios

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 10 y se adoptará el correspondiente factor de importancia I, cuyo propósito es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. (NEC-15, 2015)

Tabla 10
Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

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



Continúa

Fuente: (NEC-15, págs. 39, tabla 6)

El edificio de estudio del presente proyecto se lo categoriza como una estructura de ocupación especial, debido a que es parte de una institución educativa, en la cual funcionan seis diferentes laboratorios, cuya senda capacidad límite es de dos

cursos simultáneamente, lo que en un caso crítico superaría las 300 personas, además es necesario considerar que a la ESPE es un sitio de evacuación para las poblaciones adyacentes, lo que demanda la operación continua del edificio en casos emergentes.

2.1.4.2 Requisitos mínimos de diseño

La NEC-15 plantea que los objetivos principales de diseño son los siguientes:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura este caso abarca para períodos de retorno de 72 años y 225 años.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura, con un período retorno de 475 años.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes, con un período retorno de 2500 años.

(NEC-15, 2015)

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

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por la NEC-15.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

(NEC-15, 2015)

2.1.4.3 Límites permisibles de las derivas de los pisos

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en Tabla 11, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Tabla 11
Valores de desplazamiento, expresados como fracción de la altura de piso

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

Fuente: (NEC-15, págs. 40, tabla 7)

2.1.4.4 Estructuras de ocupación especial

Para estructuras de esta categoría la normativa recomienda verificar su desempeño y limitar los daños estructurales, buscando elevar el nivel de protección, de tal manera que las estructuras puedan mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño.

2.1.4.4.1 Niveles de amenaza sísmica

Se clasifican los sismos según los niveles de peligro y período medio de retorno tal como en la Tabla 12:

Tabla 12
Niveles de amenazas sísmicas

Nivel del sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno (años)	de Tr	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50%	72		0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225		0.00444
3	Raro (severo)	10%	475		0.00211

4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.00040
----------	-----------------------	----	------	---------

Fuente: (NEC-15, 2015)

2.1.4.4.2 Objetivos y niveles de desempeño sísmico

a. Estructuras de ocupación especial

Se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para:

- No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004).

b. Estructuras esenciales

Para las estructuras esenciales, se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para:

- Limitación de daño (nivel de seguridad de vida) ante un terremoto de 475 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00211)
- No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004). (NEC-15, 2015)

2.2 Tipos de análisis en estructuras

La (NEC-15, 2015) permite que en las estructuras que vayan a ser rehabilitadas, se realicen los siguientes análisis:

- Análisis Estático
- Análisis Dinámico
- Análisis Estático no-lineal
- Análisis Dinámico no-lineal

Se deben incorporar análisis no lineales, debido a que producen una representación más exacta de su respuesta y desempeño.

2.2.1 Análisis Estático

Uno de los principales y más utilizados métodos de análisis de estructuras es el estático, cabe recalcar que es conservador, debido a que no toma en cuenta parámetros no lineales de los materiales y sus correspondientes secciones.

2.2.1.1 Carga muerta (D)

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura. (NEC-15, 2015). La Tabla 13 muestra las sobrecargas permanentes calculadas para la estructura de análisis, cabe recalcar que los pesos de elementos estructurales y mamposterías se calcularon automáticamente por el software ETABS 2016.

Tabla 13
Sobrecarga permanente considerada en el análisis

Descripción	Unidades (Kg/m ²)
Macillado (e=1.5cm) y Enlucido (e=2cm) de la losa	73.50
Instalaciones (Zúñiga, 2014)	50.00
Diferencia entre losa equivalente en peso y losa equivalente en inercia	24.50
Sobrecarga total	148.00

El análisis estructural se lo realizó con una losa maciza equivalente en inercia, la cual tiene un espesor menor a la losa maciza equivalente en peso, para ser más exactos en el cálculo se debe considerar esta diferencia.

2.2.1.2 Carga Viva (L)

La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utiliza en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras. (NEC-15, 2015). El uso de la estructura de análisis es de un centro de educación, determina una sobrecarga viva mínima de 480 Kg/cm² para corredores de primer piso, escaleras, patios y terrazas peatonales y 200Kg/cm² en aulas.

2.2.1.3 Cortante Basal de Diseño

Se denomina como la fuerza total de diseño por cargas laterales (Ecuación 2.4), aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño, en el caso de considerar o no el factor de reducción de resistencia sísmica, de acuerdo con las especificaciones de la (NEC-15).

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \Phi E * \Phi P} * W \quad (2.4)$$

Donde:

Sa (Ta)	Espectro de diseño en aceleración
ΦE y ΦP	Coefficientes de irregularidad en planta y elevación
I	Factor de Importancia
R	Factor de reducción de resistencia sísmica
V	Cortante Basal de Diseño

W Carga sísmica reactiva

Ta Periodo de vibración de la estructura

El software ETABS 2016 realiza el análisis estático de la siguiente manera: una vez calculada la carga reactiva e ingresado el porcentaje de la misma, distribuye las fuerzas correspondientes al cortante basal, en cada pórtico y en cada piso. En la Tabla 14 se muestran los parámetros que se utilizaron, para la estructura.

Tabla 14
Parámetros utilizados en análisis estático

Parámetro	Variable	Valor	Unidades	Referencia
Factor de importancia	I	1.30	s.u	Tabla 6, Sec.4.1
Factor de reducción de respuesta	R	5.00	s.u	Tabla 15, Sec.6.3.4
Zonificación Sísmica		V		Tabla 1, Sec.3.1.1
Región del Ecuador		Sierra		Sec.3.3.1
Factor de aceleración de la zona sísmica	Z	0.40	s.u	Tabla 1, Sec.3.1.1
Relación de amplificación espectral	n	2.48	s.u	Sec.3.3.1
Coficiente Ct	Ct	0.055	s.u	Sec.6.3.3
Altura total del elemento	hn	7.70	m	Planos
Coficiente para Calculo de Periodo	α	0.90	s.u	Sec.6.3.3
Tipo de Suelo		D		Tabla 2, Sec.3.2.1
factor de sitio Fa	Fa	1.20	s.u	Tabla 3, Sec.3.2.2
factor de sitio Fd	Fd	1.19	s.u	Tabla 4, Sec.3.2.2
Factor de comportam. inelástico suelo	Fs	1.28	s.u	Tabla 5, Sec.3.2.2
Factor asociado al periodo de retorno	r	1.00	s.u	Sec.3.3.1
Factor de irregularidad en planta	\emptyset_p	1.00	s.u	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación	\emptyset_e	1.00	s.u	Tabla 14, Sec.5.2.3
Aceleración de la gravedad	g	9.81	m/s ²	
Período teórico método 1 ($T=Ct*hn^{\alpha}$)	T1	0.345	seg.	Sec.6.3.3
Período teórico mayorado (1.3 método1)	T2	0.449	seg.	Sec.6.3.3
Periodo Límite $T_0=0.1Fs.Fd/Fa$	T ₀	0.13	seg.	Sec.3.3.1
Periodo Límite $T_c=0.55Fs.Fd/Fa$	T _c	0.70	seg.	Sec.3.3.1
Periodo Límite en $T_L=2.4Fd$	T _L	2.86	seg.	Sec.3.3.1
Aceleración en T=0	Sa	0.48	g	Sec.3.3.1
Aceleración en T=T ₀	Sa ₀	1.19	g	Sec.3.3.1

Fuente: (NEC-15, 2015)

Con los datos de la tabla anterior, se ingresa en la fórmula de cortante basal y se obtiene el porcentaje de carga reactiva: 30.90%.

Si bien no existe irregularidad en planta y elevación, más adelante (Sección 4.1) se presenta la existencia de torsión debido a la distribución de la mampostería.

2.2.2 Análisis Modal Espectral

También conocido como Método de Superposición Modal es uno de los más utilizados para el análisis sísmico de estructuras, en la práctica profesional y a la vez es uno de los métodos más criticados por los investigadores, sobre todo cuando se lo utiliza para encontrar la respuesta no lineal de estructuras. Para el rango elástico, el método no tiene críticas pero para el rango inelástico si tiene, por lo tanto se debe ser bastante cauteloso y un tanto conservador en su utilización. (Aguar, Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB, 2012). En la Figura 26 se muestra el espectro elástico horizontal de diseño, en aceleraciones; es muy importante acotar que todos los valores de S_a deberían estar afectados por el factor de importancia de la estructura ($I=1.3$).

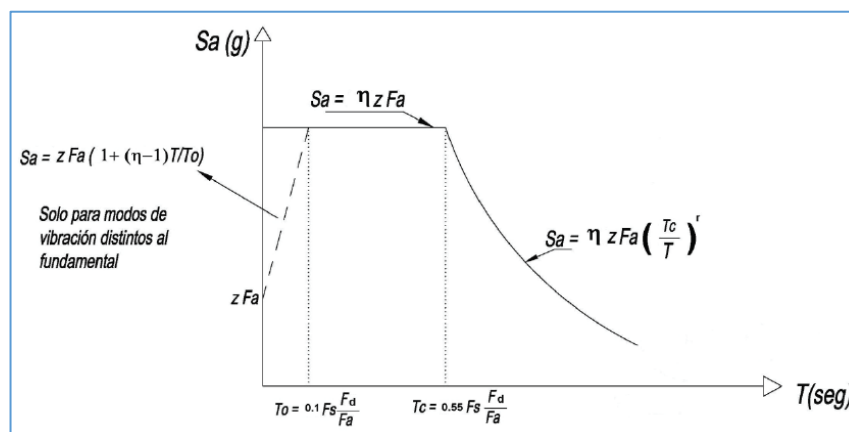


Figura 26 Espectro elástico de diseño NEC-15

Fuente: (NEC-15, 2015)

Donde:

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

- Fa Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- Fd Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- Fs Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
- Sa Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.
- T Periodo fundamental de vibración de la estructura
- To Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- Tc Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- T_L Periodo límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.
- Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la gravedad g . (NEC-15, 2015).

En la Figura 27 se muestran los espectros que fueron utilizados para el análisis: el espectro máximo considerado MCE (Amarillo) se utiliza para el control de desplazamientos, y el espectro de diseño DBE (Gris) para el diseño de elementos corresponde al sismo de 475 años de periodo de retorno. El espectro MCE se obtiene

multiplicando al espectro DBE por 1.5 (Aguiar, Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB, 2012), corresponde al sismo de 2500 años de retorno; y el espectro reducido (Naranja) mediante la división del espectro DBE para el factor de reducción de respuesta sísmica $R=5$ debido a la configuración estructural de vigas banda. Al utilizar el espectro reducido, se obtienen aceleraciones espectrales muy bajas, por lo que nuestro diseño será menos conservador.

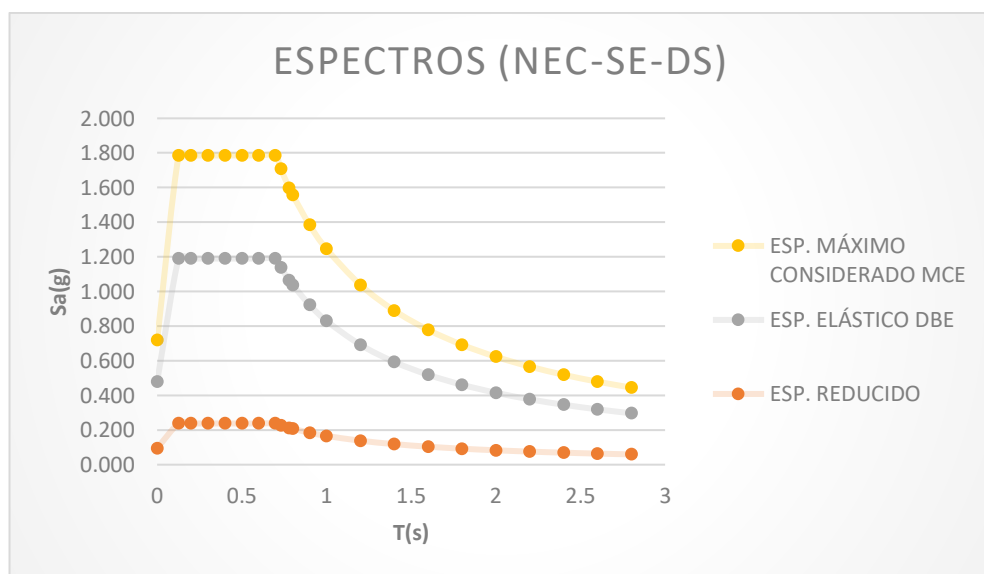


Figura 27 Espectros de la NEC-15 para el laboratorio DECEM

Fuente: (NEC-15, 2015)

2.2.3 Análisis de Historia en el tiempo

Se lo conoce también como un análisis paso a paso en el tiempo, constituye un análisis de la respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo, cuando la base de la misma está sujeta a un acelerograma específico. (NEC-15, 2015). Los análisis elásticos paso a paso en el tiempo deben:

- Cumplir con los requisitos especificados para realizar análisis dinámicos,
- Construir modelos matemáticos de las estructuras,
- Definir la acción sísmica,
- Especificar el número de modos,

- Puntualizar la reducción de los parámetros elásticos de respuesta a efectos de diseño,
- Definir los efectos direccionales de torsión y de registros de aceleración.

Los parámetros de respuesta obtenidos a partir de análisis elásticos paso a paso se denominarán parámetros de respuesta elástica y pueden reducirse de conformidad con lo dispuesto en (NEC-15, 2015).

2.2.3.1 Escalamiento de sismos

El escalamiento consiste en utilizar factores de escala lineales de manera de que el espectro de aceleraciones de los registros se ajuste al espectro de diseño definido por una norma. Que al mismo tiempo se mantengan inalteradas la fase, características y duración de los acelerogramas originales (Villalba, 2015).

De acuerdo a la (ASCE/SEI-7, 2010), los registros sísmicos deben ser seleccionados de eventos, magnitudes, distancia de falla y mecanismo focales consistentes con el sismo de diseño. Se necesita que el espectro de pseudo – aceleración promedio del set de registros, no sea menor que el espectro de diseño para periodos entre $0,2T_n$ a $1,5T_n$.

2.2.3.1.1 Procedimiento para escalamiento de sismos

El procedimiento empleado en el (ASCE/SEI-7, 2010) para escalamiento de sismos, es el siguiente:

- Se calcula la respuesta espectral $A(T)$ para un amortiguamiento del 5 por ciento y el vector A de valores espectrales para 300 periodos T espaciados logarítmicamente para el rango de periodo entre $0.2T_n$ a $1.5T_n$ para cada uno de los sismos considerados.
- Se obtiene un espectro de pseudo – aceleración objetivo $\hat{A}(T)$ como la media geométrica espectral de los registros. \hat{A} se define como un vector de valores

espectrales máximos A_i a periodos T en el rango de periodo entre $0,2T_n$ a $1,5T_n$.

- Se calcula un factor de escalamiento SF1.
- Se determina la máxima diferencia normalizada A' escalado para el espectro promedio escalado definido como el promedio de los espectros escalados SF1 X A del set de m registros.
- Se calcula la máxima diferencia normalizada ASCE entre el espectro objetivo A' y el espectro promedio escalado A' escalado en un rango de periodos entre $0,2T_n$ a $1,5T_n$.
- Se determina el factor de escala final $SF = SF1 \times SF2$ para cada movimiento sísmico. Escalando los movimientos sísmicos por el factor de escala SF se asegura que el valor promedio de la respuesta espectral del set de movimientos seleccionados.

2.2.3.1.2 Procedimiento ETABS

El procedimiento de ingreso de datos para generar un escalamiento de sismo en el dominio de frecuencia es el siguiente: (ETABS-2016)

- Usar el comando *Define/Functions/Time History*, seleccionar *Matched to a Response Spectrum* y luego dar click en *Add new function*.
- Elegir el método de Escalamiento Espectral en el Dominio de Frecuencia.
- Adoptar un espectro de respuesta objetivo.
- Seleccionar una función de historia en el tiempo de referencia.
- Especificar el rango de frecuencias con el cual se realizará el escalamiento.
- Hacer click en *match Time History* para generar la nueva serie de tiempo.

El método del dominio de frecuencia, ajusta el espectro de amplitud de Fourier basado en la relación entre el espectro de respuesta objetivo al espectro de respuesta en función del tiempo. Para escalar un sismo el software realiza el siguiente procedimiento: (ETABS-2016)

- Crear el espectro de respuesta de historia en el tiempo de referencia, usando el amortiguamiento especificado para el espectro objetivo.
- Generar el espectro de amplitud de Fourier del espectro de historia en el tiempo de referencia, a través de una FFT.
- Determinar el factor de escala para todas las frecuencias del rango especificado.
- Multiplicar las amplitudes de Fourier por los factores de escala calculados, para todas las frecuencias del rango especificado.
- Realizar una FFT inversa en el espectro de amplitud de Fourier escalado, para obtener la historia en el tiempo modificada.

2.2.3.2 Aceleraciones del sismo de Manabí 2016

El sismo registrado el sábado 16 de abril a las 18h58 (tiempo local), de magnitud 7.8 (Mw magnitud momento), cuyo hipocentro se ubicó frente a Pedernales (Manabí), a 20 km de profundidad, fue resultado del desplazamiento entre dos placas tectónicas: la placa de Nazca (placa oceánica) que se sumerge bajo la Sudamericana (placa continental). (Singaucho J. C., 2016). Para este análisis, se consideró varias estaciones, como la de Pedernales, Chone y Manta, estaciones que comprenden la Red Nacional de Acelerógrafos. En la Figura 28 se muestran señales y espectros para la estación de Manta, sin embargo no se muestran los espectros de Chone y Pedernales por ser similares.

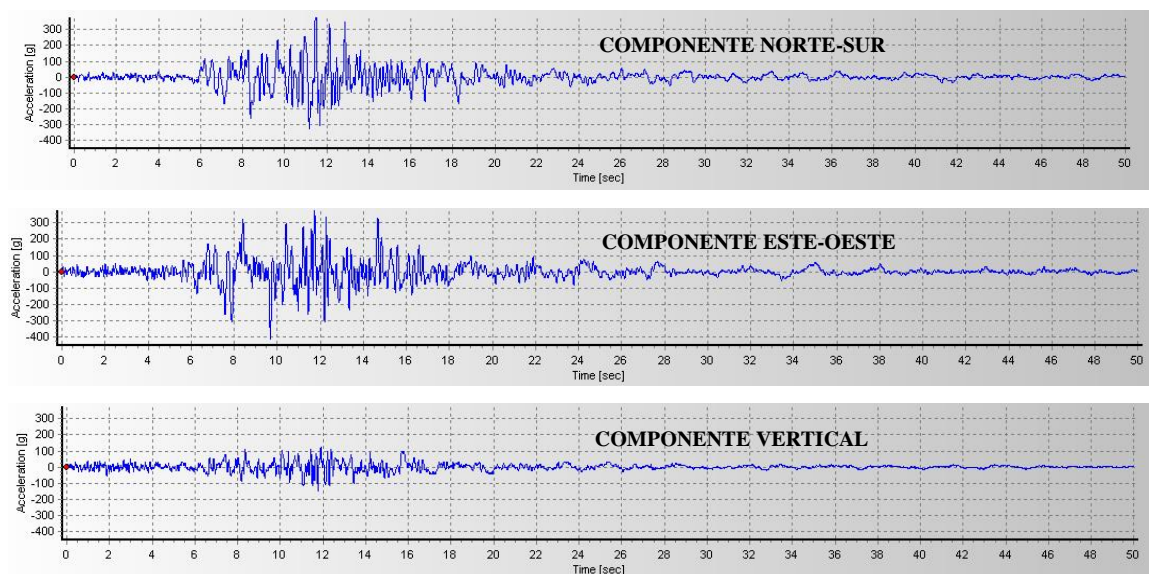


Figura 28 Señales de la estación Manta

2.2.4 Análisis no lineal

Este análisis considera el comportamiento tenso-deformacional de los materiales y la no linealidad geométrica. En las estructuras de hormigón, el comportamiento elástico-lineal es diferente al observado experimentalmente, especialmente cuando éstas se encuentran bajo niveles elevados de carga. Esto se debe a los fenómenos que ocurren dentro de los materiales que componen a estas estructuras (fisuración del hormigón, plastificación del acero, etc.), las cuales dependen de su interacción y su proceso constructivo. (Maldonado, 2012). Siendo las rótulas plásticas los puntos donde se concentran los esfuerzos generando daño y provocando un mecanismo similar al de una articulación.

2.2.4.1 Momento Rotación (FEMA 356)

El software ETABS utiliza los parámetros expresados por el FEMA 356, es importante entonces entender los criterios del mismo; en la Figura 29 se describe una relación lineal desde el punto A (sin carga) a un rendimiento efectivo B, luego existe una reducción de rigidez lineal entre el punto B y C, a continuación existe una

reducción repentina de resistencia a la carga lateral en el punto D, continuando hasta una reducida resistencia lateral en el punto E y una pérdida total de resistencia a partir de ese punto (Celi, 2014).

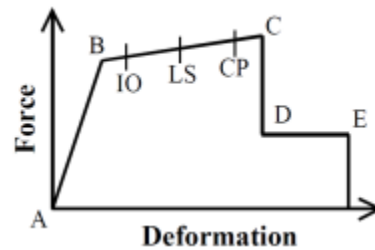


Figura 29 Relación fuerza-deformación para elementos de hormigón

Fuente: FEMA 356

Donde:

IO Ocupación inmediata (Immediate Occupancy)

LS Seguridad de vida (Life Safety)

CP Prevención de colapso (Collapse Prevention)

En la Figura 30 se muestran los parámetros de modelamiento y criterios para vigas de hormigón armado; dependen de (cuantía a flexión, refuerzo transversal confinado y cortante actuante), Las columnas de hormigón armado dependen de lo mismo que las vigas, pero adicionamos el efecto de la carga axial sobre la misma, Figura 31.

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

Figura 30 Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación para vigas de hormigón armado

Fuente: (FEMA 356, pág. 6-21, tabla 6-7)

Conditions	Modeling Parameters ⁴					Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio			Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Figura 31 Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación para columnas de hormigón armado

Fuente: (FEMA 356, pág. 6-22, tabla 6-8)

Para el caso de vigas las tablas del FEMA 356, con el ASCE 41-13 son las mismas, sin embargo para el caso de columnas varios valores difieren, por lo que a pesar que el presente proyecto se basa en FEMA 356, se presenta en la Figura 32 la tabla de la ASCE 41-13.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions		Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
		Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)			
				Performance Level			
		a	b	c	IO	LS	CP
Condition i.^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii.^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^c							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Figura 32 Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación para columnas de hormigón armado

Fuente: (ASCE 41-13, pág. 193, tabla 10-8)

2.2.4.2 Modelo propuesto por Popovics

Las ecuaciones propuestas por Popovics se ajustan de mejor manera al análisis no lineal de estructuras debido a que se obtuvieron mediante cargas monotónicas, y considera parámetros de hormigón confinado y no confinado. El modelo de Popovics representa la curva de esfuerzo de formación de un elemento de hormigón confinado o no confinado, mediante un valor k que se determina por experiencia, o con las fórmulas de Mander (Celi, 2014), las cuales están consideradas en el modelamiento de

estructuras en el rango no lineal con ETABS 2016. Para calcular el modelo de Popovics, se debe utilizar la Ecuación 2.5 hasta la 2.11:

$$f_c = \frac{f'_{cc} * x * r}{r - 1 + x^r} \quad (2.5)$$

$$f'_{cc} = k * f'_{co} \quad (2.6)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.8)$$

$$r = \frac{E_c}{E_{SEC}} \quad (2.9)$$

$$E_c = 5000 * \sqrt{f'_{co}} \quad (2.10)$$

$$E_{SEC} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.11)$$

Donde:

f_c Esfuerzo del hormigón en una deformación unitaria determinada.

f'_{cc} Resistencia máxima a la compresión del hormigón confinado.

f'_{co} Resistencia máxima a la compresión del hormigón no confinado.

k Factor para transformar el hormigón no confinado en hormigón confinado; $k=1.1$.

x Relación entre deformación en un instante determinado y deformación en f'_{cc} .

ε_{co} Deformación correspondiente al esfuerzo f'_{co} . ($\varepsilon_{co} = 0.002$)

ε_{cc} Deformación correspondiente al esfuerzo f'_{cc} . ($\varepsilon_{cc} = 0.003$)

r Relación relativa entre módulo inicial y secante de elasticidad.

E_c Módulo de elasticidad inicial del hormigón.

E_{SEC} Módulo secante de elasticidad del hormigón en el esfuerzo máximo.

Con las fórmulas descritas, se realizó una rutina en MATLAB para encontrar la degradación del material, en condiciones de confinamiento y de no confinamiento (Figura 33), para las columnas de la estructura de análisis con una sección de 35x35.

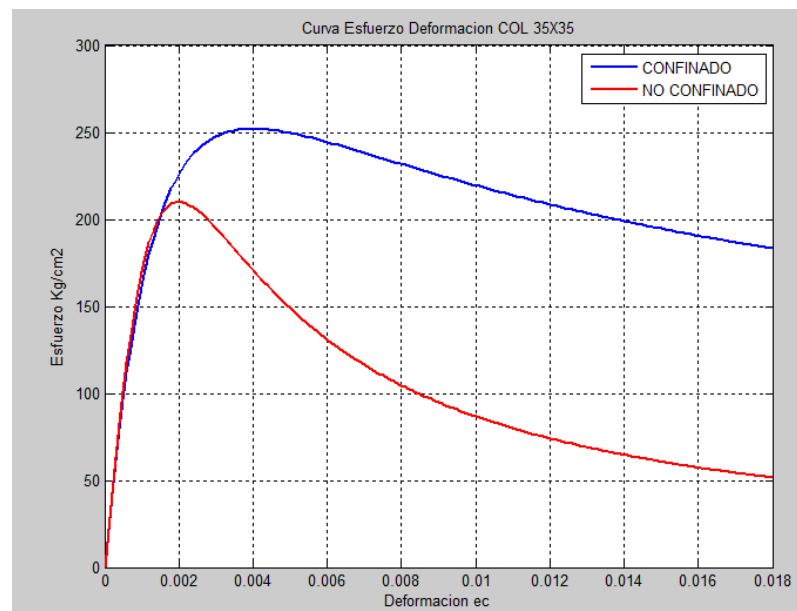


Figura 33 Degradación de Módulo de elasticidad de Popovics

Fuente: (Celi, 2014)

2.2.4.3 NSP (Nonlinear Static Procedure)

Cuando se selecciona este tipo de análisis no lineal estático, se debe incorporar al modelo características de carga-deformación para los componentes individuales de la estructura de análisis; los cuales serán sujetos a cargas laterales monotónicas incrementales, que representan a las fuerzas inerciales de un sismo, hasta que el desplazamiento sobrepase a un desplazamiento objetivo, en cada paso de carga, el

desplazamiento influye directamente en la respuesta inelástica del material. (ASCE/SEI 41-13, 2014).

El método del espectro de capacidad (Pushover) se considera un análisis simplificado frente al análisis no lineal completo de historia en el tiempo, algunas veces considerado complejo e impráctico; este análisis considera la intersección de la curva de capacidad y un espectro reducido de respuesta para estimar el desempeño de la estructura (Mora, 2015). Este método depende de 3 factores:

- Demanda
- Capacidad
- Desempeño

2.2.4.3.1 Demanda

El autor (Mora, 2015) afirma que para este método no lineal es fácil y más directo usar un set de desplazamientos laterales como una condición de diseño. Para una estructura y movimiento de suelo, la demanda de desplazamiento es un estimado de la respuesta máxima esperada de una estructura durante el movimiento del suelo. En capítulos anteriores se aborda el tema del espectro de diseño, el cual es la relación entre el periodo fundamental de la estructura y su aceleración espectral. Para el espectro de desplazamientos se define a partir del espectro de aceleraciones, mediante las siguientes fórmulas: (NEC-15)

$$S_d = S_a(g) * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 ; \text{para } 0 \leq T \leq T_L \quad (2.12)$$

$$S_d = S_a(g) * \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2 ; \text{para } T > T_L \quad (2.13)$$

2.2.4.3.2 Capacidad

Depende de la resistencia de esfuerzos y deformación en cada componente estructural. La curva de capacidad, se la denomina curva de pushover. Es conveniente

graficar la curva pushover o fuerza-desplazamiento, con el cortante basal y el desplazamiento del piso más alto, el modelo matemático debe ser modificado para tomar en cuenta la reducción de resistencia en componentes donde se forman rotulas plásticas, una distribución de cargas laterales es aplicada hasta que en componentes adicionales se formen más rotulas plásticas. La curva de capacidad pushover, es la representación del comportamiento de la estructura tras exceder su límite elástico (Mora, 2015).

El comportamiento de estructuras no reforzadas implica una capacidad que no satisface la demanda, lo que representa un peligro latente en las construcciones de nuestro país, por lo que surge la necesidad de reforzar de manera apropiada para lograr un mejor desempeño (Figura 34). El análisis lineal presenta limitaciones al prever si la estructura controlada por desplazamientos inelásticos, se encuentra en capacidad de resistir mayores deformaciones dentro de ciertos parámetros de seguridad (Celi, 2014).

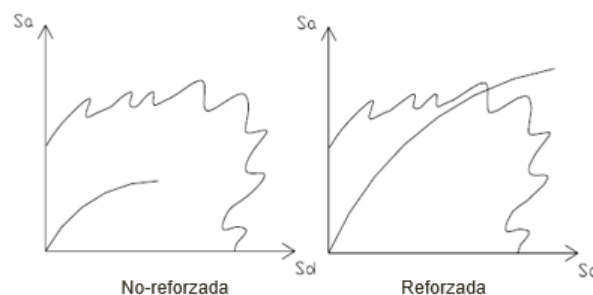


Figura 34 Curva de Capacidad de estructuras no reforzadas y reforzadas

Fuente: (Celi, 2014).

2.2.4.4 Desempeño

Una vez que se ha definido la curva de demanda y capacidad de una estructura, se debe tomar en cuenta su desempeño, este chequeo consiste en verificar que los componentes estructurales y no estructurales no sean dañados más allá de los límites aceptables. El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento que la estructura experimenta con el sismo de diseño, las fuerzas internas calculadas son

aproximaciones razonables esperadas durante el sismo de diseño (Mora, 2015). En la Figura 35 se muestra el proceso para encontrar el punto de desempeño de la estructura:

- Se presenta el espectro de aceleración (demanda) y la curva Pushover (capacidad).
- Se reduce el espectro de aceleración por degradación de la estructura.
- Se continúa con la reducción del espectro de aceleración hasta alcanzar el punto de desempeño.

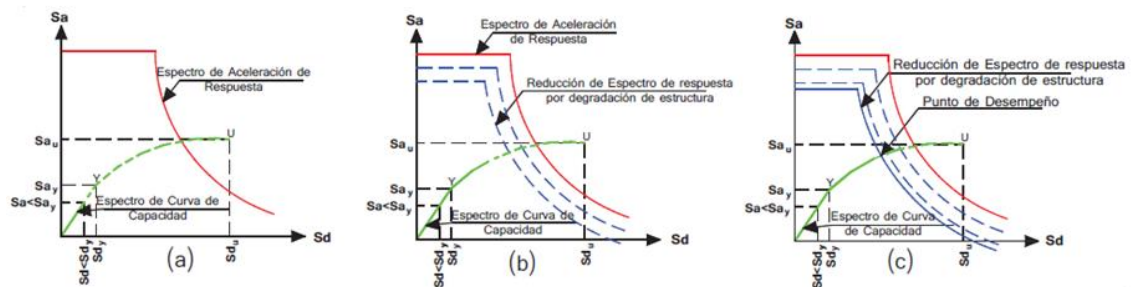


Figura 35 Obtención del punto de desempeño, con el espectro de capacidad y con el espectro de diseño.

Fuente: (Mora, 2015)

2.2.4.5 Creep

Se define como un incremento de deformación (dependiente del tiempo), de un hormigón sometido a esfuerzos. Se determina de un espécimen cargado, con la suma de las deformaciones instantáneas (consideradas como elásticas), dichas deformaciones se pueden producir por la retracción de fraguado, esfuerzos por temperatura inclusive sin la existencia de cargas, humedad relativa. Generalmente el creep se considera como un efecto constante en los materiales, asumiendo la deformación elástica como la instantánea en el tiempo (ACI-209R-92, 1992).

- El creep más común ocurre sin condiciones de cambio de humedad o del ambiente.
- Otro tipo de creep es el causado por condiciones de secado del hormigón.

2.2.4.5.1 Resistencia y propiedades elásticas

El estudio de la resistencia del concreto versus el tiempo, indica la siguiente ecuación general (Ecuación 2.14), para poder predecir la resistencia a la compresión del hormigón en cualquier instante del tiempo.

$$(f'c)_t = \frac{t}{a + \beta t} (f'c)_{28} \quad (2.14)$$

Donde:

a, β Constantes que dependen del tipo de concreto: normal o liviano, tipo de curado: con agua o con vapor y el tipo de cemento utilizado. Estos valores pueden variar de la siguiente manera: ($a = 0.05 - 9.25$) y ($\beta = 0.67 - 0.98$). Se muestra los valores en la Figura 36.

t Tiempo deseado para predicción (días).

$(f'c)_{28}$ Resistencia de la compresión del hormigón a los 28 días, es determinada de acuerdo al ASTM C 39 cilindros (152x305mm) y curado ASTM C 192.

Time Ratio	Type of Curing	Cement Type	Constants a, β and a/β	Concrete Age								Ultimate (in time)	
				Days						Years			
				3	7	14	21	28	56	91	1		10
Eq. (2-1)	Moist Cured	I	$a = 4.0$ $\beta = .85$.46	.70	.88	.96	1.0	1.08	1.12	1.16	1.17	1.18
		III	$a = 2.3$ $\beta = .92$.59	.80	.92	.97	1.0	1.04	1.06	1.08	1.09	1.09
	Steam Cured	I	$a = 1.0$ $\beta = .95$.78	.91	.98	1.0	1.0	1.03	1.04	1.05	1.05	1.05
		III	$a = .70$ $\beta = .98$.82	.93	.97	.99	1.0	1.0	1.01	1.01	1.02	1.02

Figura 36 Valores para constantes a y β

Fuente: (ACI-209R-92, 1992)

2.3 Fallas o patologías estructurales

En esta sección se definen algunos conceptos y se presentan posibles patologías que pueden sufrir las estructuras de hormigón armado, con sus respectivas causas, haciendo especial énfasis en los asentamientos relativos entre apoyos, uno de los presuntos motivos de las fallas en el edificio de estudio.

2.3.1 Consideraciones generales

Los casos en que se hace necesaria la evaluación de una estructura de hormigón en servicio pueden resumirse en:

- Incumplimiento de la resistencia especificada para el hormigón.
- Inseguridad sobre las características de la estructura:
 - No se dispone de antecedentes de la construcción.
 - Cambio de función para la que se diseñó la estructura.
- Existencia de patologías constructivas y/o estructurales.
- Estructuras perjudicadas por sismos, incendios, atentados, etc. (Carrasco, 2012)

Las patologías se deben principalmente a la exposición ambiental o al uso, reflejando en que las solicitaciones exceden a la capacidad de los materiales, causando un comportamiento inelástico de los materiales, y daños visibles durante la inspección. (Fondo de Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE, 2011)

2.3.2 Patologías más frecuentes

Entre las patologías que pueden presentarse encontramos:

- Fisuras y grietas, causadas por:
 - Retracción plástica
 - Retracción por secado

- Variaciones térmicas
- Cargas excesivas
- Movimientos diferenciales
- Deficiencias en las juntas
 - Levantamientos
 - Desplazamientos relativos longitudinales
 - Daños en el material de sellado
 - Reventones
- Daños superficiales
 - Desgaste por abrasión – erosión
 - Descascaramiento – delaminación
 - Reventones
 - Desintegración
- Alteraciones dimensionales o de forma
 - Curvado de elementos rectos
 - Deformaciones por flexión
 - Desplazamientos
- Otros síntomas superficiales
 - Florescencias
 - Incrustaciones
 - Nidos de abeja
 - Bolsas de arena
 - Agregados desgastados

En este marco, es necesario evaluar diferentes aspectos de una estructura de hormigón, como por ejemplo:

- Resistencia de los materiales de la estructura
- Resistencia del hormigón a compresión (efectiva)
- Resistencia del acero a tracción
- Durabilidad de la estructura y sus materiales
- Análisis del hormigón

- Contenido de cemento
- Presencia de agregados reactivos
- Presencia de agentes agresivos externos (sulfatos)
- Análisis del hormigón como material de recubrimiento
 - Espesores de recubrimiento
 - Avance de la carbonatación
 - Penetración de cloruros
 - Densidad, porosidad, permeabilidad
 - Detección y control de procesos de corrosión en las armaduras
- Capacidad funcional de la estructura
 - Capacidad resistente, comportamiento bajo ciclos de carga y descarga.
 - Capacidad para otras funciones (estética, aislación hidráulica, etc.)
(Carrasco, 2012)

2.3.3 Causas de Patologías

Existen varias causas, (Figura 37). Pero si el diseño, materiales y construcción son incorrectos existirá daño y deterioro en la estructura, a través del tiempo e inclemencias de la naturaleza. Por lo tanto el ser humano es responsable de la mayoría de efectos de patologías, las cuales pueden prevenirse con un control íntegro en el proceso de diseño, construcción y a lo largo de su vida útil.

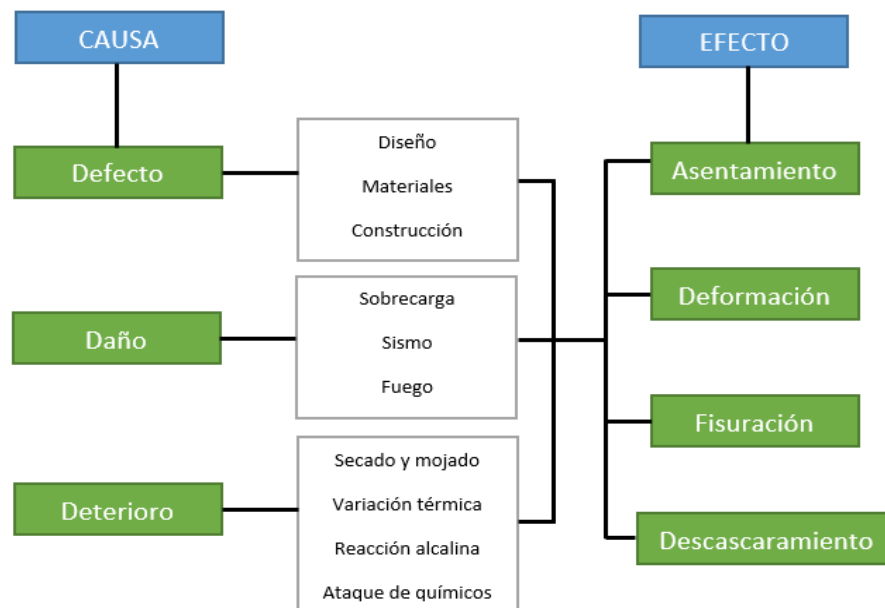


Figura 37 Causas y efectos de patologías estructurales

Fuente: (Fondo de Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE, 2011)

Entre las causas de patologías más frecuentes se pueden mencionar:

- Errores de proyecto
- Materiales inadecuados
- Deficiencias de ejecución
- Ambientes agresivos
- Uso inadecuado de la estructura
- Siniestros (Carrasco, 2012)

2.3.3.1 Asentamientos relativos entre apoyos

Se presenta este punto debido a que es uno de los casos a considerar en el edificio de análisis. En efecto, el suelo también se deforma bajo cargas, de manera que todo apoyo es susceptible de sufrir asentamientos a medida que la edificación se va cargando completamente. Por otra parte, cambios en la humedad del suelo u otros muchos factores pueden ocasionar asentamientos relativos entre apoyos. Este movimiento diferencial puede ocasionar daños importantes en los elementos

estructurales y no estructurales de una edificación. (Fondo de Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE, 2011)

Es pertinente indicar que el caso que se observa en el laboratorio del DECEM en la ESPE, es el asentamiento de columna intermedia, lo cual se demuestra mas adelante en el capítulo de evaluación.

2.3.3.1.1 Fisuración por asiento de columnas de fachada



Figura 38 Fisuración por asiento de columnas de fachada

(Fondo de Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE, 2011)

Características:

- Fisuras de ancho variable
- Dirección vertical o de poca inclinación con la vertical
- Fisuras en cara inferior de viga junto a la columna que se asienta en la cara superior junto a la columna inmediata.

Causas:

- Asiento de la columna de esquina

(Fondo de Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE, 2011)

2.3.3.1.2 Fisuración por asiento de columna intermedia



Figura 39 Fisuración por asiento de columna intermedia

(Fondo de Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE, 2011)

Características

- Fisuras de ancho variable.
- Dirección vertical o de poca inclinación con la vertical
- Fisuración en la cara inferior junto a la columna que se asienta, en las dos vigas que se apoyan en ella, y en cara superior en los extremos opuestos de dichas vigas
- La longitud de fisuras se reduce hacia las plantas superiores

Causas

- Asiento de la columna intermedia (Fondo de Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE, 2011)

2.3.3.1.3 Fisuración por ascenso de columna de fachada

FISURACIÓN POR ASCENSO DE COLUMNA DE FACHADA

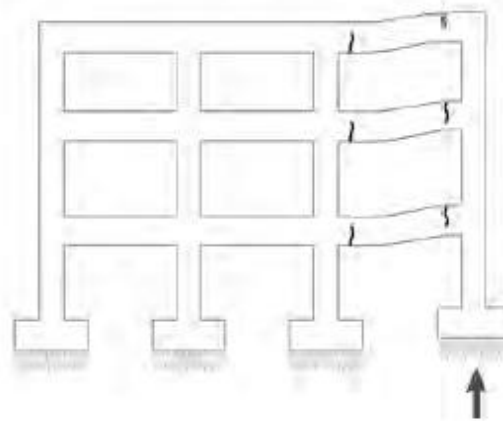


Figura 40 Fisuración por ascenso de columnas de fachada

(Fondo de Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE, 2011)

Características

- Fisuras de ancho variable.
- Dirección vertical o de poca inclinación con la vertical.
- Fisuración en cara superior de viga junto a la columna que asciende y en la cara inferior en el extremo opuesto.
- La longitud de fisuras se reduce hacia las plantas superiores

Causas

- Suelos expansivos
- Inyección del terreno en zonas próximas, que ejerza un empuje vertical sobre la cara inferior del cimiento, que supere la carga actuante sobre él en esa fase de construcción. (Fondo de Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE, 2011)

2.3.3.1.4 Fisuración por ascenso de columna intermedia

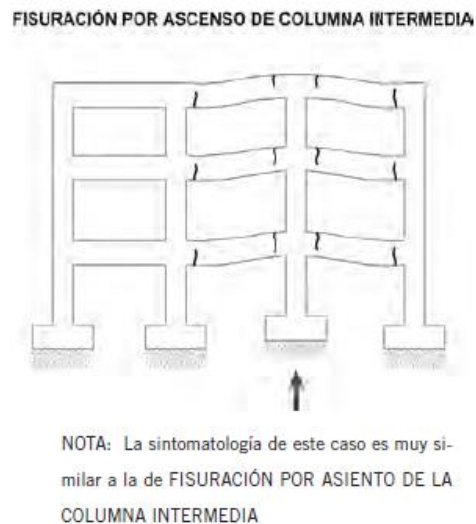


Figura 41 Fisuración por ascenso de columna intermedia

(Fondo de Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE, 2011)

Características

- Fisuras de ancho variable
- Dirección vertical o de poca inclinación con la vertical
- Fisuración en cara superior junto a la columna que asciende, entre las dos vigas que se apoyan en él, y en cara inferior en los extremos de dichas vigas.
- La longitud de fisuras se reduce hacia las plantas superiores.

Causas

- Suelos expansivos
- Inyección de terreno en zonas próximas, que ejerza un empuje vertical sobre la cara inferior del cimiento, que supere la carga actuante sobre él en esa fase de construcción. (Fondo de Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE, 2011)

2.3.4 Procedimiento de inspección de edificaciones

El procedimiento de inspección de edificaciones (Fondo de Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE, 2011) debe comenzar con el reconocimiento del área asignada, posteriormente se realiza los siguientes pasos:

- a) Para determinar la existencia de grietas, hundimientos, deslizamientos o cualquier anomalía en el terreno adyacente a la estructura, se debe observar el suelo alrededor de la edificación.
- b) Examinar el exterior de la edificación
- c) Una vez que se determine que las vías de acceso y evacuación sean seguras, observamos el estado general de la edificación, daños en antepechos, fachadas, balcones, etc.
- d) Una vez que la estructura haya sido calificada como segura para ingresar, se evalúa el interior de la misma, clasificando el grado de daño de elementos estructurales.
- e) A continuación se evalúa el grado de daño y el porcentaje de elementos no estructurales afectados en el área con más daño.

Mediante este procedimiento se obtuvo lo presentado en el apartado 3.1.2, de recolección de datos a través de observación y medición.

2.4 Instrumentación

La instrumentación de estructuras no es una tendencia novedosa. Desde la antigüedad, los ingenieros, arquitectos y artesanos observaban el comportamiento de las construcciones con el afán de descubrir fallas, signos de degradación o simplemente extender sus conocimientos e implementarlos en el diseño de futuros proyectos (Branko Glisik, 2007).

Generalmente un sistema de registro de aceleraciones se obtiene de acelerómetros que se colocan en diversos puntos de la estructura, los cuales envían

información a una central de registro que puede ser análoga o digital, dependiendo de la forma de almacenamiento de la unidad.

Con el fin de determinar el comportamiento sísmico o dinámico de estructuras o de edificios es posible colocar diversos tipos de sensores que dependen de la magnitud física que se pretenda registrar, puede medir aceleración, velocidad o desplazamiento. Generalmente la aceleración es la magnitud que más suele utilizarse para determinar comportamiento sísmico o dinámico. Con este fin se colocan acelerómetros que registran las aceleraciones que ocurren en la estructura.

La información que se obtiene de registros de aceleraciones en estructuras es importante para:

- Diseño de estructuras más seguras.
- Verificación de criterios de diseño empleados durante el proyecto.
- Desarrollo de normativas de diseño sísmico.

2.4.1 Tipos de instrumentación en ingeniería civil

Existen varios tipos de monitoreo derivados de los distintos objetivos que se plantean, a partir de los cuales se pueden identificar los parámetros que se desean monitorear (Branko Glisik, 2007). Por lo tanto, en la práctica es común hablar de instrumentación sísmica, geotécnica, topográfica, hidráulica, etc.

También existe la posibilidad de combinar estos tipos de monitoreo. Esto obedece al tipo de estructura que se pretende analizar, la función que desempeña, los materiales que la constituyen, su importancia, entre otros aspectos. De igual manera, los parámetros que se desean monitorear dependen de otros factores como la magnitud de las cargas que se espera que soporte la estructura, las condiciones ambientales, la degradación de los elementos estructurales, etc. Algunos de los indicadores con mayor empleo para ser monitoreados son el esfuerzo cortante promedio, la deformación, desplazamiento, agrietamiento, la curvatura de vigas, losas y cascarones, etc. Estos y

otros índices del comportamiento estructural se pueden clasificar como parámetros mecánicos, físicos o químicos. La Tabla 2Tabla 15, muestra algunos ejemplos de parámetros medibles (Branko Glisik, 2007).

Tabla 15
Parámetros comunes en la instrumentación de estructuras

Tipo	Parámetro
Mecánico	Esfuerzo, deformación, desplazamiento, agrietamiento, carga
Físico	Temperatura, humedad, presión de poro
Químico	Penetración de cloruros, sulfatos, carbonatos, oxidación.

Fuente: (Branko Glisik, 2007)

2.4.2 Ensayos no destructivos

Se denomina ensayo no destructivo a cualquier tipo de prueba que se practica a un material que no altere de forma permanente sus propiedades físicas, químicas, mecánicas o dimensionales. Los ensayos no destructivos implican un daño imperceptible o nulo. Los diferentes métodos de ensayos no destructivos se basan en la aplicación de fenómenos físicos tales como ondas electromagnéticas, acústicas, elásticas, emisión de partículas subatómicas, capilaridad, absorción y cualquier tipo de prueba que no implique un daño considerable a la muestra examinada.

En general los ensayos no destructivos proveen datos menos exactos acerca del estado de la variable a medir que los ensayos destructivos, pero igual de válidos. Sin embargo, suelen ser más baratos para el propietario de la pieza a examinar, ya que no implican la destrucción de la misma. En ocasiones los ensayos no destructivos buscan únicamente verificar la homogeneidad y continuidad del material analizado, por lo que se complementan con los datos provenientes de los ensayos destructivos.

La mayor aplicación de los métodos de ensayos no destructivos en materiales se encuentra resumida en los tres grupos siguientes:

- Defectología. Permite la detección de discontinuidades, evaluación de la corrosión y deterioro por agentes ambientales; determinación de tensiones; detección de fugas.
- Caracterización. Evaluación de las características químicas, estructurales, mecánicas y tecnológicas de los materiales; propiedades físicas (elásticas, eléctricas y electromagnéticas); transferencias de calor y trazado de isoterma.
- Metrología. Control de espesores; medidas de espesores por un solo lado, medidas de espesores de recubrimiento; niveles de llenado.

2.4.3 Esclerómetro

Es uno de los ensayos no destructivos más utilizados, en las obras de hormigón armado, este instrumento mide la dureza superficial de la roca mediante el uso de un martillo liviano, que al momento de hacerlo impactar contra la superficie de la muestra nos mide la resistencia superficial de la misma. Este estudio es necesario para la determinación de la resistencia más aproximada a la real de los elementos estructurales de la edificación de análisis.

2.4.3.1 Martillo tipo Schmidt

Consiste básicamente en un instrumento con un pequeño cilindro metálico que lleva conectado un resorte (muelle). Se coloca el instrumento sobre la superficie de prueba y se introduce en el martillo empujándolo contra el hormigón, lo que da lugar a que se almacene energía en el resorte que a continuación se libera automáticamente en el momento que la energía elástica alcanza un cierto nivel y lanza una masa contra el testigo. La altura a la que la masa llega al rebotar, se mide en un rango de 0 a 100, la cual es directamente proporcional a la dureza y por tanto a la resistencia a compresión simple de la superficie (Lozano, 2008), en la Figura 42 se muestra un esclerómetro de las mismas características que el utilizado en los ensayos.



Figura 42 Martillo digital empleado en el ensayo del laboratorio DECEM

Fuente: (PROCEQ, 2012)

La superficie de prueba deberá estar fresca y limpia, sin ningún signo de alteración ni fracturas, es por eso que se la debe alisar con una pátina de roca meteorizada. Esta medida del rebote se correlaciona con la resistencia mediante el gráfico de Miller (Figura 43) que tiene en cuenta la densidad de la roca y la orientación del martillo con respecto al plano de roca ensayado (Lozano, 2008). En algunos tipos de esclerómetros digitales esta interacción manual no es necesaria, debido a que ya viene incluida dentro de su software, lo cual es un beneficio, ya que el operario puede tener errores de apreciación durante el ensayo. El valor estimado a partir del martillo esclerométrico debe ser obtenido estadísticamente, de tal manera que sea un valor representativo. ISRM (International Society of Rock Mechanics) recomienda tomar por lo menos 20 lecturas en. La norma ASTM recomienda tomar al menos 12 lecturas.

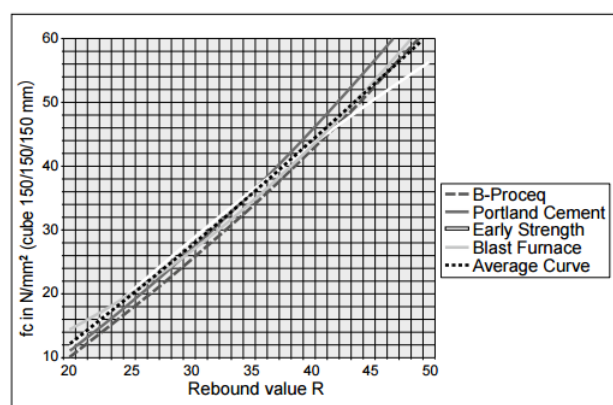


Figura 43 Curvas J

Fuente: (PROCEQ, 2012)

2.4.4 Pachómetro

También se lo conoce como detector de metales, es un aparato capaz de detectar elementos metálicos ocultos; por ello se usa para la localización de varillas acero de un elemento de hormigón armado. Existen varios modelos, los más sencillos nos informan sobre la posición de la barra y su dirección, y los más sofisticados que nos proporcionan una estimación del diámetro y del recubrimiento de la barra. El aparato está formado por varias sondas y un módulo de lectura y control. El funcionamiento se basa en la medida de resistencia al flujo magnético generado por la sonda, que cuanto más cerca está de un elemento metálico, más pequeña es la resistencia.

Dentro de esta familia, los aparatos más sencillos son los detectores de metal pensados para la localización de barras e instalaciones. La respuesta ante la presencia de un elemento metálico es la emisión de una señal acústica fija, de manera que sólo nos informa de la presencia de metal. Se ha demostrado que cuando el palpador está en contacto con cemento aluminoso se obtiene una respuesta al campo magnético muy superior a la que aparece con cemento Pórtland. Cuando existe interferencia de barras, tuberías u otro tipo de elemento metálico se puede distinguir por un sonido diferente al que el acero de refuerzo produce.

2.4.5 Acelerómetros

Con el fin de determinar el comportamiento dinámico o sísmico de las estructuras es posible instalar diversos tipos de sensores que dependiendo de la magnitud física que se pretenda registrar: aceleración, velocidad o desplazamiento. Casi siempre la aceleración es la magnitud que más suele utilizarse para determinar su comportamiento, con este fin se colocan acelerómetros que registran las aceleraciones que ocurren en la estructura, generalmente un sistema de registro de aceleraciones está formado por acelerómetros que se colocan en diversos puntos de la estructura, los cuales envían información a una central de registro que puede ser análoga o digital, dependiendo de la forma de almacenamiento de la unidad.

2.4.6 Sísmica de refracción

Es método sísmico de prospección del subsuelo se basa en la medida de los tiempos de llegada de las ondas tipo P y S generadas en el terreno por una fuente de energía mecánica adecuada (martillo manual, generador de impactos, explosivos, etc.), que se transmiten desde un punto determinado, hasta otro distante en el que se instalan los sensores (geófonos) conectados al sismógrafo registrador. En la Figura 44 se aprecia los diferentes elementos que componen a este ensayo.

Asimismo, los Sismógrafos de Ingeniería miden la velocidad de propagación de las ondas en el terreno, de cuyo valor se pueden deducir una serie de características tales como el módulo de elasticidad de la formación, la escarificabilidad (en inglés ripability) de las rocas, el grado de compactación o asentamiento de los terrenos, así como otras varias propiedades de interés para la Ingeniería Civil. Mediante las técnicas de refracción es posible también determinar las características del subsuelo, midiendo los tiempos de retorno de las ondas generadas en superficie y reflejadas por las discontinuidades del terreno.

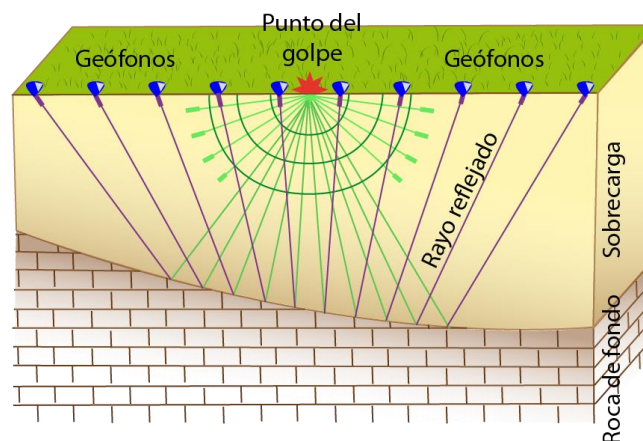


Figura 44 Elementos del Ensayo de Sísmica de Refracción

Fuente: (Instituto geofísico Argentina, 2015)

Con los registros obtenidos en el ensayo de campo y con ayuda del programa PICK WIN se obtiene las primeras llegadas y las DROMOCRONAS para cada línea sísmica estudiada. Las DROMOCRONAS se analizan con el método TIEMPO-INVERSIÓN con ayuda del programa PLOTREFA y luego de obtener el primer

modelo invertido se procede a obtener la TOMOGRAFÍA estratigráfica del sector, en función de la velocidad de onda V_p y los parámetros elásticos del subsuelo.

Debido a los requerimientos presentados en el presente estudio se pretende establecer los perfiles que determinen la profundidad de cizalla hasta los 30 m. de seguridad V_s 30. El procedimiento a utilizar es el descrito por el método multicanal de ondas superficiales (MASW). Este procedimiento consiste en registrar las ondas superficiales generadas por el golpeo en el terreno, para luego extraerse la curva de dispersión del modo fundamental y los modos superiores en caso de presentarse, finalmente se invierte esta curva en una sección vertical de cizalla. Todo esto es posible debido a que por lo general las ondas superficiales toman alrededor del 70% de la energía sísmica total.

Los registros de campo de la señal sísmica fueron analizados con ayuda de los programas computacionales “PICKWIN”, para el análisis y ubicación de la geometría y disparos del estudio. Y “WaveEq (Surface Wave Analysis)” para la inversión “VELOCIDAD DE FASE FRECUENCIA 2D”, el “MODELO DE VELOCIDADES DE ONDA V_s ”, el “PERFIL DE CIZALLA”, y el valor “ V_s 30”. Cada uno de estos resultados se presenta en gráficas en la sección 3.2.1.

2.5 Técnicas de procesamiento de señales

Los avances en el monitoreo de estructuras genera la necesidad de técnicas de procesamiento de señales con el fin de localizar y cuantificar la severidad de los daños en las estructuras. (Amézquita, 2012).

Las más empleadas se describen a continuación:

- Transformada Rápida de Fourier (FFT).
- Transformada Corta de Fourier (STFT).
- Transformada de Wavelet.
- Transformada Wavelet Packet.

- Clasificación de Señales Múltiples (MUSIC).
- Redes Neuronales Artificiales.

En el presente proyecto se procesan los datos a través de la Transformada Rápida de Fourier (FFT) mediante las funciones de una hoja de cálculo tradicional y se corroboran con el software Seismic Soft.

2.5.1 Análisis Espectral

Las transformadas de Fourier se utilizan como herramientas de cálculo para el Análisis Espectral, el cual permite determinar componentes periódicas de un espectro, mediante una suma de sucesiones trigonométricas periódicas, permitiendo centrar la atención en las frecuencias.

El objetivo es determinar las frecuencias que componen el espectro y sus respectivas magnitudes (Figura 45). Se aplica a series temporales (x_t) que están en función del tiempo. (Cimbala, 2010)

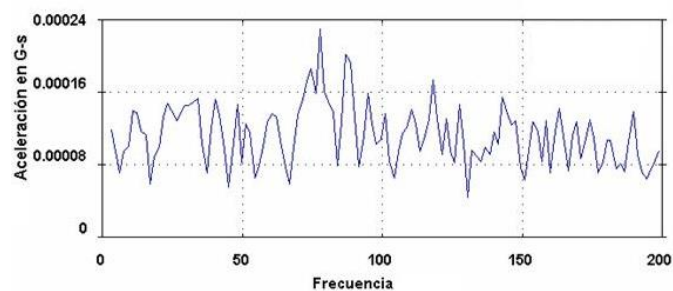


Figura 45 Espectro de Aceleración vs Frecuencia

(Vinueza, 2016)

2.5.1.1 Señal analógica

Es una señal generada por un fenómeno electromagnético y es representable por alguna función matemática periódica y continua, que evolucionan en el tiempo de forma análoga a alguna variable física (Figura 46). Tanto la amplitud y el periodo

varían en forma continua entre un límite inferior y superior en función del tiempo. (Vinueza, 2016)

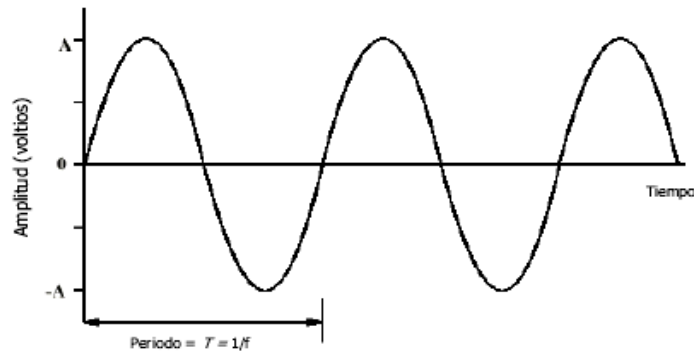


Figura 46 Señal analógica sinodal

(Vinueza, 2016)

El análisis de componentes espectrales de una señal analógica se realiza sobre el dominio de la frecuencia, de la siguiente forma (Ecuación 2.15):

$$f(t) \approx \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} \left[a_n \cos \frac{2n\pi}{T} t + b_n \sin \frac{2n\pi}{T} t \right] \quad (2.15)$$

Donde:

a_0 , a_n , b_n : coeficientes de Fourier en función del periodo de oscilación (T).

2.5.1.1.1 Señal digital

La señal digital se produce por algún tipo de fenómeno electromagnético en el que la señal puede transmitir varias magnitudes que representan valores discretos, y no se encuentran en un rango determinado (Figura 47). Por lo que necesitan de una computadora para su procesamiento, los programas computacionales utilizan la Transformada discreta de Fourier (DFT) y el algoritmo matemático conocido como la Transformada rápida de Fourier (FFT) desarrolladas a partir de la transformada de Fourier (FT). (Vinueza, 2016)

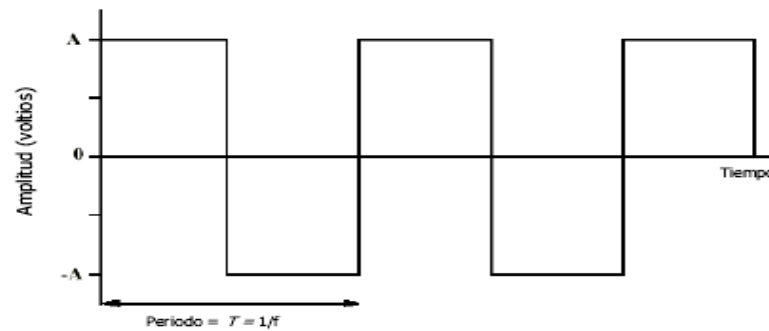


Figura 47 Señal digital sinodal Amplitud vs Tiempo

(Vinueza, 2016)

2.5.1.1.2 Transformada de Fourier: Definición Matemática

Se define como el espectro de frecuencias de una función, contiene todas las frecuencias del tiempo en el cual existió la señal, relaciona una función en dominio del tiempo y una función en el dominio de la frecuencia, las frecuencias que compone el espectro se representan como picos en el dominio de la frecuencia.

Una importante propiedad de la transformada de Fourier es su reversibilidad, siendo capaz de transformaciones de cualquiera de los dominios al otro.

Se utilizan exponenciales tanto como números complejos y mediante integrales en lugar de las sumatorias de funciones utilizadas en las series de Fourier. (Vinueza, 2016)

Para una función $f(t)$, la transformada de Fourier se define como (Ecuación 2.16):

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \quad (2.16)$$

La inversa se define como (Ecuación 2.17):

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (2.17)$$

Donde:

$$e^{i\omega t} = \cos(\omega t) + i \sin(\omega t)$$

$$i = \sqrt{(-1)}$$

ω , es el rango de las frecuencias angulares asociadas con la señal (el contenido de frecuencia de la señal)

Cuando la señal es $f(t)$ estamos en el dominio del tiempo, y las variables son reales, cuando se trabaja con la frecuencia angular y la transformada de Fourier $F(\omega)$, estamos trabajando en el dominio de la frecuencia y $F(\omega)$ es compleja. (Vinuesa, 2016)

2.5.1.1.3 Transformada Discreta de Fourier (DFT)

También conocida como transformada digital de Fourier. Transforma una función matemática en otra, obteniendo una representación en el dominio de la frecuencia siendo la función original una función en el dominio del tiempo, ésta solo admite una función de entrada discreta, es decir una señal digital y de duración finita, la transformada discreta de Fourier se define como (Ecuación 2.18):

$$F(k\Delta f) = \sum_{n=0}^{N-1} f(n\Delta t) e^{-i(2\pi k\Delta f)(n\Delta t)} \quad (2.18)$$

Donde:

N = número total de puntos de datos tomada.

Δt = tiempo entre puntos de datos

$k = 0, 1, 2, \dots, N-1$.

Nota: La sumatoria sustituye a la integración de la transformada de Fourier, ya que se examinan datos discretos en lugar de continuos.

El tiempo entre puntos de datos y la frecuencia de muestreo son igual a:

$$\Delta t = \frac{T}{N} \text{ y } f_s = \frac{1}{\Delta t} = \frac{N}{T} \quad \text{respectivamente}$$

Donde:

N = número total de puntos de datos tomada.

T = tiempo total de muestreo.

f_s = frecuencia de muestreo

En la Figura 48 se ilustra los componentes principales de la DFT en una gráfica $f(t)$ vs t . Se debe tener en cuenta que los números enteros n y k en la definición anterior de la DFT deben tener valores de 0 a $N-1$ y no de 1 a N .

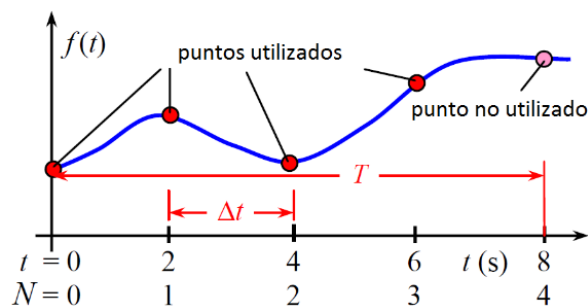


Figura 48 Componentes de la DFT

Fuente: (Cimbala, 2010)

En la Figura 49 se muestra la posibilidad de una señal periódica que se repite cada $T = 0.1$ segundos, comenzamos el muestreo en $t = 0$ s, y la interrupción de muestreo a $T = 0,17$ s (la fase de $t = T$ difiere de $t = 0$).

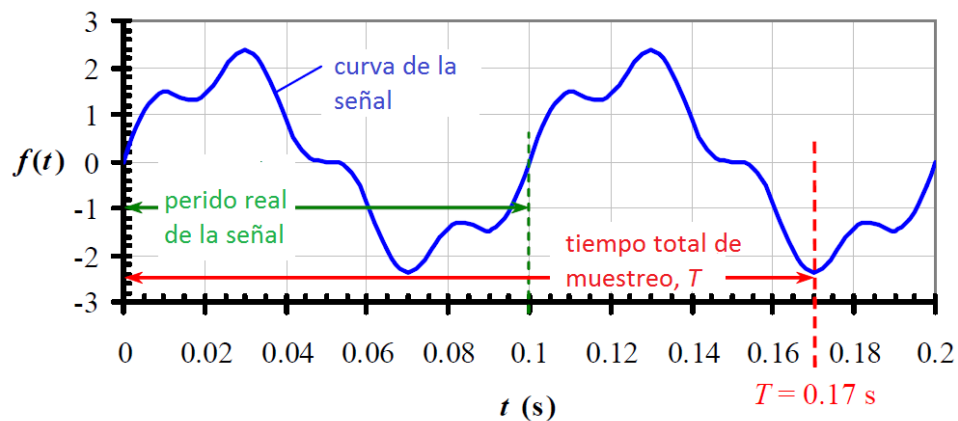


Figura 49 Señal de periódica real $T = 0,1$ s y periodo de muestreo $T = 0,17$

Fuente: (Cimbala, 2010)

A diferencia del análisis de series de Fourier, T en la transformada discreta de Fourier no es necesariamente igual al periodo fundamental (T) de la señal original.

Nota: En la mayoría de las mediciones experimentales reales, el período fundamental T de la señal es desconocido; el tiempo total de muestreo T generalmente no guarda relación alguna con nada inherente a la propia señal.

En el dominio de la frecuencia, las variables relevantes obtenidas son:

- Δf (Ecuación 2.19) es el incremento de frecuencia, llamado también la resolución de frecuencia, el incremento de frecuencia Δf se asemeja a la frecuencia fundamental de una serie de Fourier.

$$f = \frac{1}{T} \approx \Delta f \quad (2.19)$$

- $F(k\Delta f)$ son los valores obtenidos tras la aplicación de la transformada de Fourier discreta, un número complejo para cada frecuencia discreta.

El incremento de frecuencia Δf , no tiene nada que ver con el contenido de frecuencia o la frecuencia fundamental de la señal original, porque Δf es simplemente $1/T$, donde T es un período de tiempo arbitrario (tiempo total de muestreo), como se discutió anteriormente esto conduce a algunos errores inherentes asociados con las transformadas de Fourier.

2.5.1.1.4 Criterio de Nyquist

Es importante en el análisis de DFT, al tomar muestras a una frecuencia f_s , se obtiene información confiable y útil de las frecuencias sólo para un número de frecuencias menores a $f_s/2$.

Hay N valores de salida de la DFT, se expresan de la siguiente forma $F(k\Delta f)$ para $k=0, 1, 2, \dots, N-1$, igual número N de frecuencias discretas.

Donde:

$$\Delta f = \frac{1}{T} \quad \text{y} \quad f_s = \frac{1}{\Delta t} = \frac{N}{T} \quad (2.20)$$

Podemos fácilmente calcular a que valor de k cuando la frecuencia $k\Delta f$ es igual a $f_s/2$ así:

$$k\Delta f = \frac{f_s}{2} \quad (2.21)$$

Despejando:

$$k = \frac{f_s}{2\Delta f} = \frac{N/T}{2 * (1/T)} = \frac{N}{2} \quad (2.22)$$

Por tanto el mayor número de datos de frecuencias confiables conocido como la frecuencia máxima útil f_{max} también llamada frecuencia doblada se define:

$$f_{max} = \frac{f_s}{2} = \frac{N}{2} * \Delta f \quad (2.23)$$

En otras palabras, sólo la mitad de los valores N de salidas disponibles de la DFT son útiles, o sea para k desde 0 a N/2, igualmente corresponde a las frecuencias de 0 a $f_s/2$, la otra mitad de los valores son descartados.

2.5.1.2 Transformada Rápida de Fourier (FFT)

El algoritmo permite calcular la DFT y su inversa de forma muy eficiente al eliminar una gran parte de cálculos repetitivos a los que está sometida la DFT, además, la FFT generalmente permite una mayor precisión disminuyendo los errores de redondeo. Se efectúa mediante un programa para computador. Todas las reglas y detalles sobre DFT descritos anteriormente se aplican a FFT también. (Vinueza, 2016)

2.5.1.3 FFT en el ordenador.

El objetivo es configurar los parámetros de la función FFT y la correcta interpretación de los resultados que arroje.

Los resultados de una subrutina FFT es una serie de números complejos, uno para cada uno de los datos muestreados de forma discreta, que representa a cada frecuencia discreta, sólo la mitad de los cuales son útiles debido a el criterio de Nyquist, la magnitud o amplitud del número complejo es en realidad utilizado para comparar la importancia relativa de las diversas frecuencias, la magnitud del número complejo $|F|$ se llama modulo.

La gráfica de la magnitud que arroja la FFT, $|F|$ frente a la frecuencia f se llama espectro de frecuencia (Figura 50). Algunos autores llaman a esto el espectro de amplitud ya que las dimensiones y las unidades del eje vertical son las mismas que los de la amplitud de la señal original. (Vinueza, 2016)

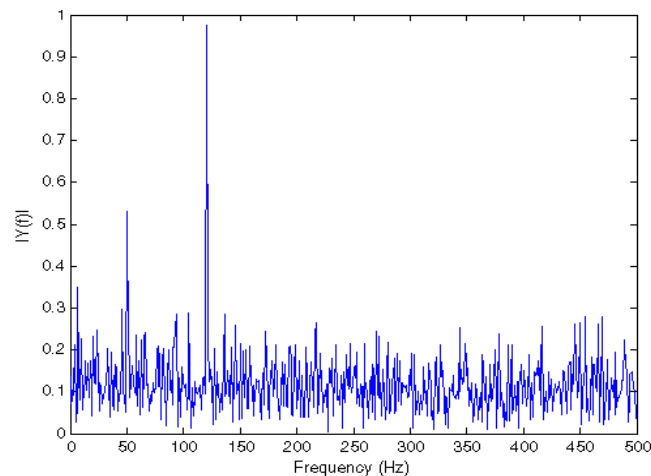


Figura 50 Espectro de frecuencia o espectro de amplitud

Fuente: (Vinueza, 2016)

2.5.2 SeismoSignal

Es un software desarrollado por SeismoSoft desde el 2002, el cual permite el procesamiento de señales, que son filtradas y corregidas para su posterior uso, como:

espectros de Fourier, pseudo-espectros, espectros elásticos e inelásticos, flujos de energía, periodos predominantes, entre otras herramientas de salida que tiene esta herramienta. En este apartado se muestra el procedimiento para la corrección de señales obtenidas de los acelerómetros, este proceso es el mismo para los acelerogramas para el análisis de respuesta en el tiempo.

2.5.2.1 Procedimiento para encontrar periodos predominantes

- 1) Adquirir la licencia del programa: comercial o estudiantil, para de esta manera tener todas las herramientas de salida, que ofrece SeismoSignal.
- 2) Abrir nuestro registro de señales los cuales tienen que tener extensión .dat, calibramos las unidades, para que coincidan con las unidades de salida del acelerómetro waspmote (Figura 51), para este paso se utiliza un dato de aceleración para el bloque 1.

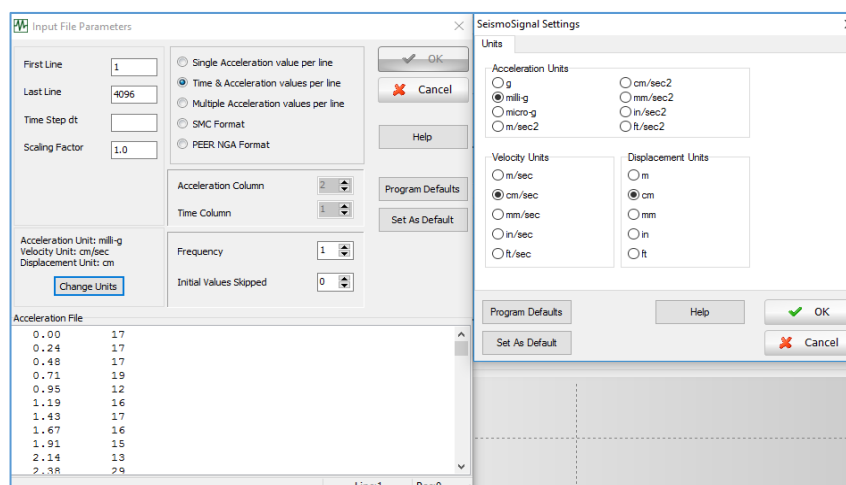


Figura 51 Inicialización de datos en SeismoSoft

- 3) A continuación se realiza la corrección y filtración de la señal (Figura 52), con la utilización del filtro de (Butterworth, 1930), es uno de los filtros electrónicos básicos, es utilizado para producir una respuesta más plana que sea posible hasta la frecuencia de corte. Es decir, la salida se mantiene constante casi hasta la frecuencia de corte. Los datos corregidos y filtrados, posteriormente mediante Fourier, serán:

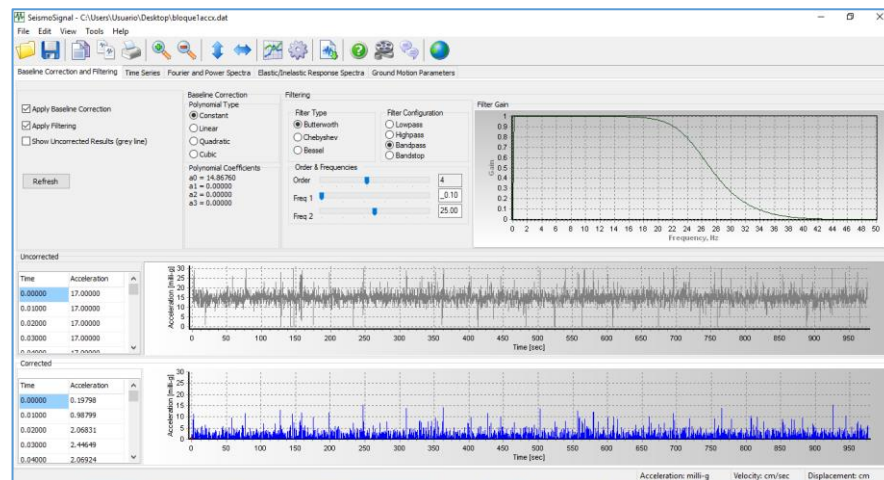


Figura 52 Filtración de datos en SeismoSoft

- 4) Finalmente se obtiene el periodo predominante (Figura 53), del registro de señales; realizando este proceso en todos los ensayos, con todos los acelerómetros, y ejecutando un promedio, se determina el periodo real de la estructura de análisis

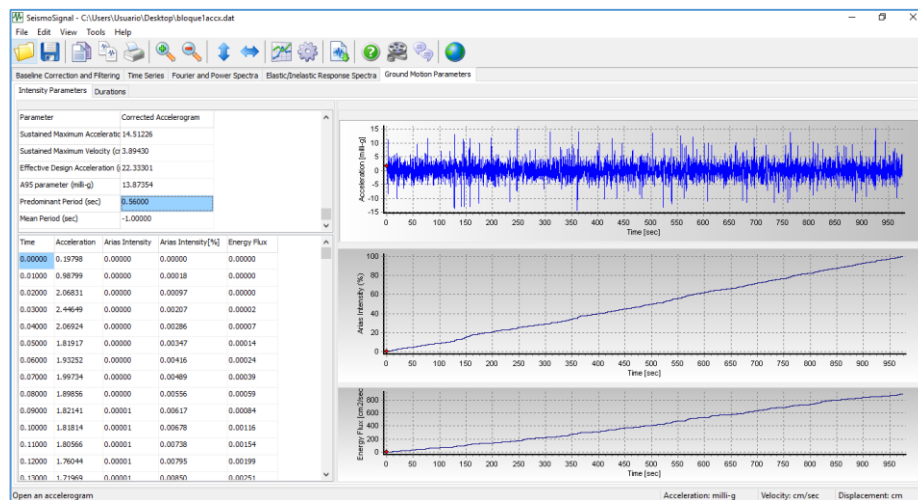


Figura 53 Periodos predominantes en SeismoSoft

2.6 Reforzamiento de estructuras

En las estructuras que van a ser reforzadas existen problemas de torsión, derivas altas y baja capacidad; por lo tanto se deben buscar alternativas que mitiguen estos problemas en el mismo orden. El incremento de rigidez de la secciones con el uso de muros de corte, desviar problemas de torsión mediante la reubicación del centro de rigidez de la estructura, y para aumentar la capacidad de los elementos existentes el uso de encamisados de hormigón y FRPs.

2.6.1 Muros

El capítulo 14 de (ACI-318S-14, 2014), permite diseñar muros con disposiciones empíricas de la Fórmula 2.24; siempre y cuando las cargas mayoradas estén localizadas en el tercio central del espesor total del muro.

$$\phi P_n = 0.55\phi * f'c * A_g * \left[1 - \left(\frac{k * l_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (2.24)$$

Donde:

- ϕ Corresponde al factor de reducción de resistencia de secciones controladas por compresión.
- $f'c$ Resistencia a la compresión a los 28 días del hormigón.
- A_g Área gruesa de la sección.
- k Factor de longitud efectiva.
- l_c Longitud a compresión del elemento.
- h Espesor del elemento.

Los muros estructurales de todas las alternativas de reforzamiento, se acoplan a columnas en los extremos, generando elementos de borde, los cuales no son necesarios para este caso debido a que las solicitaciones no lo ameritan. Si se satisface

la ecuación 2.25, según (NEC-SE-HM, 2014) numeral 6.1.2, el refuerzo longitudinal debe calcularse de forma que se evite la falla por cortante: tipo de acero, cuantías mínimas, espaciamiento máximo y distribución uniforme del refuerzo transversal.

$$\frac{M}{V * lw} < 2 \quad (2.25)$$

Donde:

M Momento

V Fuerza cortante

lw Longitud del muro o del segmento del muro considerado en la dirección de la fuerza de cortante.

2.6.1.1 Cimentación

La función de cualquier tipo de cimentación es transmitir las solicitaciones de la estructura hacia el suelo, sin sobrepasar su capacidad portante (Zúñiga, 2014). El área de fundación del cimiento se la calcula con la siguiente fórmula (Ecuación 2.26):

$$AF = \frac{P + \%P}{\sigma s} \quad (2.26)$$

Donde:

P Carga de la estructura

$\%P$ Corresponde a un incremento de carga debido al relleno y al peso del cimiento es recomendable un 10% a un 30%

σs Capacidad portante del suelo

Una vez establecida un área de fundación con la cual la presión neta del suelo no sobrepase a la capacidad porante del suelo, se debe calcular el corte unidireccional; la sección crítica de cortante se muestra en la Figura 54 en planta y elevación, donde d es la altura efectiva de la zapata.

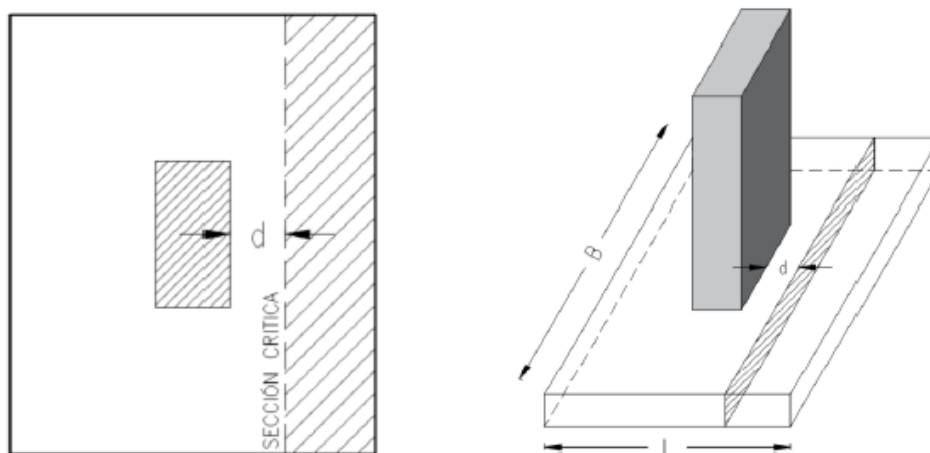


Figura 54 Sección crítica para cortante unidireccional

Fuente: (Zúñiga, 2014)

En la sección crítica se debe comparar el esfuerzo cortante último con el cortante permisible de la sección, para que el diseño resista el esfuerzo cortante último debe ser menor al cortante permisible. Cumplir con la Ecuación 2.27.

$$v_u = \frac{Vu}{\phi * b * d} < v_p = 0.53\sqrt{f'c} \quad (2.27)$$

Donde:

v_u Esfuerzo cortante último (Unidireccional)

v_p Esfuerzo cortante permisible

Vu Cortante último

ϕ Factor de reducción de resistencia a corte

b Ancho de la zapata en el sentido de análisis

Una vez cumplida la condición de cortante unidireccional se debe realizar el chequeo de cortante bidireccional. La sección crítica es una franja perimetral a una distancia $d/2$ medida desde la cara de la columna. En la Figura 55 se presenta en elevación y en planta la sección crítica de punzonamiento o cortante bidireccional.

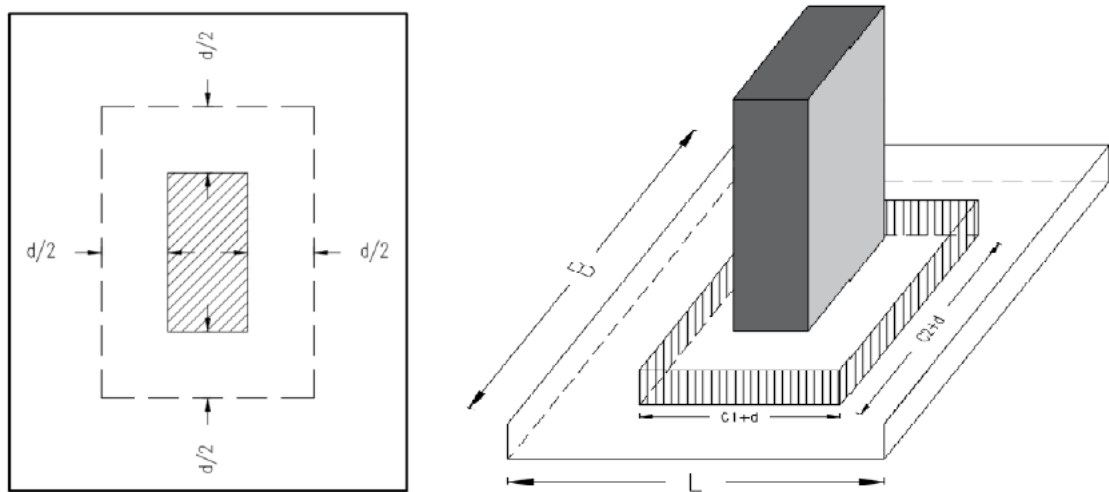


Figura 55 Sección crítica de cortante bidireccional

Fuente: (Zúñiga, 2014)

En esta sección crítica se debe cumplir que el esfuerzo cortante bidireccional debe ser menor que el esfuerzo cortante permisible por punzonamiento (Ecuación 2.28):

$$v_u = \frac{Vu}{\phi * b_o * d} < v_p = 1.06\sqrt{f'c} \quad (2.28)$$

Donde:

v_u Esfuerzo cortante último (Bidireccional)

v_p Esfuerzo cortante permisible por punzonamiento

Vu Cortante último

ϕ Factor de reducción de resistencia a corte

b_o Longitud de franja perimetral a $d/2$

El último paso para el diseño de zapatas consiste en hallar el momento flector en la sección crítica del mismo, para el posterior diseño a flexión de la misma. En la Figura 56 se muestra la sección crítica para momento flector de la zapata.

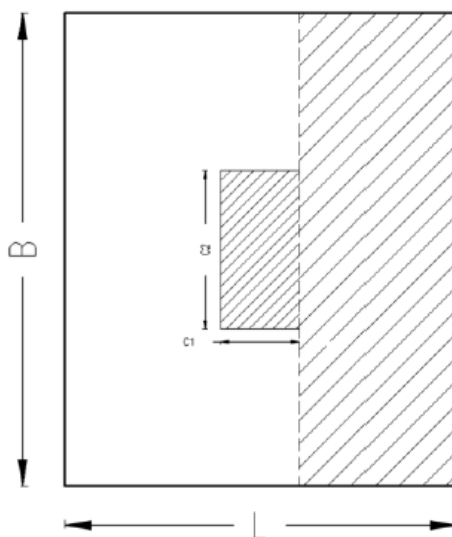


Figura 56 Sección crítica del momento flector

Fuente: (Zúñiga, 2014)

A continuación se define la fórmula para hallar el momento flector (Ecuación 2.29) con el cual se hallará el armado de la zapata, cabe recalcar que todos los análisis: chequeo de cortante unidireccional, bidireccional y diseño a flexión, se lo debe realizar para ambos sentidos de la zapata.

$$M = PNS * \frac{Lv^2}{2} * B \quad (2.29)$$

Donde:

M Momento flector

PNS Presión neta del suelo

Lv Longitud de voladizo

B Ancho de la zapata en la sección de análisis

2.6.2 Encamisado hormigón

El incremento de sección de un elemento estructural mediante hormigón armado se utiliza para aumentar la resistencia axial, flexión y cortante de elementos existentes. El encamisado se realiza agregando refuerzo longitudinal y transversal alrededor de la sección original y recubrirla con hormigón de mayor resistencia. Lo que mejora principalmente la capacidad a cortante y la resistencia axial del elemento, con lo cual puede incrementarse significativamente la ductilidad de cortante, lo que lo hace ideal para el reforzamiento de columnas. (Barraza, 2008)

2.6.2.1 Características principales

El encamisado de hormigón como técnica de reforzamiento de elementos presenta las siguientes características: (Aguilar, 1996)

- Cambia el mecanismo resistente de cada marco, de una falla frágil por cortante a un mecanismo de momento resistente dúctil.
- Para un mejor desempeño se recomienda un encamisado en todas las caras de la columna.
- Para incrementar la resistencia axial, a flexión y cortante, el refuerzo longitudinal debe continuar a través de la losa de entrepiso.
- El encamisado con malla electro soldada se utiliza principalmente para incrementar la resistencia axial y a cortante en las columnas, y por lo tanto, su ductilidad.

2.6.2.2 Consideraciones constructivas

Es necesario aplicar las siguientes consideraciones constructivas al momento de realizar la rehabilitación estructural por este método (Ohkubo, 1991):

- La resistencia a compresión del concreto del encamisado debe ser mayor que 210 kg/cm² y que el f'_c del concreto utilizado en la columna original.

- El espesor del recubrimiento de concreto para las mallas electrosoldadas o estribos debe ser mínimo 7.5cm.
- La longitud de las juntas y empalmes de la malla de alambre soldado debe ser mayor que 20 cm.

2.6.2.3 Procedimiento de cálculo

Debido a que en el análisis no lineal se generan rótulas plásticas en las columnas antes que en las vigas, lo que pone en un segundo a plano a la resistencia de las secciones. Para solucionar estos inconvenientes, se busca que la carga axial última sea menor a la resistencia nominal de la sección con un encamisado mínimo de 7.5cm en cada cara y una cuantía del 1% del área gruesa incrementada. Los esfuerzos de una columna se basan en la Figura 57.

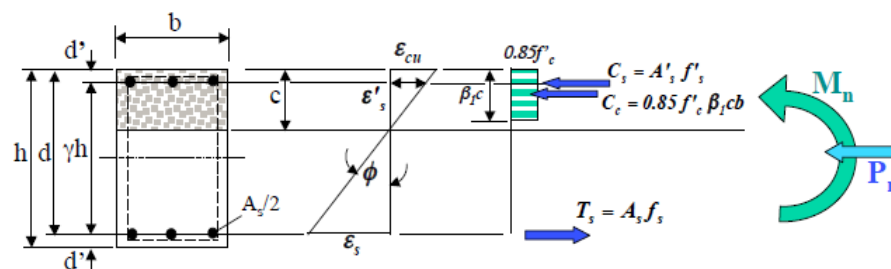


Figura 57 Esfuerzos internos de una sección de columna

Mientras que la resistencia nominal a carga axial se calcula con la siguiente fórmula:

$$P_n = C_s + C_c - T_s \quad (2.30)$$

$$P_n = \rho_g \frac{bh}{2} f'_s + 0.85 f'_c \beta_1 c b - \rho_g \frac{bh}{2} f_s \quad (2.31)$$

Dónde:

P_n : Resistencia nominal a carga axial.

ρ_g : Cuantía del área gruesa.

b : Base de la sección.

H : Altura de la sección

f'_c : Resistencia a compresión del hormigón.

c : Distancia al eje neutro de la sección.

Posterior a esto se procede al cálculo del acero transversal de la nueva sección, se empieza por el chequeo a corte mediante las siguientes ecuaciones:

$$v_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (2.32)$$

$$V_u > \phi V_c \quad (2.33)$$

De igual forma para verificar el requerimiento de acero por confinamiento se emplea la siguiente fórmula (Ecuación 2.34):

$$A_{sh} = \frac{0.30 * s * h' * f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (2.34)$$

Donde:

A_{sh} Área de acero de refuerzo.

s Espaciamiento entre estribos.

h' Altura de la sección

f'_c Resistencia a compresión del hormigón.

f_y Resistencia a la fluencia del acero.

A_g Área gruesa de la sección.

A_c Área de concreto.

2.6.3 Encamisado de FRP

El encamisado con FRP se utiliza para aumentar la resistencia a cortante y para mejorar el confinamiento en la zona plástica de las columnas. Los objetivos del encamisado con FRP son: reforzamiento a cortante, reforzamiento a flexión, reforzamiento a compresión (por ductilidad), y mejorar la durabilidad. Las características de resistencia y rigidez de estos materiales generalmente son controladas por la orientación y el tipo de fibra utilizados en la mezcla. Las fibras están colocadas en dirección longitudinal correspondiendo a la dirección de la sollicitación, de esta forma la lámina tiene una estructura unidireccional (Barraza, 2008)

2.6.3.1 Ventajas

Algunas propiedades de las láminas sintéticas reforzadas con fibras que las hacen útiles en aplicaciones estructurales son (Aboutaha, 1996)

- Resistencia y rigidez alta en proporción a su peso.
- Resistencia a la corrosión de ácidos y a cambios bruscos de temperatura.
- Buena resistencia a la fatiga.
- Características de expansión térmica controlable.
- Cortos periodos de construcción.
- Se requiere menos equipo y mano de obra, reduciendo así el costo de instalación.
- No hay cambios en el tamaño de la sección, peso o rigidez del elemento.
- Mejora la durabilidad del elemento
- Tiene una excelente resistencia a la fluencia plástica.

2.6.3.1.1 Limitaciones

Las limitantes que presenta son (Aboutaha, 1996)

- No se conocen los efectos de exposición ambiental a largo plazo y a la fatiga

- La resistencia en dirección transversal a las fibras así como la resistencia a cortante son bajas.
- El reforzamiento con este método no cambia la rigidez de la estructura, lo cual es importante en el aspecto sísmico.

2.6.3.1.2 Procedimiento de diseño

En la norma (ACI440.2R-08, 2008) se tratan los sistemas de reforzamiento con materiales compuestos, las propiedades de cada uno de los materiales que los componen como son las fibras y resinas, y hace referencia a estudios e investigaciones realizadas. A continuación se presentan algunas consideraciones en el procedimiento de diseño de elementos de concreto reforzado con fibras: (Barraza, 2008)

- La filosofía de diseño utilizada es un diseño por resistencia. Los factores de carga que se utilizan para determinar la resistencia necesaria en los elementos de concreto reforzado con FRP son los mismos que se utilizan en el ACI 318.
- El diseño por flexión de estos elementos es similar al utilizado en el diseño de elementos de concreto reforzado. Como los elementos de FRP no tienen un comportamiento dúctil, se utiliza un factor de reducción conservador para proporcionar una reserva de resistencia en el elemento.

El diseño del refuerzo de estos elementos debe cumplir con las siguientes etapas (ACI440.2R-08, 2008):

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad (2.35)$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* \quad (2.36)$$

Donde:

f_{fu} Esfuerzo último de tensión de diseño (Ecuación 2.35). (MPa)

ε_{fu} Esfuerzo de rotura de diseño (Ecuación 2.36). (mm/mm)

C_E Coeficiente de reducción ambiental.

A paso seguido se determina la resistencia a la compresión máxima requerido del hormigón confinado:

$$f'_{cc} = \frac{1}{0.85(A_g - A_{st})} \left(\frac{\phi P_n, req}{0.80\phi} - f_y A_{st} \right) \quad (2.37)$$

Donde:

A_g Área gruesa de la sección. (mm²)

A_{st} Área de acero longitudinal. (mm²)

P_n Resistencia nominal a carga axial. (KN)

ϕ Factor de reducción por compresión igual a 0.65

Posteriormente se determina el límite máximo de presión debido a la camisa FRP:

$$f_1 = (f'_{cc} - f'_c) / 3.3k_a \quad (2.38)$$

Donde:

f_1 Límite máximo de presión por encamisado de FRP. (MPa)

f'_{cc} Resistencia a la compresión del hormigón confinado. (MPa)

k_a Factor de eficiencia para el refuerzo de FRP en la determinación de f'_{cc} .

Finalmente se determina el número de capas necesarias para el reforzamiento:

$$n = \frac{f_1 \sqrt{b^2 + h^2}}{\phi f_2 E_f t_f \varepsilon_f} \quad (2.39)$$

Donde:

f_1 Límite máximo de presión por encamisado de FRP. (MPa)

b	Base de la sección. (mm)
h	Altura de la sección. (mm)
E_f	Módulo de elasticidad del FRP. (MPa)
n	Número de capas de FRP.
t_f	Espesor nominal de la lámina. (mm)
ε_{fu}	Esfuerzo de rotura de diseño. (mm/mm)

Es necesario verificar que la carga axial última del hormigón confinado sea menor a 0.01.

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c \left(1.5 + 12kb \left(\frac{\varepsilon_f}{\varepsilon'_c} \right)^{0.45} \right) \quad (2.40)$$

Donde:

ε'_c	Máximo f'_c para hormigón confinado. (mm/mm)
k_b	Factor de eficiencia para el refuerzo de FRP.

2.6.4 Reforzamiento de vigas

El reforzamiento o “retrofit” de estructuras existentes de hormigón se lo realiza para resistir mayores cargas a las de diseño, corregir pérdidas de fuerza por deterioro, corregir deficiencias de diseño o de construcción; Los materiales compuestos con fibras y resinas poliméricas se las conoce como FRPs, es una alternativa al uso convencional de placas de metal, encamisados de hormigón, cables post-tensados entre otros (ACI440.2R-08, 2008).

2.6.4.1 Chequeo de Cortante

Es de suma importancia calcular el cortante en vigas, ya que las fallas por cortante son frágiles en contraste a las fallas por flexión que son dúctiles, es decir el

fallo por cortante ocurre de un momento para el otro. Mediante un diseño por capacidad se verifica que el cortante resistido por la sección de hormigón sea mayor al actuante último (Ecuación 2.41 y 2.42); de no ser el caso hallar el área de acero requerida para suplir la deficiencia del hormigón (Ecuación 2.43).

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad (2.41)$$

$$v_p = 0.53\sqrt{f'_c} \quad (2.42)$$

$$A_v = (v_u - v_p) * b * \frac{s}{4200} \quad (2.43)$$

Donde:

v_u Esfuerzo cortante actuante

v_p Esfuerzo cortante permisible

A_v Área de corte requerida

2.6.4.2 Láminas FRP

Es un sistema de reforzamiento de alto desempeño para concreto reforzado, madera, mampostería, piedra, acero, aluminio. Es posible realizar armaduras adheridas a estructuras de concreto reforzado y de madera con Platinas de material sintético reforzadas con fibras de carbono (Carbon Fibre Reinforced Polymers Laminates - CFRP), resistentes a la corrosión. El cual se puede colocar después de la preparación de la superficie de concreto o madera, sin ningún tipo de instalación adicional. Por lo tanto este sistema de refuerzo adherido es mucho más económico.

2.6.4.2.1 Principales usos

Se lo emplea principalmente para reforzamiento de estructuras de concreto reforzado en los siguientes casos:

- Incrementos de carga:
 - Incremento de carga viva en bodegas y almacenes.
 - Incremento de cargas por eje de vehículos.
 - Vibración.
 - Cambio de uso de la estructura.
- Daño de partes estructurales:
 - Envejecimiento de materiales de construcción.
 - Corrosión del acero de refuerzo.
 - Impacto de vehículos.
 - Daño causado por el fuego.
- Mejoramiento de la capacidad de servicio:
 - Limitación de las deformaciones.
 - Reducción del esfuerzo en el acero de refuerzo.
 - Reducción del ancho de las fisuras.
- Modificación del sistema estructural:
 - Eliminación de columnas y muros.
 - Cortes en placas para aberturas de acceso.
- Cambio de especificaciones:
 - Sismo.
 - Ajuste a otra filosofía de diseño.
- Errores en planeación o construcción:
 - Dimensiones de diseño insuficientes.
 - Sección de acero de refuerzo insuficiente.
 - Peso propio muy bajo.
 - Se puede aplicar en cualquier longitud, no se requieren juntas
 - Espesor muy bajo.
 - Fácil de transportar (en rollos).
 - No se requiere preparación complicada de la Platina.
 - Las intersecciones de la platina son sencillas.
 - Bajo costo de aplicación, no se requiere equipo pesado de manejo e instalación.

- Resistencia a la tensión muy alta.
- Alto módulo de elasticidad.
- Sobresaliente comportamiento a la fatiga.
- Puede ser pintada o cubierta sin preparación.
- Resistente a los álcalis.

2.6.4.2.2 Procedimiento de diseño

La platina no tiene deformación plástica de reserva. Por lo tanto la máxima resistencia a la flexión de la sección con reforzamiento es alcanzada cuando la falla ocurre durante la fluencia del acero y antes de la falla del concreto. El tipo de falla es influenciado por la sección transversal de la platina. Para limitar el ancho de las fisuras y la deformación, el punto de fluencia no debería ser alcanzado en el acero de refuerzo bajo las cargas de servicio. Se debe evitar que fisuras de cortante que aparezcan, conduzcan a un brinco o desplazamiento relativo en la superficie reforzada y por consiguiente a un corte o desplazamiento de la platina. El cálculo de esfuerzos y deformaciones puede ser efectuado con los métodos tradicionales. (Sika CarboDur, 2012)

La (ACI440.2R-08, 2008) plantea un procedimiento de cálculo para vigas reforzadas con platinas de FRP; el primer paso consiste en calcular las propiedades del FRP dependiendo las características entregadas por el fabricante, afectadas por el coeficiente de reducción ambiental, de la misma forma que se presentó para columnas (Ecuaciones: 2.35 y 2.36):

A continuación se debe determinar el estado de esfuerzos existentes en el sistema, considerando el agrietamiento de la viga:

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(d_f - kd)}{I_{cr}E_c} \quad (2.44)$$

Donde:

ε_{bi} Esfuerzo existente antes de reforzamiento.

- M_{DL} Momento por carga muerta. (KN-mm)
- d_f Altura efectiva del sistema de FRP-NSM. (mm)
- $k.d$ Brazo de palanca del bloque equivalente de Withney. (mm)
- I_{cr} Inercia agrietada de la sección. (mm⁴)
- E_c Módulo de elasticidad del hormigón. (KN/mm²)

Seguidamente se calcula la tensión de diseño del Sistema FRP:

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0.9\varepsilon_{fu} \quad (2.45)$$

Donde:

- ε_{fu} Esfuerzo de tensión de diseño.
- f'_c Resistencia a compresión del hormigón. (N/mm²)
- E_f Módulo de elasticidad del FRP. (N/mm²)
- n Número de capas de FRP.
- t_f Espesor nominal de la lámina. (mm)
- ε_{fu} Esfuerzo de rotura de diseño.

Consecutivamente se debe iterar entre una distancia al eje neutro de la sección reforzada, hasta hacerla coincidir con la real.

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b} \quad (2.46)$$

Donde:

- b Ancho del elemento. (mm)
- A_s Área de acero existente. (mm²)
- A_f Área de FRP. (mm²)

- f_s Esfuerzo no preesforzado del acero existente. (N/mm²)
- f_{fe} Esfuerzo efectivo del sistema FRP. (N/mm²)
- α_1 Factor multiplicador del f'_c para obtener distribución de esfuerzos rectangular
- β_1 Porcentaje de profundidad entre el eje neutro y el bloque rectangular de esfuerzos del hormigón.

Finalmente se calcula la resistencia a la flexión reforzada y se la compara con la solicitación mayorada. Una reducción adicional con el factor, $\psi_f = 0,85$, se aplica a la contribución del sistema FRP.

$$M_n = A_s f_s \left(d \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \phi A_f * f_{fe} \left(h \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (2.47)$$

Donde:

- b Ancho del elemento. (mm)
- A_s Área de acero existente. (mm²)
- A_f Área de FRP. (mm²)
- f_s Esfuerzo no preesforzado del acero existente. (N/mm²)
- f_{fe} Esfuerzo efectivo del sistema FRP. (N/mm²)
- β_1 Porcentaje de profundidad entre el eje neutro y el bloque rectangular de esfuerzos del hormigón
- c Distancia al eje neutro de la sección. (mm)

2.6.4.3 Barras de FRP-NSM (Near Mounted Surface)

Esta técnica de reforzamiento consiste en cortar ranuras en la superficie de elementos estructurales, el FRP está unido en las ranuras con adhesivos epóxicos (Guzmán, 2015). En la Figura 58 se aprecia con detalle el procedimiento de montaje de barras FRP-NSM en elementos estructurales.

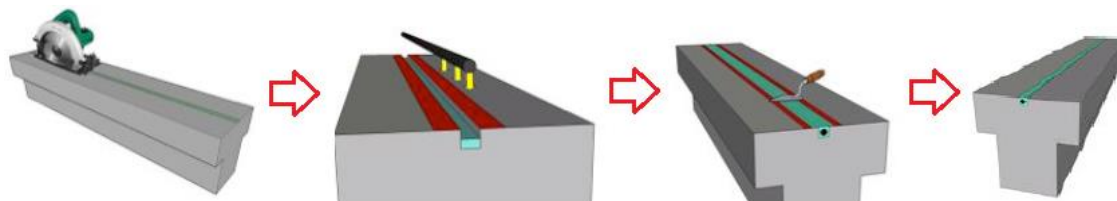


Figura 58 Procedimiento de colocación de FRP-NSM

Fuente: (Manual ASLAN FRP)

Es importante entender el comportamiento de los materiales en una sección de hormigón reforzada, por lo tanto en la Figura 59 se aprecia a distribución de esfuerzos, y el equilibrio de fuerzas que se debe lograr en el cálculo

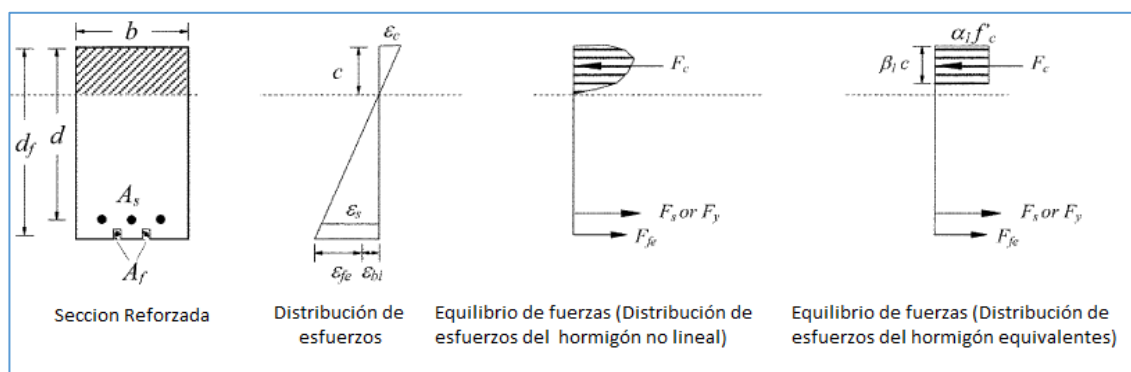


Figura 59 Esfuerzos internos de una sección rectangular reforzada con FRP-NSM

Fuente: (ACI440.2R-08, 2008)

La (ACI440.2R-08, 2008) contempla un procedimiento de cálculo para vigas reforzadas con FRP-NSM; el primer paso consiste en calcular las propiedades del FRP dependiendo las características entregadas por el fabricante, afectadas por el coeficiente de reducción ambiental, como se lo realiza para láminas FRP en vigas y columnas. (Ecuaciones: 2.35 y 2.36):

A continuación se debe determinar el estado de esfuerzos existentes en el sistema, considerando el agrietamiento de la viga:

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(d_f - kd)}{I_{cr}E_c} \quad (2.48)$$

Donde:

- ε_{bi} Esfuerzo existente antes de reforzamiento.
- M_{DL} Momento por carga muerta. (KN-mm)
- d_f Altura efectiva del sistema de FRP-NSM. (mm)
- $k.d$ Brazo de palanca del bloque equivalente de Whitney. (mm)
- I_{cr} Inercia agrietada de la sección. (mm⁴)
- E_c Módulo de elasticidad del hormigón. (KN/mm²)

Posteriormente se debe realizar un proceso iterativo entre una distancia al eje neutro de la sección reforzada, hasta hacerla coincidir con la real.

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'c \beta_1 b} \quad (2.49)$$

Donde:

- b Ancho del elemento. (mm)
- A_s Área de acero existente. (mm²)
- A_f Área de FRP-NSM. (mm²)
- f_s Esfuerzo no preesforzado del acero existente. (N/mm²)
- f_{fe} Esfuerzo efectivo del sistema FRP-NSM. (N/mm²)
- α_1 Factor multiplicador del $f'c$ para obtener distribución de esfuerzos rectangular
- β_1 Porcentaje de profundidad entre el eje neutro y el bloque rectangular de esfuerzos del hormigón.

La dimensión mínima de orificios, para la colocación del sistema FRP-NSM de acuerdo a (ACI440.2R-08, 2008) es de 1.5 veces el diámetro de la barra en caso de

ser circular; en el caso de barras cuadradas es de 1.5 veces en la altura de la platina y de 3 veces el espesor de la misma, como se muestra en la Figura 60.

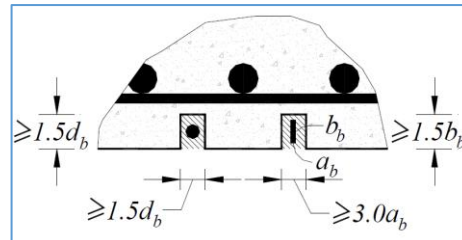


Figura 60 Dimensión mínima de orificios

3 EVALUACIÓN

3.1 Recolección de datos preliminares

En este apartado se presentan los métodos de recolección de información que se siguieron para recabar datos importantes del edificio de estudio como acción preliminar a la elaboración de ensayos y modelos.

3.1.1 Planos

La primera etapa de investigación fue de tipo bibliográfica en el Departamento de Bienes Físicos de la Universidad de las Fuerza Armadas ESPE, en donde se accedió a los archivos de construcción del campus Sangolquí (Figura 61). Se encontraron los planos arquitectónicos, los cuales aportaron con detalles de paredes, puertas, ventanas entre otros puntos importantes para el modelamiento. También se obtuvieron planos estructurales que permitieron conocer las secciones y armado de los diferentes elementos estructurales (Figura 62), además de las características de los materiales (Figura 63), más adelante serán corroborados mediante la elaboración de ensayos no destructivos. Asimismo se obtuvieron planos de instalaciones eléctricas y sanitarias que proporcionaron información adicional, útil para ubicación de bajantes junto a columnas que aparentan mayores dimensiones.



Figura 61 Revisión de planos

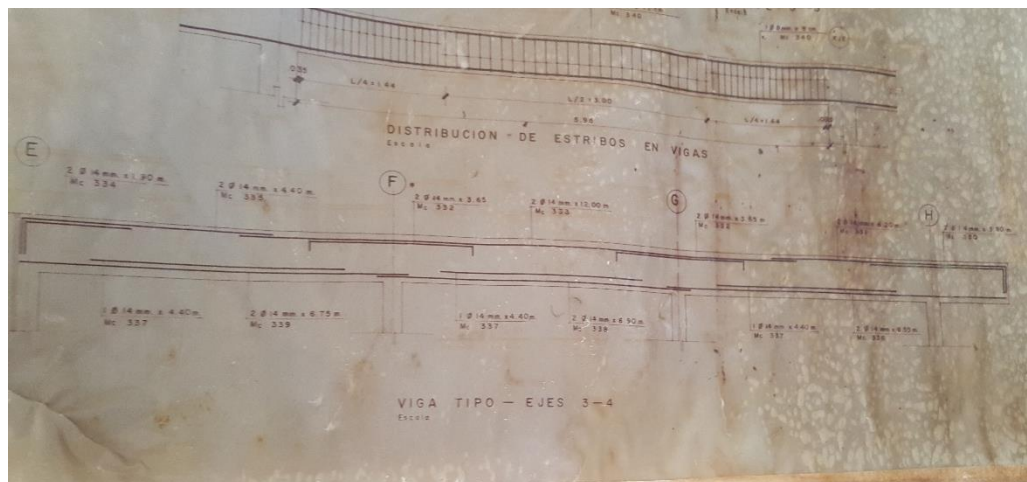


Figura 62 Planos estructurales



Figura 63 Características de los materiales

Es importante señalar que a pesar de que el diseño contempla un acero con esfuerzo de fluencia de 2800 kg/cm^2 (Figura 63), el que se empleó en la construcción corresponde a un F_y de 4200 kg/cm^2 , lo cual se señaló en la entrevista.

3.1.2 Observación y medición

Uno de los pasos primordiales de la evaluación de la estructura consiste en la observación y medición de campo, de esta manera se obtienen secciones reales de la estructura y patologías estructurales. El procedimiento es el siguiente:

- Inspección del terreno adyacente a la estructura, donde no se apreciaron anomalías.

- Examinar el exterior del edificio. A simple vista no se observan daños existentes
- Geometría de elementos estructurales. Los cuales se presentan en la Tabla 16.

Tabla 16
Geometría de elementos estructurales

Geometría estructural				
Elementos	Dimensiones [m]	f'c real [kg/cm²]	Fy [kg/cm²]	Observaciones
Plintos	1.80 x 1.80 x 0.35	210	4200	Hf=1.80m
Columnas	0.35 x 0.35	210	4200	Aparentan mayores secciones por ductos de BAS.
Cadenas	0.30 x 0.20	210	4200	Sobre el nivel de contrapiso.
Vigas	0.40 x 0.25	160	4200	Vigas embebidas en la losa.
Losas	0.25	160	4200	Alivianadas con bloques.
Escaleras	0.15	160	4200	Tipo escalera-losa

- Geometría de elementos no estructurales (Tabla 17).

Tabla 17
Geometría de elementos no estructurales

Geometría no estructural		
Elementos	Espesor [m]	Material
Paredes	0.2	Ladrillo de arcilla
Antepechos	0.15	Hormigón armado
Paredes esquineras exteriores	0.2	Ladrillo de arcilla

- Reconocimiento del tipo de patologías en la estructura (Sección 1.4.5).
- Medición de grietas visibles (Sección 1.4.5).

Es necesario realizar ensayos de pachómetro, debido a que en la medición de la geometría de elementos estructurales, tiene un inconveniente; la sección gruesa de las columnas no siempre implica que solo contengan al elemento estructural. En este caso, las bajantes de aguas servidas y aguas lluvias, están junto al elemento estructural como se muestra en la Figura 64; esto solo se lo puede comprobar con el uso del detector de metales o pachómetro.

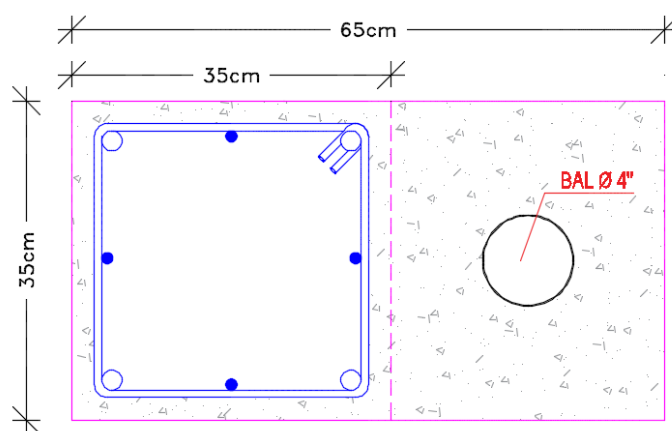


Figura 64 BAS junto a sección de columna

3.1.3 Entrevista

Para obtener detalles constructivos se consiguió una entrevista sumada a una inspección del edificio con el Crnl. Nelson Suárez quien estuvo a cargo de la construcción del edificio. Se conoció que la configuración actual no era la planteada originalmente por lo que se dieron cambios sobre la marcha, los cuales son posibles responsables de ciertos daños, también se obtuvo información del sistema constructivo, proceso y uso de materiales y herramientas los cuales se presentaron en el sistema constructivo en el capítulo 1. Además se identificó las columnas de 25cm x 25cm, aumentadas en el eje C entre 1 y 2 como medida de reforzamiento ante el eminente hundimiento de dicho pórtico, datos importantes a considerar en el desarrollo de la evaluación del edificio.

3.2 Ensayos no destructivos

Para complementar la recolección de datos que se muestra en el apartado previo, se elaboran ensayos no destructivos para determinar clasificación del suelo, características de los materiales y comportamiento estructural, que permitan posteriormente realizar un modelo fundamentado en registros reales.

3.2.1 Refracción sísmica

Con el fin de establecer el tipo de suelo sobre el que se asienta la estructura se realiza el ensayo de sísmica de refracción con el cual se determina el promedio de las velocidades de ondas de corte del suelo hasta una profundidad de 30m (V_{S30}), para lo cual se dio seguimiento a lo establecido en la norma ASTM D5777 Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation.

3.2.1.1 Equipo utilizado

- Sismógrafo Modular de 12 canales, Geometrics ES 3000.(Figura 65)
- Geófonos para ondas VS. (Figura 66)
- Cable de geófonos de 110 m. (Figura 67)
- Placas redondas.
- Cable de extensión de golpe.
- Martillo de golpe con sensor. (Figura 68)



Figura 65 Sismógrafo ES3000



Figura 67 Cable de geófono



Figura 66 Geófonos para ondas



Figura 68 Martillo de golpe con sensor

3.2.1.2 Procedimiento

Existen dos tipos de fuentes de energía sísmica: Fuentes no-explosivas y Fuentes explosivas. Para este caso se desarrolla el ensayo con fuente de energía no explosiva proporcionada por martillos, caída de pesos, etc.

Lo más comúnmente empleado son los martillos, debido a su simplicidad y portabilidad. Estos son utilizados generalmente con placas metálicas. El tiempo de impacto (tiempo cero) es obtenido de un switch colocado cerca al punto de impacto.

El geófono se introduce en el terreno conectado al cable que transmitirá las señales registradas a la unidad de adquisición de datos. Las ondas se generan al golpear verticalmente con un martillo en una placa metálica (círculo rojo Figura 69) colocada entre geófonos. La línea de tendido de los geófonos es de 36 m. (ASTMD57777, 2010)

En la Figura 69 se puede observar la línea de tendido con los geófonos dispuestos cada tres metros.



Figura 69 Línea de tendido de geófonos

Antes del impacto, se marcan las líneas de medición en los puntos de impacto y en las localizaciones de los geófonos. El espaciamiento de los geófonos es determinado por el grado deseado por definición de los estratos del subsuelo y por la

longitud de cada línea de tendido. Si los estratos no son muy potentes y las líneas son cortas, los intervalos de los geófonos serán menores, y si los estratos del subsuelo tienen mayor potencia y las líneas son largas, se necesitarán mayores intervalos de los geófonos. Esto se decidirá en campo de acuerdo a las condiciones particulares.

Para el caso particular de la ubicación del ensayo se realizó espaciamiento entre geófonos de 3 m. (12 geófonos) (ASTMD57777, 2010), es importante señalar que a mayor distancia entre geófonos la exactitud disminuye, sin embargo en distancias muy cortas se alcanza poca profundidad. A continuación se observan los golpes en la placa de acero junto a los geófonos con el martillo (Figura 70 y Figura 71) y la triangulación necesaria para elaborar el método pasivo se delimita con las líneas rojas, los 10 geófonos se representan con los puntos rojos. (Figura 72)



Figura 70 Impacto con martillo



Figura 71 Impacto con martillo

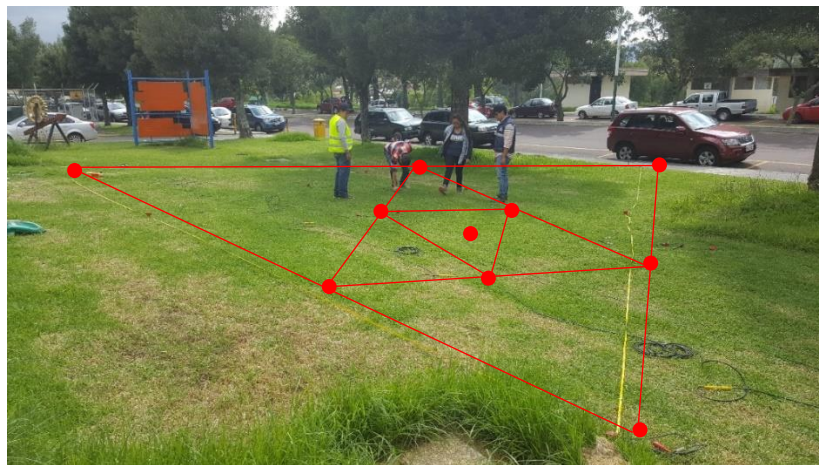


Figura 72 Triangulación método pasivo

3.2.1.3 Resultados

Los resultados obtenidos del ensayo son los siguientes.

Primero se realiza el cálculo de V_{s30} con el Método Activo, posteriormente con el Pasivo o de los Microtremores:

Se obtiene la muestra frecuencia vs velocidad de fase, existente en los estratos de suelo. (Figura 73). Donde los puntos rojos representan la mayor concentración de energía en el análisis y las líneas azules delimitan el área que el programa considera en el cálculo.

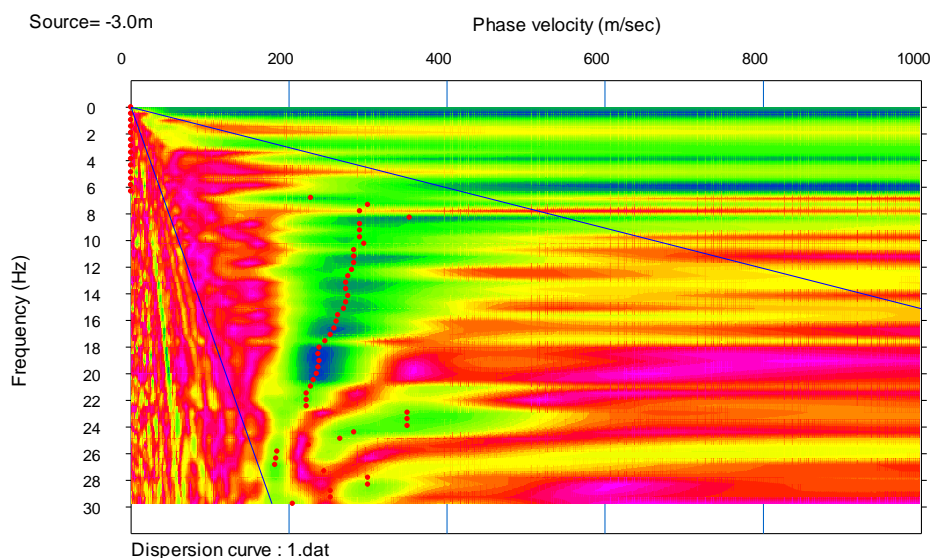


Figura 73 Frecuencia (Hz) vs Velocidad de fase (m/s) (Modelo activo)

En la Figura 74 se puede observar la velocidad de onda de corte de acuerdo a la profundidad de cada estrato de suelo, de acuerdo al Modelo Activo del ensayo, dando un $V_{s30}=222.2$ m/s. La zona gris oscura representa la profundidad alcanzada por el ensayo, mientras que la zona gris clara corresponde a la extrapolación del programa.

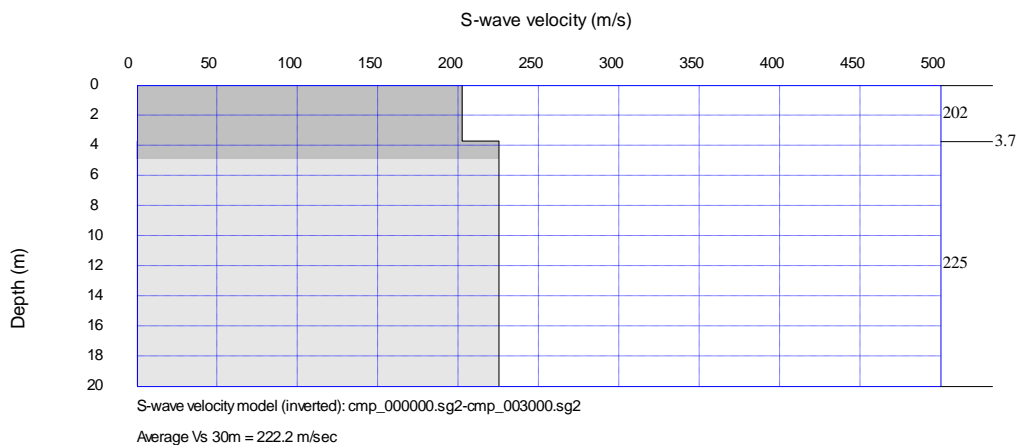


Figura 74 Velocidad de onda de corte vs. Profundidad (Modelo Activo).

Asimismo se observa la estratigrafía del terreno con las diferentes velocidades de corte en función de la profundidad del estrato. (Figura 75)

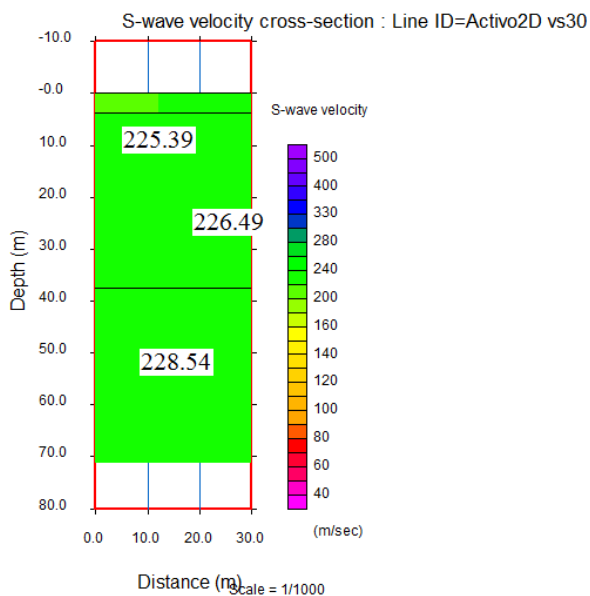


Figura 75 Estratigrafía del sitio

La estratigrafía del sitio perteneciente al suelo de la UFA-ESPE en las proximidades del edificio del laboratorio del DECEM se puede evidenciar en la figura,

la cual contiene la profundidad y la velocidad de onda de corte; en el modelo pasivo se lo realiza con diferentes frecuencias las cuales corresponden a la Figura 76.

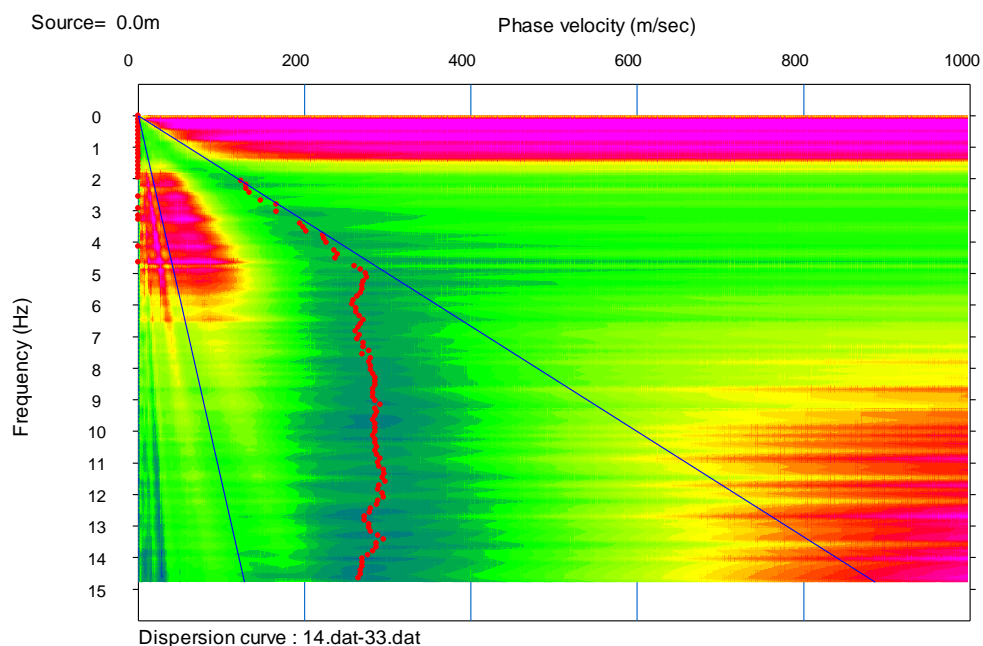


Figura 76 Velocidades vs. Frecuencias (Modelo Pasivo)

Cabe aclarar que el modelo pasivo se basa en velocidades en frecuencias bajas, por lo que no necesita de explosivos o impactos con martillo, a diferencia del modelo activo que se ocupa de frecuencias altas.

La Figura 77 representa la gráfica de Frecuencia vs Velocidad de fase, la cual el programa “PickWin” mediante transformadas de Fourier convierte a velocidades de onda. Las curvas están delimitadas por la frecuencia de los geófonos usados, en el caso de este proyecto debe ser mayor o igual a 4.5Hz. Existen dos curvas de dispersión debido a las diferentes concentraciones de energía dentro del área delimitada por el programa, lo que crea dos comportamientos de velocidades de fase en el mismo rango de frecuencia.

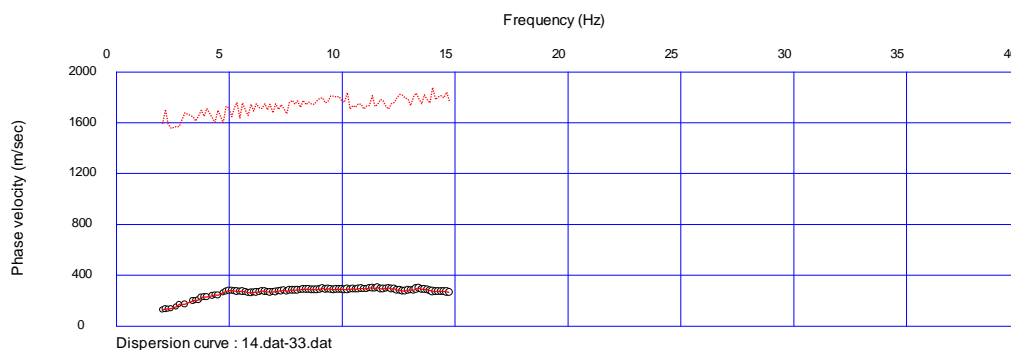


Figura 77 Frecuencia vs. Velocidad de fase (Modelo Pasivo)

A continuación en la Figura 78 se tiene la velocidad de onda de corte de acuerdo a la profundidad de cada estrato de suelo, de acuerdo al modelo Pasivo del ensayo, dando un $V_{s30}=292.1$ m/s

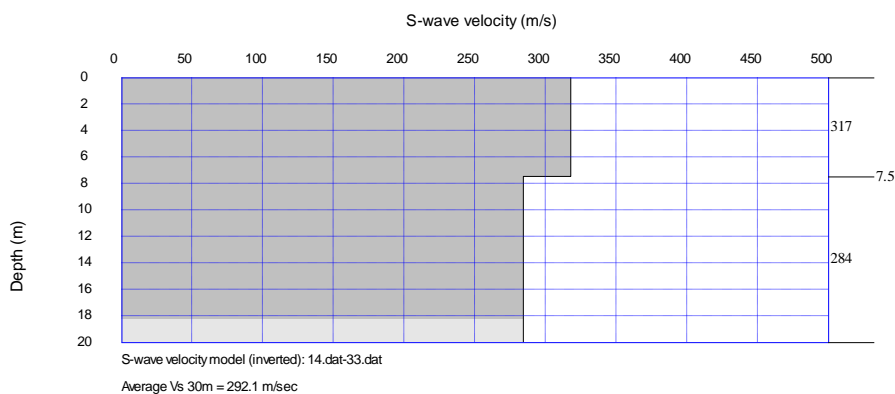


Figura 78 Velocidad de onda de corte vs. Profundidad (Modelo Pasivo)

Para realizar un análisis con mayor precisión se procede a combinar los métodos activo y pasivo para determinar un V_s 30 ponderado, con el cual se puede determinar el tipo de suelo según especifica la Norma Ecuatoriana de la Construcción. El rango de frecuencias que ocupa cada modelo se delimita en la Figura 79.

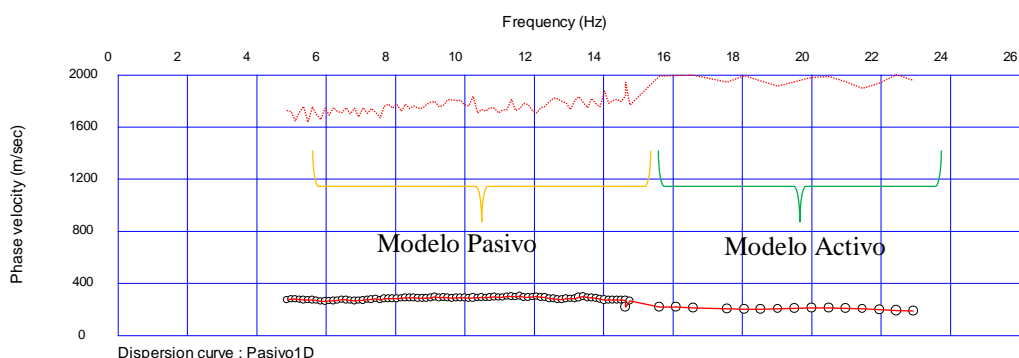


Figura 79 Frecuencia vs velocidad de fase (Modelo combinado)

Al realizar el modelo combinando con datos de los ensayos activo y pasivo a través del software “PICKWIN” se determinó un $V_{s30} = 289.3 \text{ m/s}$, con el que finalmente se puede obtener el tipo de suelo en el que se realizó el ensayo como lo muestra la Figura 80.

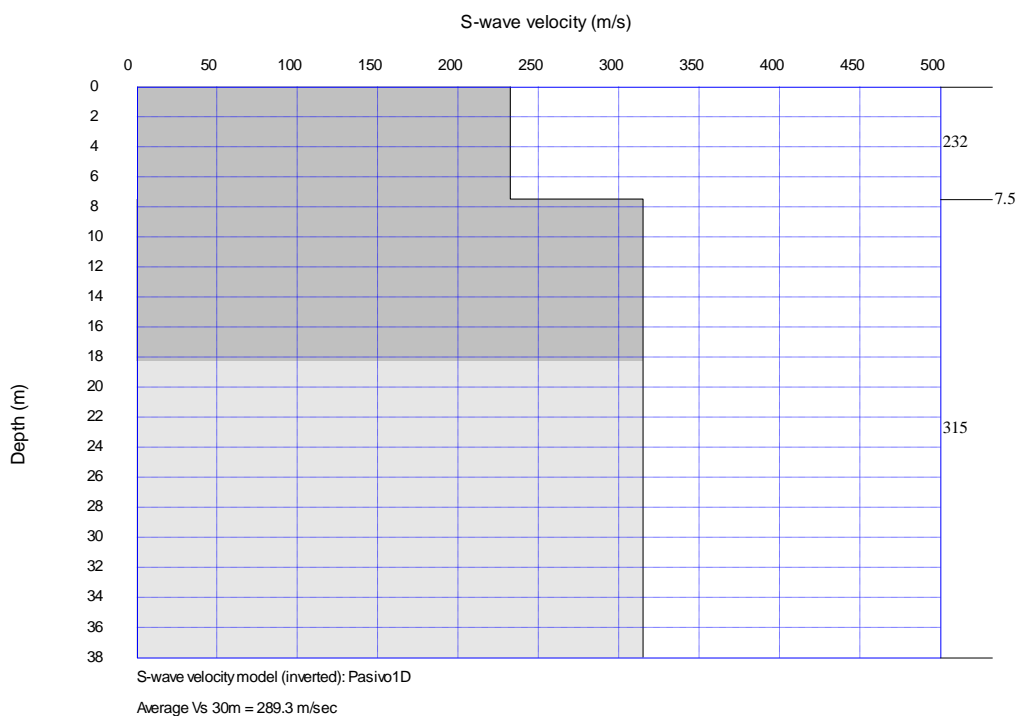


Figura 80 Velocidad de onda de corte vs. Profundidad (Modelo combinado)

Dados estos resultados se concluye que con el promedio de las velocidades de ondas de corte a los 30m de profundidad, realizando un análisis combinado del método activo y pasivo es de 289.3 m/s, que según la Tabla 2 en función de la clasificación que presenta la NEC-15 corresponde a un perfil de suelo tipo D, factor preponderante en el análisis de la estructura.

3.2.2 Esclerómetro

Para este ensayo se siguió lo establecido en la normativa ASTM C805 3. Determinación del número de rebote en Concreto endurecido.

Este procedimiento cubre la determinación del número de rebote del concreto endurecido usando un esclerómetro. El procedimiento es aplicable para determinar la uniformidad del concreto en sitio, delinear regiones en una estructura de una calidad menor o con el concreto deteriorado, y estimar la resistencia del sitio.

Para una mezcla de concreto dada, el número del rebote es afectado por factores como:

- Contenido de humedad de la superficie de prueba.
- Método usado para obtener la superficie de prueba.
- Textura del material.
- Distancia vertical desde el fondo de una colocación de concreto.
- Profundidad de la carbonatación.

3.2.2.1 Equipo

- Martillo de rebote
- Piedra abrasiva
- Yunque (Para calibración)
- Herramienta menor

3.2.2.2 Procedimiento

Para determinar la resistencia del hormigón de los elementos estructurales del edificio de estudio se llevó a cabo el siguiente procedimiento, el cual se rige a la normativa ASTM C 805 3:

- Calibración del martillo de rebote: mediante un yunque de acero de una dureza especificada colocado sobre un piso o losa de concreto, cuyo número de rebote a ser obtenido por el martillo de rebote apropiadamente operado cuando se ensaya está establecido por el fabricante y es el que permite verificar el correcto funcionamiento del esclerómetro, como lo indica la Figura 81.



Figura 81 Calibración del dispositivo

- Preparación de la superficie de ensayo: seleccionados los elementos a ser ensayados (columnas, losa) que deben estar fijos a la estructura, se retira el recubrimiento en un área de 20cm x 20cm y se alisa mediante una piedra abrasiva, posteriormente se dibuja una cuadrícula de 4 x 4 donde se realizarán los impactos del martillo de rebote. La Figura 82 señala la forma de realizar el pulido de la superficie, mientras que la Figura 83 presenta la superficie lista para ensayarse una vez se divida en 16 cuadrículas que determinen las divisiones donde se realizarán los golpes. (Figura 84)



Figura 82 Pulido con piedra abrasiva



Figura 83 Superficie sin recubrimiento

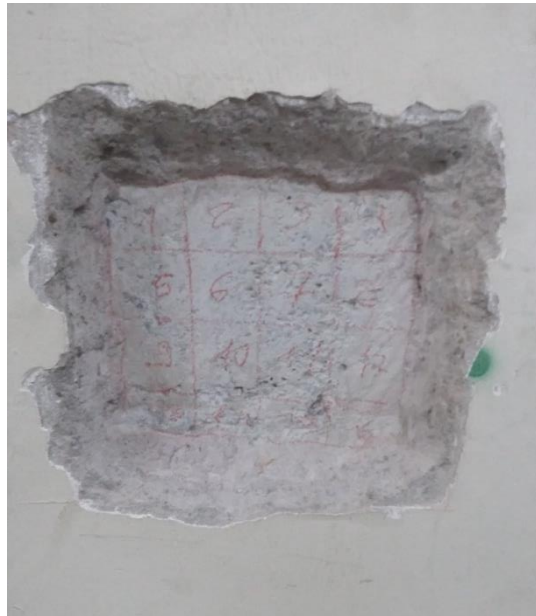


Figura 84 Cuadrícula en área a ensayar

- Golpes con el esclerómetro: se sostiene el esclerómetro firmemente de manera que el émbolo esté perpendicular a la superficie de la prueba, luego se empuja gradualmente el instrumento hacia la superficie de la prueba hasta que el martillo impacte. Después del impacto, se mantiene la presión en el instrumento y, si es necesario, se presiona el botón al lado del instrumento para trabar el émbolo en su posición contraída. Al finalizar 16 rebotes la máquina nos muestra la resistencia promedio del componente estructural, descartando los valores extremos. En la Figura 85 se identifica la forma correcta de realizar los golpes sobre una columna



Figura 85 Golpes con esclerómetro



Figura 86 Resultado en esclerómetro

3.2.2.3 Resultados

3.2.2.3.1 Columnas

Para el caso de las columnas se ensayaron una columna central, una de borde y una esquinera, de las cuales se obtuvieron los siguientes resultados:

3.2.2.3.1.1 Columna intermedia C5

En la Figura 87 se presentan los valores de rebotes obtenidos en cada punto de la cuadrícula establecida en el área de ensayo.

27.2	27.8	26.4	26.2
26.4	25.8	26.3	25.8
25.4	25.6	26.2	26.3
25.8	26.2	26.4	26.8

Figura 87 Rebotes obtenidos en columna C5

Con estos rebotes se ingresa en la curva presentada en el capítulo 2 y se obtienen la siguiente resistencia a la compresión:

Tabla 18
Resistencia a compresión columna C5

R máx	27.8
R min	25.4
R medio	26.2
f'c	23.04 N/mm ²
f'c	235 kg/cm ²

3.2.2.3.1.2 Columna esquinera A1

De igual forma en la Figura 88 se presentan los valores de rebotes obtenidos en cada punto de la cuadrícula establecida en el área de ensayo.

19.0	22.0	22.3	21.5
22.0	22.3	23.0	22.9
25.9	25.2	25.6	25.7
25.9	25.7	24.5	25.6

Figura 88 Rebotes obtenidos en la columna A1

En la Tabla 19 se observa la siguiente resistencia a la compresión determinada:

Tabla 19
Resistencia a compresión columna A1

R máx	25.9
R mín	19.0
R medio	23.9
f'c	17.36 N/mm ²
f'c	177 kg/cm ²

3.2.2.3.1.3 Columna de borde A2

En la Figura 89 se presentan los valores de rebotes obtenidos en cada punto de la cuadrícula establecida en el área de ensayo.

25.00	26.50	24.30	25.50
26.00	26.20	25.90	25.40
25.20	25.80	26.10	26.30
26.10	26.40	26.50	26.40

Figura 89 Rebotes obtenidos en la columna A2

Después se observa siguiente resistencia a la compresión en la Tabla 20:

Tabla 20
Resistencia a compresión columna A2

R máx	26.5	
R min	24.3	
R medio	25.9	
f'c	22.4	N/mm ²
f'c	228	kg/cm ²

Para obtener la resistencia a compresión de las columnas se promedia de los tres resultados (Tabla 21), la cual se utilizó para el modelamiento de estos elementos en el análisis estructural.

Tabla 21
Resistencia a compresión promedio de columnas

Promedio total		
f'c	213	kg/cm²
f'c asumido	210	kg/cm ²
f'c asumido	20.59	Mpa
Ec	21.329	Gpa
Ec (Ecuación 2.2)	217496	Kg/cm ²
Ec	2174957	T/m ²

3.2.2.3.1.4 Viga del eje 9

Se observa en la Figura 90 los valores de rebotes obtenidos en cada punto de la cuadrícula en la que se realizó el impacto.

25.3	23.1	23.9	23.9
23.8	24.2	24.1	22.9
23.4	23.7	23.2	23.2
23.3	23.2	23.4	23.7

Figura 90 Rebotes obtenidos en la viga eje 9

Dados estos valores se ingresa en la curva del proveedor y se obtienen la siguiente resistencia a la compresión:

Tabla 22
Resistencia a compresión viga eje 9

R máx	25.3	
R min	22.9	
R medio	23.6	
f'c	16.9	N/mm ²
f'c	172	kg/cm ²

3.2.2.3.1.5 Viga eje F

Asimismo en la Figura 91 se presentan los valores de rebotes obtenidos en cada punto de la cuadrícula establecida en el área de ensayo.

23.4	22.1	23.0	22.9
22.4	22.4	22.5	22.2
22.2	21.5	21.3	21.2
21.5	21.3	21.5	21.6

Figura 91 Rebotes obtenidos en la viga eje F

Con estos rebotes se ingresa en la curva presentada en el capítulo 2 y se obtienen la siguiente resistencia a la compresión:

Tabla 23
Resistencia a compresión viga eje F

R máx	23.4	
R mín	21.2	
R medio	22.0	
f'c	14.2	N/mm ²
f'c	145	kg/cm ²

Para obtener la resistencia a compresión de las losas y vigas banda se promedia de los resultados, la cual se utilizó para el modelamiento de estos elementos en el análisis estructural (Tabla 24).

Tabla 24
Resistencia a compresión promedio vigas

Promedio total		
f'c	159	kg/cm²
f'c asumido	160	kg/cm ²
f'c asumido	15.69	Mpa
Ec	18.6175	Gpa
Ec (Ecuación 2.2)	189846	Kg/cm ²
Ec	1898458	T/m ²

3.2.3 Pachómetro

Este ensayo es utilizado para obtener: diámetros de refuerzos, tanto longitudinal como transversal y el recubrimiento con el cual fue construido. Parámetro fundamental para todos los análisis estructurales.

3.2.3.1 Equipo

- Pachómetro MICRO COVERMETER

3.2.3.2 Procedimiento

Para la respectiva determinación de elementos de acero, su diámetro y su recubrimiento es necesario, calibrar el Pachómetro o detector de varillas.

- Obtener varillas de un diámetro (6mm y 10mm), y con la ayuda de varios materiales cuyo espesor es también conocido (madera o mampostería), una vez que encendido el pachómetro, simplemente se comprueba que los datos de salida de la pantalla digital del aparato coincidan con las reales. En la Figura 92 se puede apreciar la lectura de recubrimiento (10.30 cm) y el diámetro de la varilla (12mm).



Figura 92 Calibración de Pachómetro

- Una vez calibrado el pachómetro, y comprobado que los datos de salida sean los correctos, preparamos la superficie de prueba, que esté libre de impurezas y humedad.

- A continuación se coloca la sonda de lectura sobre el elemento estructural (vigas, columnas, etc.) o sobre elementos no estructurales (mamposterías y antepechos armados). Como lo indica la Figura 93.



Figura 93 Medición de recubrimiento en columnas

3.2.3.3 Resultados

Se pudo cotejar los planos del pachómetro con los datos de recubrimiento obtenidos en los planos de la estructura, son valores bajos para nuestra normativa actual, pero adecuados para la época, que se cumpla el valor de recubrimiento indicado en los planos indica un buen control de calidad de parte del constructor. En la Tabla 25 se muestra el recubrimiento de elementos estructurales.

**Tabla 25
Armado en elementos estructurales**

Elemento	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Columnas	Esquinas: 4 ϕ 22mm Bordes: 4 ϕ 12mm	1E ϕ 8mm@10cm y 20cm	2.5cm
Vigas	Inf: 3 ϕ 12mm Sup: 4 ϕ 12mm	1E ϕ 8mm@8cm y 12cm	2.5cm
Losas (Nervios)	Inf: 1 ϕ 12mm Sup: 1 ϕ 12mm	Inf: 1 ϕ 12mm Sup: 1 ϕ 12mm	2.5cm

3.2.4 Acelerómetros

3.2.4.1 Equipo

- Cargadores solares de acelerómetro Waspote
- Acelerómetros Waspote
- Router MeshLium
- Vibro compactadora

3.2.4.2 Procedimiento

- Asegurarse de que los acelerómetros tengan batería, caso contrario cargarlos, en la Figura 94 se carga a los acelerómetros (Mota 1, Mota 2 y Mota 3).



Figura 94 Carga de baterías de acelerómetros

- Colocar los acelerómetros fijamente (Figura 95) con cinta metálica, para evitar que vibraciones por causas de viento o de otros factores influyan en el resultado.



Figura 95 Seguridad de Acelerómetros

- Se realizaron dos monitoreos, en cada bloque uno para X y uno para Y, se posicionó 1 acelerómetro en cada piso. En la Figura 96 se observa la ubicación de los instrumentos en el ensayo realizado en el bloque 1, para el sentido Y de análisis.

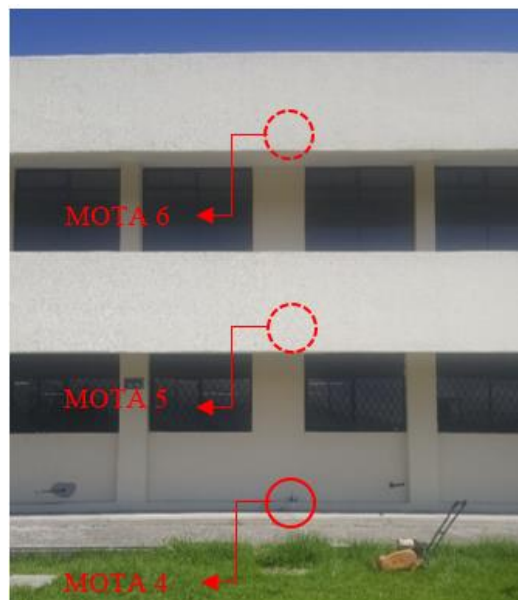


Figura 96 Ubicación en elevación de acelerómetros en Bloque 1

- A continuación, en la Figura 97 se presenta una ubicación en planta de los acelerómetros (Círculo morado), para el monitoreo del Bloque 1.

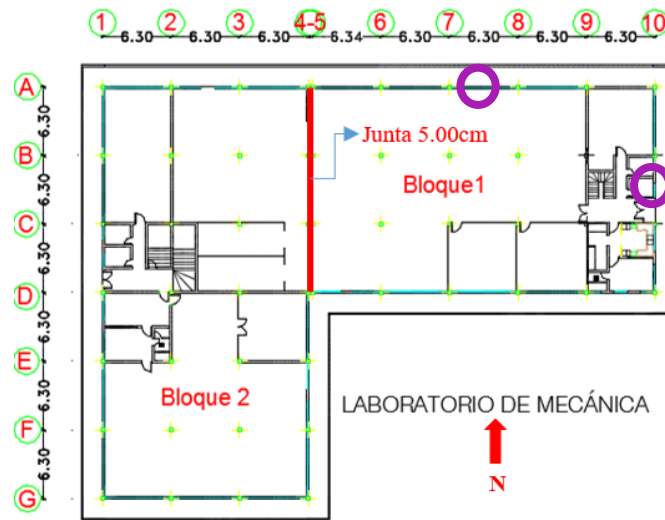


Figura 97 Ubicación en planta de acelerómetros en Bloque 1

- Al tratarse de dos estructuras independientes es necesario realizar el ensayo en ambos bloques y en ambos sentidos. En la Figura 98, se muestra el ensayo realizado en el bloque 2 sentido X.

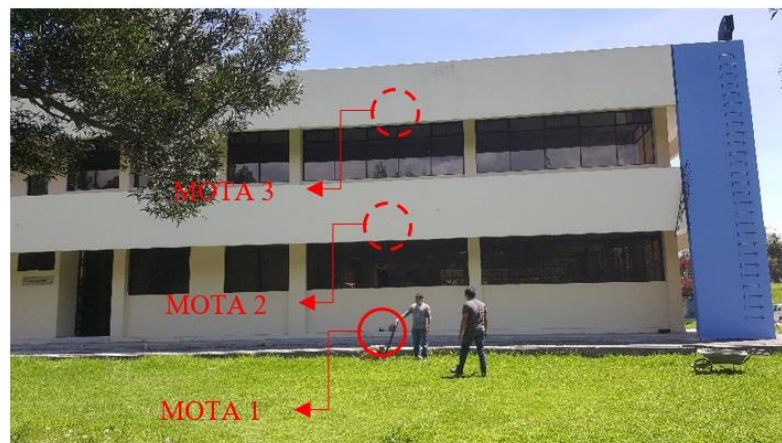


Figura 98 Ubicación en elevación de acelerómetros en Bloque 2

- En la Figura 99, se presenta la ubicación de los acelerómetros colocados en el Bloque 2 (Círculo azul).

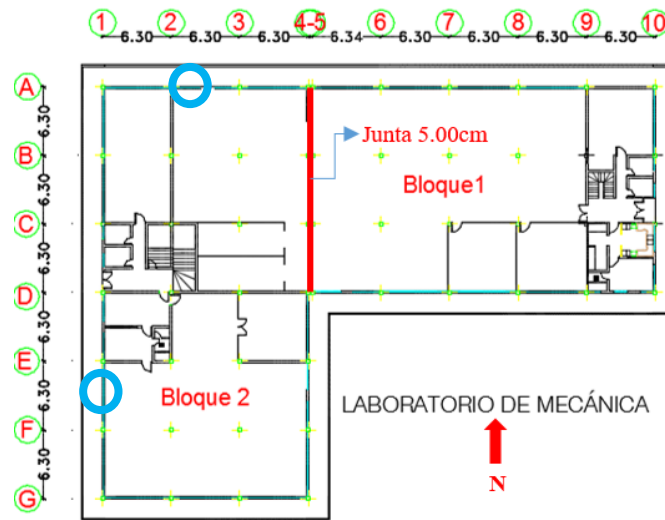


Figura 99 Ubicación en planta de acelerómetros en Bloque 2

- Encender la vibro compactadora a gasolina (Figura 100) , mientras se envían datos al Router Meshlium, para obtener resultados de cómo responde la estructura a la vibración de la máquina, realizarlo por 20 minutos, para conseguir una muestra de datos más extensa.



Figura 100 Vibro compactadora

3.2.4.3 Resultados

Los acelerómetros dispuestos en ambos bloques recolectaron datos de aceleración en X, Y y Z durante el tiempo y de la forma en que lo indica la Tabla 26. Las gráficas de Tiempo vs Aceleración y Frecuencia vs Amplitud calculadas mediante la Transformada Rápida de Fourier se presentan en los Anexos 1 y 2 respectivamente.

Tabla 26
Registro de datos de acelerómetros

Registro de datos de acelerómetros						
Bloque	2				1	
Mota	1	2	3	4	5	6
N° de Muestras	4096	4096	4096	4096	2048	2048
Tiempo de Muestro (s)	716	721	1020	976	659	627
Intervalo entre puntos de datos (s)	0.17	0.18	0.25	0.24	0.32	0.31
Frecuencia de muestreo (Hz)	5.7	5.7	4	4.2	3.1	3.3
Criterio de Nyquist	2048	2048	2048	2048	1024	1024
Incremento de la Frecuencia (Hz)	0.0014	0.0014	0.001	0.001	0.0015	0.0016
Frecuencia Doblado (Hz)	2.9	2.8	2	2.1	1.6	1.6

A continuación se muestran las tablas, con el resumen de resultados obtenidos en este ensayo, en los cuales se aprecia la frecuencia de los picos más representativos de la estructura. Los períodos finales a los cuales se deben calibrar los periodos de los modelos, se obtienen mediante un promedio de los obtenidos en cada piso, siendo la Tabla 27 el resumen del bloque 1 y la Tabla 28 correspondiente al bloque 2:

Tabla 27
Promedio de periodos reales de la estructura (Bloque 1)

RESUMEN BLOQUE 1						
Waspnote	Ax		Ay		Az	
	f (Hz)	T (s)	f (Hz)	T (s)	f (Hz)	T (s)
4	1.7582	0.5688	1.89	0.5291	1.4457	0.6917
5	1.5068	0.6637	2.68	0.3731	1.1275	0.8869
6	1.2344	0.8101	2.0319	0.4922	1.23	0.8130
Promedio	1.4998	0.6808	2.2006	0.4648	1.2677	0.7972

Tabla 28
Promedio de periodos reales de la estructura (Bloque 2)

RESUMEN BLOQUE 2						
------------------	--	--	--	--	--	--

Waspnote	Ax		Ay		Az	
	f	T	f	T	f	T
	Hz	s	Hz	s	Hz	s
1	1.7570	0.5692	2.3031	0.4342	1.9690	0.5079
2	1.9000	0.5263	2.1540	0.4643	1.9431	0.5146
3	1.4696	0.6805	1.8970	0.5271	1.2147	0.8232
Promedio	1.7089	0.5920	2.1180	0.4752	1.7089	0.6153

3.2.5 Modelamiento de las estructuras

Es importante para todos los análisis de estructuras, a realizarse en ETABS empezar con definir los materiales, y sus respectivas características; en este caso el módulo de elasticidad y el f'_c del hormigón tanto de columnas y vigas se obtuvo de ensayos no destructivos. En Figura 101 se muestran los parámetros y propiedades que tiene el material de columnas; en vigas el procedimiento es similar.

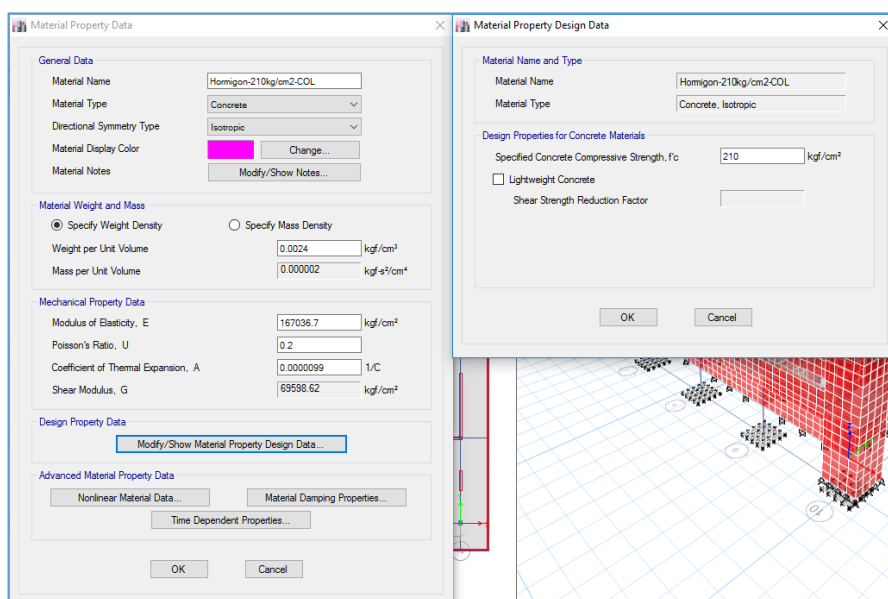


Figura 101 Propiedades del hormigón de columnas

En los análisis estáticos o dinámicos no lineales, es necesario que los materiales tengan características no lineales, a continuación en la Figura 102 se muestra la curva de esfuerzo deformación de Mander, que se asemeja a la curva de Popovics de la cual se muestra más información en el Capítulo 2, ambos autores consideran el

confinamiento del hormigón, lo cual representa un modelamiento más exacto. También se aprecian parámetros de IO (Ocupación inmediata; azul), LS (Seguridad de vida; celeste) y CP (Prevención de colapso, verde). (FEMA440, 2005).

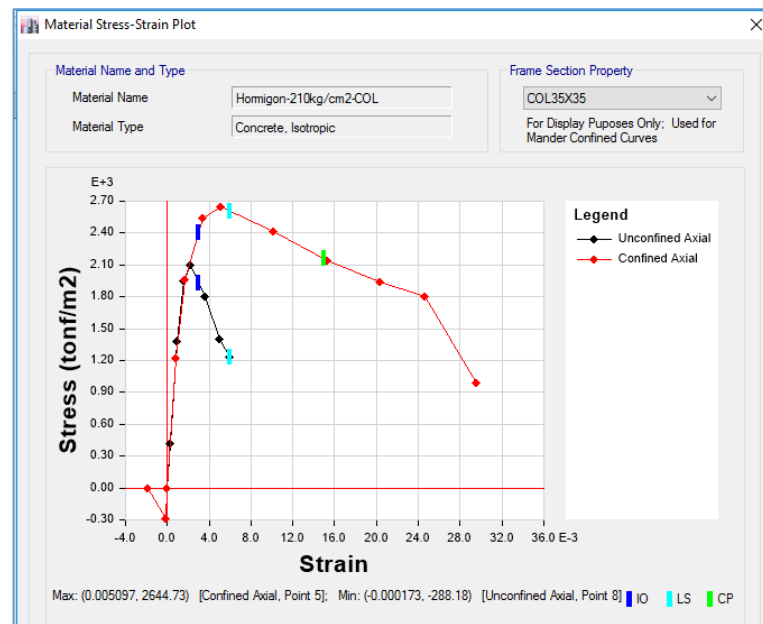


Figura 102 Propiedades no lineales del hormigón en columnas

Existen parámetros de los materiales dependientes del tiempo, los cuales son indispensables para análisis no lineales a través del tiempo; uno de los parámetros dependientes del tiempo es el creep. En la Figura 103, se muestran los diferentes valores que la (ACI-209R-92, 1992) exige para realizar este tipo de análisis. La humedad relativa responde a la promedio en Sangolquí, mientras que el contenido de agregado y de cemento se debe a la dosificación utilizada en la construcción (1:2:4).

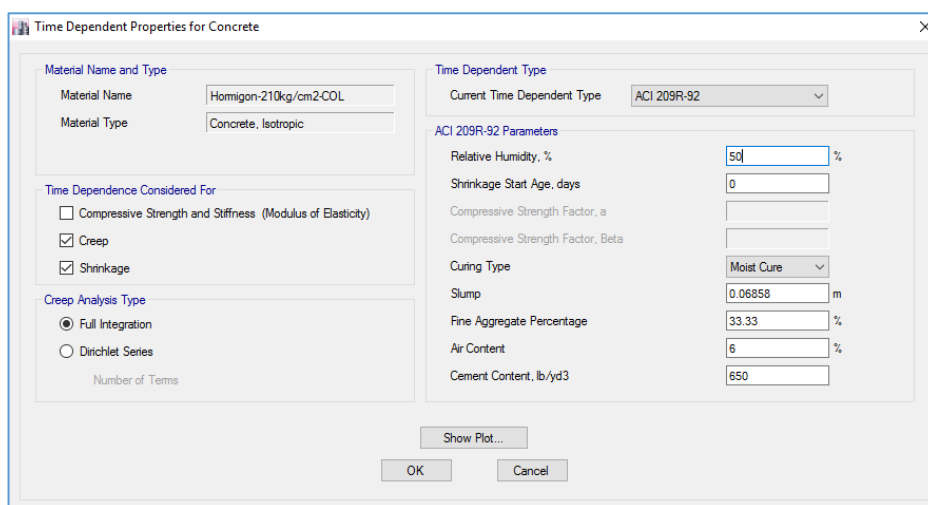


Figura 103 Propiedades dependientes del tiempo del hormigón

En cualquier tipo de análisis es necesario definir las secciones de elementos estructurales y no estructurales de ser el caso, a continuación se muestra las secciones de columnas (Figura 104) y vigas (Figura 105), y las inercias fueron agrietadas según lo explicado en la fundamentación teórica (2.1.3.4), para de esta manera calibrar los periodos del modelo, con los periodos experimentales (periodos reales de la estructura), una recomendación para cuando se modele una losa plana, es considerar el aporte de los nervios a la viga banda

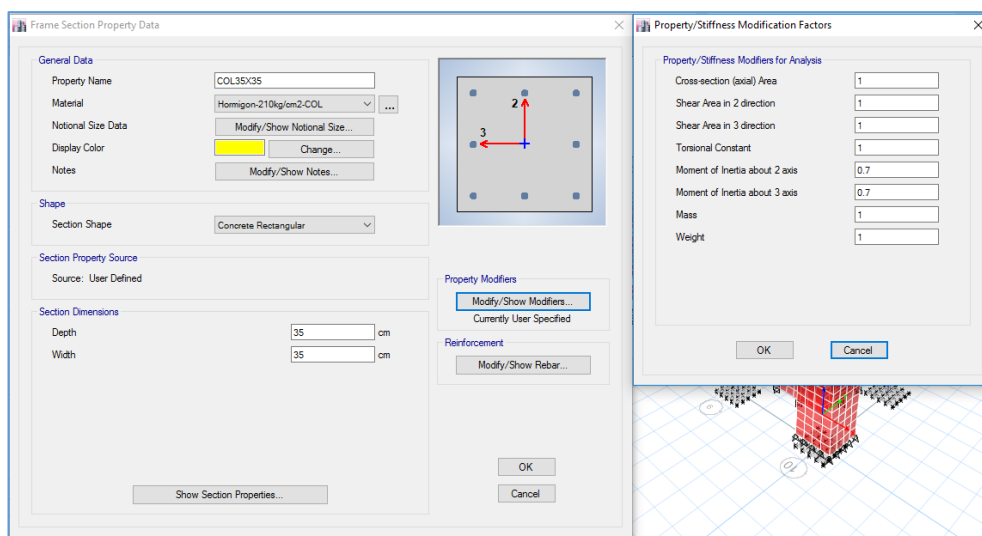


Figura 104 Definición de secciones: columnas

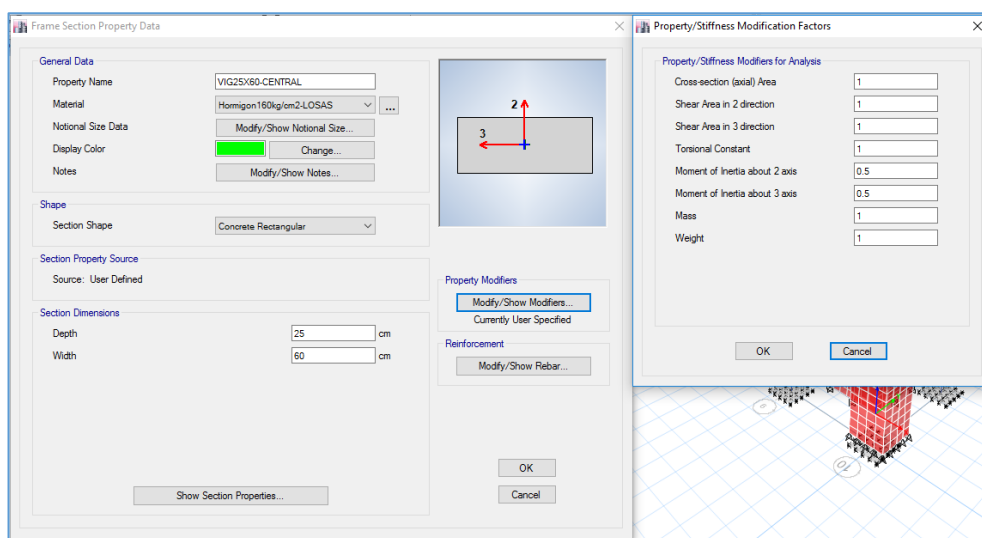


Figura 105 Definición de secciones: vigas

Para los análisis: estático, modal espectral e historia en el tiempo, se consideró mampostería, con sus respectivos orificios (puertas y ventanas) y aislándola de los elementos estructurales con un marco con el 10% del módulo de elasticidad real del ladrillo (Color amarillo en Figura 106), para que no afecte el comportamiento de la estructura adicionándole rigidez excesiva. Mientras que en el análisis estático no lineal se omitió el uso de mampostería porque interfieren en la convergencia de los pasos del Pushover. Esta es una limitación importante del programa de cálculo estructural usado.

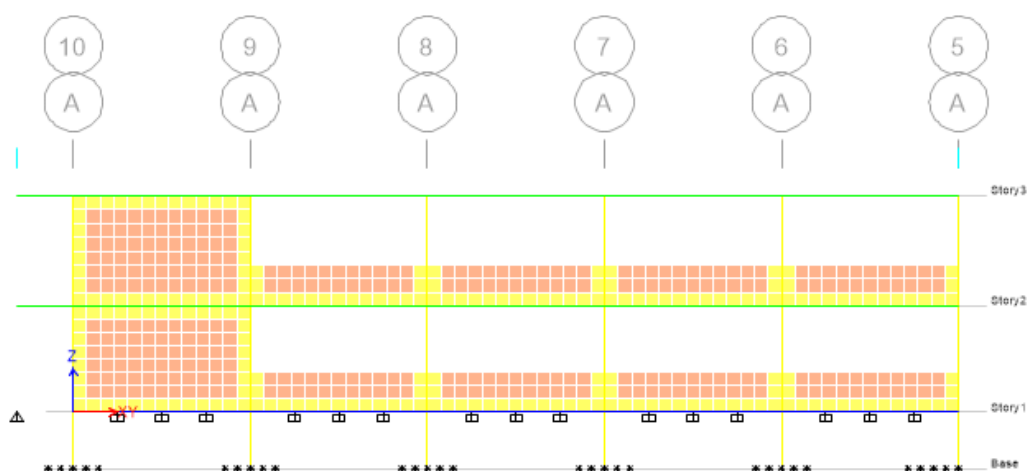


Figura 106 Mampostería en modelos

3.2.5.1 Análisis estático

Una vez definidas todas las propiedades geométricas de la estructura, realizamos el análisis estático de la misma, en capítulos anteriores se muestra el cálculo del porcentaje del cortante basal la estructura. En la Figura 107 y en la Figura 108, se muestra el ingreso del mismo en ETABS para el sentido X y Y de la estructura respectivamente.

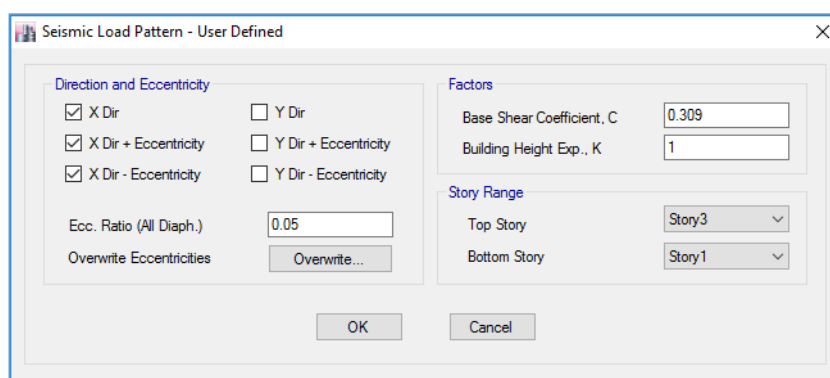


Figura 107 Ingreso del porcentaje del cortante basal (Sentido X)

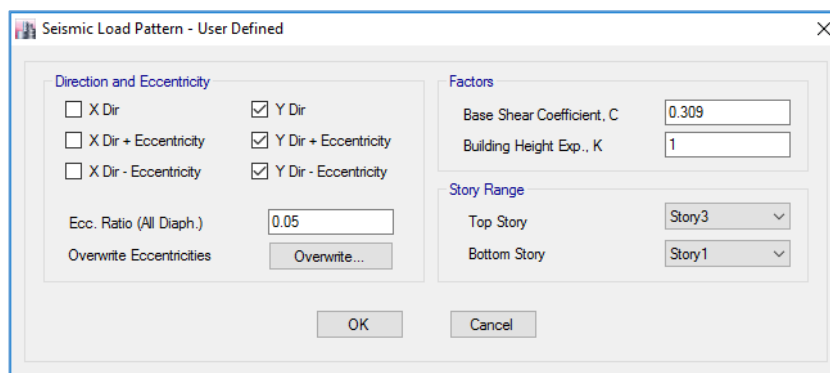


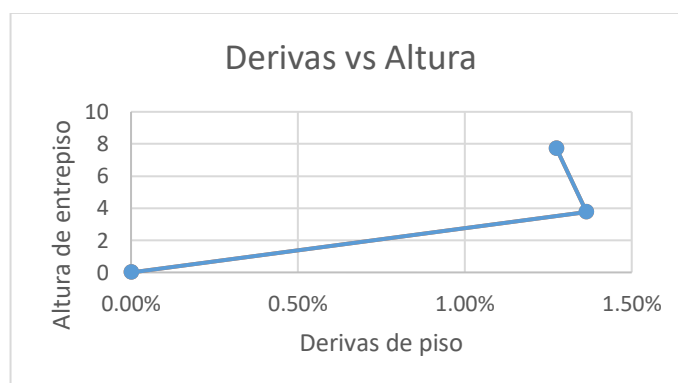
Figura 108 Ingreso del porcentaje del cortante basal (Sentido Y)

En la Tabla 29 se muestra las derivas en el sentido X y Y de cada bloque, y si cumplen o no la normativa vigente de derivas como se presenta en capítulos anteriores; el bloque 1 tiene los siguientes valores de derivas en el sentido X:

Tabla 29**Máximas derivas sentido X (Bloque1-Análisis estático)**

Piso	H m	Caso de carga	Desplazamiento X m	Deriva X	$\Delta=0.75 \times 5 \times \text{Deriva}$
Story3	7.7	Ex	0.027066	0.0034	1.28%
Story2	3.75	Ex	0.013636	0.003639	1.36%
Story1	0	Ex	-1.00E-05	5.00E-06	0.00%

En el sentido más fuerte de la estructura, las derivas son menores al 2%, cabe recalcar que no dejan de ser altas y generarán mucho daño en la estructura.

**Figura 109 Máximas derivas sentido X (Bloque 1-Análisis estático)**

El contraste se genera en el sentido más débil de la estructura, el sentido Y que presenta derivas mayores al 2%, el segundo piso es el que presenta mayor deriva (Tabla 30).

Tabla 30**Máximas derivas sentido Y (Bloque1-Análisis estático)**

Piso	H m	Caso de carga	Desplazamiento Y m	Deriva Y	$\Delta=0.75 \times 5 \times \text{Deriva}$
Story3	7.7	Ey	0.048245	0.006633	2.49%
Story2	3.75	Ey	0.022044	0.005857	2.20%
Story1	0	Ey	8.00E-05	4.00E-05	0.02%

En la Figura 110 se muestra el comportamiento de la estructura debido a la acción sísmica, difiere su comportamiento al anterior sentido de análisis, porque la terraza experimenta mayor desplazamiento que el primer piso.

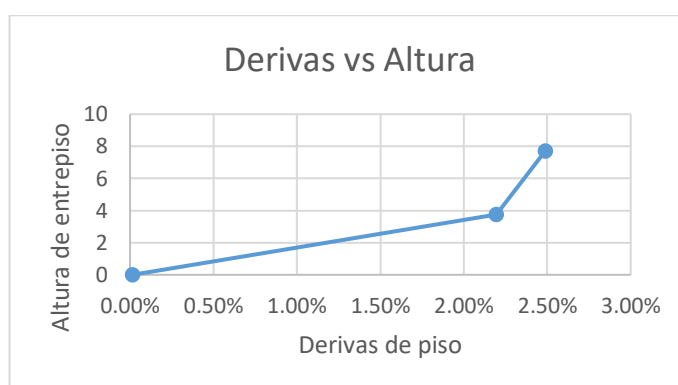


Figura 110 Máximas derivas sentido Y (Bloque 1-Análisis estático)

En el caso del bloque 2 se obtuvieron los siguientes valores máximos de derivas en el sentido X:

Tabla 31
Máximas derivas sentido X (Bloque2-Análisis estático)

Piso	H m	Caso de carga	Desplazamiento X m	Deriva X	$\Delta=0.75 \times 5 \times \text{Deriva}$
Story3	7.7	Ex	0.043593	0.005541	2.08%
Story2	3.75	Ex	0.021707	0.005765	2.16%
Story1	0	Ex	8.70E-05	4.30E-05	0.02%

Para el presente análisis se observa que en el bloque 2 las derivas en el sentido X son superiores al 2% que recomienda la NEC-15, además se evidencia que el máximo desplazamiento se presenta en el segundo piso como se precisa en la Figura 111:

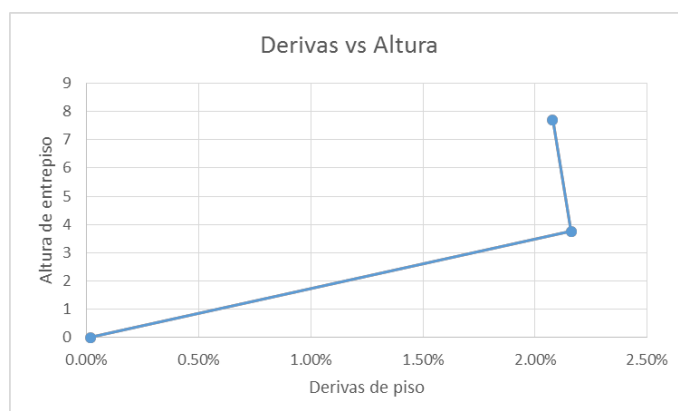


Figura 111 Máximas derivas sentido X (Bloque2-Análisis estático)

Para el sentido Y en el bloque 2 se obtuvieron los siguientes valores máximos:

Tabla 32

Máximas derivas sentido Y (Bloque2-Análisis estático)

Piso	H m	Caso de carga	Desplazamiento Y m	Deriva Y	$\Delta=0.75 \times 5 \times \text{Deriva}$
Story3	7.7	Ey	0.04383	0.004884	1.83%
Story2	3.75	Ey	0.024537	0.006531	2.45%
Story1	0	Ey	4.50E-05	2.20E-05	0.01%

Del mismo modo se observa que en el bloque 2 las derivas en el sentido Y son superiores al 2% que recomienda la NEC-15 en el segundo piso como se precisa en la Figura 112:

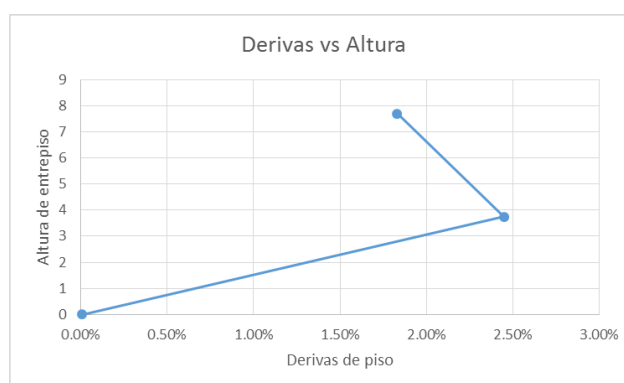


Figura 112 Máximas derivas sentido Y (Bloque2-Análisis estático)

3.2.5.2 Análisis modal espectral

Para el análisis sísmico de la estructura de estudio se presenta el Método Modal Espectral, el cual es un procedimiento dinámico del tipo lineal, que se ocupa de un sistema elástico y con desplazamientos que no sean excesivos, que permite garantizar la efectividad de su utilización

El software ETABS permite realizar este análisis, en donde una vez definida la configuración estructural del edificio, con sus características de materiales, dimensiones, secciones, cargas, etc., ya presentadas previamente en este documento, se procede a definir el espectro de respuesta, empleándose el que presenta la NEC-15 y además se encuentra predeterminado en el programa. La Figura 113 muestra los parámetros utilizados, los cuales fueron justificados en el capítulo dos de este proyecto.

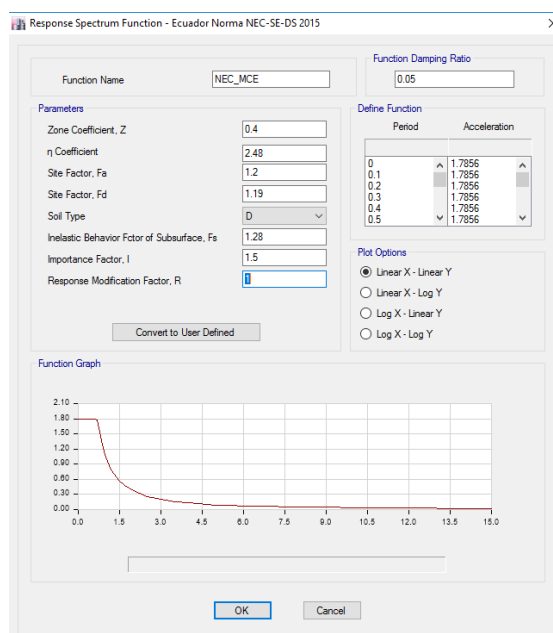


Figura 113 Definición del espectro de respuesta.

Es importante señalar que para el control de derivas y desplazamientos se empleó el Sismo Máximo Considerado, cuyo periodo retorno es 2500 años y es equivalente a 1.5 veces el Sismo DBE, el cual no considera factor de reducción de respuesta sísmica ($R=1$). Una vez definido el espectro de respuesta se procede a crear los casos de carga para los sentidos X e Y, como se muestra en la Figura 114:

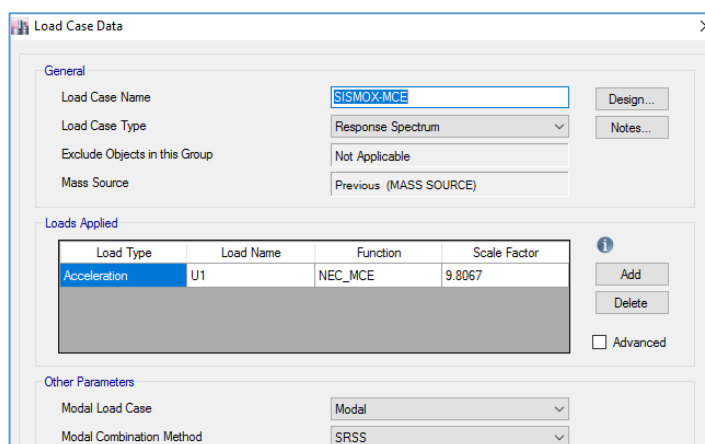


Figura 114 Definición del caso de carga.

A continuación se procede al control de desplazamientos y por consiguiente derivas de las estructuras, para el bloque 1 los resultados son los siguientes (Tabla 33):

Tabla 33

Máximas derivas sentido X (Bloque1-Análisis modal)

Piso	H m	Caso de carga	Desplazamiento X m	Deriva X	$\Delta=0.75 \times \text{Deriva}$
Story3	7.7	SISMOX-MCE Max	0.105	0.013	0.98%
Story2	3.75	SISMOX-MCE Max	0.054	0.0145	1.09%
Story1	0	SISMOX-MCE Max	1.10E-4	5.70E-05	0.007%

De la misma manera que en el análisis estático se cumplen las derivas permisibles por el código, pero siguen siendo altas (Figura 115); es conveniente recalcar que el espectro MCE es un 50% más alto que el DBE, las máximas derivas se encuentran en el segundo piso.

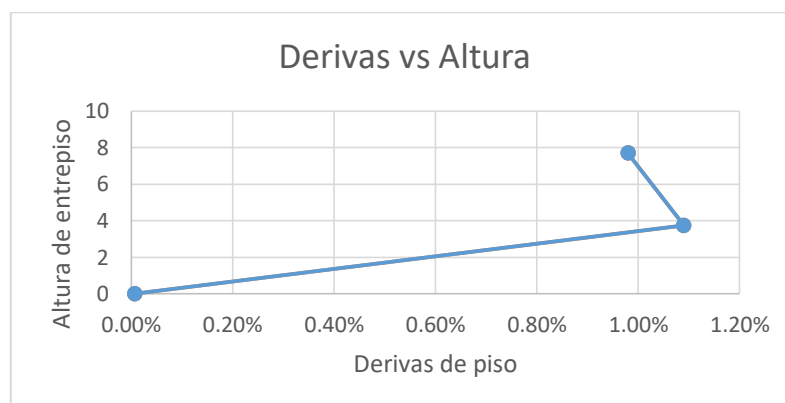


Figura 115 Máximas derivas en sentido X (Bloque 1-Análisis modal)

En ambos análisis las derivas sobrepasan al 2% permitido, lo cual da a entender que el sentido en el cual se debe colocar más énfasis en el reforzamiento será en el sentido débil de la estructura. En la Tabla 34 se presenta las derivas obtenidas para cada piso en este sentido de análisis.

Tabla 34
Máximas derivas sentido Y (Bloque1-Análisis modal)

Piso	H m	Caso de carga	Desplazamiento Y m	Deriva Y	$\Delta=0.75 \times \text{Deriva}$
Story3	7.7	SISMOY-MCE Max	0.149	0.0214	1.61%
Story2	3.75	SISMOY-MCE Max	0.067	0.017	1.35%
Story1	0	SISMOY-MCE Max	2.5E-04	1.2E-04	0.008%

En el sentido Y de la estructura, se presentan las mayores derivas de piso (Figura 116) se generan en la terraza, lo cual denota la flexibilidad de la estructura en este sentido.

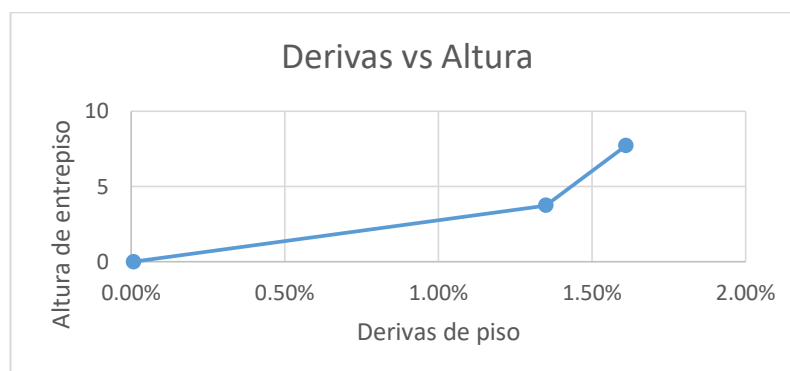


Figura 116 Máximas derivas en sentido Y (Bloque 1-Análisis modal)

En el caso del bloque 2 se obtuvieron los siguientes valores máximos en el sentido X (Tabla 35):

Tabla 35

Máximas derivas sentido X (Bloque2-Análisis modal)

Piso	H m	Caso de carga	Desplazamiento X m	Deriva X	$\Delta=0.75 \times \text{Deriva}$
Story3	7.7	SISMOX-MCE Max	0.1625	0.021	1.61%
Story2	3.75	SISMOX-MCE Max	0.078	0.02	1.56%
Story1	0	SISMOX-MCE Max	0.0003	0.00015	0.015%

Para el presente análisis se observa que en el bloque 2 las derivas en el sentido X son ligeramente inferiores al 2% que recomienda la NEC-15, además se evidencia que el máximo desplazamiento se presenta en el tercer piso como se precisa la Figura 117:

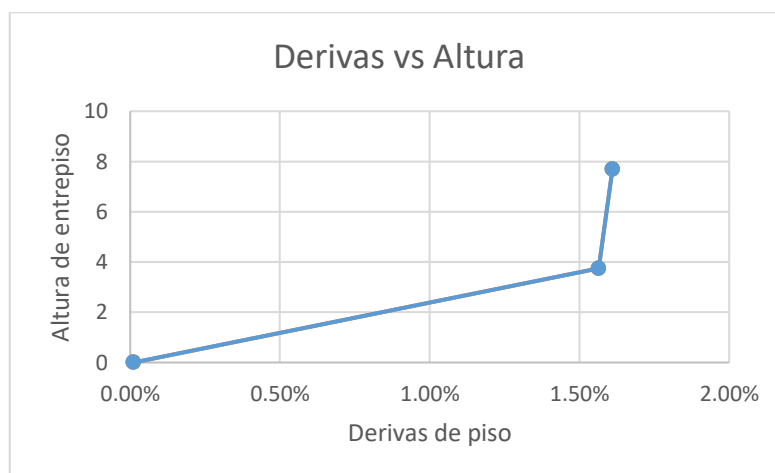


Figura 117 Máximas derivas en sentido X (Bloque 2-Análisis modal)

Para el sentido Y en el bloque 2 se obtuvieron los siguientes valores máximos:

(Tabla 36)

Tabla 36

Máximas derivas sentido Y (Bloque2-Análisis modal)

Piso	H m	Caso de carga	Desplazamiento Y m	Deriva Y	$\Delta=0.75 \times 5 \times \text{Deriva}$
Story3	7.7	SISMOY-MCE Max	0.216	0.024	1.8%
Story2	3.75	SISMOY-MCE Max	0.122	0.033	2.45%
Story1	0	SISMOY-MCE Max	0.00023	1.10E-04	0.008%

Del mismo modo se observa que en el bloque 2 las derivas en el sentido Y son superiores al 2% que recomienda la NEC-15, además se evidencia que el máximo desplazamiento se presenta en el segundo piso como se precisa en la Figura 118:

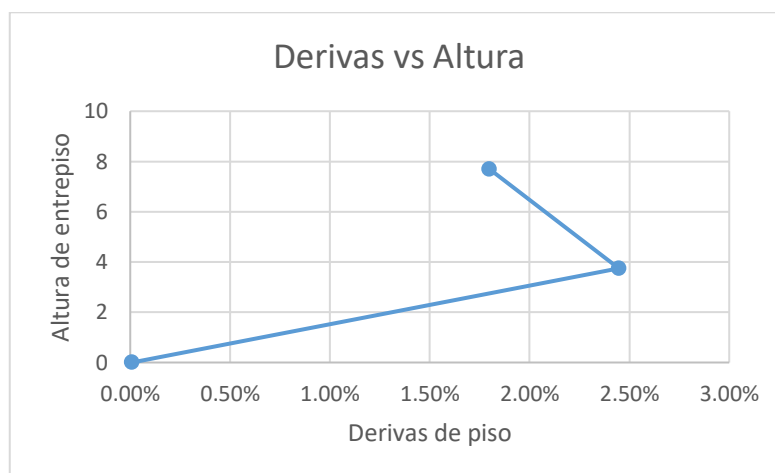


Figura 118 Máximas derivas sentido Y (Bloque2-Análisis modal)

3.2.5.3 Análisis estático no lineal

A continuación se muestra en distintos pasos antes del colapso, el desplazamiento y la generación de rótulas plásticas para el bloque 1 (Sentido del pushover X): en la Figura 119 se muestran las primeras rótulas plásticas en las vigas del eje B y C, a una deriva en la losa de cubierta de 1.14%.

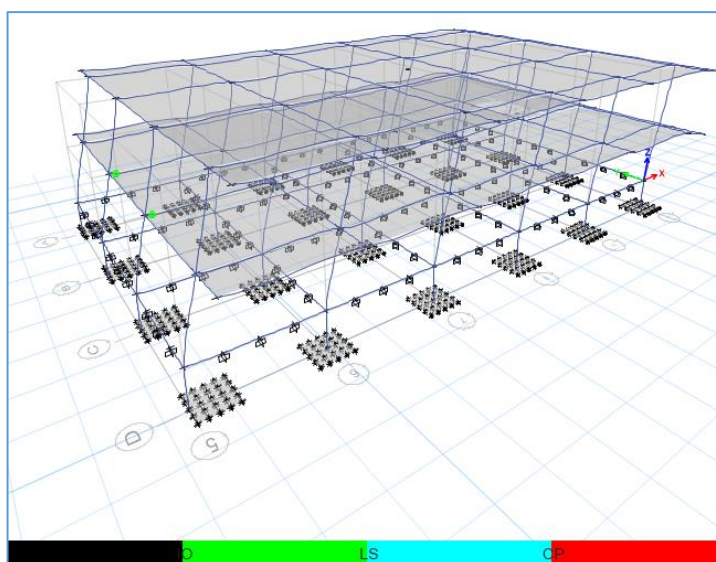


Figura 119 Bloque 1 (Paso 1 Sentido X)

En la Figura 120, se muestra la generación de una rótula plástica en la mayoría de vigas de la primera losa de la estructura y en las bases de las columnas de los ejes

exteriores D y A, a una deriva en la losa de cubierta de 1.24%; es conveniente recalcar que todas las rótulas se encuentran en el rango de IO (Ocupación inmediata).

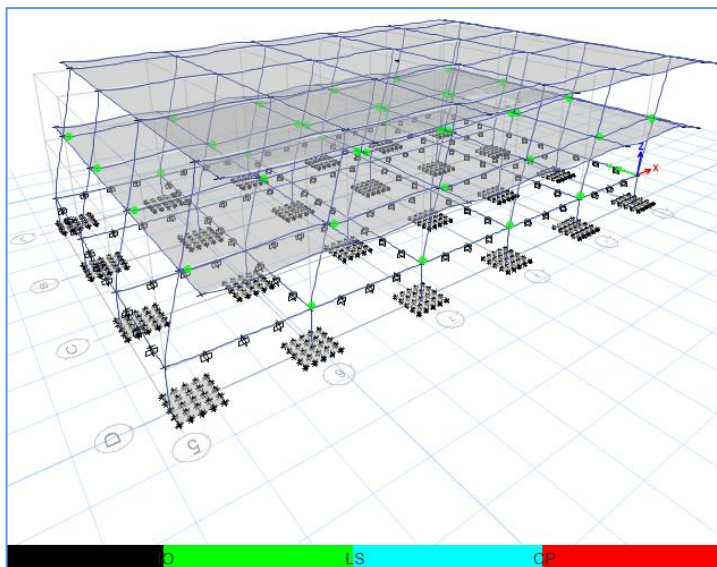


Figura 120 Bloque 1 (Paso 2 Sentido X)

En la Figura 121, se muestra que todas las vigas están articuladas en ambos extremos, a una deriva en la losa de cubierta de 1.36%.

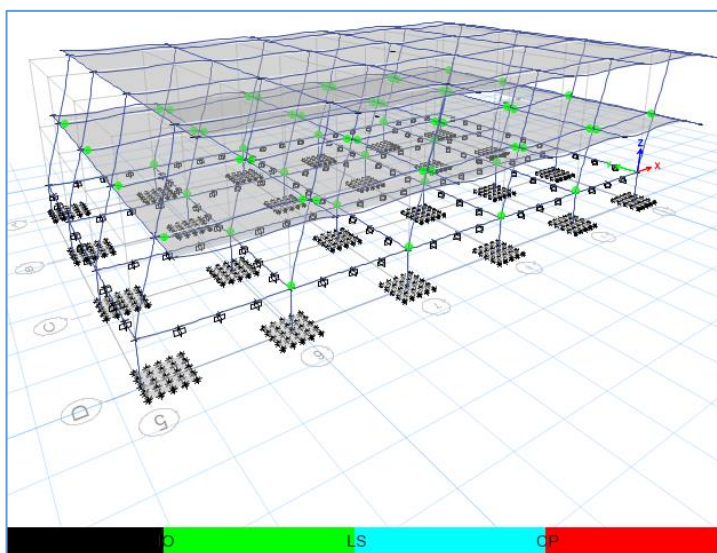


Figura 121 Bloque 1 (Paso 3 Sentido X)

En la Figura 122, se muestra como todas las bases de las columnas están articuladas, y como en las vigas de los ejes C y D se han formado las primeras rótulas, a una deriva en la losa de cubierta de 1.58%.

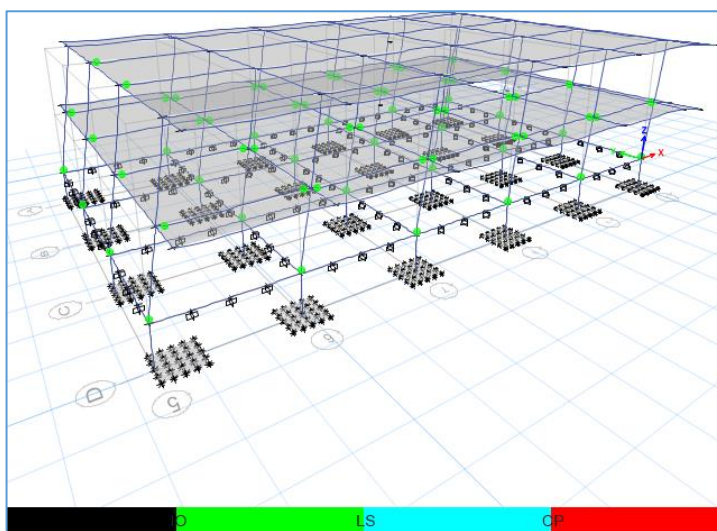


Figura 122 Bloque 1 (Paso 4 Sentido X)

En la Figura 123, la mayoría de las columnas en sus bases entran en el rango de LS (Seguridad de vida), al menos el 50% de vigas entran en el mismo rango; las columnas D10 y A10 sobrepasan el rango de prevención de colapso, este resultado se tomará en cuenta al momento del reforzamiento; a una deriva en la losa de cubierta de 1.78%.

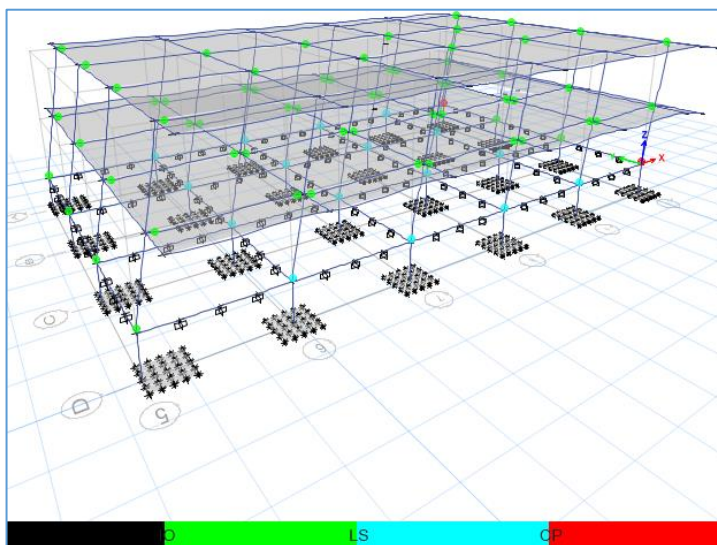


Figura 123 Bloque 1 (Paso 5 Sentido X)

En la Figura 124, se han generado articulaciones en la mayoría de vigas del segundo piso, y algunas del primero entraron en el rango de LS (seguridad de vida), a una deriva en la losa de cubierta de 1.89%.

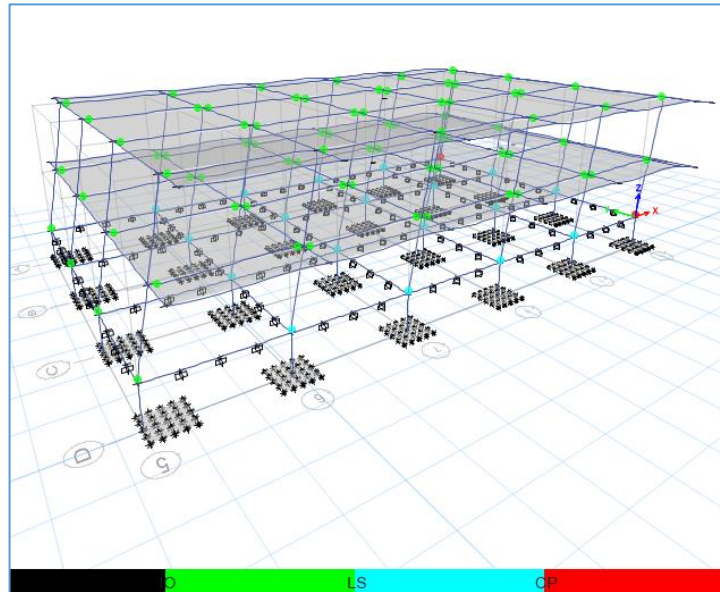


Figura 124 Bloque 1 (Paso 6 Sentido X)

En la Figura 125, se muestra como las bases de la mayoría de columnas de los pórticos exteriores C y D, han superado el rango de prevención de colapso, a una deriva en la losa de cubierta de 1.68%.

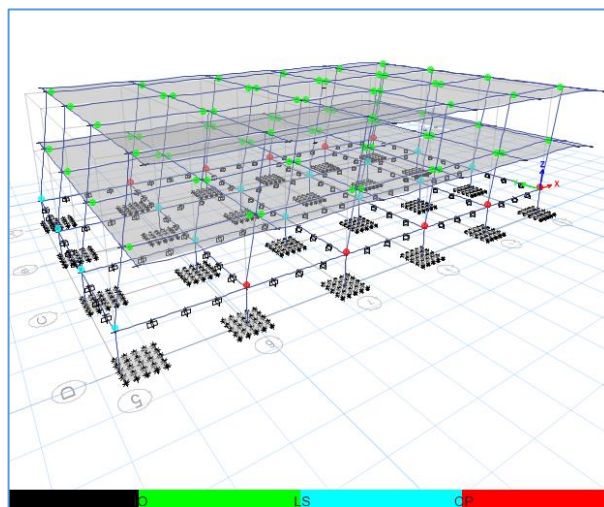


Figura 125 Bloque 1 (Paso 7 Sentido X)

El mismo análisis se lo debe realizar en ambos sentidos de la estructura, por lo tanto se muestra a continuación los resultados del pushover en el sentido Y; en la Figura 126, se generan rótulas en las bases de las columnas, que directamente superan el rango de prevención de colapso, lo cual se debe a que este es el sentido débil de la estructura, en ambos sentidos de análisis, coincide el daño en las mismas columnas. A una deriva en la losa de cubierta de 1.24%.

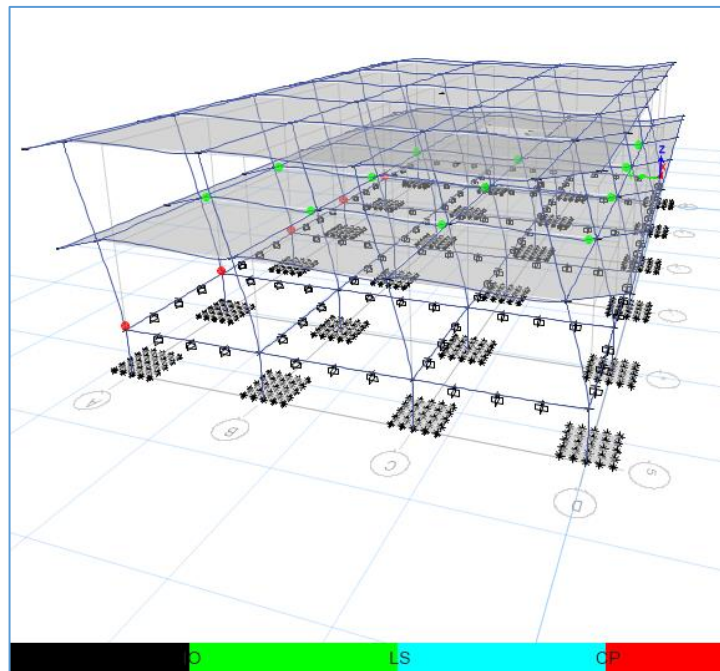


Figura 126 Bloque 1 (Paso 1 Sentido Y)

La Figura 127, muestra a la mayoría de vigas del primer piso rotuladas en ambos extremos, a una deriva en la losa de cubierta de 1.40%.

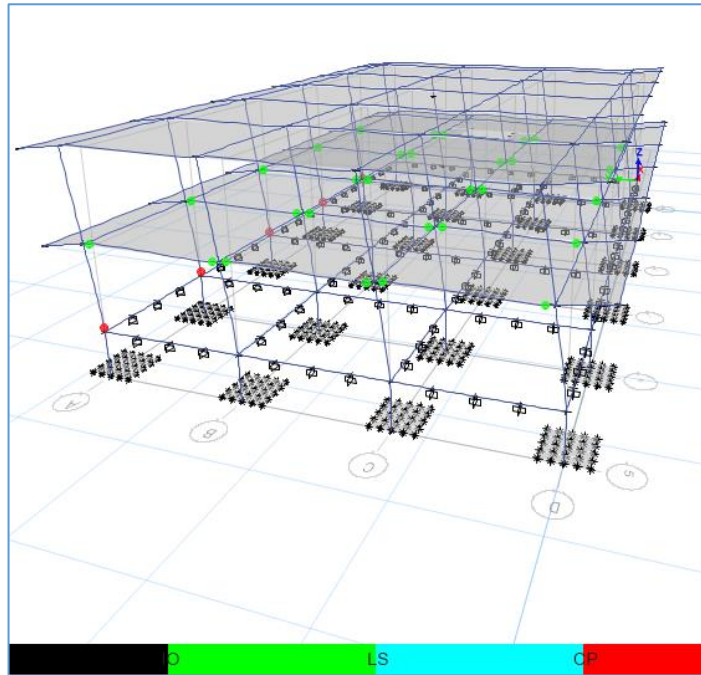


Figura 127 Bloque 1 (Paso 2 Sentido Y)

En la Figura 128, se han articulado en ambos extremos todas las vigas del primer piso y la mayoría de las del segundo piso, las columnas del eje D sobrepasaron el rango de prevención de colapso. A una deriva en la losa de cubierta de 1.59%.

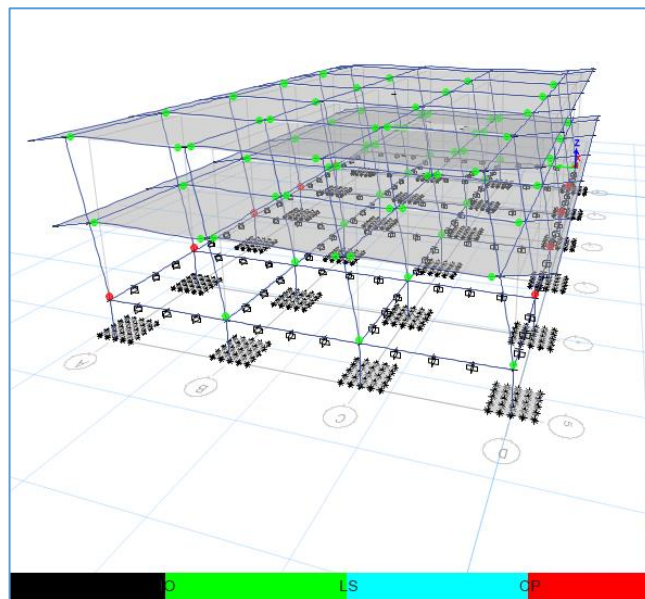


Figura 128 Bloque 1 (Paso 3 Sentido Y)

En la Figura 129, todas las bases de las columnas, superan el rango de seguridad de vida, a una deriva en la losa de cubierta de 2.09%.

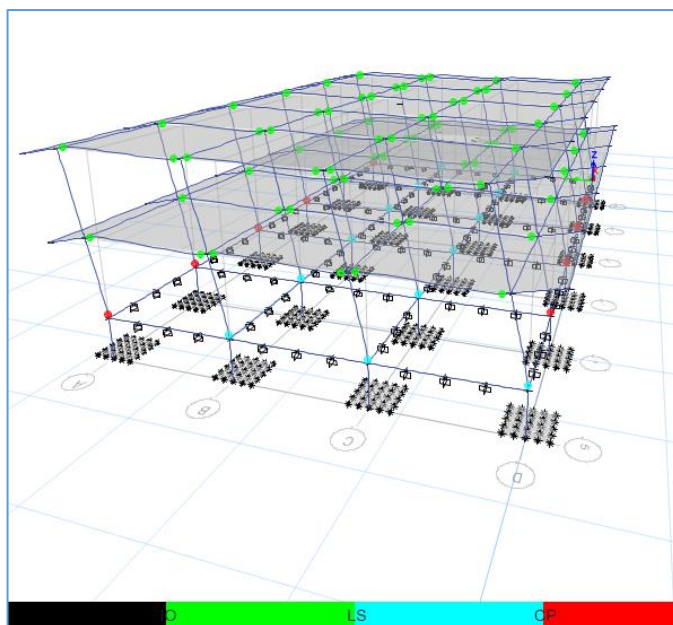


Figura 129 Bloque 1 (Paso 4 Sentido Y)

En la Figura 130, la mayoría de bases de columnas, han sobrepasado el rango de prevención de colapso, a una deriva en la losa de cubierta de 1.93%.

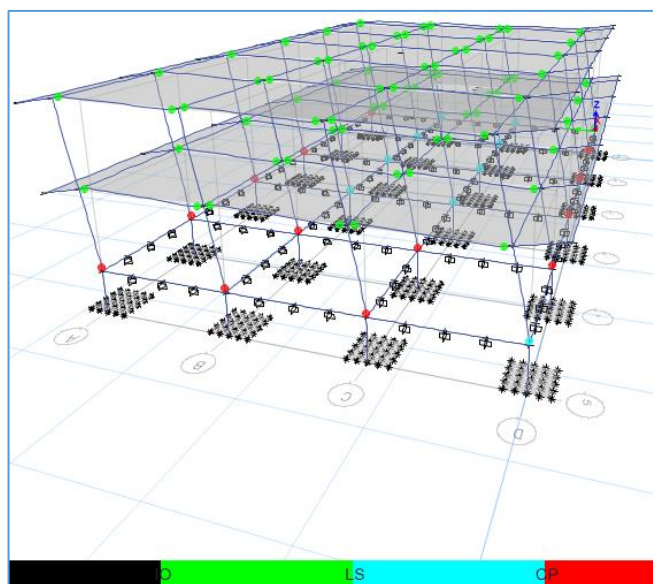


Figura 130 Bloque 1 (Paso 4 Sentido Y)

En el caso del análisis del bloque 2 se muestran los múltiples pasos antes del colapso, el desplazamiento y la generación de rótulas plásticas:

En el sentido de X de análisis en la Figura 131 se muestran las primeras rótulas plásticas en la columna de reforzamiento en el eje C entre 1 y 2, a una deriva en la losa de cubierta de 1.10%.

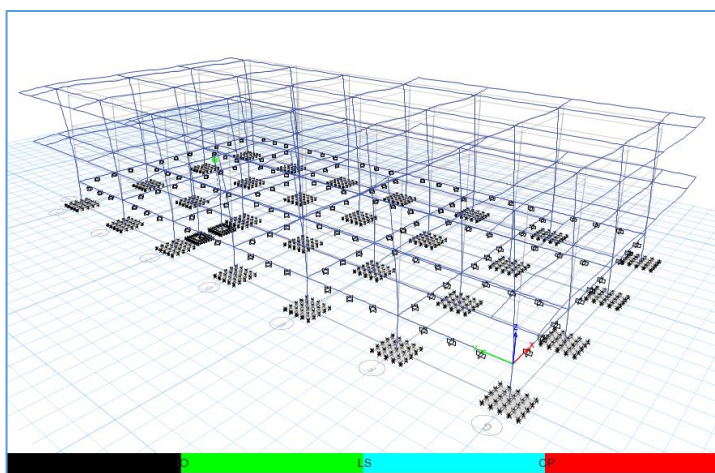


Figura 131 Bloque 2 (Paso 1 Sentido X)

En la Figura 132, se muestra la generación de una rótula plástica en la viga del eje C entre 1 y 2 en la primera losa de la estructura, además que la columna de reforzamiento a cruzado la frontera de seguridad de vida, cuando la deriva en la losa de cubierta es de 1.45%.

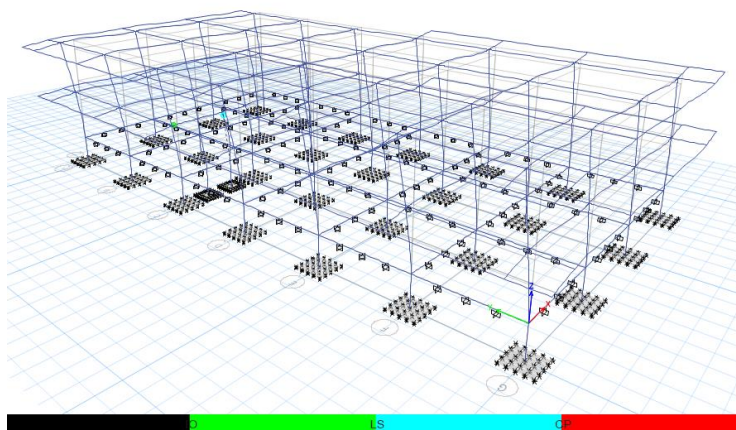


Figura 132 Bloque 2 (Paso 2 Sentido X)

En la Figura 133, se muestra que las columnas E2 y F2 han excedido el rango de prevención de colapso en la base del primer piso, además de que varias columnas empiezan a generar rótulas en el mismo nivel, a una deriva en la losa de cubierta de 1.54%.

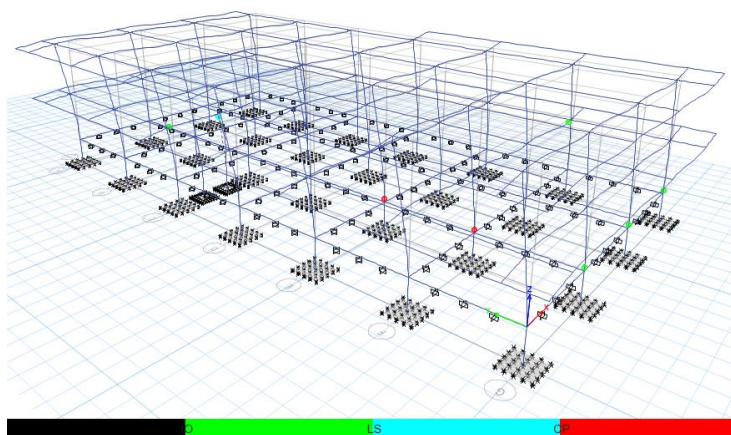


Figura 133 Bloque 2 (Paso 3 Sentido X)

En la Figura 134 se muestra como se han formado rótulas en varias de las vigas en la segunda y tercera planta, a una deriva en la losa de cubierta de 1.69%.

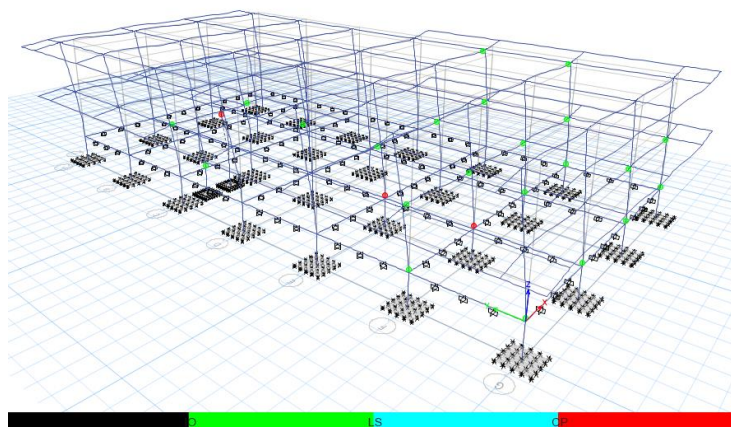


Figura 134 Bloque 2 (Paso 4 Sentido X)

En la Figura 135, se han sumado la columna G2 y la de refuerzo al rango de prevención de colapso, además que la mayoría de columnas han generado rótulas en su base; a una deriva en la losa de cubierta de 1.83%.

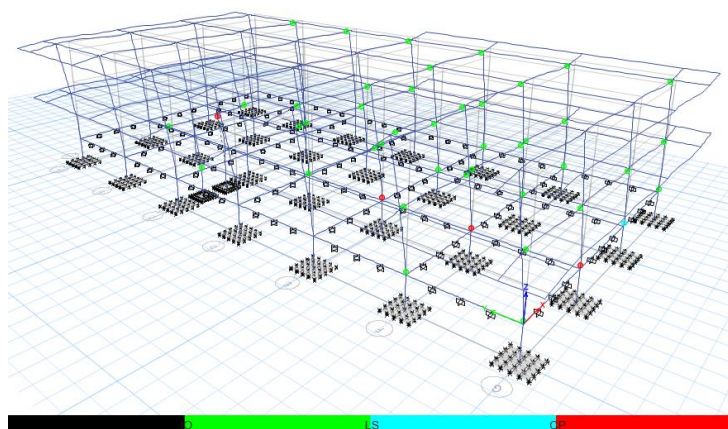


Figura 135 Bloque 2 (Paso 5 Sentido X)

En la Figura 136, se han generado articulaciones en la mayoría de vigas del segundo piso, y algunas columnas entraron en el rango de LS (seguridad de vida), a una deriva en la losa de cubierta de 1.94%.

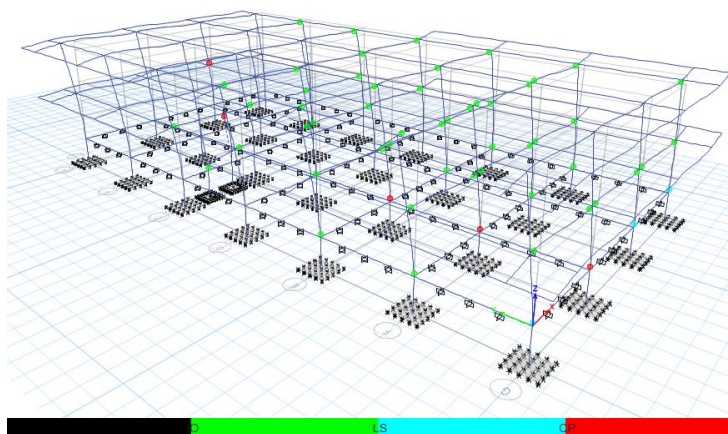


Figura 136 Bloque 2 (Paso 6 Sentido X)

En la Figura 137, se muestra como gran parte de las columnas del primer piso han superado el rango de prevención de colapso, sumada a la columna A3 en la parte superior de la segunda planta, a una deriva en la losa de cubierta de 1.54%.

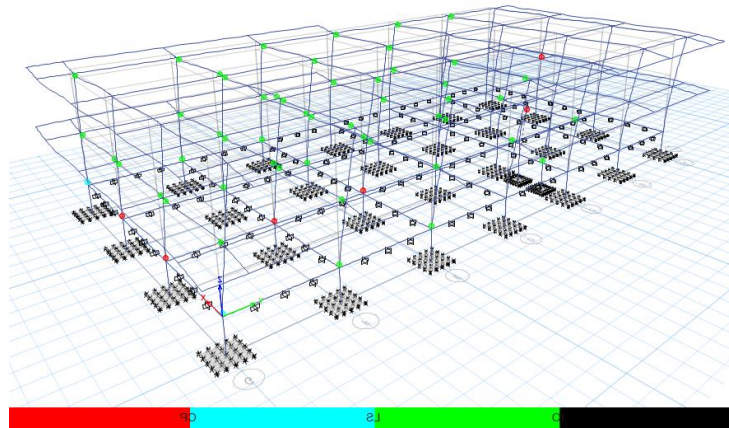


Figura 137 Bloque 2 (Paso 7 Sentido X)

A continuación se presenta el mismo análisis para el sentido Y del bloque 2, por lo tanto se muestra a continuación los resultados del pushover en el sentido Y; en la Figura 138, se generan rótulas en la viga del eje 2 entre C y D que fue cortada para implantación de la escalera. A una deriva en la losa de cubierta de 1.05%.

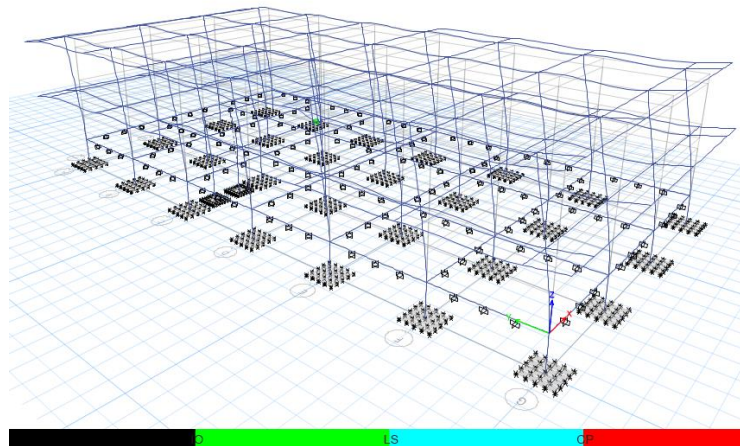


Figura 138 Bloque 2 (Paso 1 Sentido Y)

La Figura 139, muestra a la misma viga mencionada rotulada, agravando su nivel de servicio, al superar el rango de seguridad de vida, a una deriva en la losa de cubierta de 1.16%.

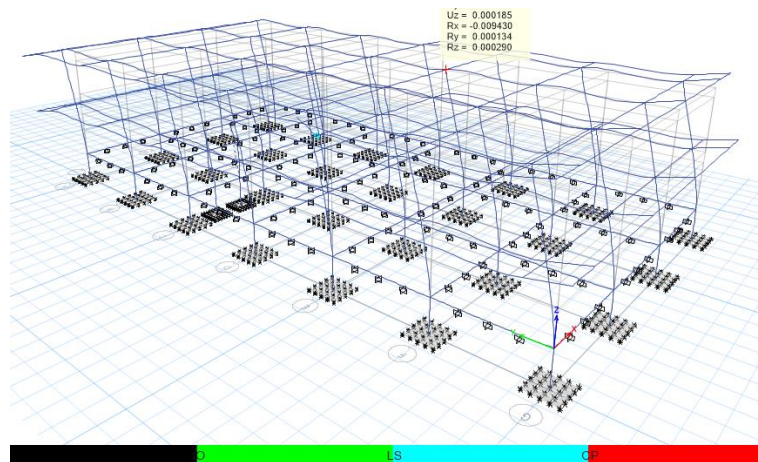


Figura 139 Bloque 2 (Paso 2 Sentido Y)

En la Figura 140 la viga en cuestión pasa el nivel de prevención de colapso, junto con la columna C1 que se rotula en su base. A una deriva en la losa de cubierta de 1.73%.

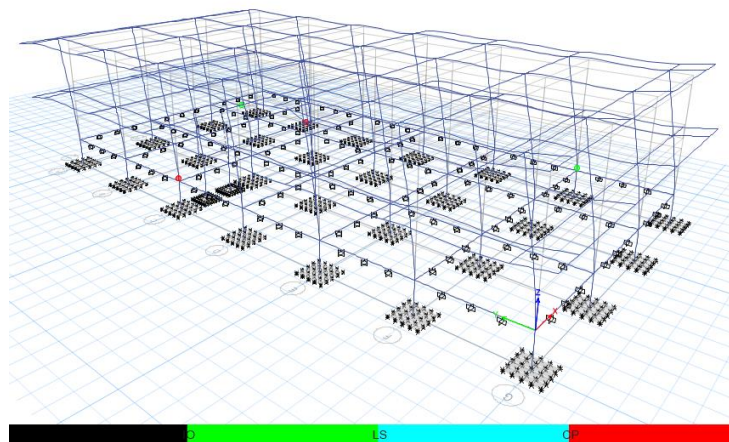


Figura 140 Bloque 2 (Paso 3 Sentido Y)

En la Figura 141 se suman al nivel de prevención de colapso las columnas D2 y C3, mientras que el resto de columnas de ese nivel empiezan a generar rótulas, a una deriva en la losa de cubierta de 1.86%.

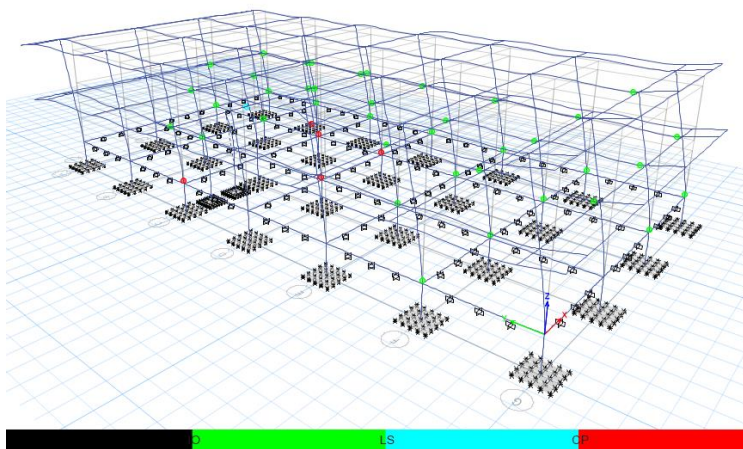


Figura 141 Bloque 2 (Paso 4 Sentido Y)

En la Figura 142 se observa que las vigas de la segunda y tercera planta empiezan a generar rótulas, mientras que continúan sobrepasando el nivel de prevención del colapso las bases de varias columnas, a una deriva en la losa de cubierta de 2.04%.

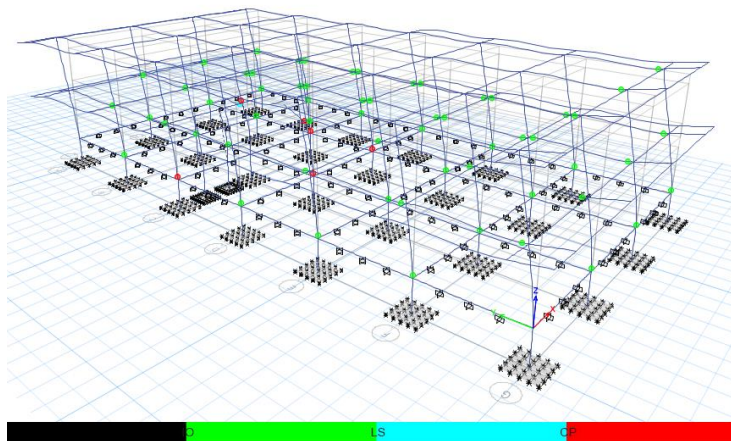


Figura 142 Bloque 2 (Paso 5 Sentido Y)

En la Figura 143 se puede notar que la gran mayoría de vigas están rotuladas, llegando algunas al nivel de seguridad de vida e inclusive excediendo el rango de prevención de colapso, al mismo tiempo que las columnas del primer piso han fallado en su base, a una deriva en la losa de cubierta de 2.06%.

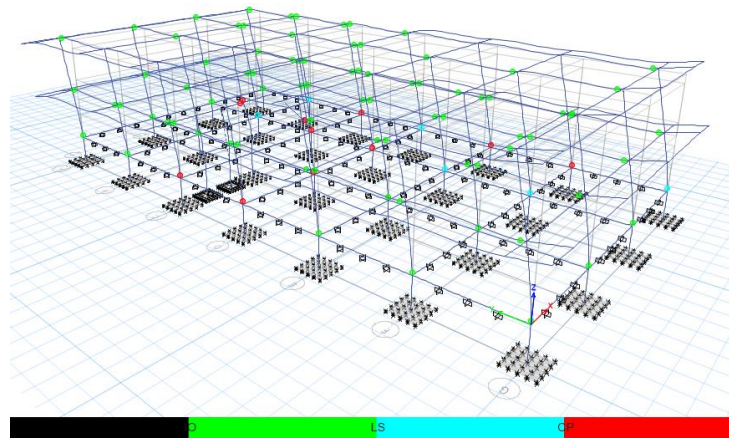


Figura 143 Bloque 2 (Paso 6 Sentido Y)

3.2.5.3.1 Curva de capacidad

Una de las principales funciones de realizar un análisis estático no lineal es obtener las curvas de capacidad de la estructura, se muestran las curvas de capacidad para ambos sentidos de la estructura. Para el Bloque 1: Figura 144 en sentido X y Figura 145 en sentido Y. Para el Bloque 2: Figura 146 en sentido X y Figura 147 en sentido Y para el bloque 2.

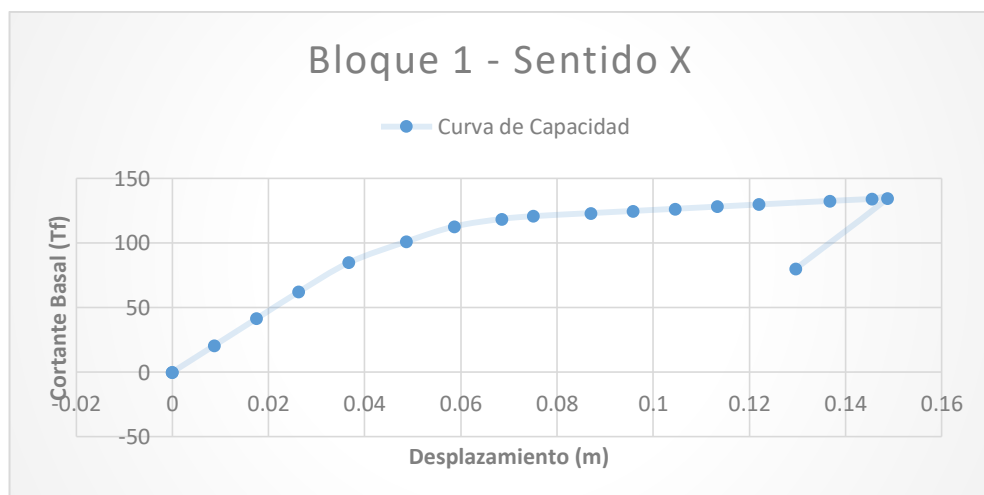


Figura 144 Bloque 1 (Curva de capacidad Sentido X)

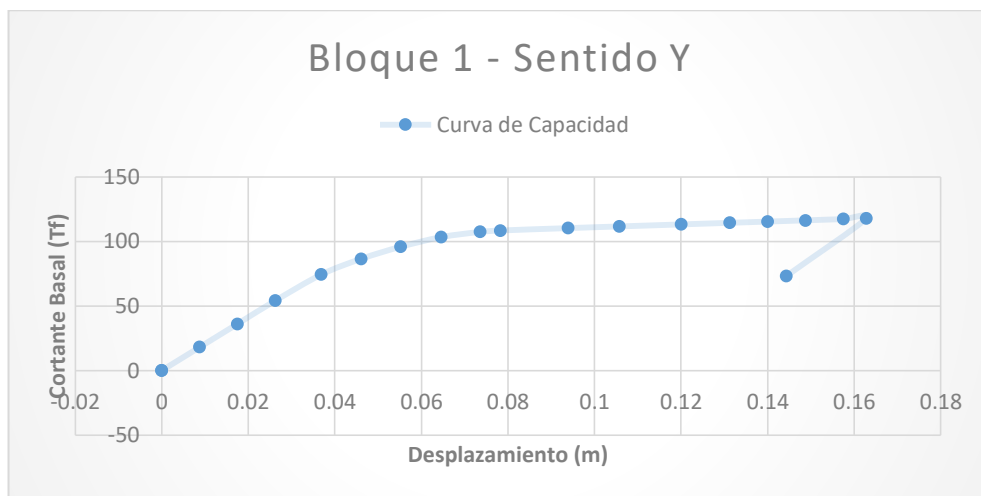


Figura 145 Bloque 1 (Curva de capacidad Sentido X)

Para el bloque 2 las curvas de capacidad resultantes en ambos sentidos son las siguientes:

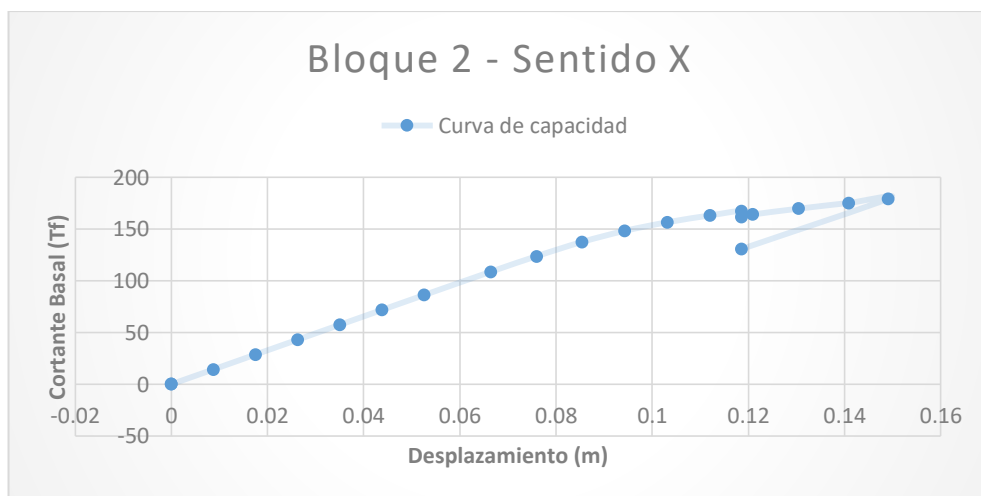


Figura 146 Bloque 2 (Curva de capacidad Sentido X)

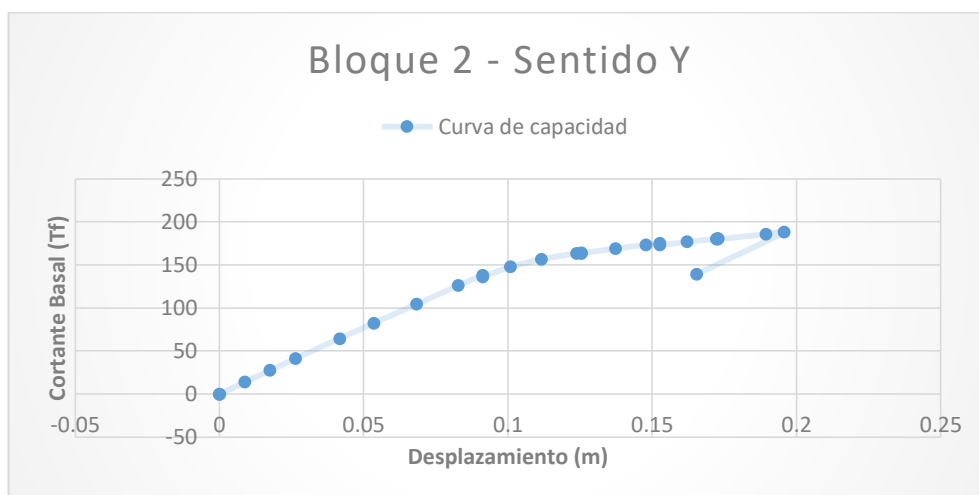


Figura 147 Bloque 2 (Curva de capacidad Sentido Y)

A continuación se muestra la curva de capacidad y la curva de demanda (Bloque 1: Figura 148 y Figura 149; Bloque 2: Figura 150 y Figura 151). En ambos sentidos la capacidad no sobrepasa a la demanda, lo cual sugiere que va a incurrir en el rango inelástico en el caso de existir un evento sísmico de iguales características que el sismo de diseño.

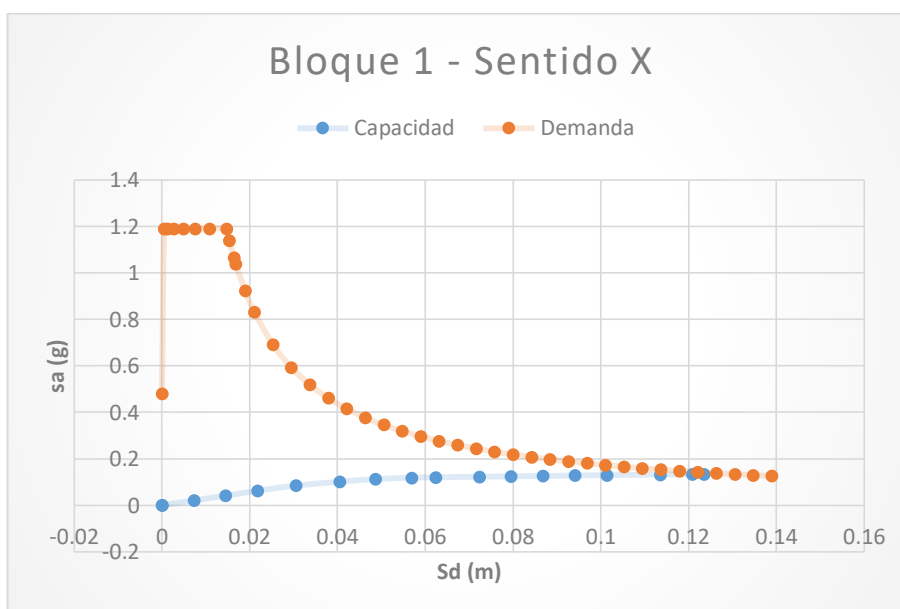


Figura 148 Bloque 1 (Curva de capacidad y Demanda Sentido X)

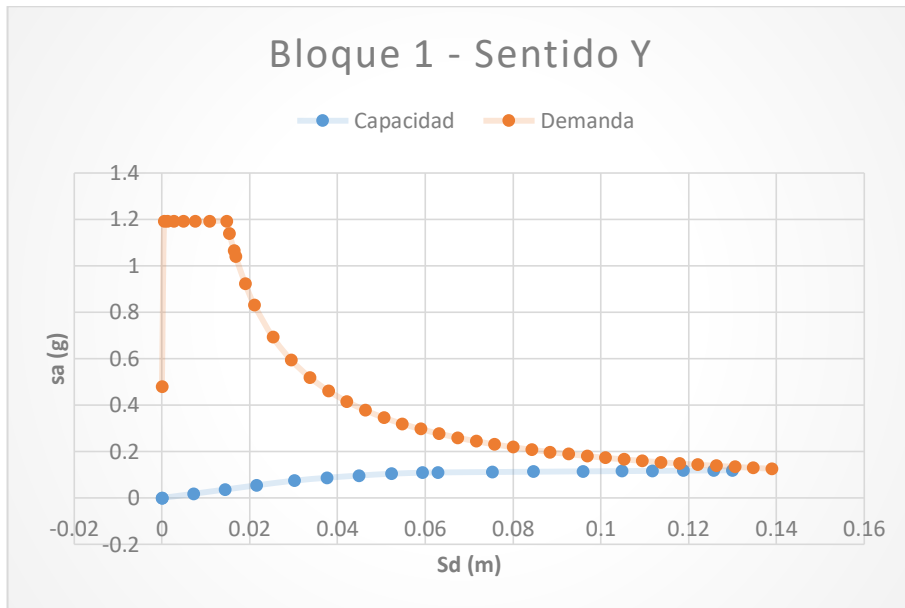


Figura 149 Bloque 1 (Curva de capacidad y Demanda Sentido Y)

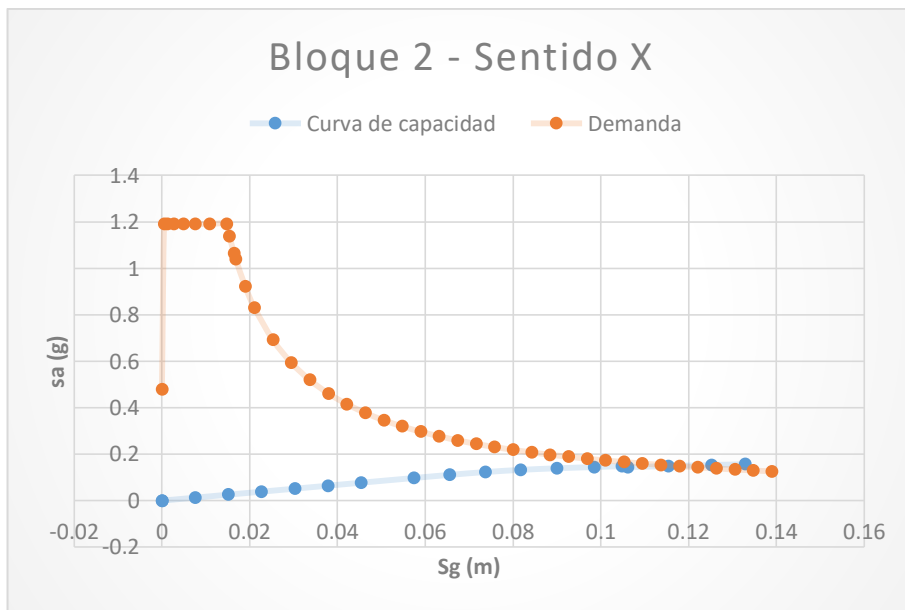


Figura 150 Bloque 2 (Curva de capacidad y Demanda Sentido X)

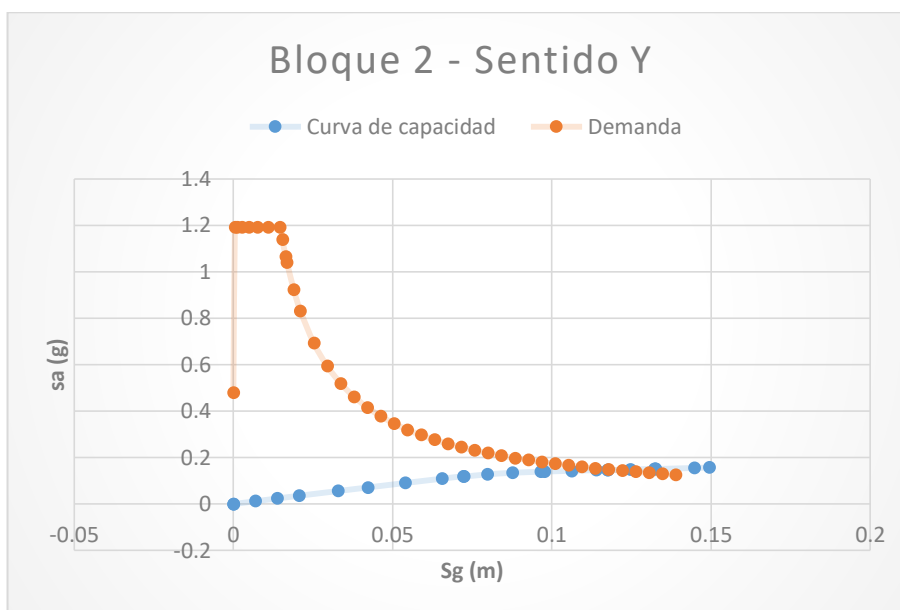


Figura 151 Bloque 2 (Curva de capacidad y Demanda Sentido Y)

3.2.5.4 Análisis de historia en el tiempo

El método de historia en el tiempo demanda el uso de registros sísmicos seleccionados de eventos, magnitudes, distancia de falla y mecanismo focales consistentes con el máximo sismo considerado en el lugar de estudio. Para el análisis en dos dimensiones de edificios simétricos en planta como es el caso del presente proyecto, la ASCE/SEI 7 indica que se necesita que los registros se escalen de tal manera que el espectro de pseudo-aceleración promedio del set de registros no sea menor que el espectro de diseño para periodos entre $0,2T_n$ a $1,5T_n$. (Villalba, 2015)

La norma neozelandesa SNZ (2004) recomienda el uso de al menos tres registros, por lo que en el presente proyecto se utilizarán los registros reales en sus tres direcciones de los siguientes sismos como lo muestra la Tabla 37:

Tabla 37**Sismos utilizados en el análisis de historia en el tiempo**

Ubicación	Año	Profundidad km	Duración s	Magnitud Richter	Clasificación
Manabí	2016	21	50	7.8	Subducción
Northridge	1994	18.3	20	6.7	Impulsivo
Imperial Valley	1979	8	5 a 13	6.4	Impulsivo

Es importante aclarar que el sismo de abril de 2016 en Manabí a pesar de no ser de tipo impulsivo se lo tomó en cuenta debido a la coyuntura crítica que representa en el país durante la realización de este proyecto, y los sismos de Northridge e Imperial Valley se los consideró debido a su origen impulsivo y características de suelo similares a las del edificio de estudio.

De estos tres eventos se obtuvieron 7 registros en cada sentido, lo cual a pesar de no ser recomendado por la ASCE7-10 que indica que lo ideal es un registro por cada evento, sin embargo por motivos de esta investigación se ha considerado los siguientes registros: (Tabla 38).

Tabla 38**Registros considerados**

Manabí	Pedernales
	Chone
	Manta
Imperial Valley	Array
	El Centro
Northridge	New Hall
	Sta. Mónica

Estos registros se escalan al espectro de diseño presentado en la NEC-15 mediante el software ETABS, para lo cual una vez definida la configuración estructural y sus sendas características se procede a definir como función de historia en el tiempo a los registros, los mismos que se cargan en tiempo vs aceleración Figura 152, cabe comentar que los registros de Imperial Valley y Northridge se encuentran en la biblioteca del programa.

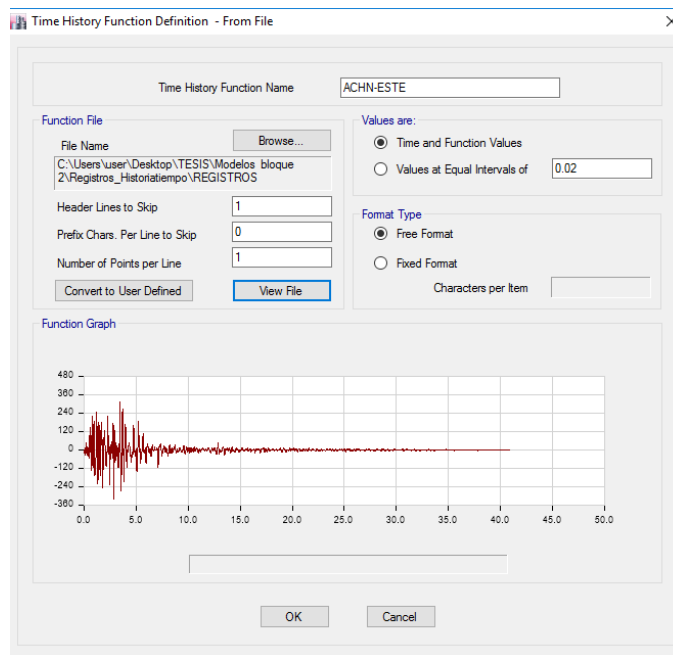


Figura 152 Definición de los registros

Una vez definido todos los registros planteados se procede a escalarlos por los dos métodos que el programa propone según dominio de frecuencia y dominio de tiempo como se muestra en la Figura 153 y Figura 154 respectivamente. El espectro al que se plantea llegar mediante el escalamiento es el elástico de la NEC-15, por lo que el factor de reducción de respuesta sísmica utilizado es $R=1$.

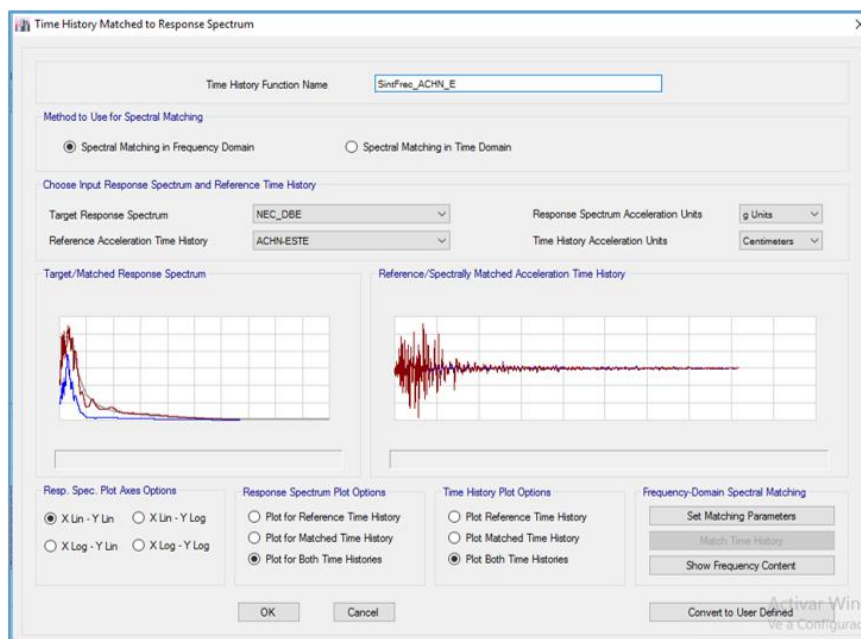


Figura 153 Escalamiento por Dominio de frecuencia

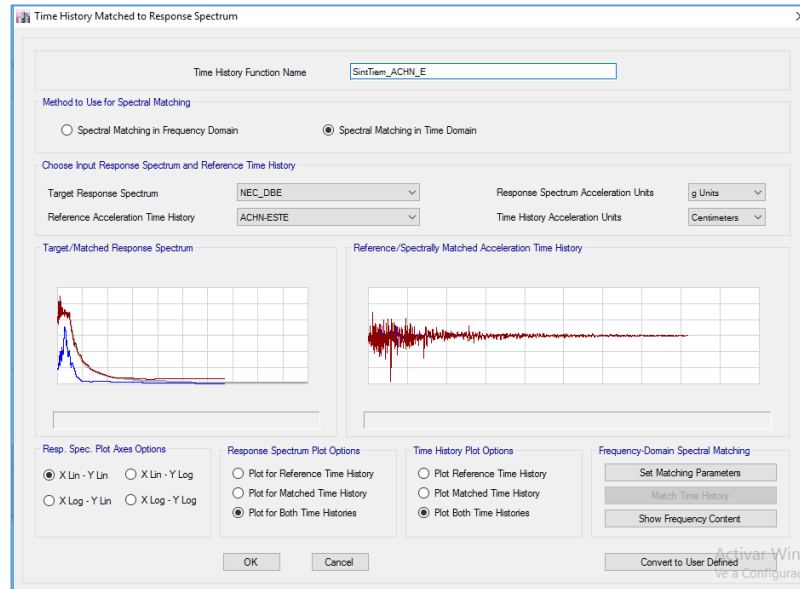


Figura 154 Escalamiento por dominio en el tiempo

Una vez definidos y escalados los registros se procede a crear los casos de carga para los sentidos X, Y y Z como se muestra a continuación: (Figura 155)

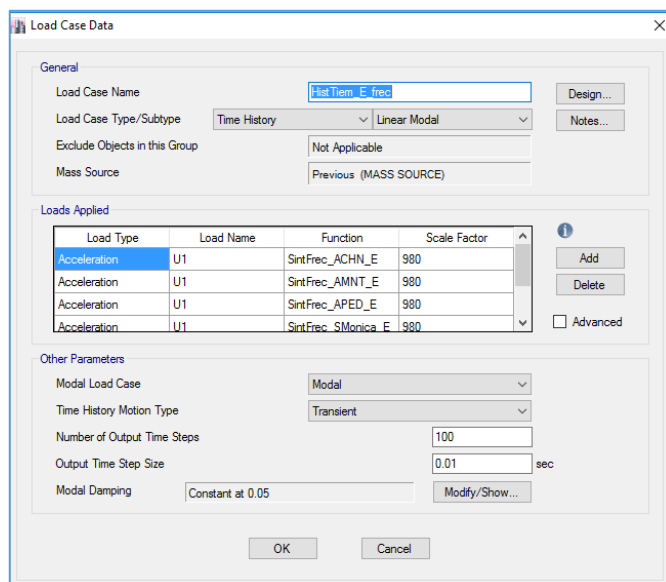


Figura 155 Caso de carga sentido Este

En el caso del bloque 1 se obtuvieron los siguientes valores máximos de derivas y desplazamientos en el sentido X (Tabla 39):

Tabla 39

Máximas derivas sentido X (Bloque1-Análisis historia en el tiempo)

Piso	H m	Caso de carga	Desplazamiento X m	Deriva X	$\Delta=0.75 \times \text{Deriva X}$
Story3	7.7	ESTE-X	0.202143	0.02481	1.86%
Story2	3.75	ESTE-X	0.104145	0.027793	2.08%
Story1	0	ESTE-X	6.90E-05	3.40E-05	0.00%

Las máximas derivas se concentran en el primer piso de la estructura (Figura 156), la distribución es la siguiente:

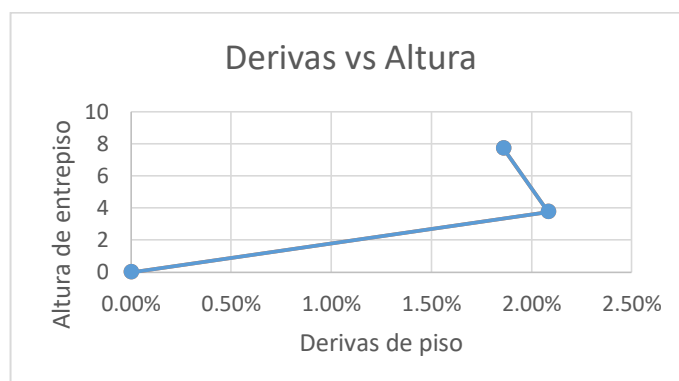


Figura 156 Máximas derivas en sentido X (Bloque 1-Análisis historia en el tiempo)

De la misma manera se realiza el análisis del sentido transversal de la estructura, en el cual se sobrepasa a las derivas permitidas, se muestra en la Tabla 40.

Tabla 40

Máximas derivas sentido Y (Bloque1-Análisis historia en el tiempo)

Piso	H m	Caso de carga	Desplazamiento Y m	Deriva Y	$\Delta=0.75 \times \text{Deriva Y}$
Story3	7.7	NORTE-Y	0.297897	0.040614	3.05%
Story2	3.75	NORTE-Y	0.13747	0.03669	2.75%
Story1	0	NORTE-Y	0.000125	6.20E-05	0.00%

En la Figura 157 se presenta una mayor deriva en el segundo piso de la estructura, de la misma manera que en anteriores análisis.

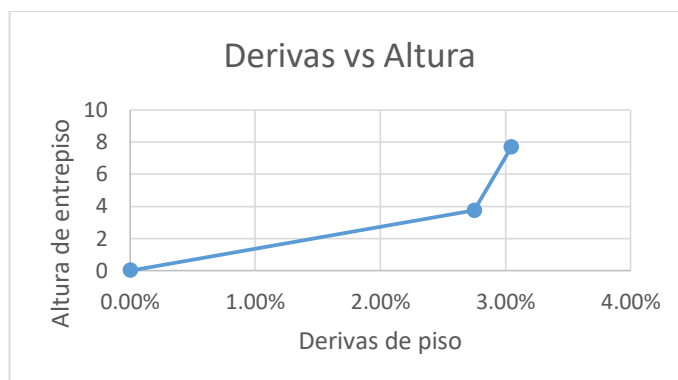


Figura 157 Máximas derivas en sentido Y (Bloque 1-Análisis historia en el tiempo)

En el caso del bloque 2 se obtuvieron los siguientes valores máximos en el sentido X: (Tabla 41)

Tabla 41

Máximas derivas sentido X (Bloque2-Análisis historia en el tiempo)

Piso	H m	Caso de carga	DesplazamientoX m	Deriva X	$\Delta=0.75 \times \text{Deriva}$
Story3	7.7	HistTiem_N_frec Min	-0.0086	0.007129	0.53%
Story2	3.75	HistTiem_N_frec Min	-0.013673	0.003628	0.27%
Story1	0	HistTiem_N_frec Min	-6.90E-05	3.40E-05	0.00%

Para el presente análisis se observa que en el bloque 2 las derivas en el sentido X son inferiores al 2% que recomienda la NEC-15, además se evidencia que el máximo desplazamiento se presenta en el tercer piso como se precisa en la Figura 158 :

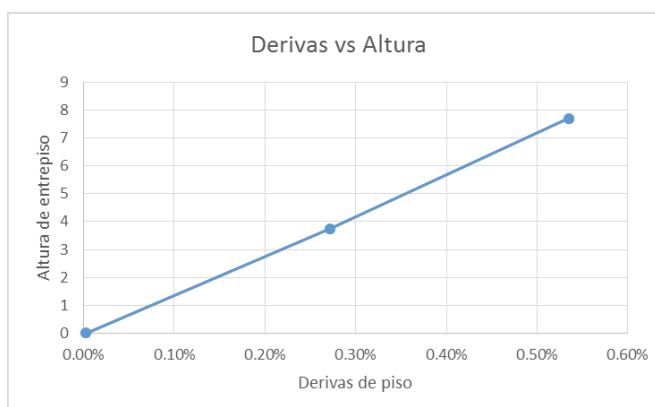


Figura 158 Máximas derivas en sentido X (Bloque 2-Análisis historia en el tiempo)

Para el sentido Y en el bloque 2 se obtuvieron los siguientes valores máximos:
(Tabla 42)

Tabla 42

Máximas derivas sentido Y (Bloque2-Análisis historia en el tiempo)

Piso	H m	Caso de carga	DesplazamientoY m	Deriva Y	$\Delta=0.75 \times \text{Deriva}$
Story3	7.7	HistTiem_N_frec Max	0.368345	0.038928	2.92%
Story2	3.75	HistTiem_N_frec Max	0.222049	0.059102	4.43%
Story1	0	HistTiem_N_frec Max	0.000415	0.000208	0.02%

Sin embargo se observa que en el bloque 2 las derivas en el sentido Y son superiores al 2% que recomienda la NEC-15, además se evidencia que el máximo desplazamiento se presenta en el segundo piso como se precisa en la Figura 159:

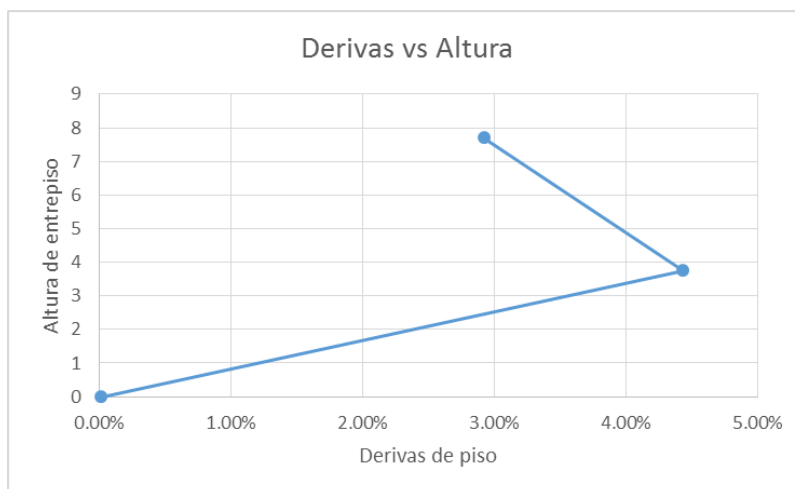


Figura 159 Máximas derivas sentido Y (Bloque2-Análisis historia en el tiempo)

3.2.5.5 Análisis Creep y Asentamiento

La evaluación in situ y la entrevista con el constructor permitieron identificar el problema local de asentamiento de la cimentación en determinados ejes, sumado al desgaste de los materiales por el paso del tiempo, por lo que surge la necesidad de elaborar un modelo que simule tales problemas.

Por tal razón mediante el software ETABS una vez definida la configuración estructural y sus respectivas características y solicitaciones se procedió a modelar el asentamiento de los plintos, correspondientes a las intersecciones de los ejes en C1 y C2, lo suficiente para obtener los agrietamientos que la mampostería presenta en la vida real, como se indica de la Figura 160 a la Figura 162.

Load Case Data

General

Load Case Name: Asentamiento [Design...]

Load Case Type: Linear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MASS SOURCE

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None [Modify/Show...]

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Asentamiento	1

[Add] [Delete]

[OK] [Cancel]

Figura 160 Definición del caso de carga

Joint Load Assignment - Ground Displacement

Load Pattern Name: Asentamiento

Displacements

Translation X: 0 m

Translation Y: 0 m

Translation Z: -0.10 m

Rotation about XX: 0 rad

Rotation about YY: 0 rad

Rotation about ZZ: 0 rad

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

[OK] [Close] [Apply]

Figura 161 Asignación del desplazamiento del terreno.

Figura 162 Definición de propiedades dependientes del tiempo.

A continuación se presentan las grietas existentes en la mampostería real (Figura 163, Figura 165 y Figura 167) y las obtenidas en el modelo (Figura 164, Figura 166 y Figura 168) donde se indican los esfuerzo superiores al límite de resistencia característica a la compresión del ladrillo de 50kg/cm². Con el fin de demostrar la interferencia del asentamiento relativo de las columnas y el desgaste del tiempo de los materiales. Las líneas moradas señalan las zonas de mayor esfuerzo, causantes de los agrietamientos.



Figura 163 Agrietamiento en mampostería (EjeC)

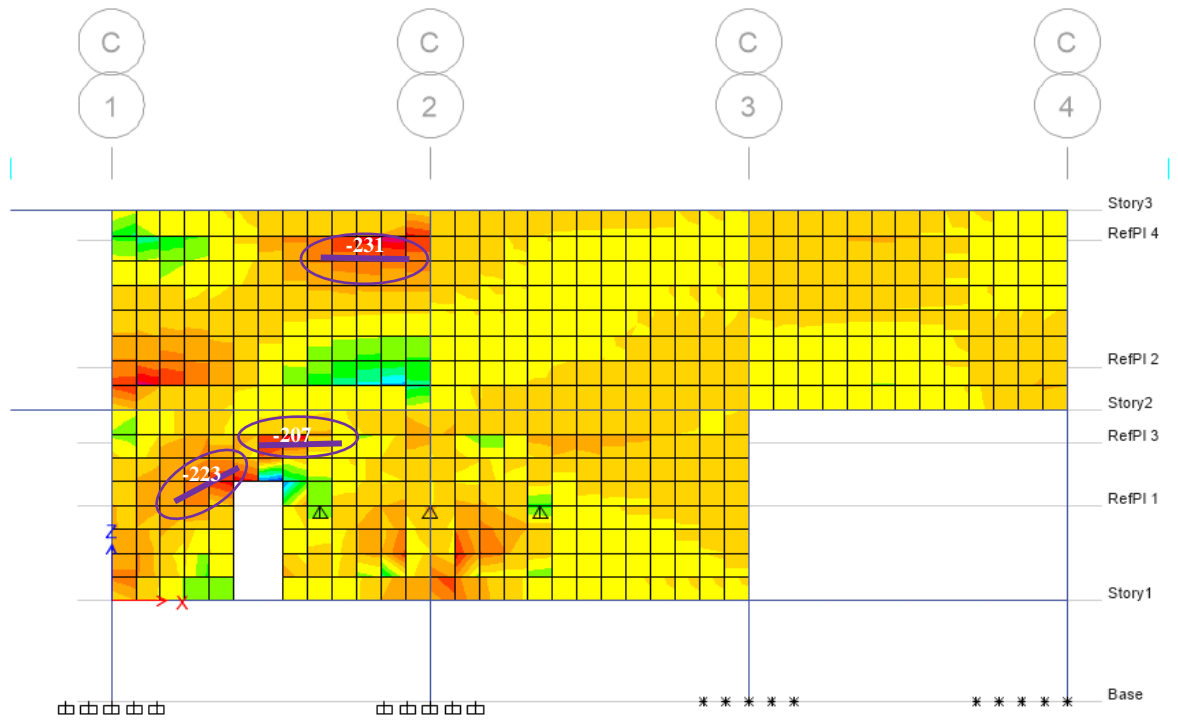


Figura 164 Agrietamientos en el modelo (EjeC)



Figura 165 Agrietamientos en mampostería (EjeD)

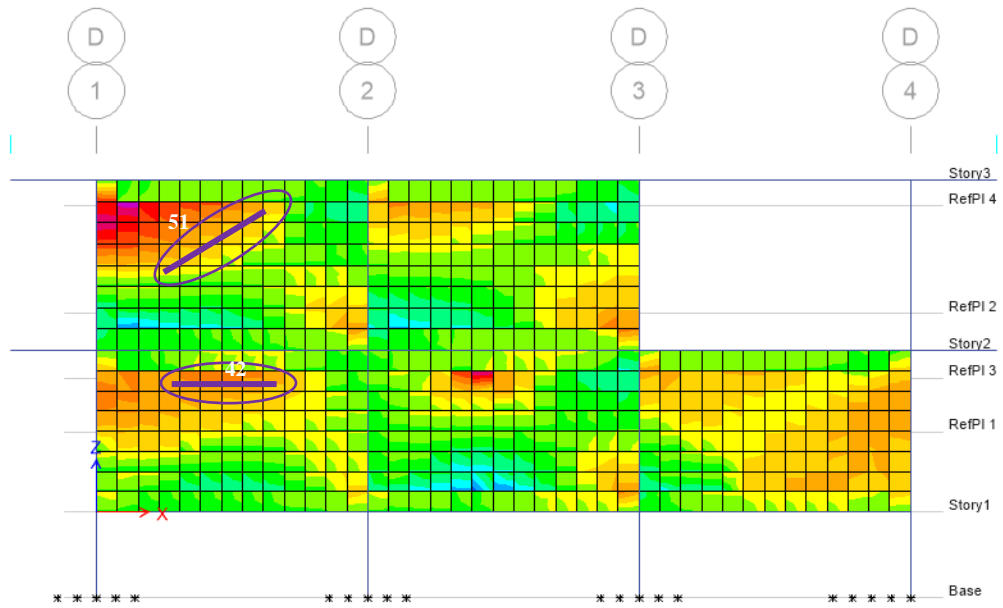


Figura 166 Agrietamientos en el modelo (EjeD)



Figura 167 Agrietamiento en mampostería eje2

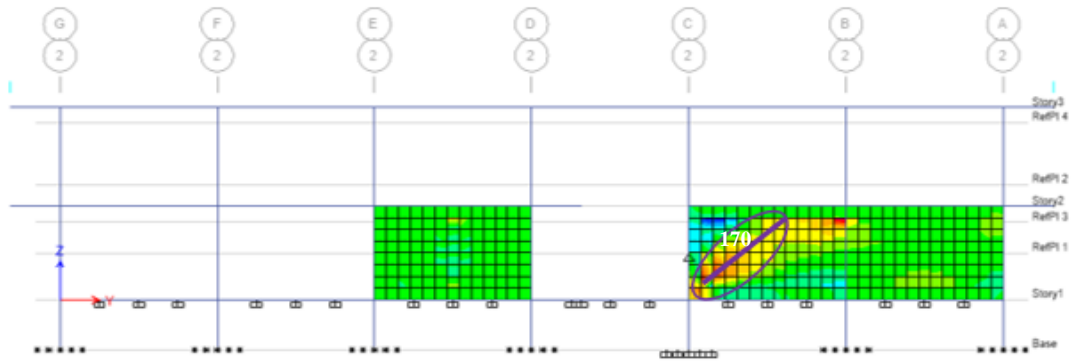


Figura 168 Agrietamiento en modelo eje 2

4 REFORZAMIENTO

Una vez culminada la etapa de evaluación se puede observar que el denominador común de los análisis estructurales arroja derivas superiores a lo recomendado en la normativa ecuatoriana vigente, por lo que será la primera deficiencia estructural a abordar. Además se analiza y mejora la resistencia de ciertos elementos estructurales críticos y el comportamiento de los bloques, para asegurar columnas fuertes y vigas débiles. En definitiva, en el presente capítulo se presentan los resultados del diseño de los elementos a utilizar en las diferentes alternativas de reforzamiento. Sin embargo la comparación entre los resultados de estas alternativas estructurales se presentan y estudian en el capítulo correspondiente al análisis comparativo.

A continuación se presenta una tabla resumen de las derivas obtenidas en cada uno de los análisis, para cada bloque en sus diferentes sentidos (Bloque 1: Tabla 43; Bloque 2: Tabla 44).

Tabla 43
Resumen de derivas máximas (Bloque1)

Caso de carga	Piso	Máxima deriva
Estático X	1	1.36%
Estático Y	2	2.49%
Modal X	1	1.09%
Modal Y	2	1.61%
Historia en el tiempo X	1	2.08%
Historia en el tiempo Y	2	3.05%
Deriva máxima X		2.08%
Deriva máxima Y		3.05%

Tabla 44
Resumen de derivas máximas (Bloque2)

Caso de carga	Piso	Máxima deriva
Estático X	1	2.16%
Estático Y	1	2.45%
Modal X	2	1.61%



Modal Y	1	2.45%
Historia en el tiempo X	2	0.53%
Historia en el tiempo Y	1	4.43%
Deriva máxima X		2.16%
Deriva máxima Y		4.43%

Se puede constatar que para el bloque 1 las derivas máximas ocurren en el análisis de historia en el tiempo para ambos sentidos, mientras que para el bloque 2 la deriva máxima en sentido X sucede en el análisis estático y en el sentido transversal en historia en el tiempo. Dado que la NEC-15 considera factores conservadores en el cálculo de su espectro y el análisis de historia en el tiempo utiliza registros escalados hacia dicho espectro. Se busca resolver estos problemas mediante el incremento de secciones en sus elementos estructurales, se propone como constante en el reforzamiento la construcción de muros de corte, debido a que las estructuras de estudio son muy flexibles en ambos sentidos y se considera que el hormigón es la opción óptima para incrementar la rigidez, mientras que para las vigas se plantean el reforzamiento con hormigón, FRP y acero, para posteriormente adoptar la opción ideal en criterios técnicos como económicos.

4.1 Muros de corte

Los análisis de derivas de las estructuras existentes, arrojan resultados altos, que sobrepasan a los valores establecidos en la norma vigente. La distribución arquitectónica de las estructuras en nuestro país es irregular en casi todos los casos y las divisiones en su mayoría se las realiza con tabiquería de bloque y ladrillo. Ambos bloques de análisis presentan configuraciones sumamente irregulares, lo que se traduce como torsión en los primeros modos de vibración de la estructura. En la Tabla 45 se señalan los centros de rigidez, de masas y excentricidades para la segunda planta del bloque 1 y en la Tabla 46 lo correspondiente al bloque 2.

Tabla 45**Centros de rigidez, de masa y excentricidades del bloque 1**

CENTROS DE RIGIDEZ Y DE MASA		
XCR	15.99	m
YCR	6.46	m
XCM	16.75	m
YCM	9.45	m
EXCENTRICIDADES		
EXC-X	0.76	m
EXC-Y	2.99	m

Tabla 46**Centros de rigidez, de masa y excentricidades del bloque 2**

CENTROS DE RIGIDEZ Y DE MASA		
XCR	9.33	m
YCR	19.90	m
XCM	9.45	m
YCM	18.90	m
EXCENTRICIDADES		
EXC-X	0.12	m
EXC-Y	1.00	m

En la Figura 169 y Figura 170 se presentan esquemas, en los cuales se pueden identificar a los factores que influyen en la torsión; la diferencia de distancia entre el centro de masas de la estructura (generalmente se usa el centro de gravedad de la estructura) y el centro de rigidez de la misma, se denomina excentricidad; que bajo fuerzas laterales (en este caso sismo) genera un momento con un brazo de palanca igual a la excentricidad, el cual se transforma en torsión.

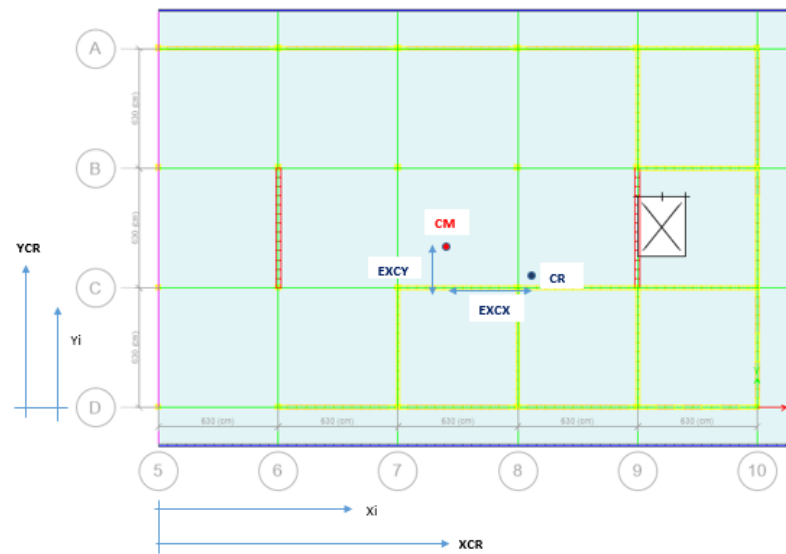


Figura 169 Esquema general de excentricidades en Bloque 1

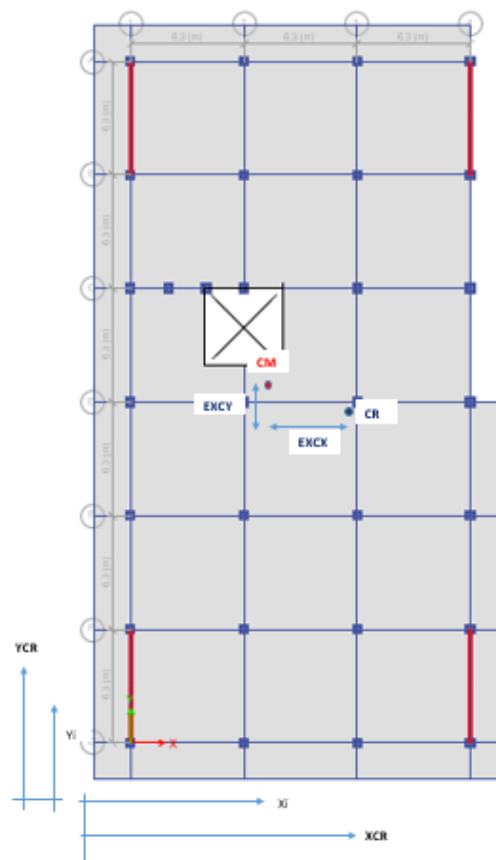


Figura 170 Esquema general de excentricidades en Bloque 2

Para mitigar los problemas de flexibilidad y de torsión en la estructura se plantearon dos soluciones:

- Cambiar paredes de tabiquería tradicional por paredes de fibrocemento o gypsum, las cuales no aportan con rigidez a la estructura y disminuyen las cargas de la estructura, por lo tanto reducen el valor de la masa reactiva lo cual se traduce en menores desplazamientos.
- La adición de muros de corte de la manera que lo muestra la Figura 169 y la Figura 170 , los cuales darán rigidez lateral y mayor capacidad a la estructura.
- Para el cálculo del centro de rigidez, se utilizó la Fórmula 4.1 para hallar la rigidez de los elementos en el sentido X. Para el sentido Y, se calcula la inercia en el sentido X.

$$t_{xx} = \frac{12EI_{yy}}{H^3} \quad (4.1)$$

Donde:

t_{xx} Rigidez del elemento estructural o no estructural, sentido X

E Módulo de elasticidad del elemento

I_{yy} Inercia del elemento, perpendicular al sentido de análisis.

H Altura del elemento.

- La fórmula para hallar el centro de rigidez es la siguiente: (Ecuación 4.2)

$$X_{CR} = \frac{\sum t_{yy} * X_i}{\sum t_{yy}} \quad (4.2)$$

Donde:

X_i Distancia del eje de referencia al centro de gravedad del elemento.

X_{CR} Distancia del eje de referencia al centro de rigidez de la estructura.

Nota: El cálculo es el mismo para el sentido Y.

- El cálculo detallado del centro de rigidez y de masas, se encuentra en el Anexo 4, para cada bloque.

4.1.1 Diseño de muros de corte

Una vez modelada la estructura incluyendo los muros de corte y obtenidos las solicitaciones de dichos elementos, se procede a su diseño con los parámetros estipulados en el Capítulo 2. En la Figura 171 se muestra un esquema en el cual se muestra la disposición del armado del muro en la estructura. Cabe señalar que se debe tener una unión aceptable entre elementos estructurales nuevos y existentes; por lo cual la armadura transversal del muro de corte se debe introducir en las columnas existentes, las mismas deben ser perforadas y a continuación rellenadas con epóxico. Para facilitar el proceso constructivo se sugiere introducir un segmento de barra para posteriormente traslaparlos al muro como se muestra en la Figura 171.

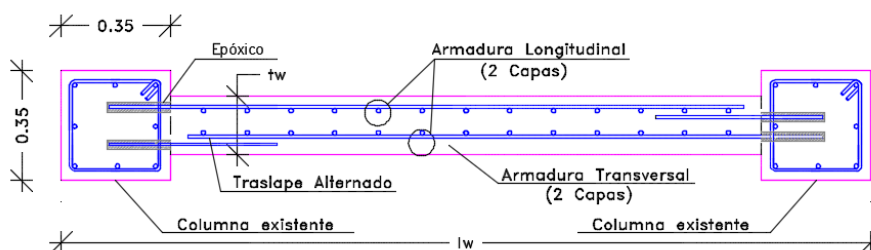


Figura 171 Esquema de armado de muros

En la Tabla 47 y

Tabla 48 respectivamente se presentan los parámetros con los cuales se diseñó los muros de corte, la armadura longitudinal y transversal obtenida para ambos bloques.

Tabla 47
Parámetros de diseño para muros en el Bloque 1

Parámetros / Muro:		6-BC	9-BC
Pu	T	249.05	249.07
Mu	T-m	833.15	1440.66
Vu	T	295.33	147.04
tw	cm	25	25
Lw	cm	665	665
ϕMn	T-m	2233.37	2233.42
ϕVn	T	295.37	295.37
Armadura longitudinal		1 ϕ 12@45cm	1 ϕ 12@45cm
Armadura transversal		1 ϕ 10@45cm	1 ϕ 10@45cm

Tabla 48
Parámetros de diseño para muros en el Bloque 2

Parámetros / Muro:		1 A-B	1 F-G	4 A-B	4 F-G
Pu	T	155.89	154.87	158.02	139.77
Mu	T-m	522.08	506.34	583.19	467.37
Vu	T	106.34	106.76	108.81	98.33
tw	cm	20	20	20	20
Lw	cm	665	665	665	665
ϕMn	T-m	1145.23	1142.11	1151.74	1095.41
ϕVn	T	219.59	219.59	538.64	219.59
Armadura longitudinal		1 ϕ 12@45cm	1 ϕ 12@45cm	1 ϕ 12@45cm	1 ϕ 12@45cm
Armadura transversal		1 ϕ 12@45cm	1 ϕ 12@45cm	1 ϕ 12@45cm	1 ϕ 12@45cm

Si bien la cuantía mínima en muros es 0.0025, el armado que se presenta responde al diámetro mínimo (12mm) y al espaciamiento máximo (45cm), lo que resulta una cuantía de 0.004.

Es necesario que las solicitaciones soportadas por los muros de corte sean transferidas al suelo, por lo cual se debe diseñar la cimentación del muro. En la Figura 172, se muestra la disposición de la armadura para ambos sentidos de análisis.

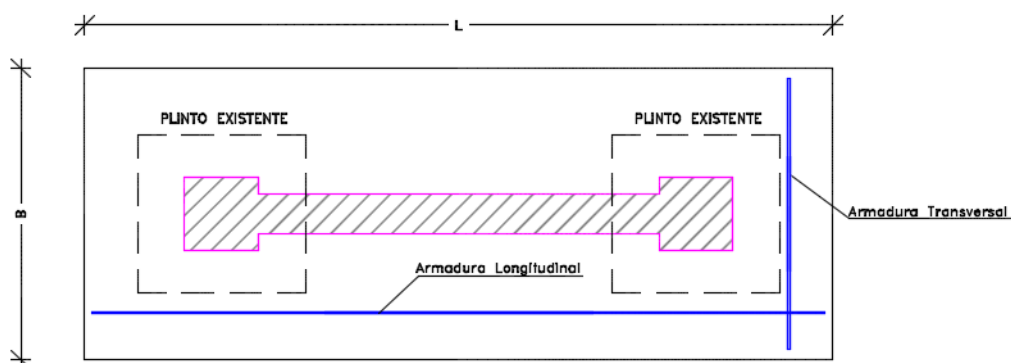


Figura 172 Esquema en planta de cimentación del muro

La Figura 173 representa a un corte longitudinal de la zapata con el detalle de la armadura, espesor y replantillo.

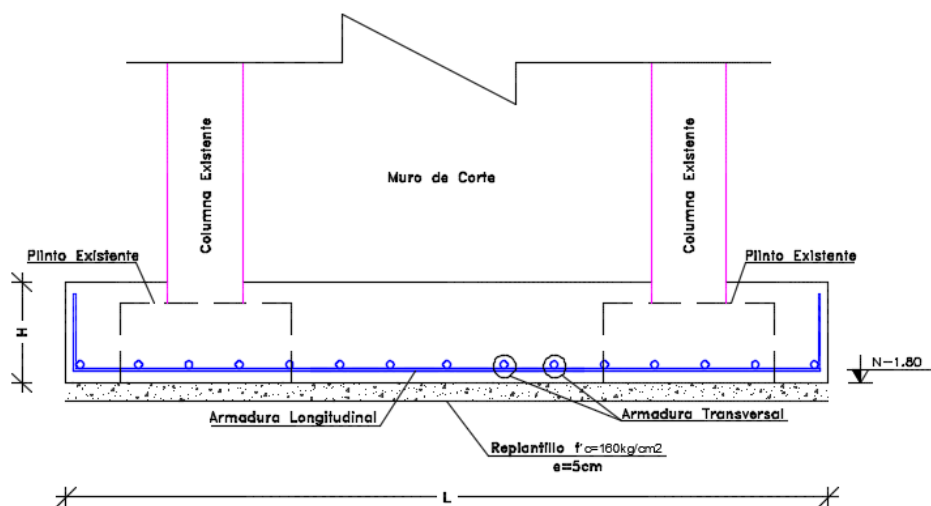


Figura 173 Esquema en elevación de cimentación del muro

Es necesario controlar las presiones del suelo, por lo cual el área de fundación de la zapata se la hizo, para que las presiones que ejerce el cimiento sobre el suelo no sobrepasen al admisible. Se sugiere utilizar los detalles constructivos para muros y zapatas de la Figura 174 y del Anexo 4.

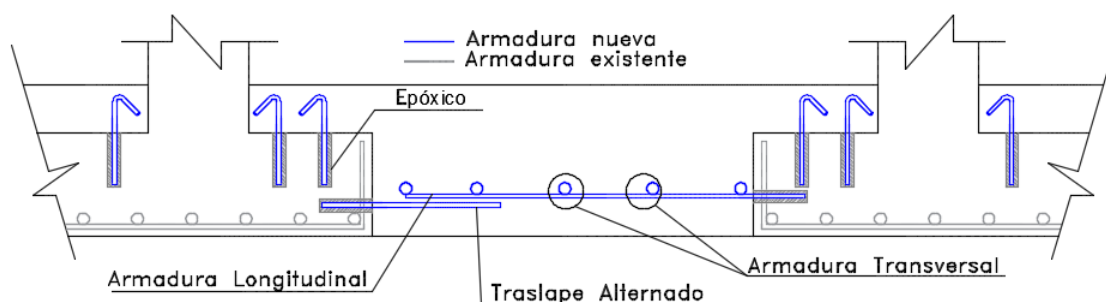


Figura 174 Conexión entre zapatas existentes y cimentación del muro

En la Tabla 49 se presenta, las dimensiones del plinto, y su armado en ambos sentidos (Tabla 49 bloque 1 y Tabla 50 bloque 2).

Tabla 49

Parámetros de diseño para cimentación de muros en el Bloque 1

DATOS INICIALES		DIMENSIONES PLINTO				EJE PERPENDIC.		EJE PARALELO		DISEÑO	
EJE	Dim. muro [m]	L [m]	B [m]	h [m]	d [m]	M [T-m]	As [cm ²]	M [T-m]	As [cm ²]	Armado Longitudinal	Armado Transversal
6	6.65*0.25	7.50	1.50	0.40	0.33	6.35	16.50	32.58	137.33	1Φ12@50cm	1Φ16@20cm
9	6.65*0.25	7.50	1.50	0.40	0.23	6.35	16.50	32.58	137.33	1Φ12@50cm	1Φ18@15cm

Tabla 50

Parámetros de diseño para cimentación de muros en el Bloque 2

DATOS INICIALES		DIMENSIONES PLINTO				EJE PERPENDIC.		EJE PARALELO		DISEÑO		
EJ E	Dimensión muro [m]	L [m]	B [m]	h [m]	d [m]	M [T-m]	As [cm ²]	M [T-m]	As [cm ²]	Armado Longitudinal	Armado transversal	
1	6.65	0.2	7.35	1.30	0.40	0.33	1.73	1.85	18.34	85.78	1Φ12@50cm	1Φ16mm@20cm
1	6.65	0.2	7.35	1.30	0.40	0.33	1.52	1.62	18.25	85.37	1Φ12@50cm	1Φ16mm@20cm
4	6.65	0.2	7.35	1.30	0.40	0.33	1.82	1.94	18.64	87.26	1Φ12@50cm	1Φ16mm@20cm
4	6.65	0.2	7.35	1.20	0.40	0.33	1.43	1.53	14.86	80.85	1Φ12@50cm	1Φ16mm@20cm

Si bien la cuantía mínima para flexión es 0.0033, el (ACI-318S-14, págs. 143, numeral 10.5.3) permite utilizar 4/3 de la cuantía obtenida en el análisis estructural.

4.2 Reforzamiento columnas

El diseño estructural se basa en el mandato de columnas fuertes, las cuales por ningún motivo deben colapsar. Sin embargo en el Capítulo 3, en el análisis Pushover, se constata que ante un sismo varias columnas corren el riesgo de un fallo eminente, por lo que, una vez diseñados los muros de corte como principal respuesta a las excesivas derivas de piso y retirada la mampostería que causa torsión excesiva, se procede a repotenciar las columnas. Se presenta la opción de encamisado con hormigón armado y con tejidos de fibra de carbono.

4.2.1 Encamisado con hormigón armado

La primera alternativa que se proyecta es el uso del hormigón armado para robustecer las columnas que lo demandan según los análisis estructurales, debido a que es el mismo material de las columnas existentes, además de que es una opción en la que su comportamiento y metodología constructiva tienen un amplio conocimiento en el medio.

Dada esta premisa se presentan los resultados del cálculo que se basa en el respectivo fundamento teórico del Capítulo 2 del presente proyecto. En la Tabla 51 se tiene el cálculo del P_n de la sección de columna tipo (35cmx35cm) de la estructura.

Tabla 51
Cálculo de P_n para sección original

DATOS DE INGRESO			DATOS DE SALIDA		
h	35	cm	d	30.85	cm
b	35	cm	d'	4.15	cm
#var. long	8	s/u	yh	26.70	cm
dbl	17	mm	y	0.76	cm
dest	8	mm	d/h	0.88	cm
Rec	2.5	cm	εs	0.002	s/u
εcu	0.003	s/u	εs'	0.0023	s/u



Continúa

f'c	210	kgf/cm2	Ag	1225	cm2
fy	4200	kgf/cm2	c=h/2	17.5	cm
ρg	0.01	s/u	(h-d')/c	1.76	s/u
β1	0.85	s/u	Pn (Ec. 2.31)	92931.56	Kgf
Es	2.1E+06	kgf/cm2	Pn	92.93	T

Las relaciones de deformación corresponden a las siguientes fórmulas:

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} * \left(1 - \frac{\frac{1-\gamma}{2}}{\frac{c}{h}} \right) \quad (4.3)$$

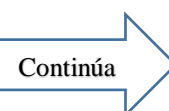
$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} * \left[\left(\frac{h}{c} \right) \left(1 - \frac{1-\gamma}{2} \right) - 1 \right] \quad (4.4)$$

$$\phi = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (4.5)$$

De igual forma se presenta en la Tabla 52 los resultados del Pn para la sección mínima de refuerzo recomendada por el ACI, que es de un recrecio de 7.5cm en cada cara de columna. Lo anterior da una nueva sección de 50cmx50cm y se la arma con una cuantía total de 1% del área gruesa.

Tabla 52
Cálculo del Pn para sección encamisada

DATOS DE INGRESO			DATOS DE SALIDA		
h	50	cm	d	45.7	cm
b	50	cm	d'	4.3	cm
#var.long	16	s/u	yh	41.4	cm
dbl	16	mm	y	0.828	cm
dest	10	mm	d/h	0.914	cm
Rec	2.5	cm	εs	0.002	s/u
εcu	0.003	s/u	εs'	0.0025	s/u
f'c	245	kgf/cm2	Ag	2500	cm2
fy	4200	kgf/cm2	c=h/2	25	cm



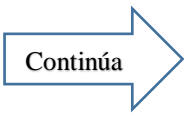
ρ_g	0.01	s/u	$(h-d')/c$	1.828	s/u
β_1	0.85	s/u	Pn (Ec. 2.31)	221265.62	Kgf
Es	2.1E+06	kg/cm ²	Pn	221.26	T

Calculados los Pn para las columnas actuales y las de sección encamisada se presentan las cargas axiales a las cuales están sometidas, obtenidas en el software ETABS, en la Tabla 53 y Tabla 54, se muestra para los respectivos bloques el cambio del ϕP_n frente al P_u en la primera planta, en el que se constata que la sección mínima de encamisado satisface al requerimiento de mayor resistencia a carga axial.

La resistencia nominal para la sección inicial de la columna tipo (35cmx35cm) es **60.40T** calculado en la Tabla 51, mientras que la resistencia nominal con el encamisado de hormigón armado es de **143.83T** calculado en la Tabla 52. Ambos fueron afectados por el factor $\phi=0.65$.

Tabla 53
Comparación de ϕP_n con P_u de las columnas Bloque 1

Columna		P_u (T)	$\phi P_n \geq P_u$
A	5	50.62	No reforzar
	6	97.03	Reforzar
	7	97.22	Reforzar
	8	94.76	Reforzar
	9	59.75	No reforzar
	10	38.79	No reforzar
B	5	52.64	No reforzar
	7	100.28	Reforzar
	8	100.34	Reforzar
	9	55.5	No reforzar
C	5	52.73	No reforzar
	7	74.15	Reforzar
	8	55.67	No reforzar
	9	44.7	No reforzar
D	5	51.07	No reforzar
	6	95.47	Reforzar
	7	85.62	Reforzar
	8	79.25	Reforzar



Continúa

9	59.2	No reforzar
10	32.48	No reforzar

Tabla 54**Comparación de ϕP_n con P_u de las columnas Bloque 2**

Columna	P_u (T)	$\phi P_n \geq P_u$	
1	C	81.15	Reforzar
	D	88.32	Reforzar
	E	100.37	Reforzar
2	A	90.45	Reforzar
	B	108.22	Reforzar
	C	79.06	Reforzar
	D	92.5	Reforzar
	E	108.57	Reforzar
	F	108.76	Reforzar
	G	89.37	Reforzar
3	A	95.86	Reforzar
	B	108.8	Reforzar
	C	108.01	Reforzar
	D	109.06	Reforzar
	E	108.61	Reforzar
	F	108.86	Reforzar
	G	89.32	Reforzar
4	C	60.01	No Reforzar
	D	87.34	Reforzar
	E	96.98	Reforzar

Donde:

P_n Resistencia nominal a carga axial. (T)

P_u Carga axial última. (T)

Para el bloque 1, es necesario reforzar 9 columnas por este análisis; a las cuales se les debe adicionar de ser necesario, las columnas propensas al fallo obtenido en el análisis no lineal de la estructura.

Se estima que para el bloque 2 no necesitan reforzamiento las columnas que servirán de elementos de borde para los muros de corte y la columna C4, por lo que serán encamisadas 19 columnas del primer nivel de la estructura.

Se procede al modelamiento de la estructura con el incremento de sección establecido. Es recomendable aumentar la resistencia a compresión del hormigón en los nuevos elementos, por lo que se decide aumentar la resistencia a un f'_c de 280 Kg/cm², que corresponde a un aumento del 33.33% de la resistencia inicial. En la Figura 175 se observa la definición del nuevo material en el modelo en ETABS.

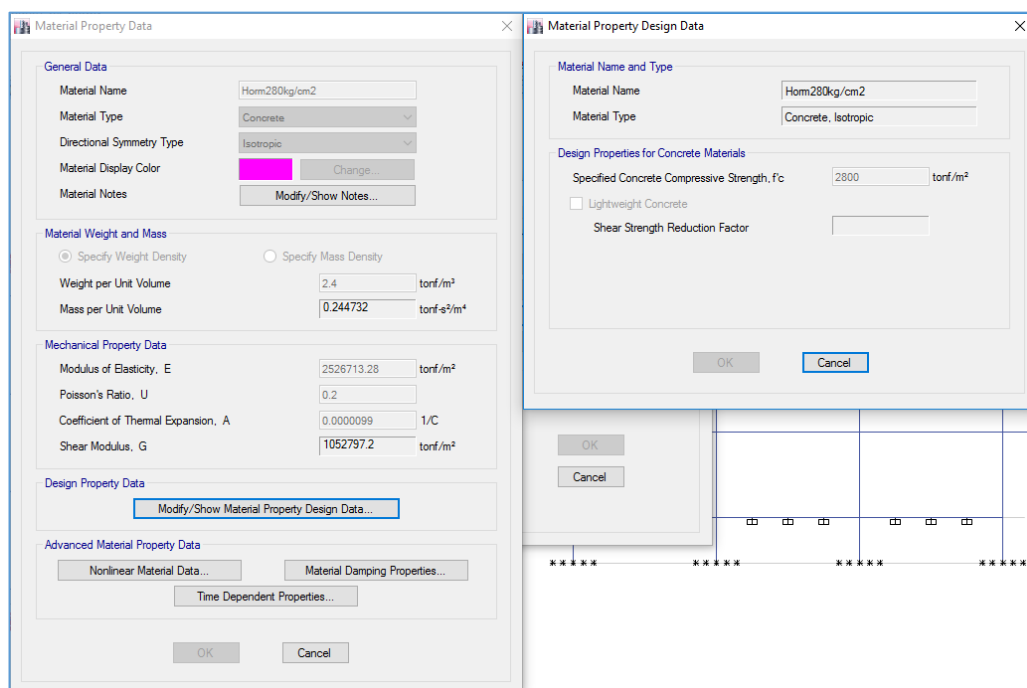


Figura 175 Definición de nuevo material de encamisado

A continuación se debe crear la sección de encamisado (Figura 176 Encamisado de 50x50 Section Designer) en “section designer”, donde el núcleo es la sección original y la parte externa corresponde al encamisado con nuevo material.

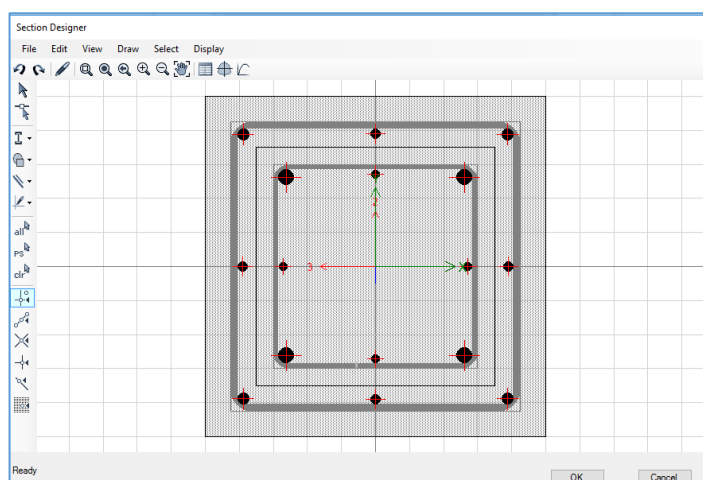


Figura 176 Encamisado de 50x50 Section Designer

4.2.1.1 Cortante

Es importante en el recorcido de la sección realizar el diseño de la armadura transversal, mediante el empleo de las ecuaciones (Ec. 2.41, 2.42 y 2.43) presentadas en el marco teórico. Al ser negativos los valores de V_s y A_v en la Tabla 55, se constata que no es necesario acero por corte, debido a que la sección de hormigón satisface esta necesidad, sin embargo por confinamiento requiere dos ramas de estribos de diámetro 12mm cada 10cm, se obtienen los resultados de la Tabla 56.

Tabla 55

Chequeo de cortante para columnas.

	RAMALES VERTICALES(3-3)		RAMALES HORIZONTALES(2-2)	
Vu	7000.00	Kg	1400.00	Kg
b	50.00	cm	50.00	cm
h	50.00	cm	50.00	cm
d	44.45	cm	44.45	cm
Vc	18463.76	kg	18463.76	kg
Vs	-9130.43	Kg	-16597.10	Kg
Av	-0.49	cm2	-0.89	cm2

Tabla 56
Chequeo por confinamiento

	RAMALES VERTICALES(3-3)		RAMALES HORIZONTALES(2-2)	
h''	41.50	cm	41.50	cm
Ag	2500	cm ²	2500	cm ²
Ac	1806.25	cm ³	1806.25	cm ³
Ash1	2.80	cm ²	2.80	cm ²
Ash2	2.18	cm ²	2.18	cm ²
Avmin	2.80	cm ²	2.80	cm ²
φestb	12	mm	12	mm
aestb	1.13	cm ²	1.13	cm ²
Nº ramas	2	u	2	u

En la Figura 177 Detalle de columna encamisada se aprecia la distribución de estribos y de conectores, que deben existir para unir el hormigón nuevo con el viejo, es recomendable dejar la superficie de la columna existente rugosa (Taranath, 2017).

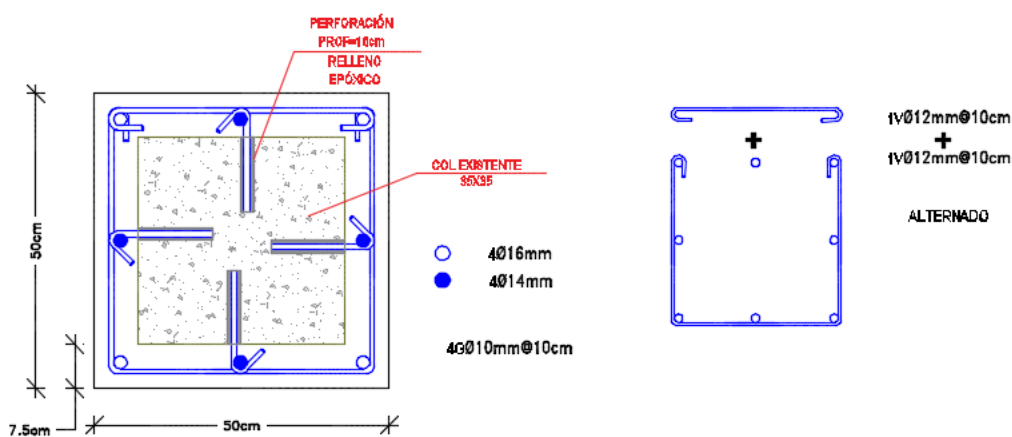


Figura 177 Detalle de columna encamisada

4.2.2 Encamisado con FRP

La otra alternativa que se proyecta para aumentar la resistencia de las columnas que lo demandan según los análisis estructurales, es el encamisado por FRP, debido que permite reforzar los elementos de forma más rápida y menos invasiva en el resto de elementos. Para lo cual se siguió el procedimiento del ACI-440-08, en el que se

parte de los datos de la sección original Tabla 57 y de las características de las platinas a utilizar en la Tabla 58. Además la Figura 178 muestra un detalle del refuerzo con láminas de FRP.

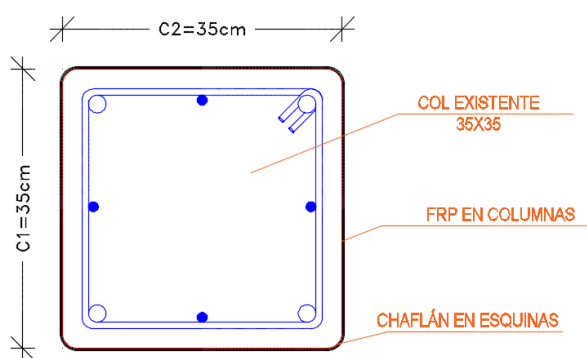


Figura 178 Detalle de encamisado con FRP de columna

Tabla 57

Datos de la sección de columna.

DATOS DE LA SECCIÓN			
Resistencia a compresión del hormigón	f'_c	21	Mpa
Esfuerzo de fluencia del acero	f_y	420	Mpa
Módulo de elasticidad del hormigón	E_c	15187.6	MPa
Recubrimiento	r_c	25	mm
Armado de la sección	Varillas	8	$\phi 17$
Longitud de la cara de la columna	$C1=C2$	35.0	cm
Área gruesa	A_g	1225	cm ²
Área de acero	A_{st}	18.16	cm ²
Cuantía	ρ_g	1.48%	%
Resistencia nominal	ϕP_n sin FRP	600.4	kN
Factor de reducción de resistencia	ϕ	0.65	

Nota: El diámetro de 17mm corresponde al promedio de 4 $\phi 12$ mm en los bordes y 4 $\phi 22$ en las esquinas.

Tabla 58
Propiedades del FRP para columnas

PROPIEDADES DEL FRP			
Espeso por capa	tf	0.293	mm
Esfuerzo último de tensión	ffu*	3800	Mpa
Tensión de rotura	εfu*	0.0164	mm/mm
Módulo de elasticidad	Ef	231000	MPa

Fuente: (Sika CarboDur, 2012)

Se inició con la comprobación con una sola lámina de FRP, la misma que fue suficiente para abastecer las necesidades de esta estructura, como lo demuestra la Tabla 59 para el bloque 1 y la Tabla 60 para el bloque 2.

La resistencia nominal para la sección inicial de la columna tipo (35cmx35cm) es **60.40T** calculado en la Tabla 51, mientras que la resistencia nominal con el encamisado de FRP es de **166.55 T** calculado con las fórmulas de la sección 2.6.3. Ambos fueron afectados por el factor $\phi=0.65$.

Tabla 59
Resultado de reforzamiento de FRP en columnas con FRP bloque 1

	Columna	Pu (T)	$\phi P_n \geq P_u$
A	5	50.62	No reforzar
	6	97.03	Reforzar
	7	97.22	Reforzar
	8	94.76	Reforzar
	9	59.75	No reforzar
	10	38.79	No reforzar
B	5	52.64	No reforzar
	7	100.28	Reforzar
	8	100.34	Reforzar
	9	55.5	No reforzar
C	5	52.73	No reforzar
	7	74.15	Reforzar
	8	55.67	No reforzar
	9	44.7	No reforzar
sD	5	51.07	No reforzar
	6	95.47	Reforzar

Continúa

7	85.62	Reforzar
8	79.25	Reforzar
9	59.2	No reforzar
10	32.48	No reforzar

Tabla 60
Resultado de reforzamiento de FRP en columnas con FRP bloque 2

	Columna	Pu (T)	$\phi P_n \geq P_u$
1	C	81.15	Reforzar
	D	88.32	Reforzar
	E	100.37	Reforzar
2	A	90.45	Reforzar
	B	108.22	Reforzar
	C	79.06	Reforzar
	D	92.5	Reforzar
	E	108.57	Reforzar
	F	108.76	Reforzar
	G	89.37	Reforzar
3	A	95.86	Reforzar
	B	108.8	Reforzar
	C	108.01	Reforzar
	D	109.06	Reforzar
	E	108.61	Reforzar
	F	108.86	Reforzar
	G	89.32	Reforzar
4	C	60.01	No Reforzar
	D	87.34	Reforzar
	E	96.98	Reforzar

4.3 Reforzamiento de vigas

Después del reforzamiento con muros de corte e incremento de secciones en columnas, el aumento de cargas y de rigideces crea la necesidad de reforzamiento de vigas, de manera especial en pórticos que mantienen las características iniciales, sumado a que el edificio está compuesto de vigas bandas las cuales no son recomendables en una configuración estructural de este tipo. Por este motivo se plantean dos alternativas que solucionen esto inconvenientes, la primera consiste en el uso de FRP en platinas, colocadas exteriormente donde el diseño lo requiera y la segunda es el uso de barras del mismo material, introducidas en la sección existente de la viga.

4.3.1 Vigas con láminas de FRP

En esta sección se presentan los resultados obtenidos del diseño de cada una de las vigas de la estructura, para lo cual se parte de los siguientes datos iniciales de la sección tipo de viga presentados en la Tabla 61. La resistencia a compresión del hormigón es la determinada con el ensayo de esclerómetro (Sección 3.2.2).

Tabla 61
Datos iniciales de viga tipo de hormigón

Datos de viga de hormigón		
b	40	cm
h	25	cm
d	22.5	cm
f'c	160	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
As	6.16	cm ²
Φflexión	0.9	
Ec (Ec. 2.2)	151876.00	kg/cm ²
Es	2100000.00	kg/cm ²
MDL	144063.74	kg-cm ETABS
Mu	304140.24	kg-cm ETABS

Mientras que las características de las láminas FRP que se emplearon en el diseño se exponen en la Tabla 62. Correspondientes a platinas tipo M, ideal para vigas de hormigón y disponibles en el mercado ecuatoriano.

Tabla 62
Características de las láminas FRP tipo M

Datos de láminas FRP			
Espesor	tf	1.4	mm
Esfuerzo último de tensión	ffu*	31000	N/mm ²
Esfuerzo de rotura	εfu*	0.0135	mm/mm
Módulo de elasticidad	Ef	210000	N/mm ²
Número de planchas		4	u
Ancho de plancha		100	mm
Área de FRP	Af	0	mm ²
Factor de reducción	ψf	0.85	s.u

Fuente: (Sika CarboDur, 2012)

Con estos datos se procede al cálculo del número de láminas necesarias en cada una de las vigas, en busca de satisfacer la premisa $\phi M_n > M_u$, mediante el procedimiento expuesto en la sección de fundamento teórico del proyecto (Sección 2.6.3). Los cuales se presentan siguientes tablas para el bloque momentos negativos Tabla 64 y Tabla 66 y; momentos positivos Tabla 63 y Tabla 65. y para el bloque 2 para momentos positivos se encuentran en la Tabla 67 y Tabla 68 y para los momentos negativos en la Tabla 69 y Tabla 70, también se muestra la nomenclatura y la forma de colocación de las platinas en la Figura 179 para momentos positivos y en la Figura 180 para momentos negativos.

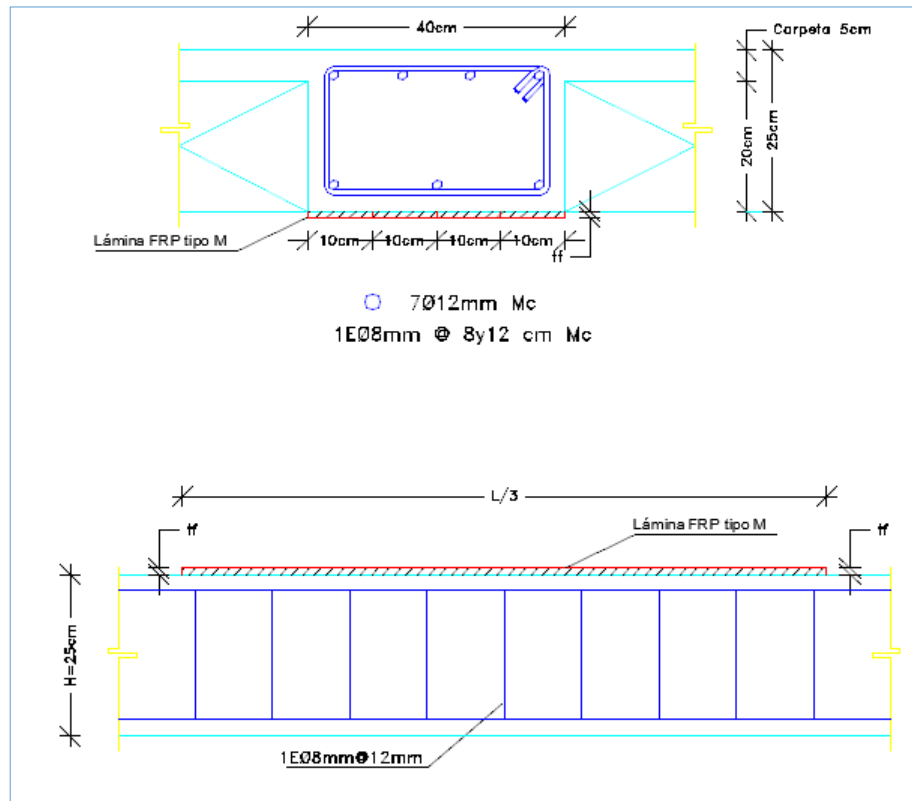


Figura 179 Detalles de láminas FRP para momentos positivos

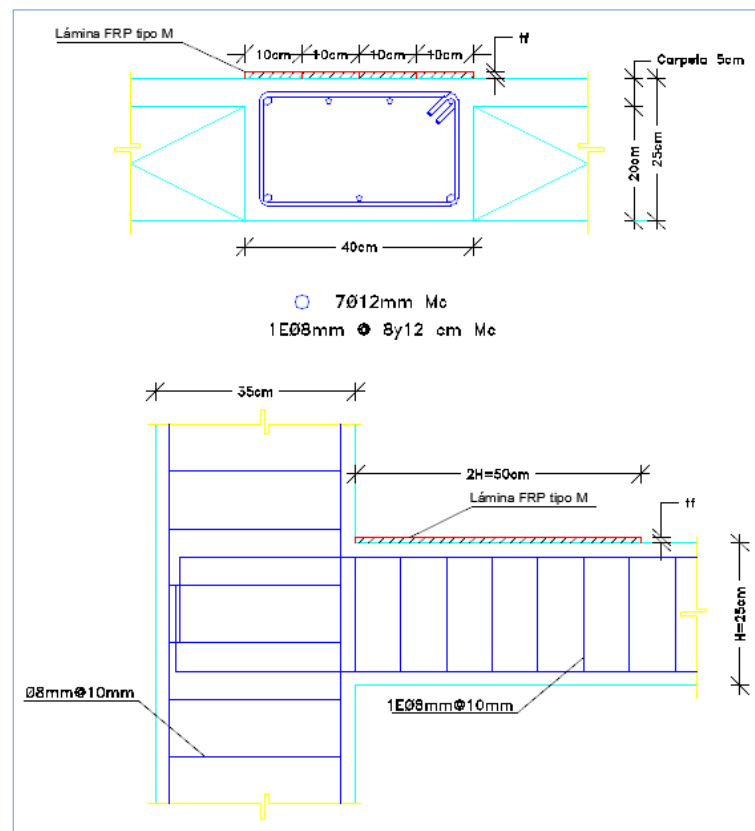


Figura 180 Detalles de láminas FRP para momento negativos

Tabla 63

Resultados para momentos positivos primer piso (Bloque 1)

VIGAS	ϕM_n kg-cm	M_u kg-cm	ϕM_n ref. kg-cm	No. Láminas espesor	Espesor tf mm	No. Láminas ancho	Área FRP mm ²
10	AB	5052.17	178054	0	0	0	0
	BC	5052.17	668024	923914	1	1.4	140
	CD	5052.17	296120	0	0	0	0
9	AB	5054.17	1581159	1913276	4	1.4	560
	BC	5054.17	2034121	2664289	3	1.4	840
	CD	5054.17	1174073	1345519	2	1.4	280
8	AB	5056.17	1779664	2149491	3	1.4	840
	BC	5056.17	1868287	1913084	4	1.4	560
	CD	5056.17	1156825	1350212	2	1.4	280
7	AB	5058.17	1957630.4	2387858	4	1.4	1120
	BC	5058.17	2055115.7	2548745	3	1.4	840
	CD	5058.17	1272507.5	1328028	2	1.4	280
6	AB	5060.17	195859.4	0	0	0	0
	BC	5060.17	734826.4	924506	1	1.4	140

Continúa

	CD	5060.17	325732	0	0	0	0	0
5	AB	5062.17	1106854	1205723	2	1.4	100	280
	BC	5062.17	980084	1369892	2	1.4	100	280
	CD	5062.17	599310	929971	1	1.4	100	140
A-D	6 9	5064.17	72575	0	0	0	0	0
	6 9	5064.17	826554	923523	1	1.4	100	140
	6 9	5064.17	292218	0	0	0	0	0
B-C	6 9	5066.17	1249243	0	0	0	0	0
	6 9	5066.17	2218162	2480436	1	1.4	100	280
	6 9	5066.17	1272421	1326998	2	1.4	100	280

Tabla 64
Resultados para momentos negativos primer piso (Bloque 1)

VIGAS	ϕM_n kg-cm	M_u kg-cm	ϕM_n ref. kg-cm	No. Láminas espesor	Espesor t_f mm	No. Láminas ancho	Área FRP mm ²
10	AB	5052.17	178054	0	0	0	0
	BC	5052.17	668024	923914	1	1.4	100
	CD	5052.17	296120	0	0	0	0
9	AB	5054.17	1581159	1913276	4	1.4	100
	BC	5054.17	2034121	2664289	3	1.4	100
	CD	5054.17	1174073	1345519	2	1.4	100
8	AB	5056.17	1779664	2149491	3	1.4	100
	BC	5056.17	1868287	1913084	4	1.4	100
	CD	5056.17	1156825	1350212	2	1.4	100
7	AB	5058.17	1957630.4	2387858	4	1.4	100
	BC	5058.17	2055115.7	2548745	3	1.4	100
	CD	5058.17	1272507.5	1328028	2	1.4	100
6	AB	5060.17	195859.4	0	0	0	0
	BC	5060.17	734826.4	924506	1	1.4	100
	CD	5060.17	325732	0	0	0	0
5	AB	5062.17	1106854	1205723	2	1.4	100
	BC	5062.17	980084	1369892	2	1.4	100
	CD	5062.17	599310	929971	1	1.4	100
A-D	6 9	5064.17	72575	0	0	0	0
	6 9	5064.17	826554	923523	1	1.4	100
	6 9	5064.17	292218	0	0	0	0
B-C	6 9	5066.17	1249243	0	0	0	0
	6 9	5066.17	2218162	2480436	1	1.4	100
	6 9	5066.17	1272421	1326998	2	1.4	100

Tabla 65
Resultados para momentos positivos segundo piso (Bloque 1)

VIGAS		ϕM_n	M_u	ϕM_n ref.	No. Láminas	Espesor t_f	No. Láminas	Área FRP
		kg-cm	kg-cm	kg-cm	espesor	mm	ancho	mm ²
10	AB	5053.17	368209	0	0	0	0	0
	BC	5053.17	911595	1274902	2	1.4	100	280
	CD	5053.17	612500	923914	1	1.4	100	140
9	AB	5055.17	1234561	1504601	3	1.4	100	420
	BC	5055.17	1347782	1538041	3	1.4	100	420
	CD	5055.17	1174073	1353664	2	1.4	100	280
8	AB	5057.17	1779664	2048463	3	1.4	100	840
	BC	5057.17	1394551	1492001	3	1.4	100	420
	CD	5057.17	719547	917664	1	1.4	100	140
7	AB	5059.17	1991181	2318083	4	1.4	100	1120
	BC	5059.17	1534006.1	1749428	4	1.4	100	560
	CD	5059.17	791501.7	904829	1	1.4	100	140
6	AB	5061.17	405029.9	0	0	0	0	0
	BC	5061.17	1002754.5	1272859	2	1.4	100	280
	CD	5061.17	673750	918721	1	1.4	100	140
5	AB	5063.17	1834847	1944873	1	1.4	100	560
	BC	5063.17	1106851	1339892	2	1.4	100	280
	CD	5063.17	746172	906101	1	1.4	100	140
A-D	6 9	5065.17	131205	0	0	0	0	0
	6 9	5065.17	978816	1279681	1	1.4	100	140
	6 9	5065.17	56934	0	0	0	0	0
B-X	6 9	5067.17	935769	1250528	2	1.4	100	280
	6 9	5067.17	1339509	1539684	3	1.4	100	420
	6 9	5067.17	766708	908202	1	1.4	100	140

Tabla 66
Resultados para momentos negativos segundo piso (Bloque 1)

VIGAS		ϕM_n	M_u	ϕM_n ref.	No. Láminas	Espesor t_f	No. Láminas	Área FRP
		kg-cm	kg-cm	kg-cm	espesor	mm	ancho	mm ²
10	AB	5053.17	368209	0	0	0	0	0
	BC	5053.17	911595	1274902	2	1.4	100	280
	CD	5053.17	612500	923914	1	1.4	100	140
9	AB	5055.17	1234561	1504601	3	1.4	100	420
	BC	5055.17	1347782	1538041	3	1.4	100	420
	CD	5055.17	1174073	1353664	2	1.4	100	280
8	AB	5057.17	1779664	2048463	3	1.4	100	840
	BC	5057.17	1394551	1492001	3	1.4	100	420
	CD	5057.17	719547	917664	1	1.4	100	140
7	AB	5059.17	1991181	2318083	4	1.4	100	1120
	BC	5059.17	1534006.1	1749428	4	1.4	100	560
	CD	5059.17	791501.7	904829	1	1.4	100	140
6	AB	5061.17	405029.9	0	0	0	0	0
	BC	5061.17	1002754.5	1272859	2	1.4	100	280
	CD	5061.17	673750	918721	1	1.4	100	140
5	AB	5063.17	1834847	1944873	1	1.4	100	560
	BC	5063.17	1106851	1339892	2	1.4	100	280
	CD	5063.17	746172	906101	1	1.4	100	140
A-D	6 9	5065.17	131205	0	0	0	0	0
	6 9	5065.17	978816	1279681	1	1.4	100	140
	6 9	5065.17	56934	0	0	0	0	0
B-X	6 9	5067.17	935769	1250528	2	1.4	100	280
	6 9	5067.17	1339509	1539684	3	1.4	100	420
	6 9	5067.17	766708	908202	1	1.4	100	140

Tabla 67
Resultados para momentos positivos primer piso (Bloque 2)

VIGAS	ϕM_n kg-cm	M_u kg-cm	ϕM_n ref. kg-cm	No. Láminas espesor	Espesor t _f mm	No. Láminas ancho	Área FRP mm ²	
1	BC	505217.00	301922.82	468089	0	0.0	4	0.00
	CD	505217.00	181257.25	469556	0	0.0	4	0.00
	DE	505217.00	305628.00	468089	0	0.0	4	0.00
	EF	505217.00	301559.14	468089	0	0.0	4	0.00
2	AB	505217.00	1183983.51	1382106	1	1.4	3	420.00
	BC	505217.00	1196830.72	1377178	1	1.4	3	420.00
	CD	505217.00	0.00	468089	0	0.0	4	0.00
	DE	505217.00	1186878.20	1376410	1	1.4	3	420.00
	EF	505217.00	1161522.42	1383027	1	1.4	3	420.00
	FG	505217.00	1186834.22	1378933	1	1.4	3	420.00
3	AB	505217.00	1173424.84	1383149	1	1.4	3	420.00
	BC	505217.00	1163492.28	1382493	1	1.4	3	420.00
	CD	505217.00	1199526.71	1377584	1	1.4	3	420.00
	DE	505217.00	1155774.73	1384103	1	1.4	3	420.00
	EF	505217.00	1162644.34	1382949	1	1.4	3	420.00
	FG	505217.00	1186709.00	1378945	1	1.4	3	420.00
4	BC	505217.00	618463.08	883595	1	1.4	1	140.00
	CD	505217.00	230626.69	468089	0	0.0	1	0.00
	DE	505217.00	304436.50	468089	0	0.0	1	0.00
	EF	505217.00	301177.04	468089	0	0.0	1	0.00
A	1_2	505217.00	303143.73	468089	0	0.0	1	0.00
	2_3	505217.00	302358.56	468089	0	0.0	1	0.00
	3_4	505217.00	303913.89	468089	0	0.0	4	0.00
B	1_2	505217.00	1164096.01	1383137	1	1.4	3	420.00
	2_3	505217.00	1164352.62	1381028	1	1.4	3	420.00
	3_4	505217.00	1183523.00	1379575	1	1.4	3	420.00
C	1_2	505217.00	120156.69	468089	0	0.0	4	0.00
	2_3	505217.00	1090831.18	1147516	1	1.4	2	280.00
	3_4	505217.00	1208058.52	1376080	1	1.4	3	420.00
D	1_2	505217.00	821751.25	869286	1	1.4	1	140.00
	2_3	505217.00	1090831.18	867187	1	1.4	1	140.00
	3_4	505217.00	1208058.52	1380909	1	1.4	3	420.00
E	1_2	505217.00	1160809.17	1385225	1	1.4	3	420.00
	2_3	505217.00	1161979.28	1382889	1	1.4	3	420.00
	3_4	505217.00	1167268.26	1383959	1	1.4	3	420.00
F	1_2	505217.00	1168422.37	1382111	1	1.4	3	420.00
	2_3	505217.00	1164291.58	1382635	1	1.4	3	420.00


 Continúa

	3_4	505217.00	1171410.97	1381859	1	1.4	3	420.00
G	1_2	505217.00	303935.62	468089	0	0.0	4	0.00
	2_3	505217.00	302619.46	468089	0	0.0	4	0.00
	3_4	505217.00	304140.24	468089	0	0.0	4	0.00

Tabla 68**Resultados para momentos positivos segundo piso (Bloque2)**

VIGAS	ϕ Mn	Mu	ϕ Mn ref.	No. Láminas espesor	Espesor tf mm	No. Láminas ancho	Área FRP mm2	
	kg-cm	kg-cm	kg-cm					
1	BC	5052.17	573917.64	865269	1	1.40	1	140.00
	CD	5052.17	115092.38	470046	0	0.00	4	0.00
	DE	5052.17	576964.80	864765	1	1.40	1	140.00
	EF	5052.17	559903.63	867327	1	1.40	1	140.00
2	AB	5052.17	771719.17	842877	1	1.40	1	140.00
	BC	5052.17	751975.04	844578	1	1.40	1	140.00
	CD	5052.17	778210.85	842141	1	1.40	1	140.00
	DE	5052.17	761288.30	843651	1	1.40	1	140.00
	EF	5052.17	766105.73	843281	1	1.40	1	140.00
	FG	5052.17	774258.20	842233	1	1.40	1	140.00
3	AB	5052.17	757997.22	837603	1	1.40	1	140.00
	BC	5052.17	765039.00	843289	1	1.40	1	140.00
	CD	5052.17	763364.81	843502	1	1.40	1	140.00
	DE	5052.17	767983.16	843044	1	1.40	1	140.00
	EF	5052.17	765061.22	843371	1	1.40	1	140.00
	FG	5052.17	774286.59	842235	1	1.40	1	140.00
4	BC	5052.17	416888.20	468089	0	0.00	4	0.00
	CD	5052.17	408726.65	468089	0	0.00	4	0.00
	DE	5052.17	570388.17	865741	1	1.40	1	140.00
	EF	5052.17	560759.37	867161	1	1.40	1	140.00
A	1_2	5052.17	571077.61	865560	1	1.40	1	140.00
	2_3	5052.17	564226.22	866666	1	1.40	1	140.00
	3_4	5052.17	574870.58	865337	1	1.40	1	140.00
B	1_2	5052.17	762534.88	844056	1	1.40	1	140.00
	2_3	5052.17	764927.99	843474	1	1.40	1	140.00
	3_4	5052.17	768390.82	840415	1	1.40	1	140.00
C	1_2	5052.17	764312.32	845236	1	1.40	1	140.00
	2_3	5052.17	754365.27	844487	1	1.40	1	140.00
	3_4	5052.17	805203.48	836980	1	1.40	1	140.00
D	1_2	5052.17	745446.45	847424	1	1.40	1	140.00
	2_3	5052.17	754365.27	842875	1	1.40	1	140.00


 Continúa

	3_4	5052.17	805203.48	844870	1	1.40	1	140.00
E	1_2	5052.17	747812.34	846775	1	1.40	1	140.00
	2_3	5052.17	767852.10	842947	1	1.40	1	140.00
	3_4	5052.17	755298.71	845206	1	1.40	1	140.00
F	1_2	5052.17	759483.39	844336	1	1.40	1	140.00
	2_3	5052.17	767770.52	843068	1	1.40	1	140.00
	3_4	5052.17	762923.06	843717	1	1.40	1	140.00
G	1_2	5052.17	571929.32	865432	1	1.40	1	140.00
	2_3	5052.17	565837.83	866414	1	1.40	1	140.00
	3_4	5052.17	571329.26	866029	1	1.40	1	140.00

Tabla 69**Resultados para momentos negativos primer piso (Bloque2)**


VIGAS	ϕ Mn kg-cm	Mu kg-cm	ϕ Mn ref. kg-cm	No. Láminas u	Espesor mm	No. láminas ancho	Área FRP mm ²	
1	A	505217.00	109219.83	468089	0	0.00	4	0.00
	BC	505217.00	807166.07	861521	1	1.40	1	140.00
	CD	505217.00	526997.69	882689	1	1.40	1	140.00
	DE	505217.00	790313.23	863475	1	1.40	1	140.00
	EF	505217.00	829642.62	860612	1	1.40	1	140.00
	G	505217.00	104472.62	468089	0	0.00	4	0.00
	2	A	505217.00	1148127.09	1149327	1	1.40	2
AB		505217.00	1860373.84	1940224	2	2.80	4	1120.00
BC		505217.00	1813116.42	1955315	2	2.80	4	1120.00
CD		505217.00	949032.14	1193760	1	1.40	2	280.00
DE		505217.00	1860117.44	1937377	2	2.80	4	1120.00
EF		505217.00	1846973.94	1940659	2	2.80	4	1120.00
FG		505217.00	1874696.12	1935219	2	2.80	4	1120.00
G		505217.00	1009469.33	1127868	1	1.40	2	280.00
3	A	505217.00	1694956.22	1821623	2	2.80	4	1120.00
	AB	505217.00	1842074.72	1947254	2	2.80	4	1120.00
	BC	505217.00	1850589.95	1938203	2	2.80	4	1120.00
	CD	505217.00	2163932.81	2234442	3	4.20	4	1680.00
	DE	505217.00	1877564.95	1929321	2	2.80	4	1120.00
	EF	505217.00	1846765.11	1940709	2	2.80	4	1120.00
	FG	505217.00	1878482.29	1926501	2	2.80	4	1120.00
	G	505217.00	1015682.96	1127190	1	1.40	2	280.00
4	A	505217.00	1738393.58	1767274	2	2.80	4	1120.00
	BC	505217.00	1002846.51	1156271	1	1.40	2	280.00
	CD	505217.00	676862.23	870215	1	1.40	1	140.00


 Continúa

	DE	505217.00	798800.03	862906	1	1.40	1	140.00
	EF	505217.00	831355.80	857806	1	1.40	1	140.00
	G	505217.00	98923.69	3084688	2	2.80	4	1120.00
A	1	505217.00	204582.37	2999836	2	2.80	4	1120.00
	1_2	505217.00	837047.19	858497	1	1.40	1	140.00
	2_3	505217.00	826247.65	860328	1	1.40	1	140.00
	3_4	505217.00	800870.43	861467	1	1.40	1	140.00
B	1	505217.00	1438508.43	1495354	1	1.40	4	560.00
	1_2	505217.00	1874860.96	1929976	2	2.80	4	1120.00
	2_3	505217.00	1860776.22	1936434	2	2.80	4	1120.00
	3_4	505217.00	1881867.82	1922964	2	2.80	4	1120.00
C	1	505217.00	2009796.26	2013443	3	4.20	4	1680.00
	1_2	505217.00	309012.16	468089	0	0.00	4	0.00
	2_3	505217.00	1825165.83	1938705	2	2.80	4	1120.00
	3_4	505217.00	1907510.91	1917132	2	2.80	4	1120.00
D	1	505217.00	2475428.81	2524707	5	7.00	4	2800.00
	1_2	505217.00	1488539.76	1493588	1	1.40	4	560.00
	2_3	505217.00	1825165.83	1524741	1	1.40	4	560.00
	3_4	505217.00	1907510.91	1952155	2	2.80	4	1120.00
	4	505217.00	1805066.98	2056174	3	4.20	4	1680.00
E	1	505217.00	2225771.07	2305292	4	5.60	4	2240.00
	1_2	505217.00	1866438.09	1923016	2	2.80	4	1120.00
	2_3	505217.00	1854310.05	1938688	2	2.80	4	1120.00
	3_4	505217.00	1865786.94	1938295	2	2.80	4	1120.00
	4	505217.00	1841205.35	2035067	3	4.20	4	1680.00
F	1	505217.00	1423220.59	1437181	1	1.40	4	560.00
	1_2	505217.00	1850937.36	1946616	2	2.80	4	1120.00
	2_3	505217.00	1851532.57	1941501	2	2.80	4	1120.00
	3_4	505217.00	1852329.42	1936142	2	2.80	4	1120.00
	4	505217.00	1257556.18	1303987	1	1.40	3	420.00
G	1	505217.00	194484.85	468089	0	0.00	4	0.00
	1_2	505217.00	815503.78	859664	1	1.40	1	140.00
	2_3	505217.00	809464.63	862212	1	1.40	1	140.00
	3_4	505217.00	830011.04	859256	1	1.40	1	140.00
	4	505217.00	151598.61	917436	1	1.40	1	140.00

Tabla 70
Resultados para momentos negativos segundo piso (Bloque2)

VIGAS	ϕ Mn kg-cm	Mu kg-cm	ϕ Mn ref. kg-cm	No. Láminas u	Espesor tf mm	No. Láminas ancho	Área FRP mm ²	
1	BC	5052.17	956152.93	1162639	1	1.40	2	280.00
	CD	5052.17	458699.67	880663	1	1.40	1	140.00
	DE	5052.17	925952.41	1101102	1	1.40	2	280.00
	EF	5052.17	946769.47	1098798	1	1.40	2	280.00
2	AB	5052.17	1224871.81	1243931	1	1.40	3	420.00
	BC	5052.17	1345840.07	1387307	1	1.40	4	560.00
	CD	5052.17	1275186.77	1403817	1	1.40	4	560.00
	DE	5052.17	1245467.47	1419853	1	1.40	4	560.00
	EF	5052.17	1216510.81	1247261	1	1.40	3	420.00
	FG	5052.17	1224734.73	1243837	1	1.40	3	420.00
3	AB	5052.17	1253540.84	1266960	1	1.40	3	420.00
	BC	5052.17	1217145.56	1247362	1	1.40	3	420.00
	CD	5052.17	1221043.65	1247343	1	1.40	3	420.00
	DE	5052.17	1215239.93	1248277	1	1.40	3	420.00
	EF	5052.17	1222434.77	1245005	1	1.40	3	420.00
	FG	5052.17	1226520.03	1243432	1	1.40	3	420.00
4	BC	5052.17	687877.38	852051	1	1.40	1	140.00
	CD	5052.17	703849.13	848631	1	1.40	1	140.00
	DE	5052.17	940599.12	1098228	1	1.40	2	280.00
	EF	5052.17	935019.40	1099263	1	1.40	2	280.00
A	1_2	5052.17	936210.75	1095254	1	1.40	2	280.00
	2_3	5052.17	937723.18	1099873	1	1.40	2	280.00
	3_4	5052.17	954548.55	1092866	1	1.40	2	280.00
B	1_2	5052.17	1267013.11	1267189	1	1.40	3	420.00
	2_3	5052.17	1228575.03	1244237	1	1.40	3	420.00
	3_4	5052.17	1238020.10	1241726	1	1.40	3	420.00
C	1_2	5052.17	1239539.90	1242799	1	1.40	3	420.00
	2_3	5052.17	1349222.66	1385914	1	1.40	4	560.00
	3_4	5052.17	1262176.64	1401252	1	1.40	4	560.00
D	1_2	5052.17	1296689.96	1388422	1	1.40	4	560.00
	2_3	5052.17	1349222.66	1243653	1	1.40	3	420.00
	3_4	5052.17	1262176.64	1242977	1	1.40	3	420.00
E	1_2	5052.17	1285914.24	1398639	1	1.40	4	560.00
	2_3	5052.17	1221689.37	1246492	1	1.40	3	420.00
	3_4	5052.17	1240271.16	1271785	1	1.40	3	420.00
F	1_2	5052.17	1262834.18	1269501	1	1.40	3	420.00
	2_3	5052.17	1219391.73	1246648	1	1.40	3	420.00


 Continúa

	3_4	5052.17	1232553.55	1245393	1	1.40	3	420.00
G	1_2	5052.17	940238.14	1096871	1	1.40	2	280.00
	2_3	5052.17	932329.29	1102305	1	1.40	2	280.00
	3_4	5052.17	947465.57	1095099	1	1.40	2	280.00

Una vez diseñado los espesores y longitudes del reforzamiento con láminas de FRP se debe crear el material, con todos los parámetros elásticos e inelásticos que el fabricante ofrece. En la Figura 181 se muestran los parámetros del material, para el tipo de plancha de FRP disponible en el mercado y con las características requeridas para el análisis.

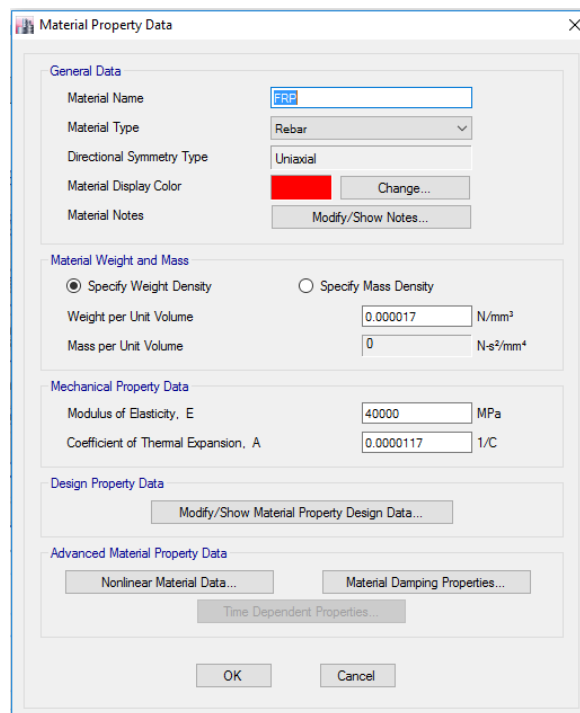


Figura 181 Definición de material de láminas de FRP

Posteriormente, se crea la sección de FRP en “Section designer”, para obtener en el modelo una aproximación más real de este material, se debe modelar como una plancha de acero como se muestra en la Figura 182. Otra forma es modelar secciones de acero y modificar el material mediante la relación de módulos de elasticidad del acero y el FRP

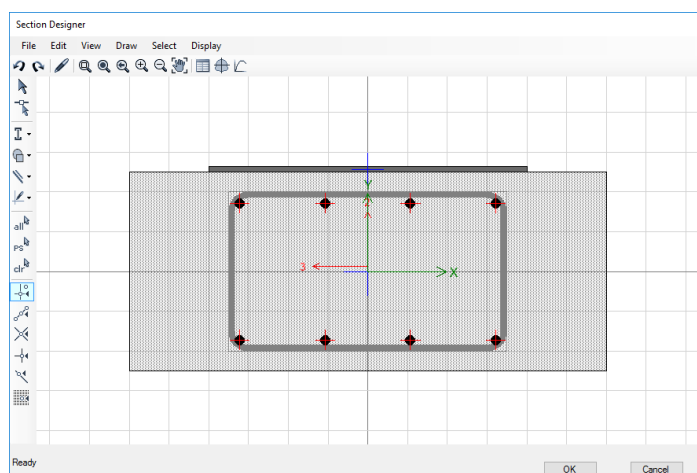


Figura 182 Láminas de FRP en Section Designer

Posterior a crear las nuevas secciones diseñadas se procede a definir a las vigas a ser reforzadas, para los respectivos análisis. Cuyos resultados se presentarán más adelante en el análisis comparativo de las alternativas.

4.3.2 Barras FRP-NSM

En este apartado se presentan los resultados obtenidos del diseño de cada una de las vigas de la estructura, para lo cual se parte de los siguientes datos iniciales de la sección que son coinciden con los de la Tabla 61. A continuación, en la Tabla 71 se muestran las características de las barras de FRP-NSM.

Tabla 71
Características de barras FRP-NSM

Datos de FRP-NSM			
Area de cada Barra	Ansm	126.7	mm ²
Distancia df		23.05	cm
Esfuerzo último de tension	ffu*	2068	N/mm ²
Número de barras	#	10	
Esfuerzo de rotura	εfu*	0.0167	mm/mm
Area total de Refuerzo		1267	mm ²
Módulo de elasticidad	Ef	124000	N/mm ²
Factor de reducción	ψf	0.9	s.u

Fuente: (Sika CarboDur, 2012)

Dadas las características de este sistema, se procede al cálculo del número de barras de FRP-NSM, para vencer los esfuerzos solicitados en los elementos estructurales. Se muestra detalles del montaje de barras FRP-NSM, en la Figura 183 y Figura 184 se presentan detalles tanto para momento negativo como positivo, respectivamente. En la Tabla 72 y Tabla 73 se muestran los resultados de momentos positivos para el bloque 1; en la Tabla 74 y Tabla 75 los resultados de momentos negativos. Mientras que para el bloque 2 se muestran los resultados de momentos positivos en Tabla 76 y Tabla 77 y para momentos negativos en la Tabla 78 y Tabla 79.

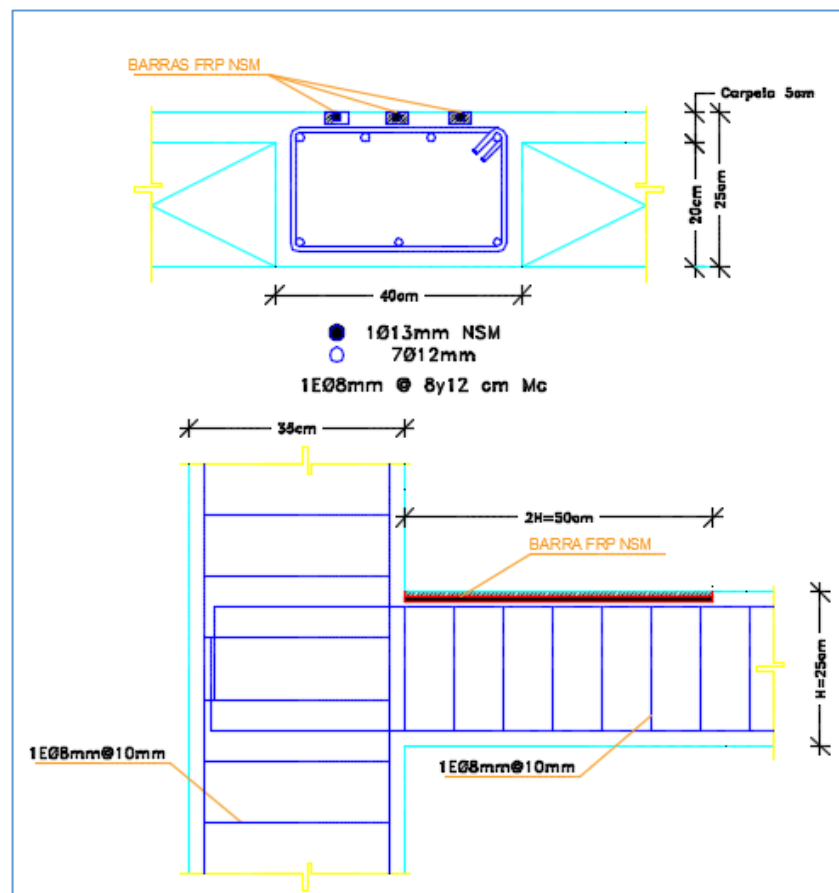


Figura 183 Detalles para FRP-NSM en momentos negativos

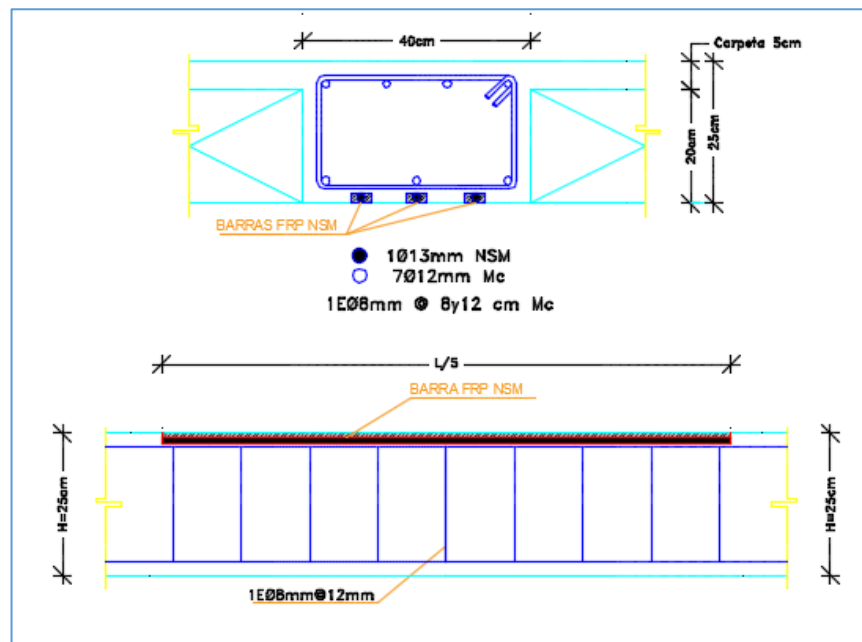


Figura 184 Detalles para FRP-NSM en momentos positivos

Tabla 72

Resultados para momentos positivos primer piso (Bloque1)

VIGAS	ϕM_n	M_u	ϕM_n ref.	#barras	Diametro NSM mm	Area de FRP cm ²
	kg-cm	kg-cm	kg-cm			
10	AB	5052.17	178054	0	0	0
	BC	5052.17	668024	68685	1	1.3
	CD	5052.17	296120	0	0	0
9	AB	5054.17	1581159	678899	1	1.3
	BC	5054.17	2034121	2058233	10	1.3
	CD	5054.17	1174073	127306	4	1.3
8	AB	5056.17	1779664	1781501	10	1.3
	BC	5056.17	1868287	1951454	9	1.3
	CD	5056.17	1156825	1277377	4	1.3
7	AB	5058.17	1957630.4	1961530	10	1.3
	BC	5058.17	2055115.7	2191015	10	1.3
	CD	5058.17	1272507.5	1454155	5	1.3
6	AB	5060.17	195859.4	0	0	0
	BC	5060.17	734826.4	898682	2	1.3
	CD	5060.17	325732	0	0	0
5	AB	5062.17	1106854	1144549	4	1.3

Continúa

	BC	5062.17	980084	1088658	3	1.3	3.975
	CD	5062.17	599310	693949	1	1.3	1.32
A-D	6 9	5064.17	72575	0	0	0	0
	6 9	5064.17	826554	888797	2	1.3	2.65
	6 9	5064.17	292218	0	0	0	0
B-C	6 9	5066.17	1249243	0	0	0	0
	6 9	5066.17	2218162	2277531	10	1.3	13.26
	6 9	5066.17	1272421	1452971	5	1.3	6.63

Tabla 73**Resultados para momentos positivos segundo piso (Bloque1)**

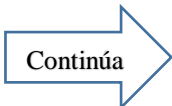
VIGAS	ϕ Mn	Mu	ϕ Mn ref.	#barras	Diametro NSM mm	Area de FRP cm ²	
	kg-cm	kg-cm	kg-cm				
10	AB	5053.17	368209	0	0	0	
	BC	5053.17	911595	1042099	3	1.3	3.97
	CD	5053.17	612500	724690	1	1.3	1.32
9	AB	5055.17	1234561	1259436	5	1.3	6.63
	BC	5055.17	1347782	1448407	6	1.3	7.95
	CD	5055.17	1174073	1280551	4	1.3	5.30
8	AB	5057.17	1779664	1871480	10	1.3	13.26
	BC	5057.17	1394551	1402447	5	1.3	6.63
	CD	5057.17	719547	880206	2	1.3	2.65
7	AB	5059.17	1991181	200776	10	1.3	13.26
	BC	5059.17	1534006.1	1641093	8	1.3	10.61
	CD	5059.17	791501.7	870750	2	1.3	2.65
6	AB	5061.17	405029.9	0	0	0	0
	BC	5061.17	1002754.5	1023503	3	1.3	3.97
	CD	5061.17	673750	674645	1	1.3	1.32
5	AB	5063.17	1834847	1989780	9	1.3	11.93
	BC	5063.17	1106851	1267889	4	1.3	5.30
	CD	5063.17	746172	870750	2	1.3	2.65
A-D	6 9	5065.17	131205	0	0	0	0
	6 9	5065.17	978816	1026454	3	1.3	3.97
	6 9	5065.17	56934	0	0	0	0
B-C	6 9	5067.17	935769	1006352	3	1.3	3.97
	6 9	5067.17	1339509	1449917	6	1.3	7.95
	6 9	5067.17	766708	871508	2	1.3	2.65

Tabla 74
Resultados para momentos negativos primer piso (Bloque1)

VIGAS	ϕ Mn	Mu	ϕ Mn ref.	#barras	Diametro NSM mm	Area de FRP cm ²
	kg-cm	kg-cm	kg-cm			
10	AB	5052.17	178054	0	0	0
	BC	5052.17	668024	68685	1	1.3
	CD	5052.17	296120	0	0	0
9	AB	5054.17	1581159	678899	1	1.3
	BC	5054.17	2034121	2058233	10	1.3
	CD	5054.17	1174073	1273063	4	1.3
8	AB	5056.17	1779664	1781501	10	1.3
	BC	5056.17	1868287	1951454	9	1.3
	CD	5056.17	1156825	1277377	4	1.3
7	AB	5058.17	1957630.4	1961530	10	1.3
	BC	5058.17	2055115.7	2191015	10	1.3
	CD	5058.17	1272507.5	1454155	5	1.3
6	AB	5060.17	195859.4	0	0	0
	BC	5060.17	734826.4	898682	2	1.3
	CD	5060.17	325732	0	0	0
5	AB	5062.17	1106854	1144549	4	1.3
	BC	5062.17	980084	1088658	3	1.3
	CD	5062.17	599310	693949	1	1.3
A-D	6 9	5064.17	72575	0	0	0
	6 9	5064.17	826554	888797	2	1.3
	6 9	5064.17	292218	0	0	0
B-C	6 9	5066.17	1249243	0	0	0
	6 9	5066.17	2218162	2277531	10	1.3
	6 9	5066.17	1272421	1452971	5	1.3

Tabla 75
Resultados para momentos negativos segundo piso (Bloque1)

VIGAS	ϕ Mn	Mu	ϕ Mn ref.	#barras	Diametro NSM mm	Area de FRP cm ²
	kg-cm	kg-cm	kg-cm			
10	AB	5053.17	368209	0	0	0
	BC	5053.17	911595	1042099	3	1.3
	CD	5053.17	612500	724690	1	1.3
9	AB	5055.17	1234561	1259436	5	1.3
	BC	5055.17	1347782	1448407	6	1.3



Continúa

	CD	5055.17	1174073	1280551	4	1.3	5.30
8	AB	5057.17	1779664	1871480	10	1.3	13.26
	BC	5057.17	1394551	1402447	5	1.3	6.63
	CD	5057.17	719547	880206	2	1.3	2.65
7	AB	5059.17	1991181	2007767	10	1.3	13.26
	BC	5059.17	1534006.1	1641093	8	1.3	10.61
	CD	5059.17	791501.7	870750	2	1.3	2.65
6	AB	5061.17	405029.9	0	0	0	0
	BC	5061.17	1002754.5	1023503	3	1.3	3.97
	CD	5061.17	673750	674645	1	1.3	1.32
5	AB	5063.17	1834847	1989780	9	1.3	11.93
	BC	5063.17	1106851	1267889	4	1.3	5.30
	CD	5063.17	746172	870750	2	1.3	2.65
A-D	6 9	5065.17	131205	0	0	0	0
	6 9	5065.17	978816	1026454	3	1.3	3.97
	6 9	5065.17	56934	0	0	0	0
B-C	6 9	5067.17	935769	1006352	3	1.3	3.97
	6 9	5067.17	1339509	1449917	6	1.3	7.95
	6 9	5067.17	766708	871508	2	1.3	2.65

Tabla 76
Resultados para momentos positivos primer piso (Bloque2)

VIGAS	Mn kg-cm	Mu kg-cm	ϕ Mn ref. kg-cm	No. Barras u	Diámetro mm	Área ref. mm ²	
1	BC	5052.17	301922.82	468089	0	1.3	0.00
	CD	5052.17	181257.25	468089	0	1.3	0.00
	DE	5052.17	305628.00	468089	0	1.3	0.00
	EF	5052.17	301559.14	468089	0	1.3	0.00
2	AB	5052.17	1183983.51	1266874	4	1.3	506.80
	BC	5052.17	1196830.72	1263508	4	1.3	506.80
	CD	5052.17	0.00	468089	0	1.3	0.00
	DE	5052.17	1186878.20	1264673	4	1.3	506.80
	EF	5052.17	1161522.42	1270036	4	1.3	506.80
	FG	5052.17	1186834.22	1266396	4	1.3	506.80
3	AB	5052.17	1173424.84	1269277	4	1.3	506.80
	BC	5052.17	1163492.28	1269671	4	1.3	506.80
	CD	5052.17	1199526.71	1263786	4	1.3	506.80
	DE	5052.17	1155774.73	1270939	4	1.3	506.80
	EF	5052.17	1162644.34	1269814	4	1.3	506.80
	FG	5052.17	1186709.00	1266405	4	1.3	506.80
4	BC	5052.17	618463.08	691684	1	1.3	126.70
	CD	5052.17	230626.69	468089	0	1.3	0.00
	DE	5052.17	1155774.73	1270939	4	1.3	506.80
	EF	5052.17	301177.04	468089	0	1.3	0.00




Continúa

A	1_2	5052.17	303143.73	468089	0	1.3	0.00
	2_3	5052.17	302358.56	468089	0	1.3	0.00
	3_4	5052.17	303913.89	468089	0	1.3	0.00
B	1_2	5052.17	1164096.01	1270279	4	1.3	506.80
	2_3	5052.17	1164352.62	1269512	4	1.3	506.80
	3_4	5052.17	1183523.00	1266835	4	1.3	506.80
C	1_2	5052.17	120156.69	468089	0	1.3	0.00
	2_3	5052.17	1090831.18	1281570	4	1.3	506.80
	3_4	5052.17	1208058.52	1262759	4	1.3	506.80
D	1_2	5052.17	821751.25	900108	2	1.3	253.40
	2_3	5052.17	833655.45	896801	2	1.3	253.40
	3_4	5052.17	1183106.51	1268252	4	1.3	506.80
E	1_2	5052.17	1160809.17	1271875	4	1.3	506.80
	2_3	5052.17	1161979.28	1269941	4	1.3	506.80
	3_4	5052.17	1167268.26	1270672	4	1.3	506.80
F	1_2	5052.17	1168422.37	1269410	4	1.3	506.80
	2_3	5052.17	1164291.58	1269600	4	1.3	506.80
	3_4	5052.17	1171410.97	1268901	4	1.3	506.80
G	1_2	5052.17	303935.62	468089	0	1.3	0.00
	2_3	5052.17	302619.46	468089	0	1.3	0.00
	3_4	5052.17	304140.24	468089	0	1.3	0.00

Tabla 77

Resultados de momentos positivos segundo piso (Bloque2)

VIGAS	Mn kg-cm	Mu kg-cm	ϕ Mn ref. kg-cm	No. barras u	Diámetro mm	Área ref. mm ²	
1	BC	5052.17	573917.64	682106	1	1.3	126.70
	CD	5052.17	115092.38	468089	0	1.3	0.00
	DE	5052.17	576964.80	681854	1	1.3	126.70
	EF	5052.17	559903.63	683133	1	1.3	126.70
2	AB	5052.17	771719.17	869423	2	1.3	253.40
	BC	5052.17	751975.04	872331	2	1.3	253.40
	CD	5052.17	778210.85	869902	2	1.3	253.40
	DE	5052.17	761288.30	871407	2	1.3	253.40
	EF	5052.17	766105.73	871038	2	1.3	253.40
	FG	5052.17	774258.20	869993	2	1.3	253.40
3	AB	5052.17	757997.22	872629	2	1.3	253.40
	BC	5052.17	765039.00	871046	2	1.3	253.40
	CD	5052.17	763364.81	871259	2	1.3	253.40
	DE	5052.17	767983.16	870801	2	1.3	253.40
	EF	5052.17	765061.22	871128	2	1.3	253.40
	FG	5052.17	774286.59	869995	2	1.3	253.40
4	BC	5052.17	416888.20	468089	0	1.3	0.00
	CD	5052.17	408726.65	468089	0	1.3	0.00
	DE	5052.17	767983.16	870801	2	1.3	253.40
	EF	5052.17	560759.37	683050	1	1.3	126.70
A	1_2	5052.17	571077.61	682251	1	1.3	126.70
	2_3	5052.17	564226.22	682803	1	1.3	126.70
	3_4	5052.17	574870.58	681932	1	1.3	126.70


 Continúa

B	1_2	5052.17	762534.88	870598	2	1.3	253.40
	2_3	5052.17	764927.99	871231	2	1.3	253.40
	3_4	5052.17	768390.82	867552	2	1.3	253.40
C	1_2	5052.17	764312.32	872987	2	1.3	253.40
	2_3	5052.17	754365.27	871028	2	1.3	253.40
	3_4	5052.17	805203.48	863546	2	1.3	253.40
D	1_2	5052.17	745446.45	875169	2	1.3	253.40
	2_3	5052.17	769113.93	870634	2	1.3	253.40
	3_4	5052.17	755573.55	872622	2	1.3	253.40
E	1_2	5052.17	747812.34	874521	2	1.3	253.40
	2_3	5052.17	767852.10	870705	2	1.3	253.40
	3_4	5052.17	755298.71	872957	2	1.3	253.40
F	1_2	5052.17	759483.39	872089	2	1.3	253.40
	2_3	5052.17	767770.52	870826	2	1.3	253.40
	3_4	5052.17	762923.06	871472	2	1.3	253.40
G	1_2	5052.17	571929.32	682187	1	1.3	126.70
	2_3	5052.17	565837.83	682677	1	1.3	126.70
	3_4	5052.17	571329.26	682225	1	1.3	126.70

Tabla 78

Resultados de momentos negativo primer piso (Bloque2)

VIGAS	Mn kg-cm	Mu kg-cm	ϕ Mn ref. kg-cm	No. Barras u	Diámetro mm	Área ref. mm ²	
1	A	5052.17	109219.83	468089	0	1.3	0
	BC	5052.17	807166.07	891319	2	1.3	253.40
	CD	5052.17	526997.69	691631	1	1.3	126.70
	DE	5052.17	790313.23	893580	2	1.3	253.40
	EF	5052.17	829642.62	890412	2	1.3	253.40
	G	5052.17	104472.62	468089	0	1.3	0.00
	2	A	5052.17	1148127.09	1223061	4	1.3
AB		5052.17	1860373.84	1985609	9	1.3	1140.30
BC		5052.17	1813116.42	2000732	9	1.3	1140.30
CD		5052.17	949032.14	1123457	3	1.3	380.10
DE		5052.17	1860117.44	1980832	9	1.3	1140.30
EF		5052.17	1846973.94	1985868	9	1.3	1140.30
FG		5052.17	1874696.12	1976455	9	1.3	1140.30
G		5052.17	1009469.33	1060955	3	1.3	380.10
3	A	5052.17	1694956.22	1876798	9	1.3	1140.30
	AB	5052.17	1842074.72	1989790	9	1.3	1140.30
	BC	5052.17	1850589.95	1984408	9	1.3	1140.30
	CD	5052.17	2163932.81	2203162	10	1.3	1267.00
	DE	5052.17	1877564.95	1974498	9	1.3	1140.30
	EF	5052.17	1846765.11	1985590	9	1.3	1140.30
	FG	5052.17	1878482.29	1974367	9	1.3	1140.30
	G	5052.17	1015682.96	1060441	3	1.3	380.10
4	A	5052.17	1738393.58	1828617	9	1.3	1140.30
	BC	5052.17	1002846.51	1083492	3	1.3	380.10
	CD	5052.17	676862.23	684678	1	1.3	126.70
	DE	5052.17	1877564.95	1974498	2	1.3	253.40



 Continúa

	EF	5052.17	831355.80	887613	2	1.3	253.40
	G	5052.17	98923.69	468089	0	1.3	0.00
A	1	5052.17	204582.37	468089	0	1.3	0.00
	1_2	5052.17	837047.19	887781	2	1.3	253.40
	2_3	5052.17	826247.65	889816	2	1.3	253.40
	3_4	5052.17	800870.43	891161	2	1.3	253.40
B	1	5052.17	1438508.43	1498999	6	1.3	760.20
	1_2	5052.17	1874860.96	1973339	9	1.3	1140.30
	2_3	5052.17	1860776.22	1980271	9	1.3	1140.30
	3_4	5052.17	1881867.82	1969173	9	1.3	1140.30
C	1	5052.17	2009796.26	2094708	12	1.3	1520.40
	1_2	5052.17	309012.16	468089	0	1.3	0.00
	2_3	5052.17	1825165.83	1984707	9	1.3	1140.30
	3_4	5052.17	1907510.91	1965709	9	1.3	1140.30
D	1	5052.17	2475428.81	2555056	19	1.3	2407.30
	1_2	5052.17	1488539.76	1566186	6	1.3	760.20
	2_3	5052.17	1402793.42	1406698	5	1.3	633.50
	3_4	5052.17	1843221.16	1989621	9	1.3	1140.30
	4	5052.17	1805066.98	1941975	10	1.3	1267.00
E	1	5052.17	2225771.07	2227429	14	1.3	1773.80
	1_2	5052.17	1866438.09	1969204	9	1.3	1140.30
	2_3	5052.17	1854310.05	1984696	9	1.3	1140.30
	3_4	5052.17	1865786.94	1983229	9	1.3	1140.30
	4	5052.17	1841205.35	1938673	10	1.3	1267.00
F	1	5052.17	1423220.59	1506020	6	1.3	760.20
	1_2	5052.17	1850937.36	1986326	9	1.3	1140.30
	2_3	5052.17	1851532.57	1986369	9	1.3	1140.30
	3_4	5052.17	1852329.42	1983183	9	1.3	1140.30
	4	5052.17	152598.61	1381504	5	1.3	633.50
G	1	5052.17	2225771.07	468089	0	1.3	0.00
	1_2	5052.17	815503.78	889466	2	1.3	253.40
	2_3	5052.17	809464.63	892009	2	1.3	253.40
	3_4	5052.17	830011.04	889059	2	1.3	253.40
	4	5052.17	152598.61	468089	0	1.3	0.00

Tabla 79

Resultados para momentos negativos segundo piso (Bloque2)

VIGAS	Mn kg-cm	Mu kg-cm	ϕ Mn ref. kg-cm	No. Barras u	Diámetro mm	Área ref. mm ²	
1	BC	5052.17	956152.93	1030662	3	1.3	380.10
	CD	5052.17	458699.67	690567	1	1.3	126.70
	DE	5052.17	925952.41	1036441	3	1.3	380.10
	EF	5052.17	946769.47	1034696	3	1.3	380.10
2	AB	5052.17	1224871.81	1314277	5	1.3	633.50
	BC	5052.17	1345840.07	1446523	6	1.3	760.20
	CD	5052.17	1275186.77	1301290	5	1.3	633.50
	DE	5052.17	1245467.47	1310633	5	1.3	633.50


 Continúa

	EF	5052.17	1216510.81	1317322	5	1.3	633.50
	FG	5052.17	1224734.73	1313530	5	1.3	633.50
3	AB	5052.17	1253540.84	1302025	5	1.3	633.50
	BC	5052.17	1217145.56	1317185	5	1.3	633.50
	CD	5052.17	1221043.65	1326292	5	1.3	633.50
	DE	5052.17	1215239.93	1318405	5	1.3	633.50
	EF	5052.17	1222434.77	1315853	5	1.3	633.50
	FG	5052.17	1226520.03	1312965	5	1.3	633.50
4	BC	5052.17	687877.38	878570	2	1.3	253.40
	CD	5052.17	703849.13	876372	2	1.3	253.40
	DE	5052.17	1215239.93	1318405	5	1.3	633.50
	EF	5052.17	935019.40	1035049	3	1.3	380.10
A	1_2	5052.17	936210.75	1032012	3	1.3	380.10
	2_3	5052.17	937723.18	1035510	3	1.3	380.10
	3_4	5052.17	954548.55	1029212	3	1.3	380.10
B	1_2	5052.17	1267013.11	1302220	5	1.3	633.50
	2_3	5052.17	1228575.03	1314536	5	1.3	633.50
	3_4	5052.17	1238020.10	1303467	5	1.3	633.50
C	1_2	5052.17	1239539.90	1312206	5	1.3	633.50
	2_3	5052.17	1349222.66	1445452	6	1.3	760.20
	3_4	5052.17	1262176.64	1296615	5	1.3	633.50
D	1_2	5052.17	1296689.96	1445956	6	1.3	760.20
	2_3	5052.17	1243315.46	1311816	5	1.3	633.50
	3_4	5052.17	1235890.00	1312578	5	1.3	633.50
E	1_2	5052.17	1285914.24	1286532	5	1.3	633.50
	2_3	5052.17	1221689.37	1316448	5	1.3	633.50
	3_4	5052.17	1240271.16	1306122	5	1.3	633.50
F	1_2	5052.17	1262834.18	1304183	5	1.3	633.50
	2_3	5052.17	1219391.73	1316581	5	1.3	633.50
	3_4	5052.17	1232553.55	1315516	5	1.3	633.50
G	1_2	5052.17	940238.14	1031819	3	1.3	380.10
	2_3	5052.17	932329.29	1035935	3	1.3	380.10
	3_4	5052.17	947465.57	1030477	3	1.3	380.10

El modelamiento de las barras FRP-NSM, comienza con la definición del material; al igual que las platinas de FRP, se crea barras con el área y material que corresponde y se las coloca dentro de la sección de hormigón, como se presenta en la Figura 185.

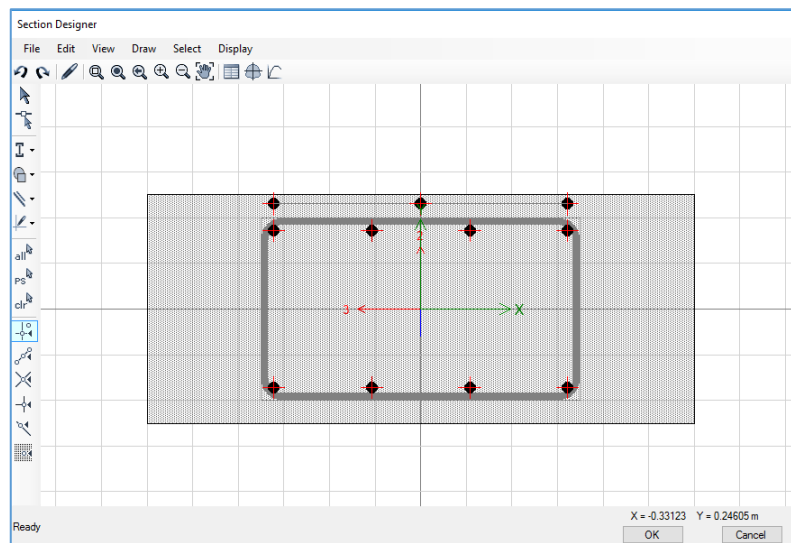


Figura 185 Modelamiento de FRP-NSM en Section Designer

4.3.3 Cortante en vigas

El análisis se lo realiza para los valores más altos de cortante en los distintos bloques, a una distancia d de la columna y el área de acero de corte requerida se la compara con el existente; para el bloque 1 se presentan los resultados en la Tabla 80 y para el bloque 2 en Tabla 81

Tabla 80
Cortante en Vigas (bloque1)

EJE	VuMAX(Kg)	vu(kg/cm ²)	vp(kg/cm ²)	vu<vp	vu-vp	Av(cm) req	Cumple
A	10809.91	10.68	6.70	no	3.97	0.45	OK
B	15038.00	14.85	6.70	no	8.15	0.93	OK
C	14883.00	14.70	6.70	no	7.99	0.91	OK
D	10305.00	10.18	6.70	no	3.47	0.39	OK
5	8227.00	8.12	6.70	no	1.42	0.16	OK
6	15510.00	15.32	6.70	no	8.61	0.98	OK
7	15645.00	15.45	6.70	no	8.75	0.99	OK
8	15542.00	15.35	6.70	no	8.65	0.99	OK
9	8188.00	8.09	6.70	no	1.38	0.16	OK
10	9501.00	9.38	6.70	no	2.68	0.31	OK

Tabla 81
Cortante en vigas (Bloque2)

EJE	VuMAX(Kg)	vu(kg/cm2)	vp(kg/cm2)	vu<vp	vu-vp	Av(cm) req	Cumple
1	10729.29	10.59	6.70	no	3.89	0.44	OK
2	15593.16	15.40	6.70	no	8.70	0.99	OK
3	15619.32	15.42	6.70	no	8.72	0.99	OK
4	11007.73	10.87	6.70	no	4.17	0.48	OK
A	10591.25	10.46	6.70	no	3.76	0.43	OK
B	15606.72	15.41	6.70	no	8.71	0.99	OK
C	14830.87	14.65	6.70	no	7.94	0.91	OK
D	15531.61	15.34	6.70	no	8.63	0.99	OK
E	15609.55	15.42	6.70	no	8.71	0.99	OK
F	15562.31	15.37	6.70	no	8.66	0.99	OK
G	10592.27	10.46	6.70	no	3.76	0.43	OK

5 PRESUPUESTOS

En este capítulo se presentan los presupuestos estimados para cada opción de reforzamiento planteada, los cuales se obtienen de un análisis detallado de precios unitarios para cada rubro que demanda el proyecto, en donde se toma en cuenta herramientas, maquinaria, mano de obra, materiales y transporte, utilizando precios del medio y la época en que se desarrolla el presente proyecto, dichos APU's se encuentran anexados al final de este documento.

5.1 Alternativa 1

A continuación se presenta en la Tabla 82 el presupuesto de la alternativa en la que se plantea reforzar el edificio mediante encamisado con hormigón armado en las columnas y platinas de FRP de alto desempeño en las vigas, las cantidades se obtienen del cálculo de volúmenes de obra a partir de los diseños presentados en el capítulo anterior, mientras que los precios unitarios responde a un análisis de precios unitarios de cada rubro establecido.

Tabla 82
Presupuesto referencial de alternativa 1

DESCRIPCIÓN DEL RUBRO			Uni.	Cant.	P. Unit	P. Total
MURO						
1	M1	Derrocamiento de elementos no estructurales	Port.	6	55.10	330.62
2	M2	Excavación para conformación de zanja	m3	109.296	6.88	751.68
3	M3	Desalojo de escombros a máquina a sitio aprobado por municipio	Port.	6	36.88	221.25
4	M4	Replanteo HS 140kg/cm2	m3	3.036	83.18	252.54
5	M5	Relleno de zanjas	m3	85	5.94	505.07
6	M6	Acero de refuerzo de losa $f_y = 4200$ kg/cm2	kg	6897.39	1.75	12039.74
7	M7	Encofrado/desencofrado metálico alquilado para muro	m2	339.15	11.84	4016.11
8	M8	Hormigón $f_c = 280$ kg/cm2	m3	73.48	117.24	8614.68
ENCAMISADO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO						Continúa
1	EC-1	Enlace columna inicial con encamisado	col.	31	20.65	640.19


2	EC-2	Acero de refuerzo de losa $f_y= 4200$ kg/cm ²	kg	5481.71	1.75	9568.60
3	EC-3	Encofrado/desencofrado metálico alquilado para columna	m ²	240.87	10.22	2462.10
4	EC-4	Hormigón $f_c=280$ kg/cm ²	m ³	21.94	117.24	2572.21
REFORZAMIENTO DE VIGAS CON LÁMINAS FRP						
1	VF-1	Suministro e instalación de platinas CFRP sin andamios	m	633	59.00	37350.03
2	VF-2	Suministro e instalación de platinas CFRP con andamios	m	211.2	59.15	12492.53
MONTO TOTAL						91817.35

5.2 Alternativa 2

En la Tabla 83 se observa el presupuesto referencial calculado mediante un análisis detallado de precios unitarios para cada rubro que interviene en la alternativa de reforzamiento mediante encamisado de hormigón armado en columnas y utilización de barras FRP-NSM en vigas.

Tabla 83
Presupuesto referencial de alternativa 2

DESCRIPCIÓN DEL RUBRO		Uni.	Cant.	P.	P. Total	
				Unit.		
MURO						
1	M1	Derrocamiento de elementos no estructurales	Port.	6	55.10	330.62
2	M2	Excavación para conformación de zanja	m ³	109.296	6.88	751.68
3	M3	Desalojo de escombros a máquina a sitio aprobado por municipio	Port.	6	36.88	221.25
4	M4	Replanteo HS 140kg/cm ²	m ³	3.036	83.18	252.54
5	M5	Relleno de zanjas	m ³	85	5.94	505.07
6	M6	Acero de refuerzo de losa $f_y= 4200$ kg/cm ²	kg	6897.39	1.75	12039.74
7	M7	Encofrado/desencofrado metálico alquilado para muro	m ²	339.15	11.84	4016.11
8	M8	Hormigón $f_c=280$ kg/cm ²	m ³	73.48	117.24	8614.68
ENCAMISADO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO						

Continúa 

1	EC-1	Enlace columna inicial con encamisado	col.	31	20.65	640.19
2	EC-2	Acero de refuerzo de losa $f_y= 4200$ kg/cm ²	kg	5481.71	1.75	9568.60
3	EC-3	Encofrado/desencofrado metálico alquilado para columna	m ²	240.87	10.22	2462.10
4	EC-4	Hormigón $f_c=280$ kg/cm ²	m ³	21.94	117.24	2572.21
REFORZAMIENTO DE VIGAS CON BARRAS FRP						
1	VN-1	Suministro e instalación de barras CFRP-NSM sin andamios	m	966	35.28	34084.55
1	VN-2	Suministro e instalación de barras CFRP-NSM con andamios	m	367.2	36.73	13488.18
MONTO TOTAL						89547.52

5.3 Alternativa 3

Esta alternativa consta de columnas encamisadas con FRP y con reforzamiento de vigas por medio de platinas de FRP de alto desempeño; en la Tabla 84 se presenta los precios unitarios, cantidades de que componen la alternativa y su respectivo monto.

Tabla 84
Presupuesto referencial de alternativa 3

DESCRIPCIÓN DEL RUBRO			Uni.	Cant.	P. Unit	P. Total
MURO						
1	M1	Derrocamiento de elementos no estructurales	Port.	6	55.10	330.62
2	M2	Excavación para conformación de zanja	m ³	109.296	6.88	751.68
3	M3	Desalojo de escombros a máquina a sitio aprobado por municipio	Port.	6	36.88	221.25
4	M4	Replanteo HS 140kg/cm ²	m ³	3.036	83.18	252.54
5	M5	Relleno de zanjas	m ³	85	5.94	505.07
6	M6	Acero de refuerzo $f_y= 4200$ kg/cm ²	kg	6897.39	1.75	12039.74
7	M7	Encofrado/desencofrado metálico alquilado para muro	m ²	339.15	11.84	4016.11
8	M8	Hormigón $f_c=280$ kg/cm ²	m ³	73.48	117.24	8614.68
ENCAMISADO DE COLUMNAS CON FRP						
1	EF-1	Suministro e instalación de tejido de fibra de carbono	col	31	145.75	4518.36
REFORZAMIENTO DE VIGAS CON LÁMINAS FRP						Continúa

1	VF-1	Suministro e instalación de platinas CFRP de alto desempeño sin andamios	m	633	59.00	37350.03
2	VF-2	Suministro e instalación de platinas CFRP de alto desempeño con andamios	m	211.2	59.15	12492.53
MONTO TOTAL						81092.61

5.4 Alternativa 4

La última alternativa de reforzamiento se compone de reforzamiento con tejido de fibras de carbono en columnas, y el uso de barras FRP-NSM; en la Tabla 85 se presenta las unidades, cantidades de obra y el monto total que componen a esta alternativa.

Tabla 85
Presupuesto referencial de alternativa 4

		DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	Uni.	Cant.	P. Unit	P. Total
MURO						
1	M1	Derrocamiento de elementos no estructurales	Port.	6	55.10	330.62
2	M2	Excavación para conformación de zanja	m3	109.296	6.88	751.68
3	M3	Desalojo de escombros a máquina a sitio aprobado por municipio	Port.	6	36.88	221.25
4	M4	Replanteo HS 140kg/cm2	m3	3.036	83.18	252.54
5	M5	Relleno de zanjas	m3	85	5.94	505.07
6	M6	Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm2	kg	6897.39	1.75	12039.74
7	M7	Encofrado/dencofrado metálico alquilado para muro	m2	339.15	11.84	4016.11
8	M8	Hormigón f'c=280 kg/cm2	m3	73.48	117.24	8614.68
ENCAMISADO DE COLUMNAS CON FRP						
1	EF-1	Suministro e instalación de tejido de fibra de carbono	col	31	145.75	4518.36
REFORZAMIENTO DE VIGAS CON BARRAS FRP						
1	VN-1	Suministro e instalación de barras CFRP-NSM sin andamios	m	966	35.28	34084.55
1	VN-2	Suministro e instalación de barras CFRP-NSM con andamios	m	367.2	36.73	13488.18
MONTO TOTAL						78822.79

6 ANÁLISIS COMPARATIVO

Este análisis se compone de cuatro parámetros de valoración: capacidad de la estructura, ductilidad, derivas de piso y precios. Con los cuales se decide la alternativa de reforzamiento más aceptable.

En la Tabla 86 se describen en resumen las distintas alternativas de reforzamiento que se comparan en el presente capítulo.

Tabla 86
Descripción de las alternativas de reforzamiento

Alt.	Reforzamiento columnas		Reforzamiento vigas	
	Material	Dimensiones	Material	Dimensiones
1	Encamisado de H.A $f_c=280\text{kg/cm}^2$	Incremento de 7.5cm por cara	Láminas de FRP tipo M	Espesor 1.4mm, No de capas depende de requerimientos de cada viga
2	Encamisado de H.A $f_c=280\text{kg/cm}^2$	Incremento de 7.5cm por cara	Barras NSM FRP	Diámetro 13mm, No de barras depende de requerimientos de cada viga
3	Encamisado con tejidos de FRP	Espesor 0.293mm por cara	Láminas de FRP tipo M	Espesor 1.4mm, No de capas depende de requerimientos de cada viga
4	Encamisado con tejidos de FRP	Espesor 0.293mm por cara	Barras NSM FRP	Diámetro 13mm, No de barras depende de requerimientos de cada viga

6.1 Análisis comparativo por capacidad de la estructura

Tras el análisis no lineal de las estructuras, es conveniente comparar la capacidad de las alternativas de reforzamiento con la estructura no reforzada, en primer lugar el bloque 1 en el sentido X; en la Figura 186 se puede apreciar en color negro a la capacidad de la estructura sin reforzamiento, su capacidad no abastece a la demanda, por lo cual para el sismo de diseño va a comportarse en el rango no lineal en su totalidad. Las 4 alternativas de reforzamiento tienen una capacidad mayor, ingresan en el rango no lineal con el sismo de diseño, pero su rango de colapso supera a la demanda a diferencia de la estructura sin reforzar; es decir, se asegura la prevención de colapso en las 4 alternativas de reforzamiento. La alternativa con mayor capacidad para este bloque y sentido de análisis es la alternativa 4 (Reforzamiento con FRP en vigas y en columnas).

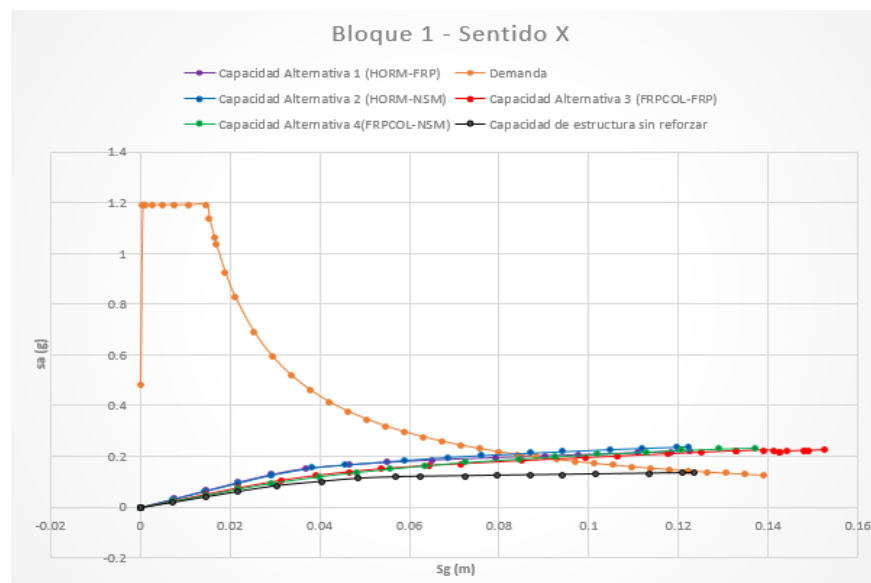


Figura 186 Curvas de demanda y capacidad del Bloque 1 sentido X

De la misma manera se compara a las curvas de capacidad de la estructura sin reforzar y las 4 alternativas de reforzamiento, en el bloque 1 sentido Y: Las curvas de capacidad de las alternativas de reforzamiento, muestran un comportamiento prácticamente lineal de la estructura, debido al aumento de rigidez de la estructura con la adición de muros. La alternativa que tiene la mejor capacidad es la alternativa 4 (Reforzamiento con FRP en columnas y con barras de FRP en vigas).

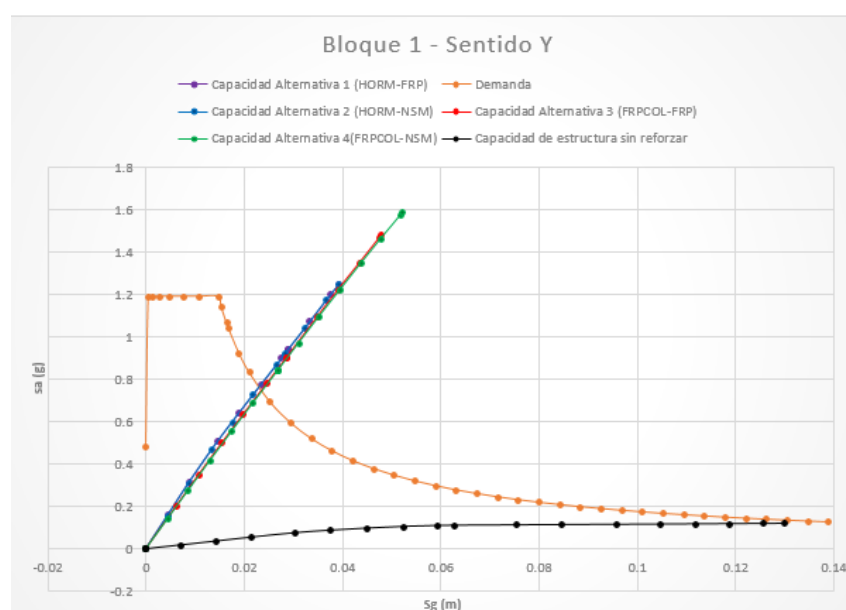


Figura 187 Curvas de demanda y capacidad del Bloque 1 sentido Y

En cuanto al bloque 2 en la Figura 188 se puede observar que el comportamiento de la estructura ha mejorado significativamente, al comparar las curvas obtenidas con los distintos métodos de reforzamiento con la del edificio actual en color negro, se puede dilucidar que el edificio con el debido reforzamiento ingresa al rango lineal, superando la demanda de la NEC (Curva roja) evitando el riesgo de colapso ante un evento sísmico. La alternativa 2 (Encamisado de hormigón y barras NSM) presenta mayor capacidad para este bloque y sentido de análisis,

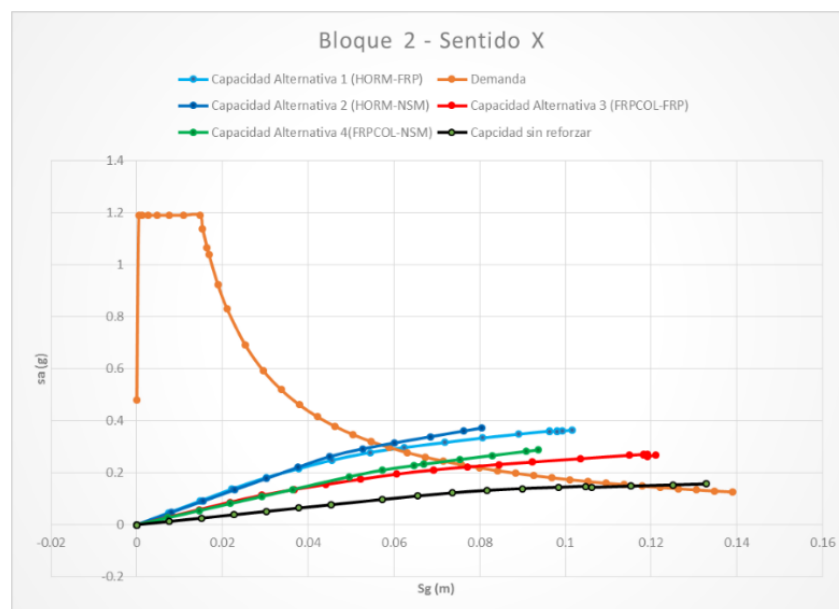


Figura 188 Curvas de demanda y capacidad del Bloque 2 Sentido X

De la misma forma para el sentido Y se tienen las curvas de capacidad de cada alternativa, frente a la de la estructura sin reforzamiento alguno. Donde se observa la importante mejora en el comportamiento del edificio, el cual es prácticamente lineal, en respuesta a la disposición de los muros, los cuales favorecen significativamente a la rigidez de la estructura en este sentido. También para este sentido la alternativa 2 (Encamisado de hormigón y barras NSM) es la que destaca de sus similares.

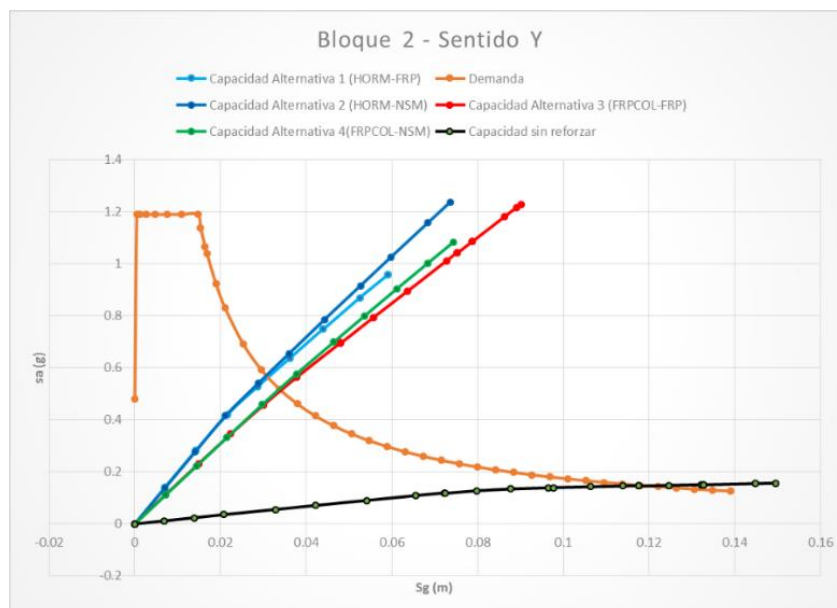


Figura 189 Curva de demanda y capacidad del Bloque 2 Sentido Y

6.1.1 Alternativa con optimización de muros

Las curvas de capacidad de las alternativas de reforzamiento en el apartado anterior, presentan un comportamiento prácticamente lineal en el sentido Y. Esto aparentemente demuestra una rigidez excesiva debido al gran tamaño de los muros de corte que se proponen, por tal motivo se analiza la opción de optimizar el reforzamiento, mediante el uso de muros de 2m de largo y 0.20m de espesor, distribuyéndolos como muestra la Figura 190 para el bloque 1 y la Figura 191 para el bloque 2.

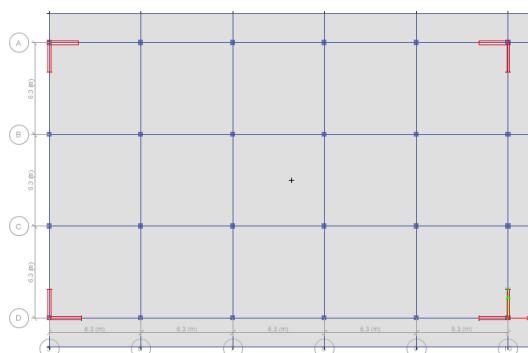


Figura 190 Distribución de muros en bloque 1

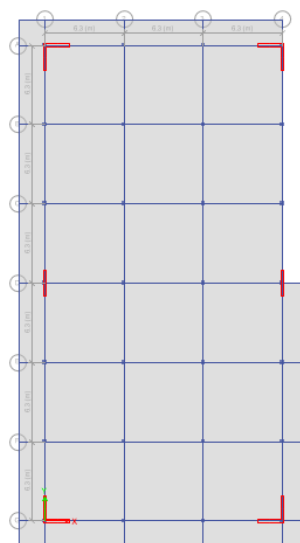


Figura 191 Distribución de muros en bloque 2

Esta distribución logra derivas menores al 2% recomendado por la NEC-15 y su análisis no lineal arroja las siguientes curvas de capacidad.

En la Figura 192 se aprecia una ligera disminución en la curva de capacidad frente a las 4 alternativas iniciales; su comportamiento es prácticamente lineal.

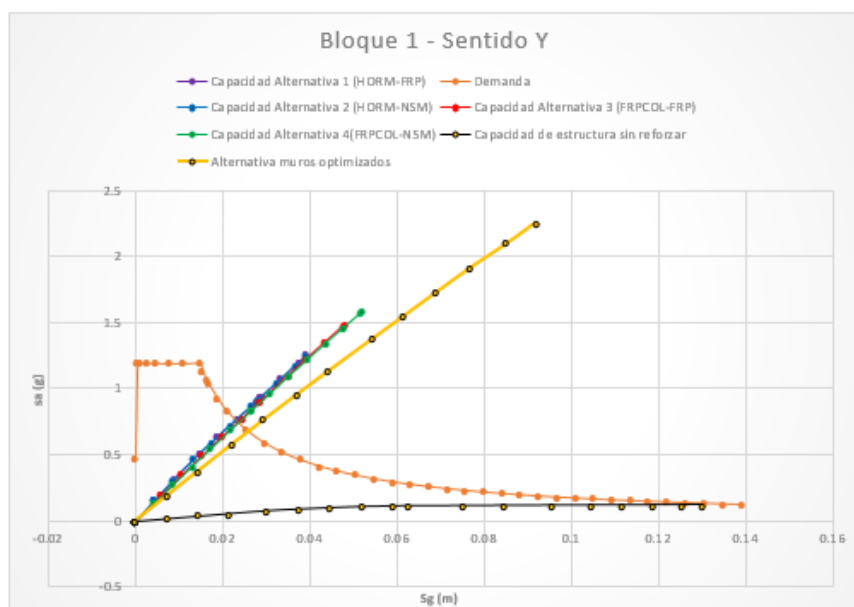


Figura 192 Curva de capacidad de alternativa optimizada frente a alternativas iniciales. (Bloque1-Sentido Y)

En la Figura 193 se presenta a la alternativa de muros optimizados de color amarillo, al adicionar muros en el sentido X su curva de capacidad es prácticamente lineal detonando rigidez en dicho sentido.

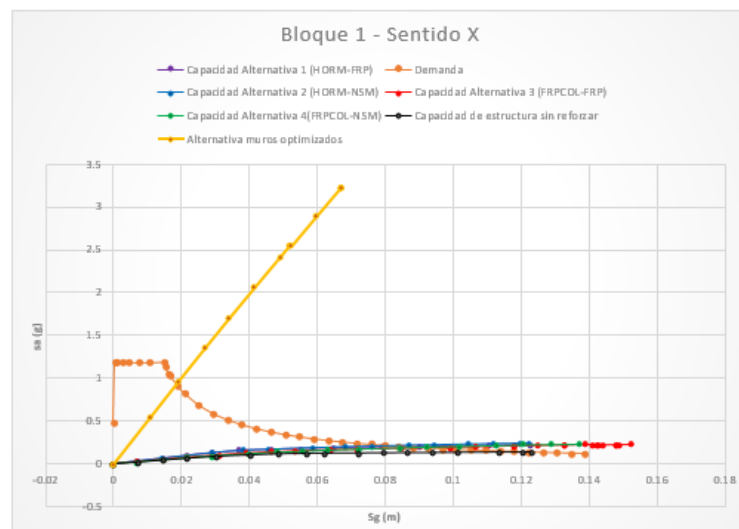


Figura 193 Curva de capacidad de alternativa optimizada frente a alternativas iniciales. (Bloque1-Sentido X)

En la Figura 194 no se observa una reducción significativa de la capacidad de la estructura respecto a las alternativas previas. Que es lo que se buscaba al reducir los muros.

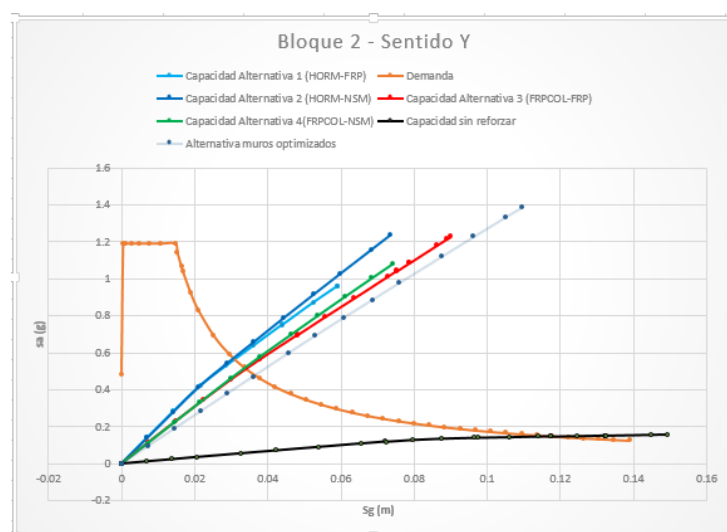


Figura 194 Curva de capacidad de alternativa optimizada frente a alternativas iniciales. (Bloque2-Sentido Y)

En la Figura 195 se observa que para el Bloque 2 en el sentido X la capacidad aumentó considerablemente respecto a las alternativas iniciales, en razón de que se incrementaron muros en dicho sentido para controlar derivas.

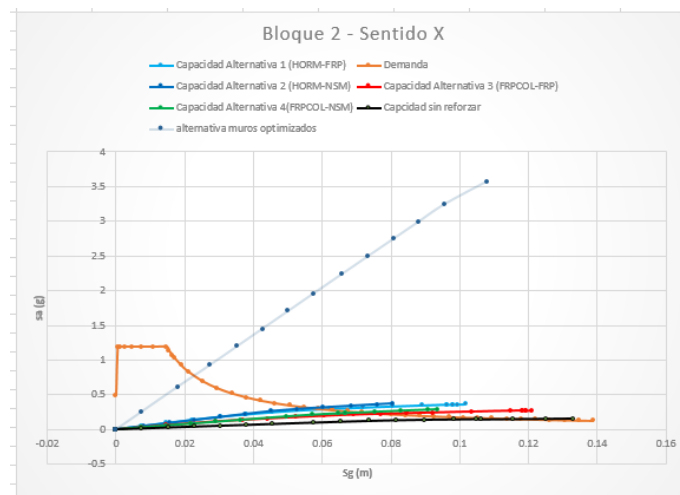


Figura 195 Curva de capacidad de alternativa optimizada frente a alternativas iniciales. (Bloque2-Sentido X)

Una vez comparadas las alternativas iniciales con la distribución optimizada de los muros, se resuelve colocar los muros entre los ejes como se lo plantea en un principio, dadas las siguientes razones:

- En el sentido X la capacidad aumentó respecto a las alternativas iniciales lo que es contrario a lo que se buscaba.
- En el sentido Y no se obtuvo una reducción de capacidad significativa frente a las curvas de capacidad cercanas al comportamiento lineal de las alternativas iniciales.
- La construcción de varios muros separados generan la necesidad de mayor remoción de elementos (mampostería, ventanas, contrapiso), excavación y reforzamiento de cimentación en más puntos del edificio.
- Colocar los muros entre eje, permite utilizar a las columnas como elementos de borde, mientras que la nueva distribución generarlos.

6.2 Análisis comparativo de ductilidad y sobre resistencia

El coeficiente de reducción de respuesta sísmica 'R' está en función de la ductilidad (R_d), sobre resistencia (Ω) y redundancia de ser el caso. Los cuales se representan con la relación de las fuerzas que se desarrollan bajo un movimiento del suelo, como lo muestra la

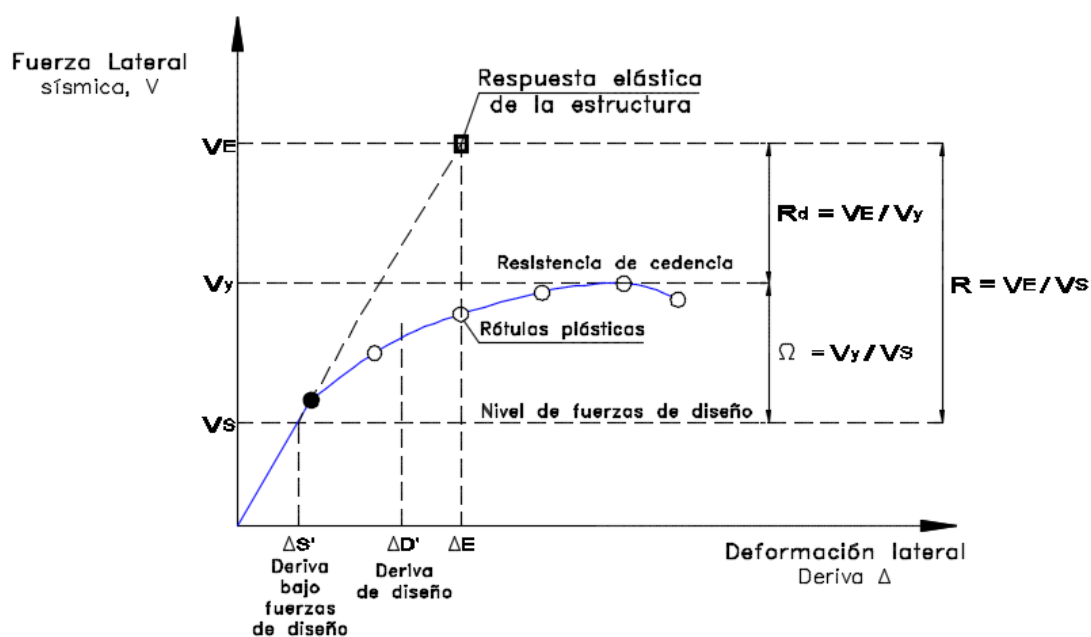


Figura 196.

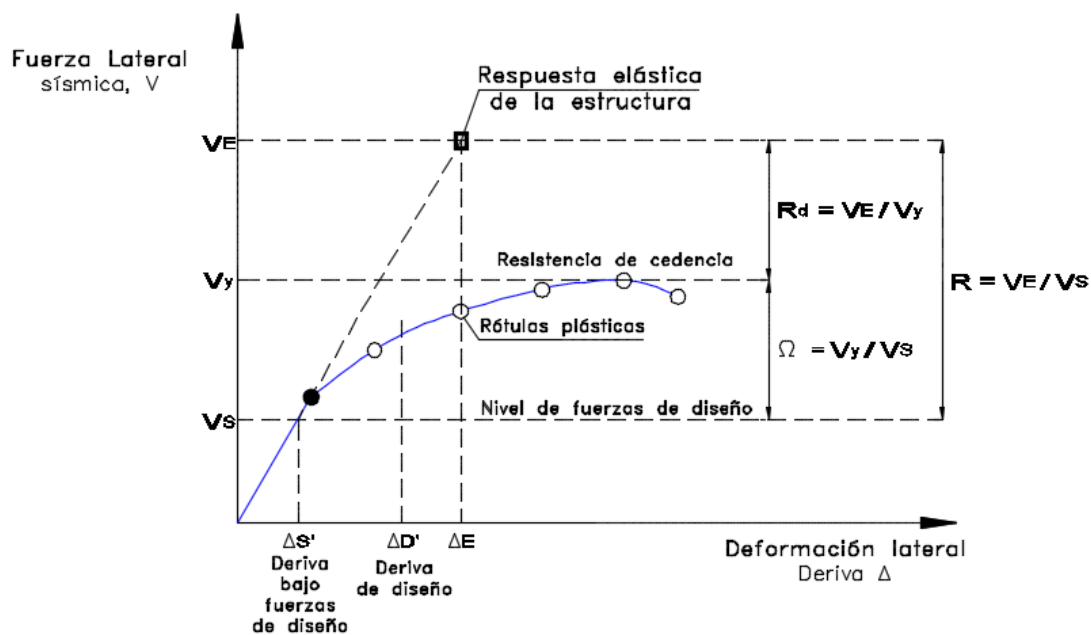


Figura 196 Curva inelástica Deformación vs Fuerza

Fuente: (Taranath, 2017)

Con las fórmulas indicadas en la

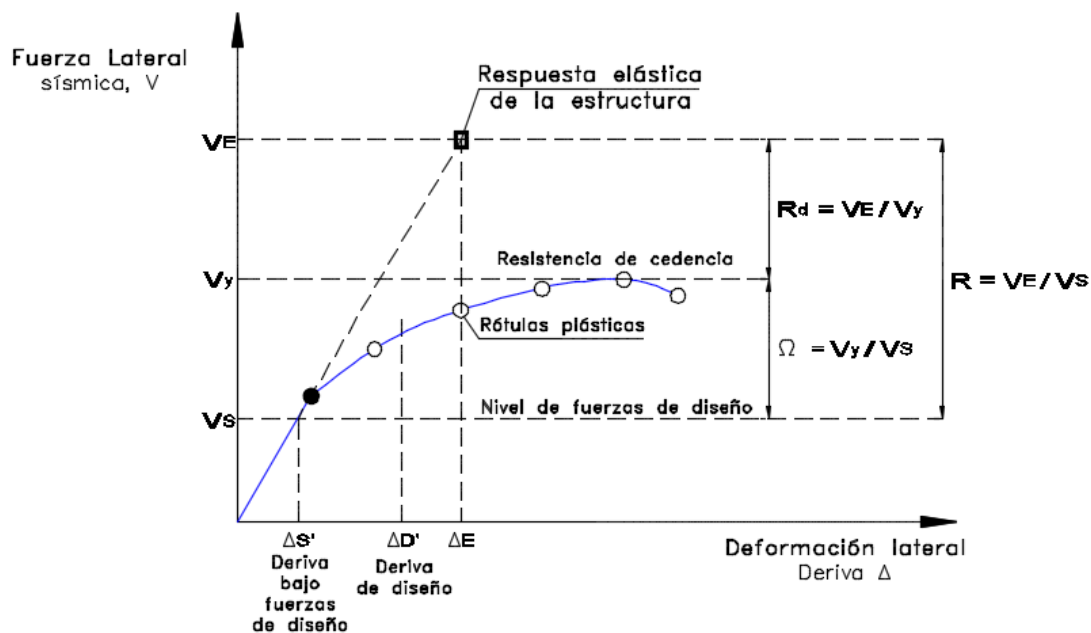


Figura 196 y las curvas de capacidad de la sección 6.1 se determinan los factores de Ductilidad y sobre resistencia para el edificio de análisis. Tabla 87 y Tabla 88 para el Bloque 1 y

Tabla 89 y Tabla 90 para el bloque 2. La línea azul corresponde a la curva de capacidad de las estructuras.

Es oportuno señalar que el factor de sobre resistencia recomendado por el ASCE 7-10 es $\Omega_0=3$, lo que para un factor de reducción de respuesta sísmica $R=5$ demuestra un requerimiento de ductilidad de la estructura de $R_D=1.667$, por lo que lo ideal es obtener valores menores o iguales.

Donde:

V_S Cortante basal de diseño.

V_E Fuerza sísmica elástica de demanda. ($V_E=R*V_S$; $R=5$)

V_y Resistencia máxima antes de fallar.

R_D Factor de ductilidad ($R_D = \frac{V_E}{V_y}$)

Ω Factor de sobre resistencia ($\Omega = \frac{V_y}{V_S}$)

Tabla 87
Coefficientes de ductilidad y sobre resistencia (Bloque 1-SentidoX)

	Sentido X				
	V_S	V_y	V_E	R_D	Ω
Sin reforzamiento	430.12	184.59	2150.60	11.65	0.43
1	359.79	218.65	1798.95	8.23	0.61
2	378.08	234.97	1890.40	8.05	0.62
3	358.16	219.18	1790.80	8.17	0.61
4	358.08	231.24	1790.40	7.74	0.65
Optimización de muros	364.09	2121.56	1820.45	0.86	5.83

Tabla 88
Coefficientes de ductilidad y sobre resistencia (Bloque 1-Sentido Y)

Sentido Y					
	V_s	V_y	V_E	R_D	Ω
Sin reforzamiento	430.12	177.77	2150.60	12.10	0.41
1	359.79	1318.00	1798.95	1.36	3.66
2	378.08	1302.95	1890.40	1.45	3.45
3	358.16	1569.46	1790.80	1.14	4.38
4	358.08	1681.82	1790.40	1.06	4.70
Optimización de muros	364.09	1609.30	1820.45	1.13	4.42

Tabla 89
Coefficientes de ductilidad y sobre resistencia (Bloque 2-Sentido X)

Sentido X					
	V_s	V_y	V_E	R_D	Ω
Sin reforzamiento	412.59	179.51	2062.95	11.492	0.435
1	449.798	385	2248.99	5.842	0.856
2	440.08	405.36	2200.4	5.428	0.921
3	435.88	308.16	2179.4	7.072	0.707
4	435.69	334.83	2178.45	6.506	0.769
Optimización de muros	482.523	2067.79	2412.615	1.167	4.285

Tabla 90
Coefficientes de ductilidad y sobre resistencia (Bloque 2-Sentido Y)

Sentido Y					
	V_s	V_y	V_E	R_D	Ω
Sin ref.	412.59	187.84	2062.95	10.982	0.455
1	449.79	1317.71	2248.95	1.707	2.930
2	440.08	1700.88	2200.4	1.294	3.865
3	435.88	1648.13	2179.4	1.322	3.781
4	435.69	1448.63	2178.45	1.504	3.325
Optimización de muros	482.523	1741.68	2412.615	1.385	3.610

Estas tablas demuestran que la estructura sin reforzamiento posee un factor de sobre resistencia (Ω) inferior al recomendado por el ASCE7-10 que es $\Omega_0=3$, lo cual

significa que la estructura demanda una alta ductilidad para alcanzar un $R=5$, lo que evidencia la necesidad de un reforzamiento. En el caso de las alternativas iniciales (1 a 4) se observa que en el sentido Y se logra mejorar la capacidad de la estructura, obteniendo $\Omega \approx \Omega_0$, lo cual reduce el requerimiento de ductilidad del edificio. Sin embargo este incremento de capacidad no ocurre significativamente en el Sentido X, debido a la disposición de los muros de corte. Finalmente en la alternativa con muros en ambos sentidos, con la cual en la sección 6.1.1 se busca reducir el comportamiento lineal de las curvas de capacidad se obtiene un mejor comportamiento en ambos sentidos, logrando $\Omega > \Omega_0$, lo que significa menor demanda de ductilidad de la estructura.

Esto demuestra la importancia de tomar en cuenta el desempeño de la estructura además del control de derivas al momento de distribuir los muros de corte, debido que ambos sentidos deberían tener similares rigideces.

6.3 Análisis comparativo de derivas

En este apartado se cotejan los resultados de las derivas de piso obtenidas del análisis estático equivalente, modal espectral y de historia en el tiempo para cada alternativa de reforzamiento, para la cuál en la Tabla 91 y Tabla 92 se presenta en resumen los valores obtenidos.

Tabla 91
Derivas para cada alternativa de reforzamiento (Bloque 1)

Caso de carga	Deriva piso 1	Deriva piso2
Alternativa 1 (Encamisado hormigón + FRP)		
Estático X	1.15%	1.04%
Estático Y	0.45%	0.61%
Modal X	1.41%	1.17%
Modal Y	0.52%	0.67%
Historia en el tiempo X	1.04%	0.54%
Historia en el tiempo Y	0.93%	0.42%
Deriva máxima X		1.41%

Deriva máxima Y		0.93%
Alternativa 2 (Encamisado hormigón + NSM)		
Estático X	1.14%	1.03%
Estático Y	0.56%	0.42%
Modal X	1.29%	1.15%
Modal Y	0.62%	0.49%
Historia en el tiempo X	1.03%	0.93%
Historia en el tiempo Y	0.49%	0.39%
Deriva máxima X		1.29%
Deriva máxima Y		0.62%
Alternativa 3 (Encamisado FRP + FRP)		
Estático X	1.27%	1.03%
Estático Y	0.60%	0.44%
Modal X	1.44%	1.15%
Modal Y	0.65%	0.51%
Historia en el tiempo X	1.15%	0.92%
Historia en el tiempo Y	0.50%	0.41%
Deriva máxima X		1.44%
Deriva máxima Y		0.65%
Alternativa 4 (Encamisado FRP + NSM)		
Estático X	1.29%	1.03%
Estático Y	0.60%	0.44%
Modal X	1.48%	1.15%
Modal Y	0.67%	0.51%
Historia en el tiempo X	1.18%	0.53%
Historia en el tiempo Y	0.92%	0.41%
Deriva máxima X		1.48%
Deriva máxima Y		0.92%

Tabla 92

Derivas para cada alternativa de reforzamiento (Bloque 2)

Caso de carga	Deriva piso 1	Deriva piso2
Alternativa 1 (Encamisado hormigón + FRP)		

Estático X	0.64%	0.83%
Estático Y	0.60%	0.45%
Modal X	0.77%	0.89%
Modal Y	0.72%	0.54%
Historia en el tiempo X	0.04%	0.05%
Historia en el tiempo Y	1.92%	1.43%
Deriva máxima X		0.89%
Deriva máxima Y		1.92%
Alternativa 2 (Encamisado hormigón + NSM)		
Estático X	0.48%	0.84%
Estático Y	0.60%	0.45%
Modal X	0.80%	0.92%
Modal Y	0.74%	0.54%
Historia en el tiempo X	0.04%	0.05%
Historia en el tiempo Y	1.96%	1.45%
Deriva máxima X		0.92%
Deriva máxima Y		1.96%
Alternativa 3 (Encamisado FRP + FRP)		
Estático X	0.84%	0.86%
Estático Y	0.68%	0.49%
Modal X	1.04%	1.0 %
Modal Y	0.85%	0.61%
Historia en el tiempo X	0.05%	0.10%
Historia en el tiempo Y	1.97%	1.61%
Deriva máxima X		1.04%
Deriva máxima Y		1.97%
Alternativa 4 (Encamisado FRP + NSM)		
Estático X	0.82%	0.86%
Estático Y	0.68%	0.49%
Modal X	1.04%	1.00%
Modal Y	0.85%	0.62%
Historia en el tiempo X	0.05%	0.05%
Historia en el tiempo Y	2.00%	1.63%

Deriva máxima X	1.04%
Deriva máxima Y	2.00%

Se muestra los gráficos y comparación de derivas entre la estructura no reforzada y las alternativas de reforzamiento, en la Figura 197 y Figura 198 del bloque 1, en sentido X e Y respectivamente.

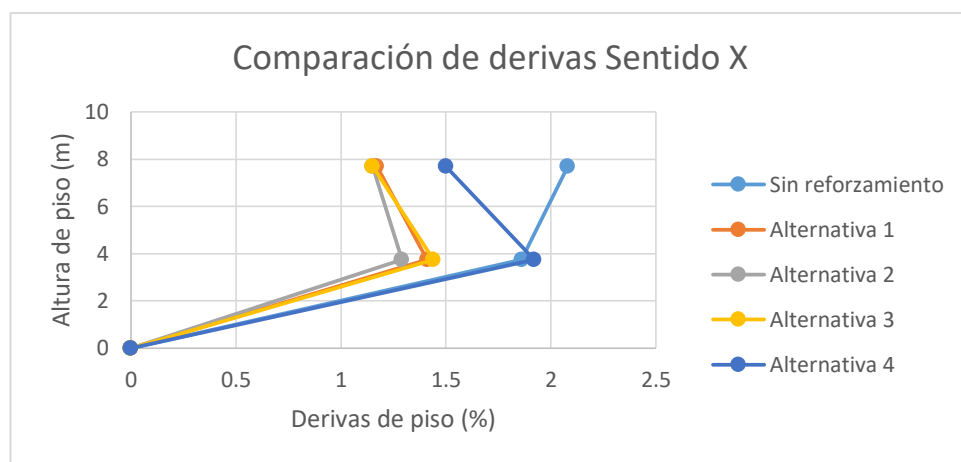


Figura 197 Derivas del bloque 1 Sentido X

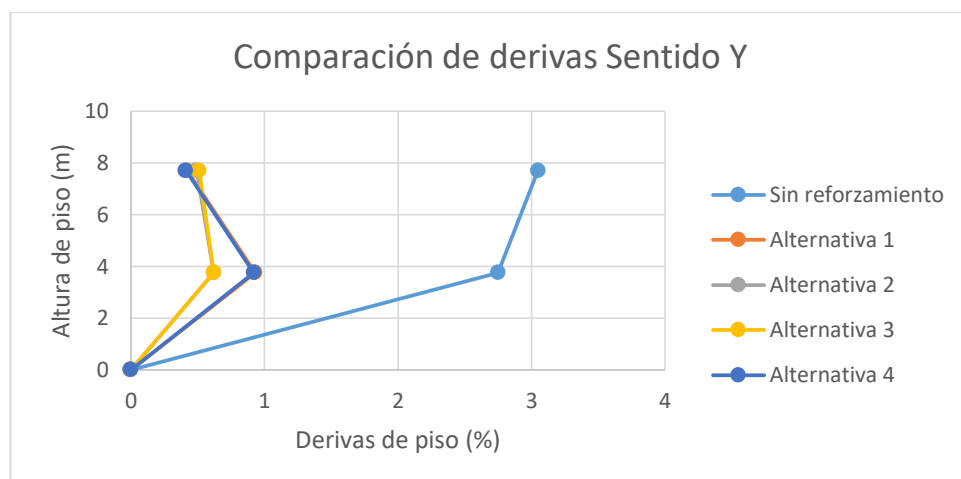


Figura 198 Derivas del bloque 1 Sentido Y

Se puede apreciar que las derivas de piso para las cuatro alternativas, en ambos sentidos de análisis, cumplen con el límite establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, todas son menores al 2%. En la Figura 198 se aprecia una disminución considerable en derivas, debido al notable aporte de rigidez de los muros de corte.

A continuación se presentan para cada sentido del bloque 2 en la Figura 199 y Figura 200 respectivamente las curvas de las derivas máximas vs la altura de piso de cada alternativa frente a la de la estructura original (Línea azul), en la que se ve que se han reducido significativamente los desplazamientos, obteniendo derivas inferiores al 2% como la norma lo recomienda, si bien hay un mejor comportamiento de las alternativas que presentan encamisado de hormigón no es una diferencia marcada debido a que los muros que se incorporaron son los que gobiernan estos resultados y los cuales son denominador común en todas las alternativas.

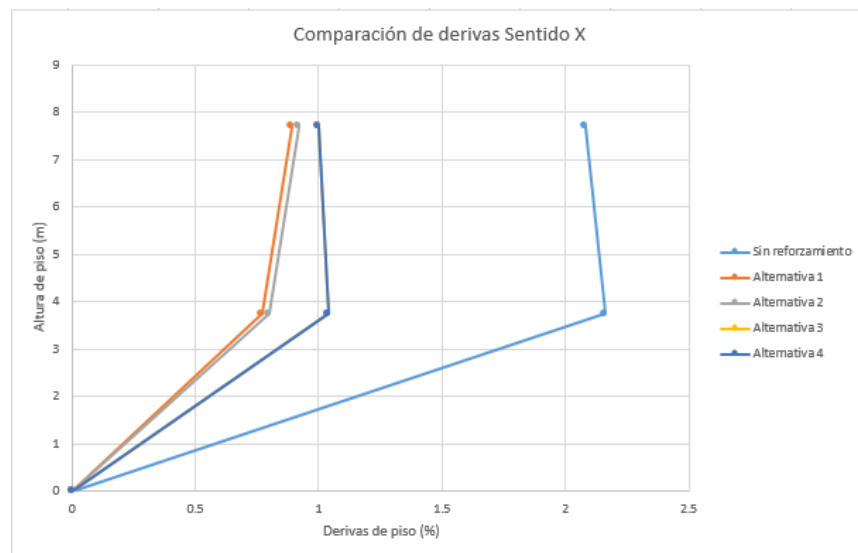


Figura 199 Derivas del bloque 2 Sentido X

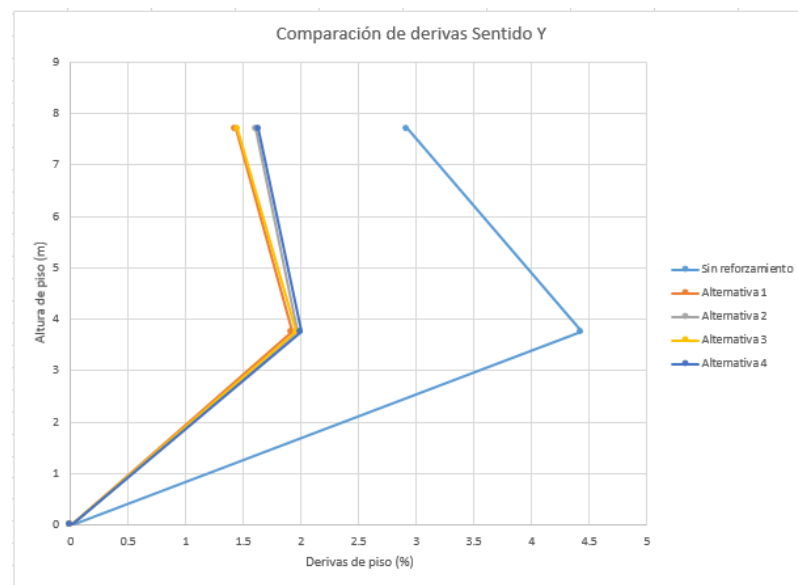


Figura 200 Derivas del bloque 2 Sentido Y

6.4 Análisis comparativo de precios

Las dos primeras alternativas utilizan encamisado de hormigón, el costo de los materiales es bajo en comparación al encamisado de FRP; pero la mano de obra es extremadamente alta debido a que el armado, el encofrado, perforación y relleno para conectores, la fundición, etc., demandan mucho más tiempo y mayor número de trabajadores, que el encamisado con FRP, que solo consiste en la aplicación de adhesivos epóxicos en la superficie sobre la cual se coloca fibras de FRP.

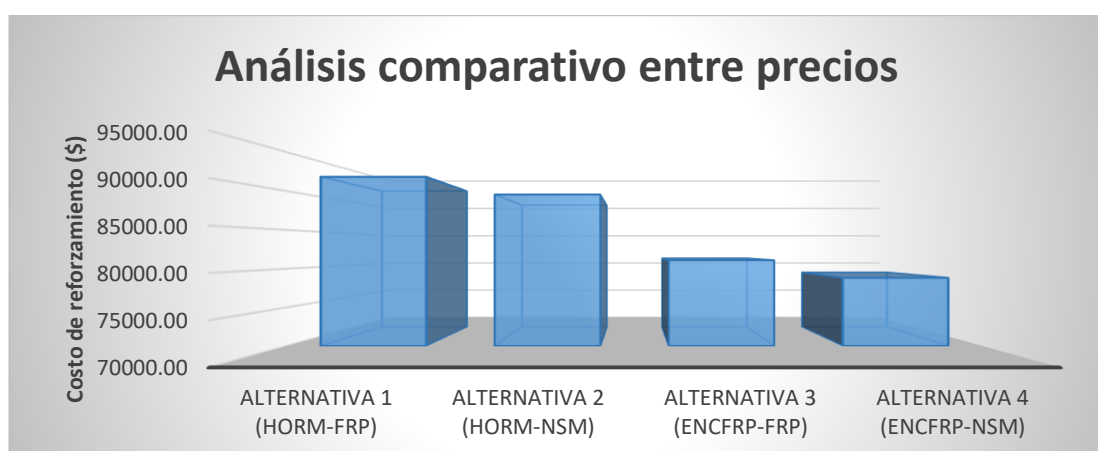


Figura 201 Análisis comparativo entre precios

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

Capítulo 1:

- La estructura de análisis se encuentra ubicada en una zona de alta peligrosidad sísmica, en cuyas cercanías se han registrado varios eventos de consideración (Quito 2014, Pomasqui 1990, Tingo/Alangasí 1938, Machachi 1923 y Guayllabamba 1587) por lo que es indispensable la evaluación y reforzamiento de edificios esenciales y de ocupación especial.
- Es fundamental en una evaluación estructural conocer los pormenores de diseño y construcción que permite estimar posibles razones de patologías

existentes. Las mismas que deben ser localizadas y medidas a detalle para solucionarlas.

Capítulo 2:

- El sistema estructural y los materiales de construcción influyen en la rigidez, flexibilidad y ductilidad de las estructuras. Por lo cual es importante conocer la clasificación, características y demás parámetros que las normas exigen considerar en el diseño.
- La Norma Ecuatoriana de la Construcción exige que todos elementos de una estructura deben diseñarse para resistir los efectos máximos de cargas mayoradas, incluida la sísmica, donde los espectros pueden afectarse por el factor de reducción de respuesta sísmica y el factor de importancia, en función de su tipología y uso respectivamente.

Capítulo 3:

- Las características del suelo, la configuración estructural y las acciones dinámicas a las cuales se expone un edificio son factores indispensables para una adecuada evaluación estructural, debido a que la desatención de cualquiera de estos puede llegar a causar el fallo y hasta el colapso del edificio.
- El ensayo de sísmica de refracción determina perfiles de suelo rígidos con una velocidad de la onda de cortante de 289.30m/s, correspondiente a un perfil de suelo tipo D según la NEC-15. Factor preponderante en el análisis sísmico de la estructura.
- El ensayo de esclerómetro permitió comprobar que la resistencia a la compresión de las columnas corresponde a la del diseño presentado en los planos, mientras que en vigas y losas es 24% menor. Además el ensayo de pachómetro corroboró armados y recubrimientos similares a los planificados, demostrando un apropiado seguimiento de parte de los constructores.
- La obtención de los períodos reales de la estructura, mediante acelerómetros es fundamental para elaborar modelos cuyo comportamiento sea apegado a la realidad.

- Los análisis estructurales aplicados en los modelos de la estructura de estudio, arrojan una deficiente capacidad de los elementos, con resistencias inferiores a lo recomendado ($\phi F_n > F_u$), lo que desencadena en un pobre desempeño estructural, con derivas superiores al límite establecido por la normativa.

Capítulo 4

- Debido a que la flexibilidad de la estructura no permite cumplir derivas de piso mediante el recrecido de secciones, se opta por aumentar la rigidez mediante la implementación de muros de corte, distribuyéndolos simétricamente en los bloques de tal manera que se minimicen los efectos de torsión.
- El reforzamiento de columnas se basó en el análisis no lineal que permitió identificar las columnas con comportamiento propenso al fallo, adicionado la decadente resistencia de sus secciones, condiciones superadas mediante encamisado con hormigón armado y con fibras de carbono, los cuales satisficieron la demanda con dimensiones mínimas en cada caso.
- Los muros de corte e incremento de secciones en columnas, el aumento de cargas y de rigideces crea la necesidad de reforzamiento de vigas, de manera especial en pórticos que mantienen las características iniciales, sumado a que el edificio está compuesto de vigas bandas las cuales no son recomendables en una configuración estructural de este tipo. Por este motivo se plantean dos alternativas que solucionen esto inconvenientes, la primera consiste en el uso de FRP en platinas, colocadas exteriormente donde el diseño lo requiera y la segunda es el uso de barras del mismo material, introducidas en la sección existente de la viga.
- La combinación del reforzamiento de los elementos, previamente mencionados permite desarrollar 4 alternativas: encamisado de hormigón y reforzamiento de vigas con platinas de FRP, encamisado de hormigón y reforzamiento de vigas con barras de FRP-NSM, encamisado con FRP y reforzamiento de vigas con platinas de FRP, encamisado de FRP y reforzamiento de vigas con barras de FRP-NSM.

Capítulo 5

- Las alternativas de reforzamiento convencionales son en las que interviene el hormigón armado, cuyo material y mano de obra calificada están a disposición en el medio. Sin embargo requiere mayor tiempo y espacio físico. Además, del costo elevado de los rubros de armadura y encofrado.
- Las alternativas que implican el uso de Fibras de Carbono en el reforzamiento, requieren menor tiempo, espacio físico y menos rubros, lo cual se traduce en mayor eficiencia.

Capítulo 6

- Las curvas de capacidad con las 4 alternativas de reforzamiento, demuestran un incremento significativo frente a la estructura no reforzada, sin embargo no existe una diferencia marcada entre ellas.
- Las curvas de capacidad en el sentido Y se comportan de manera prácticamente lineal, lo que causa la necesidad de optimizar la distribución de los muros de corte en busca de un comportamiento tan alto.
- Es necesario considerar el desempeño de la estructura a la hora de ubicar los muros de corte, dado que se requiere similares rigideces en ambos sentidos, de tal manera que la sobre resistencia sea lo que la normativa recomienda y la demanda de ductilidad no sea excesiva
- Las derivas máximas de piso con cada alternativa, resultaron inferiores al 2% normado, de igual forma que las curvas de capacidad ninguna alternativa destaca de entre sus similares, debido a que la rigidez de los muros es mandatorio para estos parámetros.
- La cuarta alternativa es 16.50% inferior a la alternativa más cara (Primera alternativa), por lo que se concluye que el precio es mandatorio ya que en criterios técnicos se obtuvieron resultados similares. Por lo tanto la alternativa óptima a implementar en el laboratorio del DECEM es encamisado con FRP y reforzamiento de vigas con barras FRP-NSM.

7.2 Recomendaciones

- Ecuador como país con alta peligrosidad sísmica requiere un análisis de la vulnerabilidad, riesgo y seguridad de su infraestructura estratégica, con el fin de estar preparados para catástrofes de todo tipo.
- En todos los campos en los que interviene la Ingeniería Civil demanda de un accionar responsable y ético, que garantice la seguridad de vida de todos los involucrados y en todas las etapas de sus obras.
- Es substancial en una evaluación estructural se elaboren ensayos para conocer el estado actual del edificio (Cimentación, Materiales, Comportamiento, etc.) y obtener modelos apegados a la realidad que se sometan a análisis lineales y no lineales, en los que se detecten vulnerabilidades.
- Corregir las señales de registros de eventos sísmicos mediante el programa SeismoSignal o similares, de tal manera que frecuencias extrañas alteren el análisis.
- Utilizar programas especializados para realizar análisis no lineal con el aporte de la mampostería, dado las limitaciones del software ETABS.
- Es importante dar paso a métodos de reforzamiento no tradicionales que pueden brindar mayores beneficios, tanto en comportamiento como en costos, así mismo se requiere personal capacitado en la materia dentro del país.
- Para el caso específico del edificio, se sugiere reemplazar mampostería interna con paredes de fibrocemento u otros materiales más ligeros y menos rígidos, de tal manera que se elimine la torsión en planta.

8 ANEXOS

8.1 Anexo 1: Acelerogramas

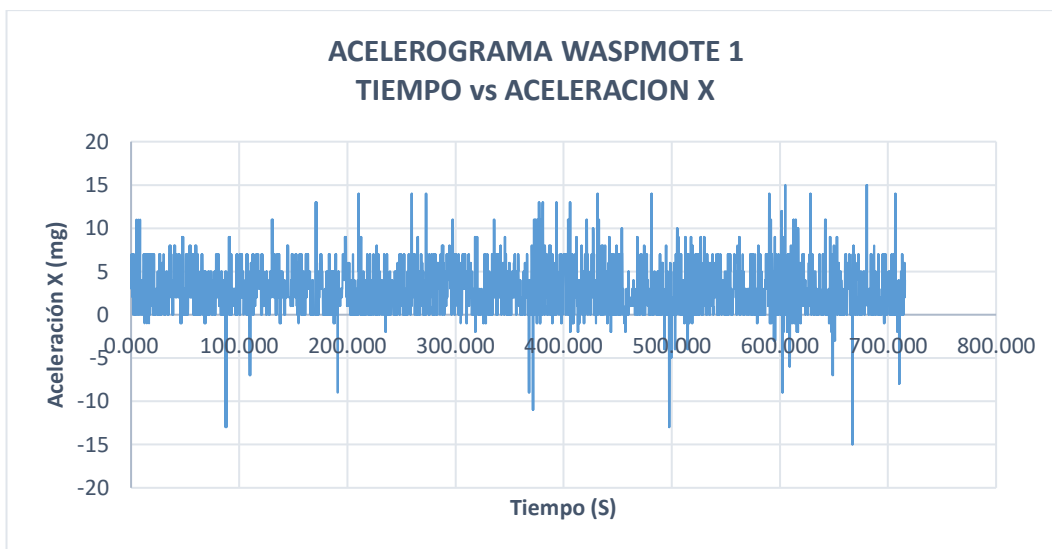


Figura 202 Mota 1 aceleraciones bloque 2 sentido X



Figura 203 Mota 1 aceleraciones bloque 2 sentido Y

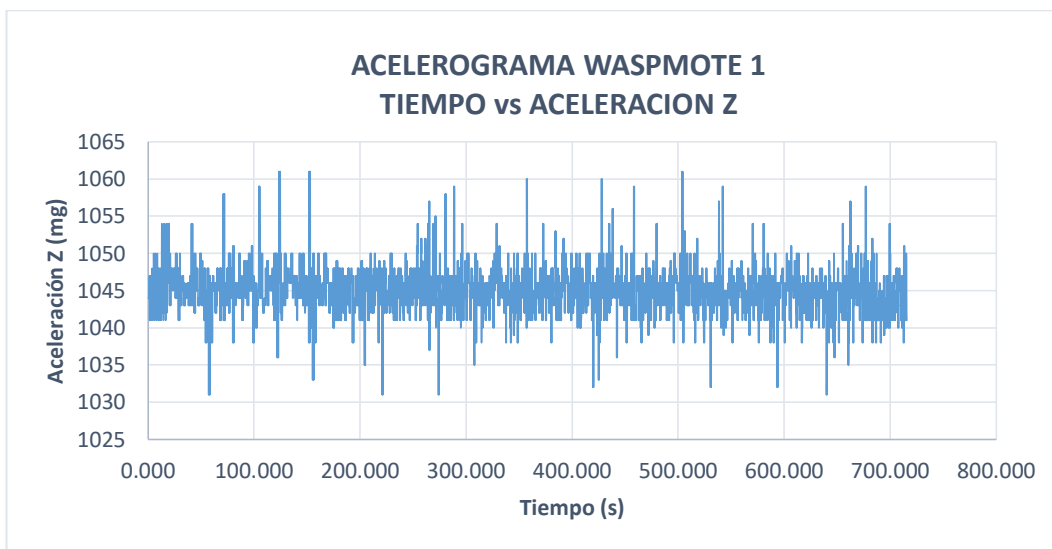


Figura 204 Mota 1 aceleraciones bloque 2 sentido Z

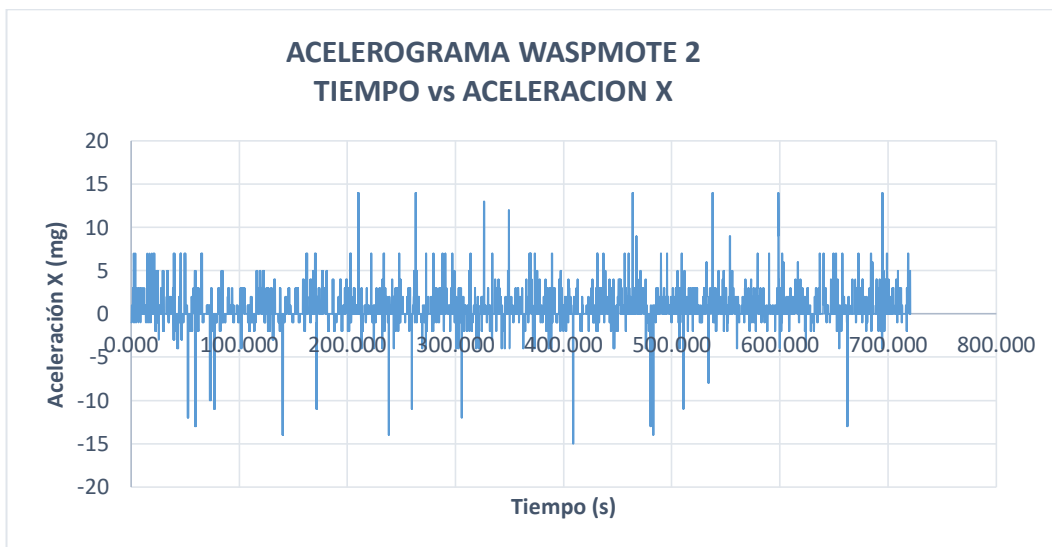


Figura 205 Mota 2 aceleraciones bloque 2 sentido X

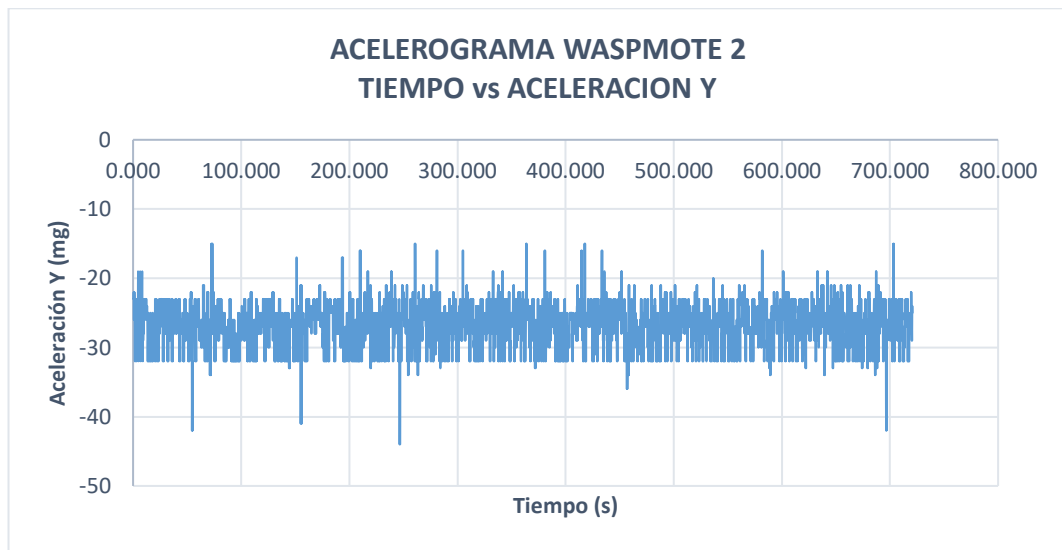


Figura 206 Mota 2 aceleraciones bloque 2 sentido Y

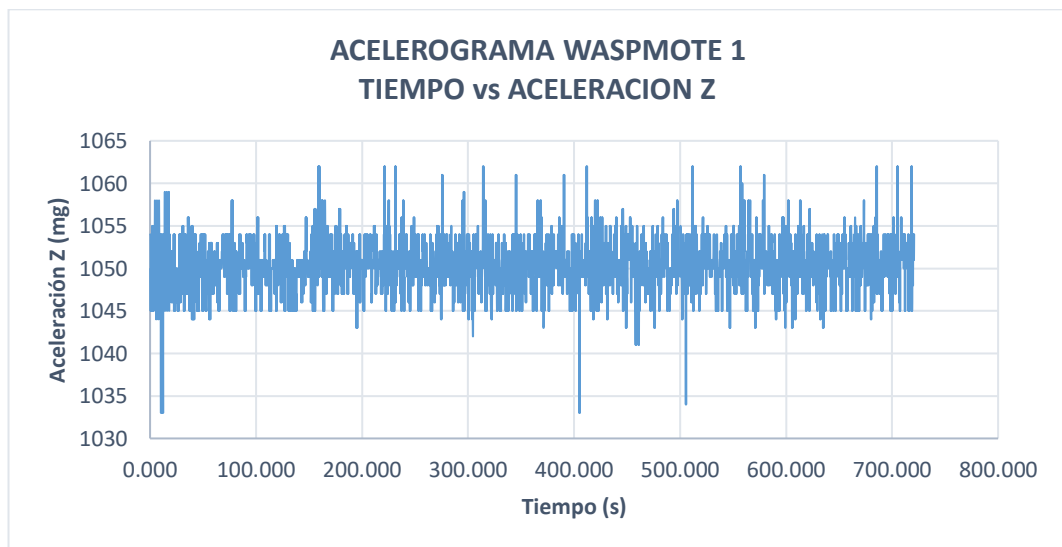


Figura 207 Mota 2 aceleraciones bloque 2 sentido Z

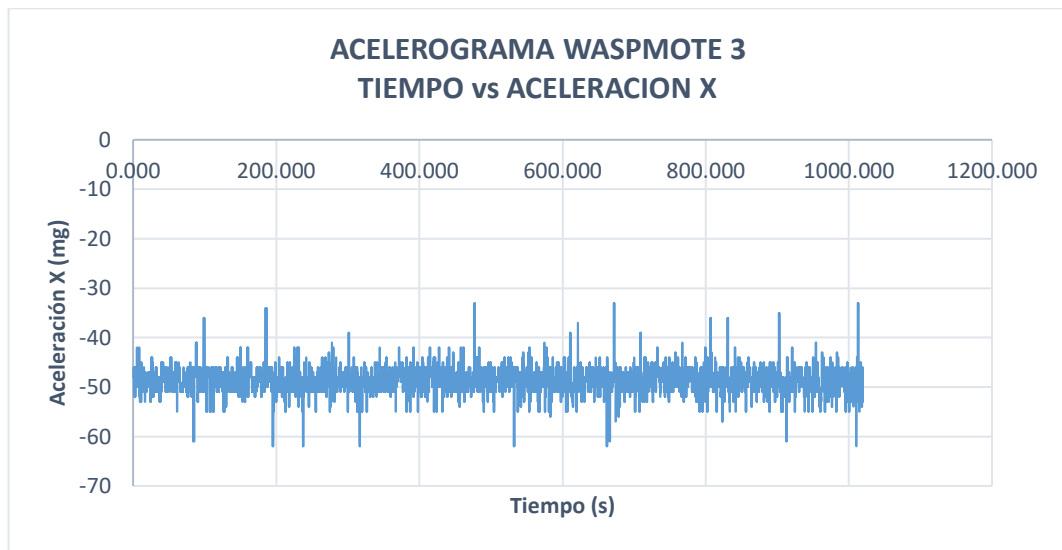


Figura 208 Mota 3 aceleraciones bloque 2 sentido X

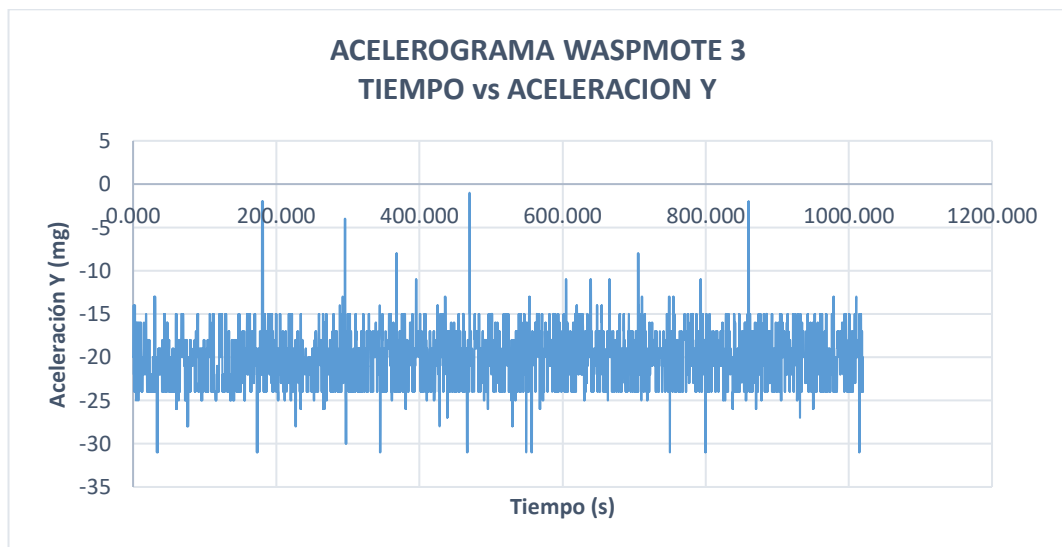


Figura 209 Mota 3 aceleraciones bloque 2 sentido Y

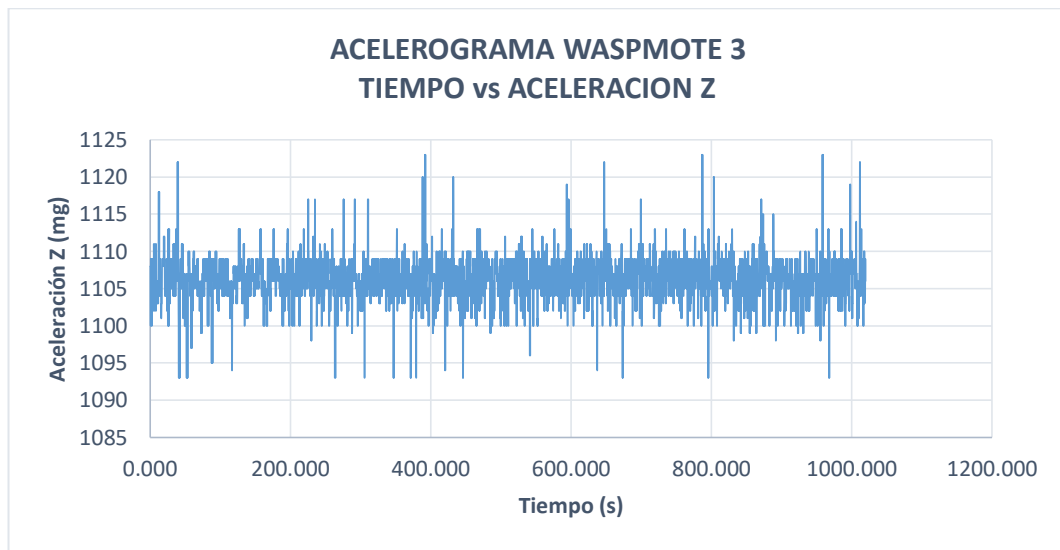


Figura 210 Mota 3 aceleraciones bloque 2 sentido Z

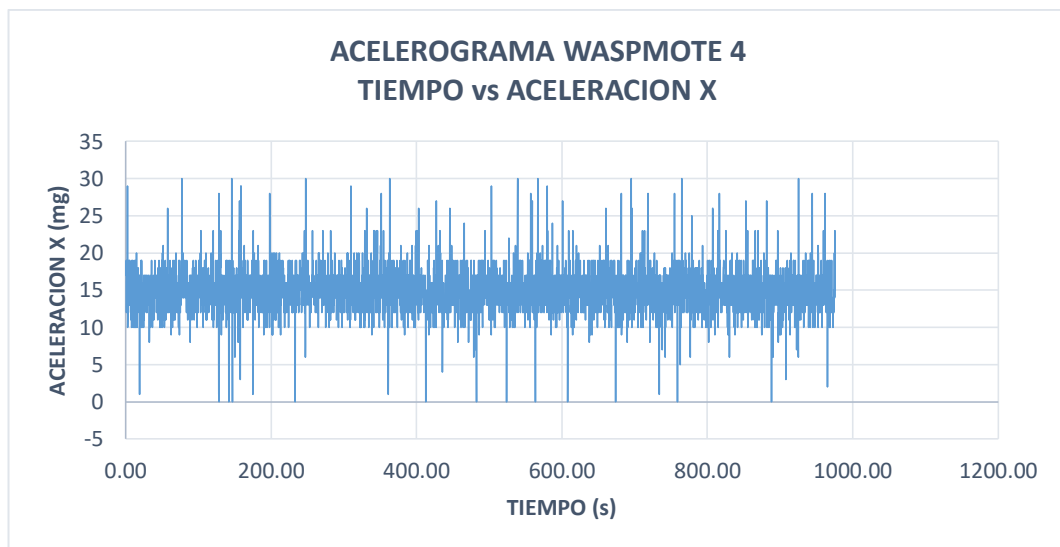


Figura 211 Mota 4 aceleración en bloque 1 sentido X

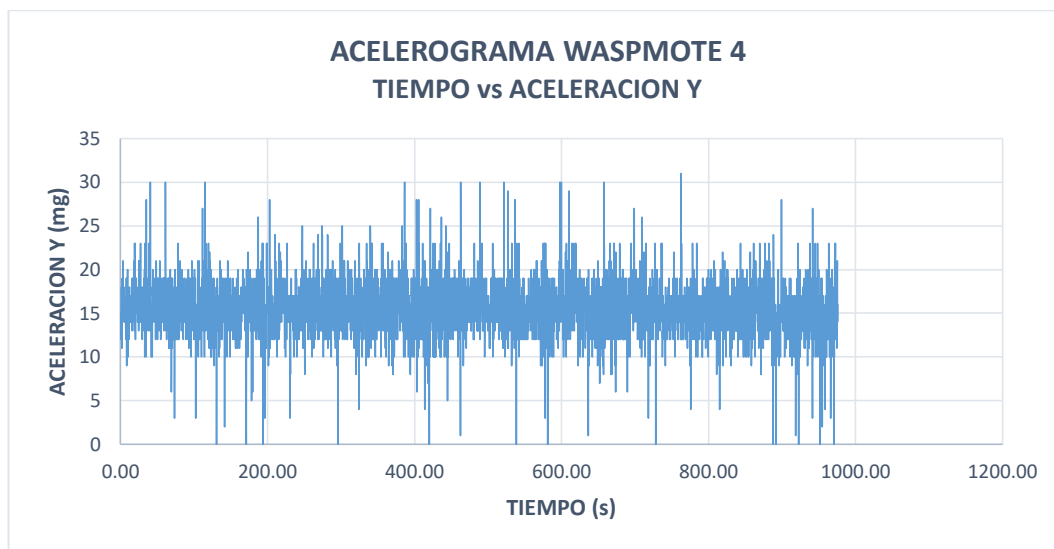


Figura 212 Mota 4 aceleración en bloque 1 sentido Y

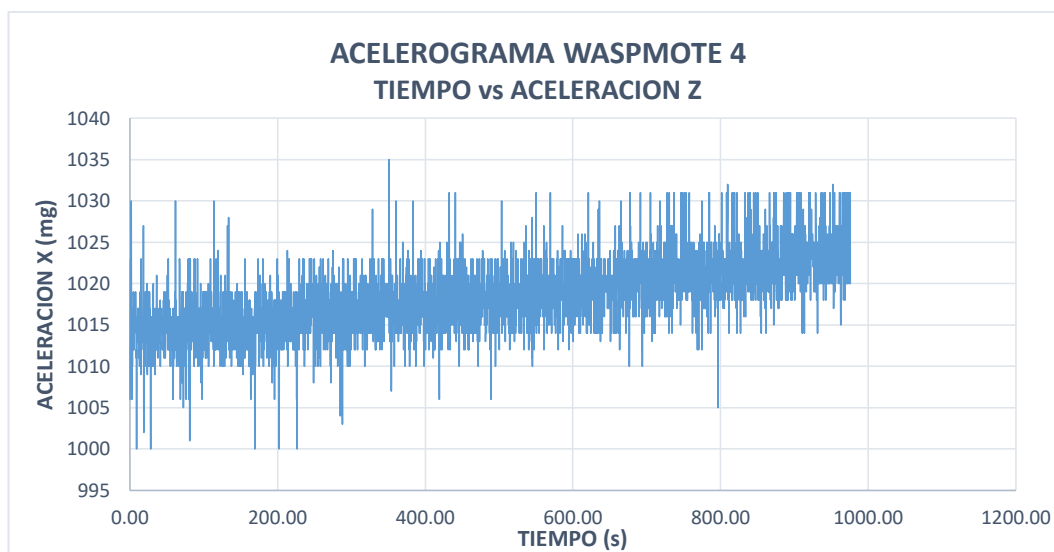


Figura 213 Mota 4 aceleración en bloque 1 sentido Z

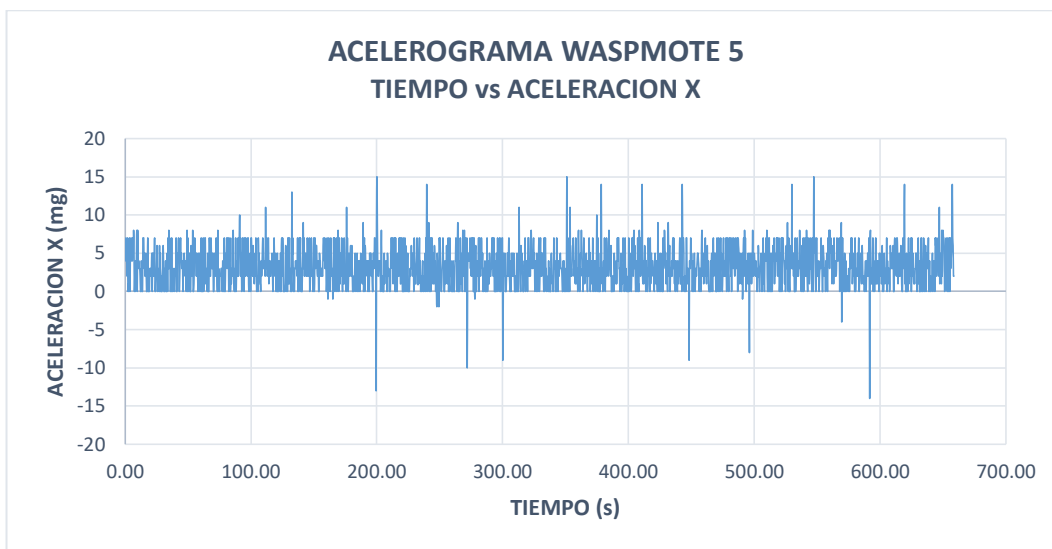


Figura 214 Mota 5 aceleración en bloque 1 sentido X

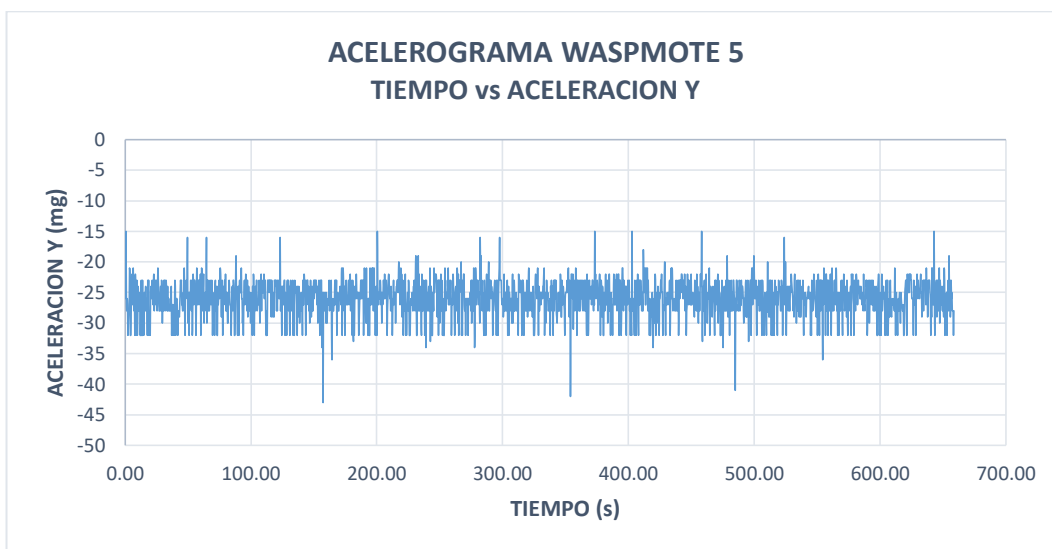


Figura 215 Mota 5 aceleración en bloque 1 sentido Y

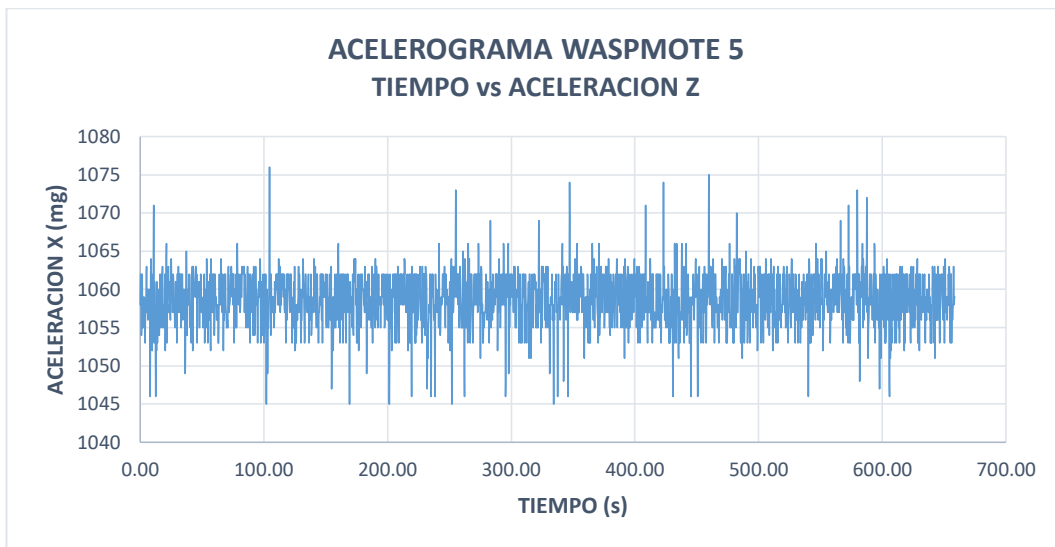


Figura 216 Mota 5 aceleración en bloque 1 sentido Z

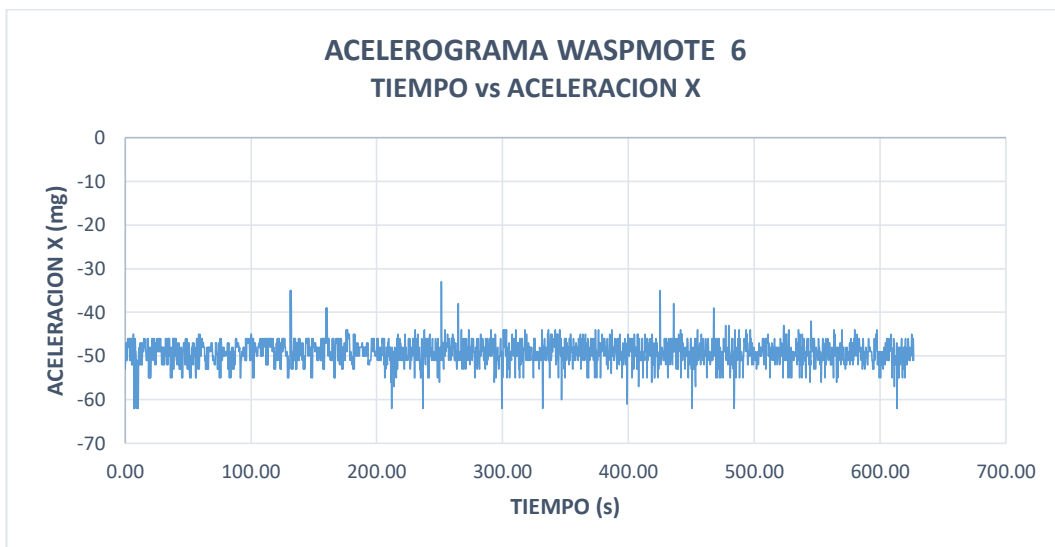


Figura 217 Mota 6 aceleración en bloque 1 sentido X

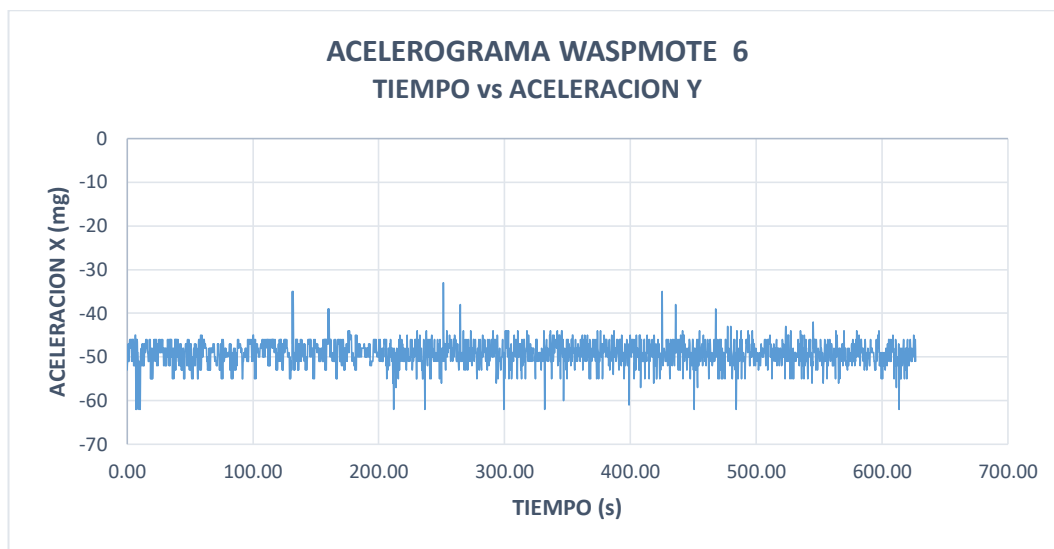


Figura 218 Mota 6 aceleración en bloque 1 sentido Y

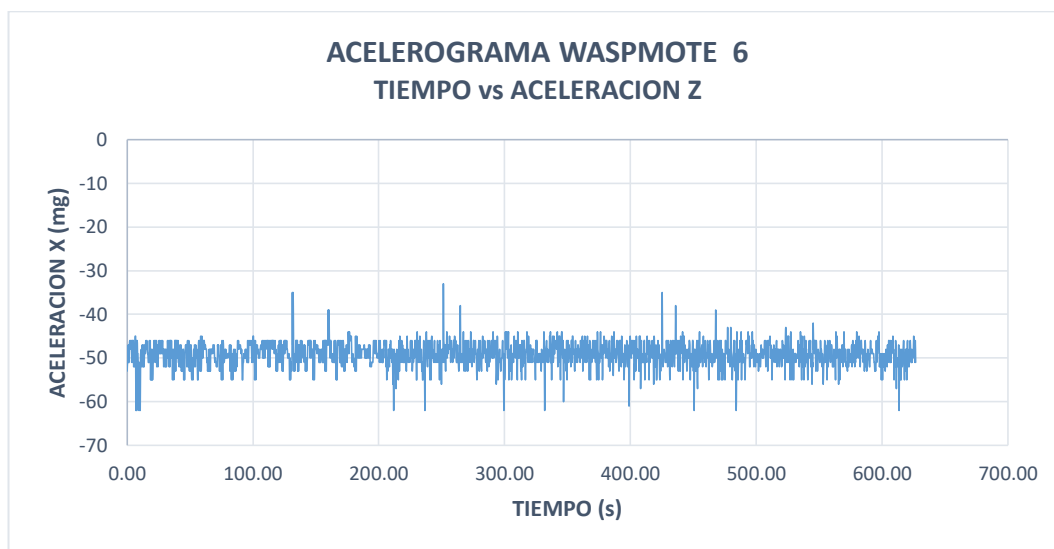


Figura 219 Mota 6 aceleración en bloque 1 sentido Z

8.2 Anexo 2: Transformadas rápidas de Fourier

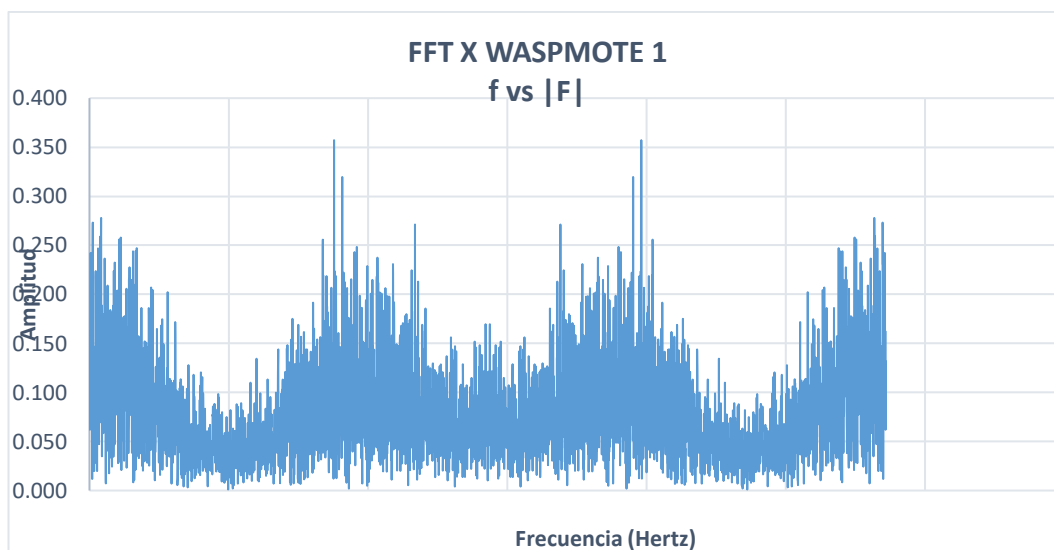


Figura 220 Mota 1 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido X

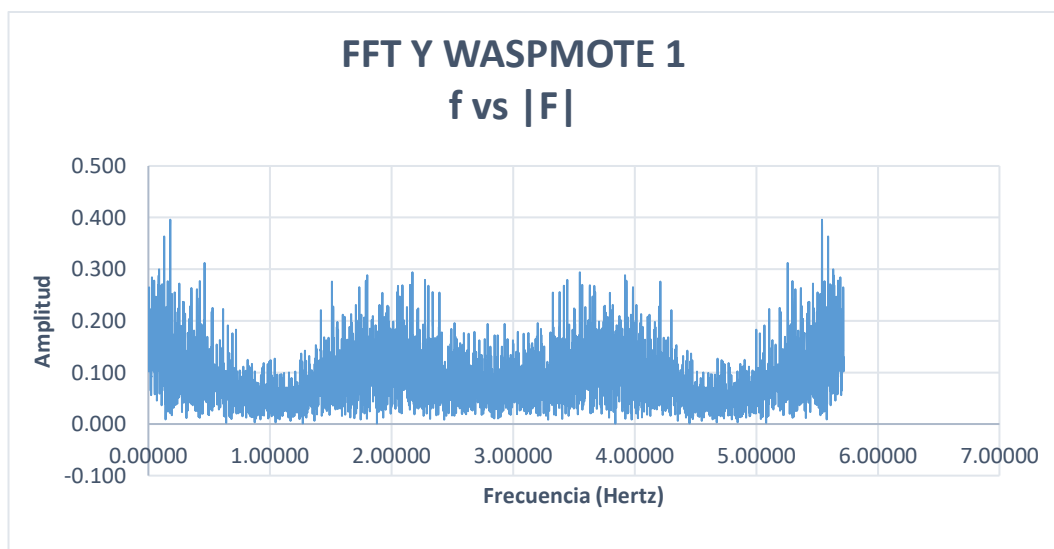


Figura 221 Mota 1 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido Y

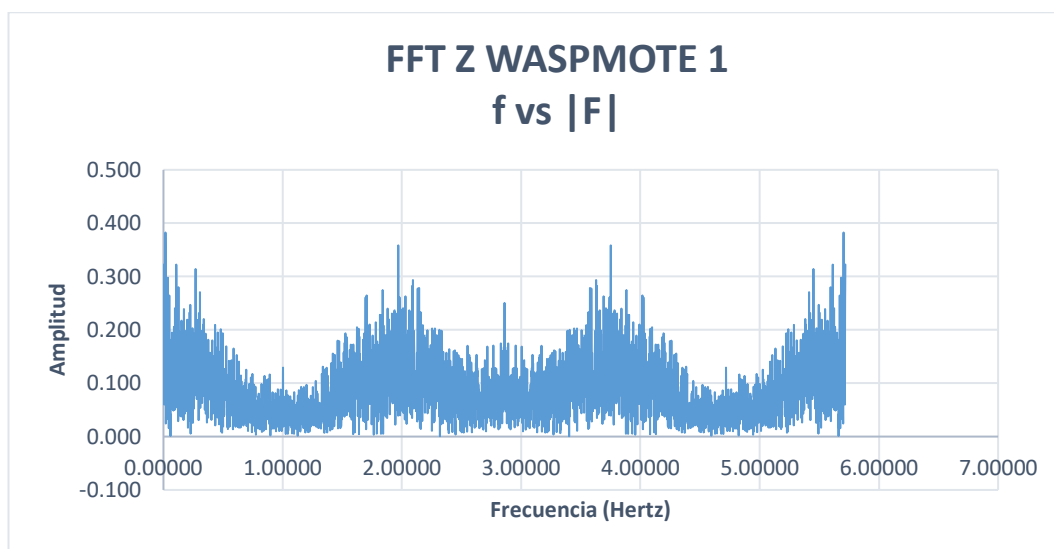


Figura 222 Mota 1 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido Z

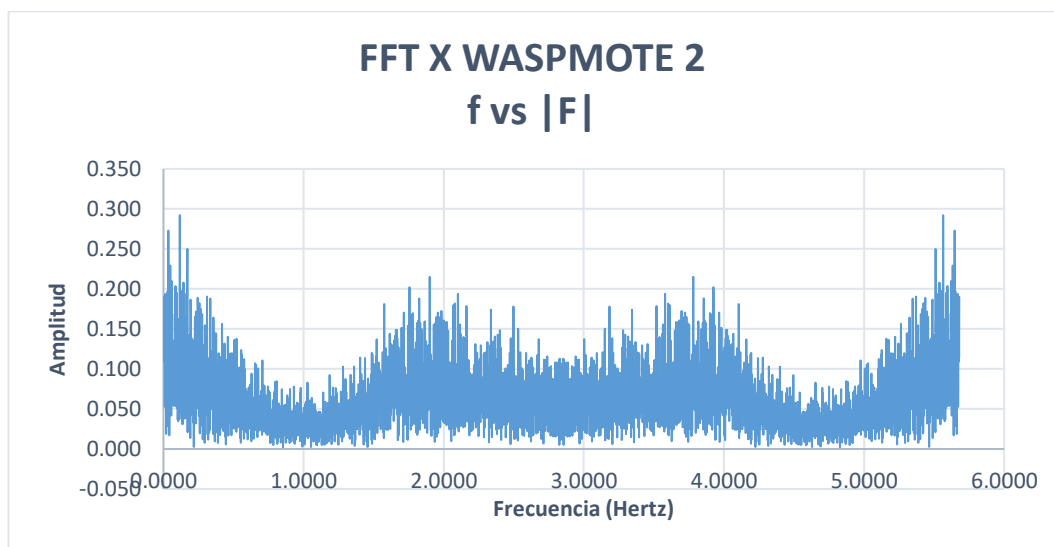


Figura 223 Mota 2 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido X

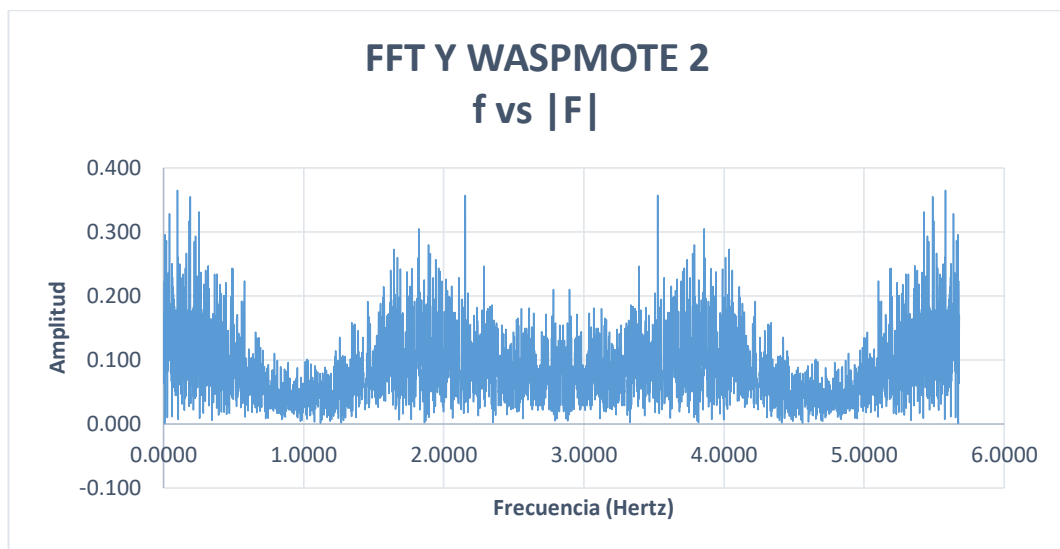


Figura 224 Mota 2 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido Y

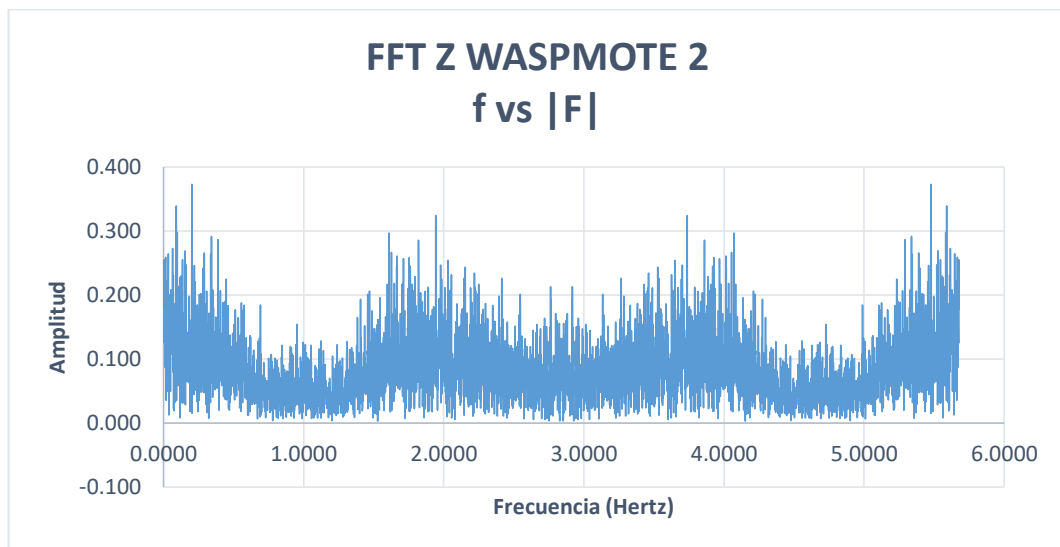


Figura 225 Mota 2 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido Z

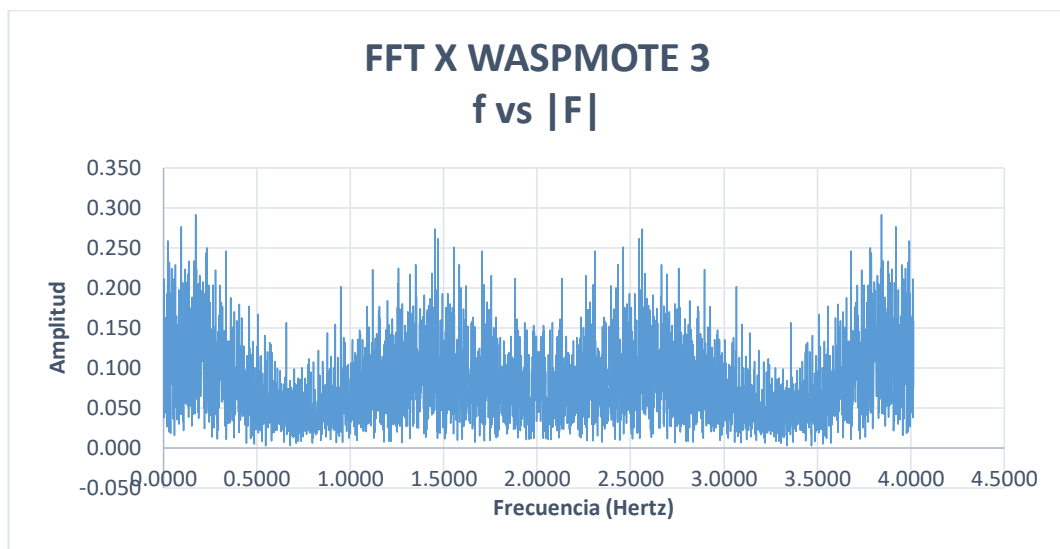


Figura 226 Mota 3 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido X

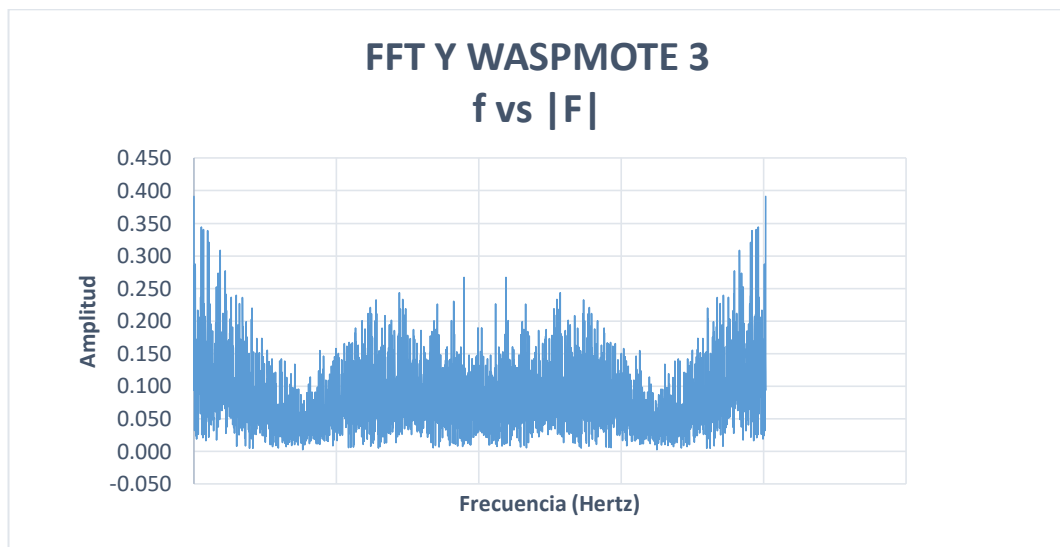


Figura 227 Mota 3 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido Y

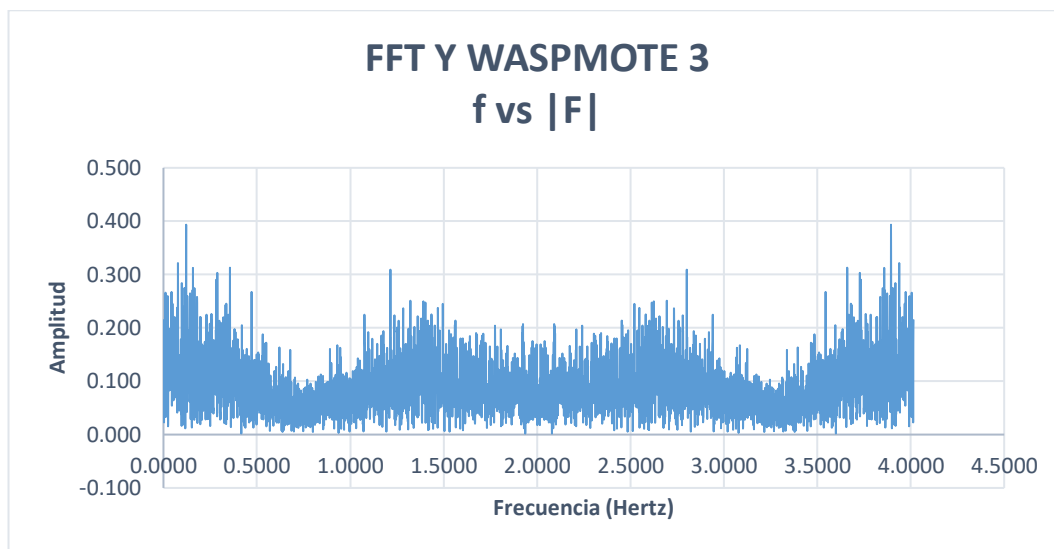


Figura 228 Mota 3 Transformada rápida de Fourier en bloque 2 sentido Z

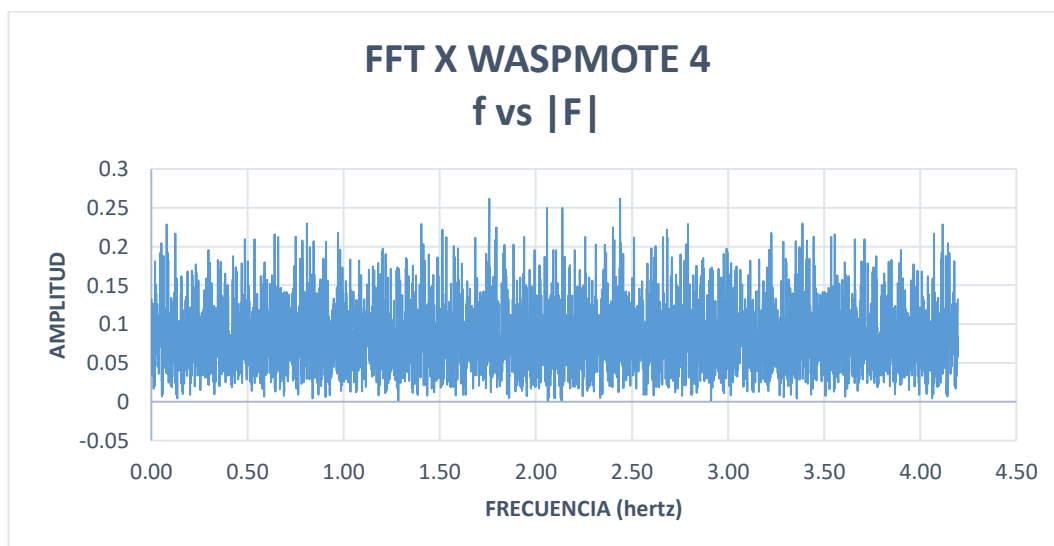


Figura 229 Mota 4 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido X

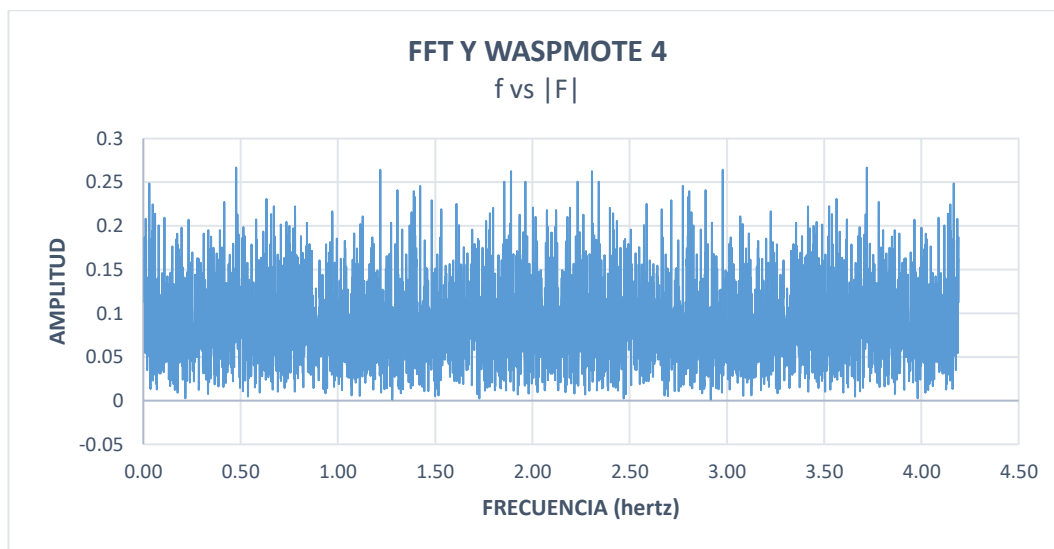


Figura 230 Mota 4 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido Y

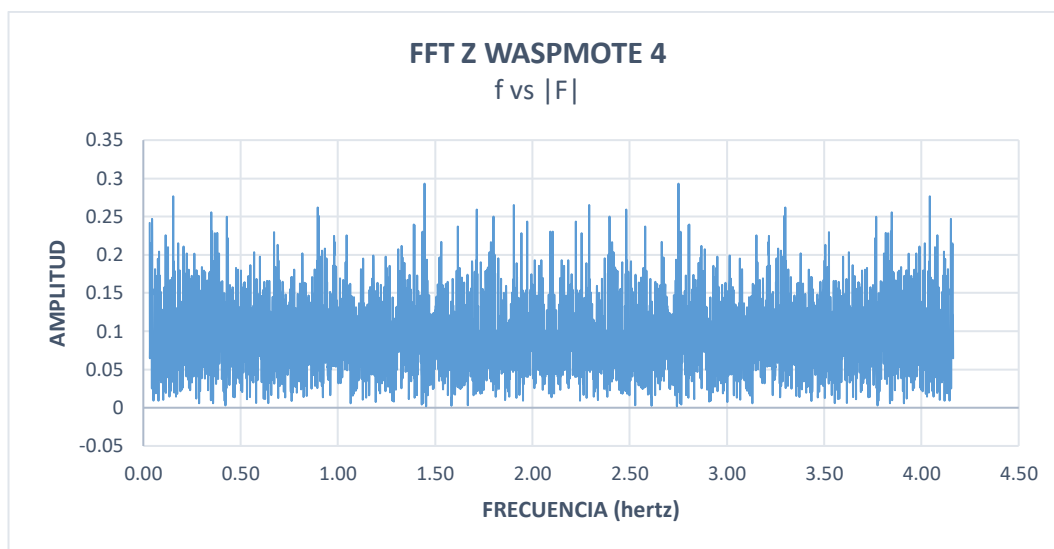


Figura 231 Mota 4 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido Z

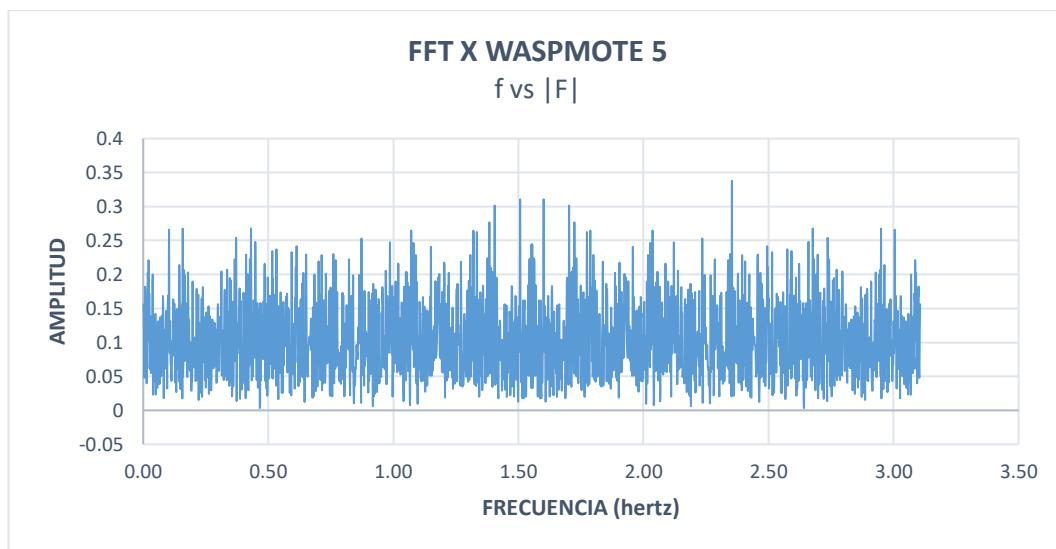


Figura 232 Mota 5 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido X

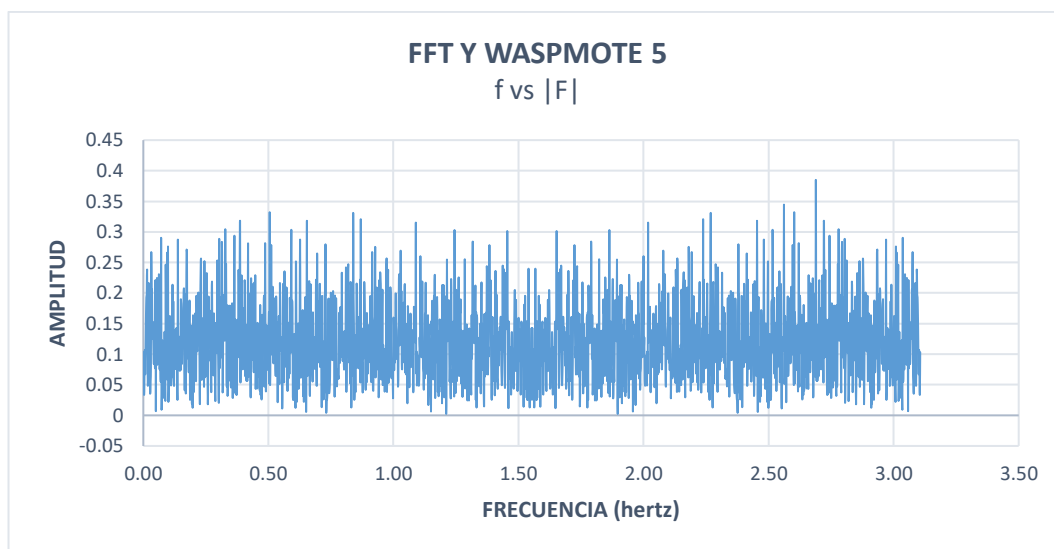


Figura 233 Mota 5 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido Y

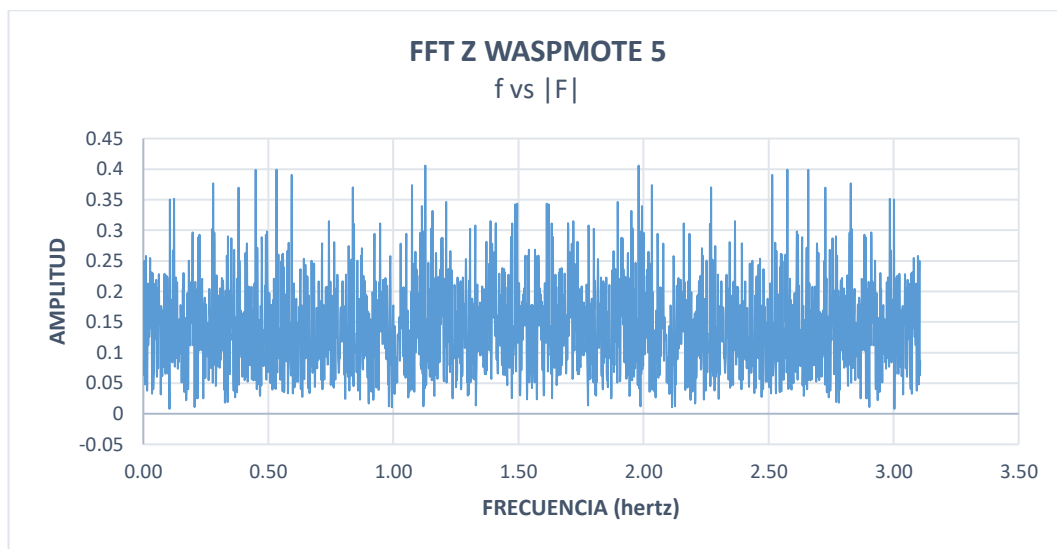


Figura 234 Mota 5 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido Z

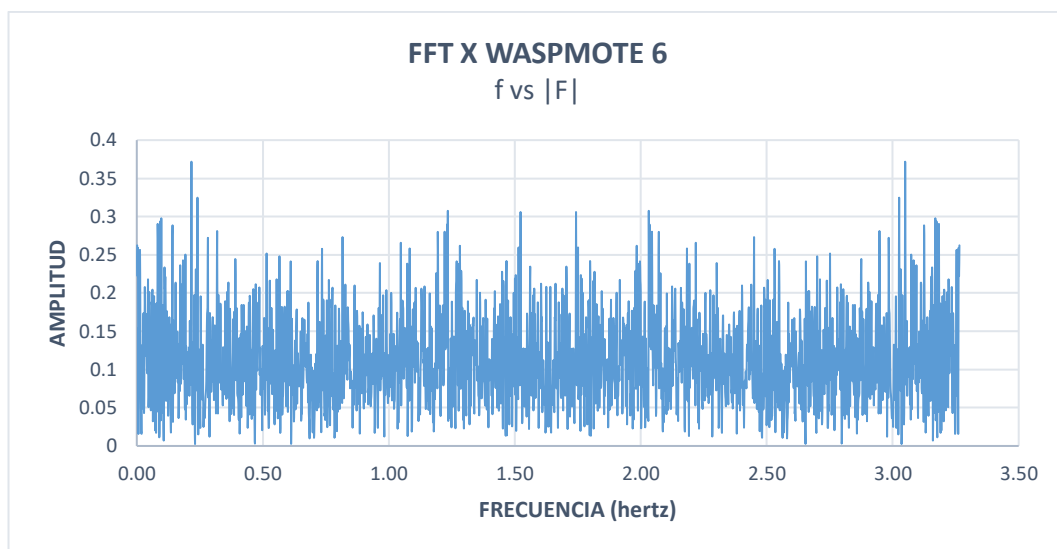


Figura 235 Mota 6 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido X

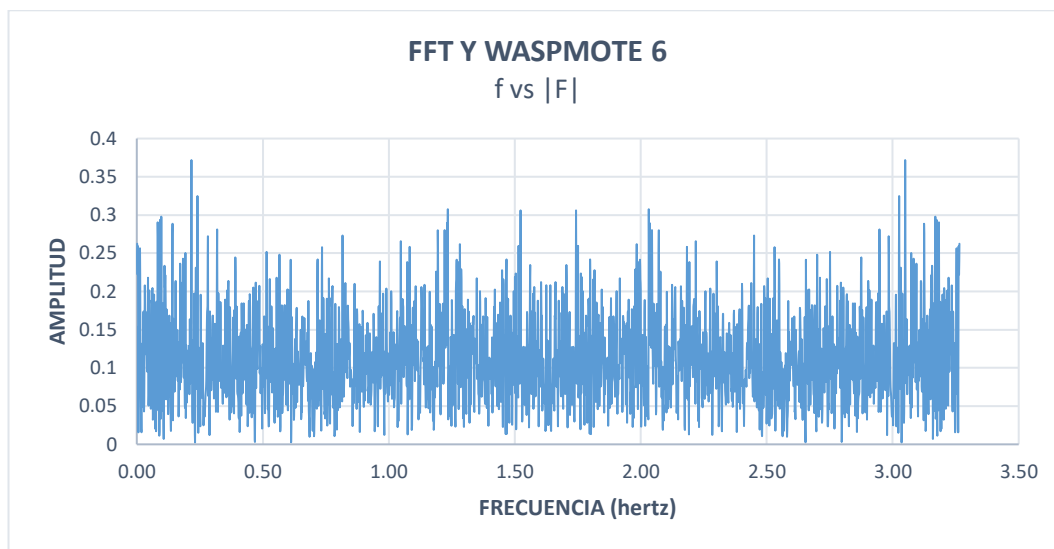


Figura 236 Mota 6 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido Y

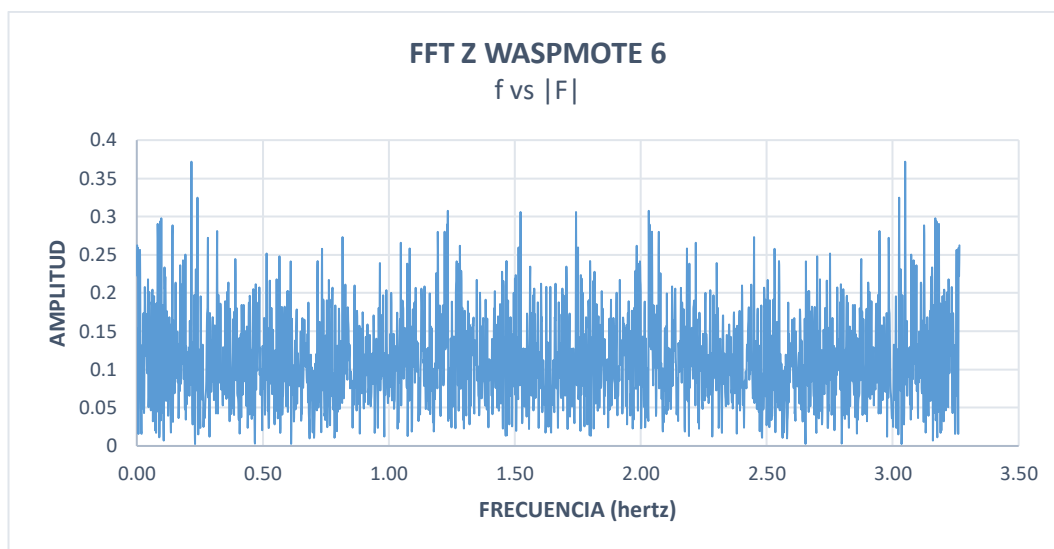


Figura 237 Mota 6 Transformada rápida de Fourier en bloque 1 sentido Z

8.3 Anexo 3: Cálculo de excentricidad, centro de masas y de rigidez

Tabla 93
Bloque 1 segunda planta

ELEM ENTO	NOM BRE	b(c m)	h(c m)	H(c m)	Xi(cm)	Yi(cm)	Ixx(cm 4)	Iyy(cm4)	txx(K g/cm)	tyy(Kg /cm)	txx*Yi (Kg)	tyy*Xi (Kg)
MURO	6BC	25	59 5	375	630	945	438843 489.58	774739. 58	44545. 02	252320 80.94	420950 43.58	158962 10990
MURO	9BC	25	59 5	375	252 0	945	438843 489.58	774739. 58	44545. 02	252320 80.94	420950 43.58	635848 43958
COL	A5	35	35	395	0	189	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	768695 9.557	0
COL	B5	35	35	395	0	126	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	512463 9.704	0
COL	C5	35	35	395	0	630	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	256231 9.852	0
COL	D5	35	35	395	0	0	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	0	0
COL	A6	35	35	395	630	189	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	768695 9.557	256231 9.852
COL	B6	35	35	395	630	126	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	512463 9.704	256231 9.852
COL	C6	35	35	395	630	630	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	256231 9.852	256231 9.852
COL	D6	35	35	395	630	0	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	0	256231 9.852
COL	A7	35	35	395	126	189	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	768695 9.557	512463 9.704
COL	B7	35	35	395	126	126	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	512463 9.704	512463 9.704
COL	C7	35	35	395	126	630	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	256231 9.852	512463 9.704
COL	D7	35	35	395	126	0	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	0	512463 9.704
COL	A8	35	35	395	189	189	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	768695 9.557	768695 9.557
COL	B8	35	35	395	189	126	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	512463 9.704	768695 9.557
COL	C8	35	35	395	189	630	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	256231 9.852	768695 9.557
COL	D8	35	35	395	189	0	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	0	768695 9.557
COL	A9	35	35	395	252	189	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	768695 9.557	102492 79.41
COL	B9	35	35	395	252	126	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	512463 9.704	102492 79.41
COL	C9	35	35	395	252	630	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	256231 9.852	102492 79.41
COL	D9	35	35	395	252	0	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	0	102492 79.41
COL	A10	35	35	395	315	189	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	768695 9.557	128115 99.26
COL	B10	35	35	395	315	126	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	512463 9.704	128115 99.26
COL	C10	35	35	395	315	630	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	256231 9.852	128115 99.26
COL	D10	35	35	395	315	0	125052. 08	125052. 08	4067.1 7	4067.1 7	0	128115 99.26
MAMP	C8- C10	11 90	20	395	315 0	630	793333. 33	2808598 333.33	34725 88.46	980.89	218773 0733	308979 6.953
MAMP	8CD	20	59 5	395	189 0	315	351074 791.67	396666. 67	490.44	434073 .56	154489 .8477	820399 024.8
MAMP	9CD	20	59 5	395	252 0	945	351074 791.67	396666. 67	490.44	434073 .56	463469 .543	109386 5366
MAMP	10CD	20	59 5	395	315 0	945	351074 791.67	396666. 67	490.44	434073 .56	463469 .543	136733 1708

	36607	518649	236524	829194
	62.02	75.62	5763	80035

Tabla 94
Bloque 2 segunda planta

ELEM ENTO	NOM BRE	b(c m)	h(c m)	H(c m)	Xi(cm)	Yi(cm)	Ixx(cm4)	Iyy(cm4)	txx(Kg /cm)	tyy(Kg /cm)	txx*Yi (Kg)	tyy*Xi (Kg)
MURO	1AB	25	59 5	375	0	346 5	4388434 89.58	774739. 58	44545. 02	252320 80.94	154348 493.1	0
MURO	1FG	25	59 5	375	0	315	4388434 89.58	774739. 58	44545. 02	252320 80.94	140316 81.19	0
MURO	4AB	25	59 5	375	189 0	346 5	4388434 89.58	774739. 58	44545. 02	252320 80.94	154348 493.1	476886 32969
MURO	4FG	25	59 5	375	189 0	315	4388434 89.58	774739. 58	44545. 02	252320 80.94	140316 81.19	476886 32969
COLU MNA	A1	35	35	375	0	378 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	179672 69.23	0
COLU MNA	B1	35	35	375	0	315 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	149727 24.36	0
COLU MNA	C1	35	35	375	0	252 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	119781 79.49	0
COLU MNA	D1	35	35	375	0	189 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	898363 4.614	0
COLU MNA	E1	35	35	375	0	126 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	598908 9.743	0
COLU MNA	F1	35	35	375	0	630 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	299454 4.871	0
COLU MNA	G1	35	35	375	0	0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	0	0
COLU MNA	A2	35	35	375	630	378 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	179672 69.23	299454 4.871
COLU MNA	B2	35	35	375	630	315 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	149727 24.36	299454 4.871
COLU MNA	C2	35	35	375	630	252 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	119781 79.49	299454 4.871
COLU MNA	D2	35	35	375	630	189 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	898363 4.614	299454 4.871
COLU MNA	E2	35	35	375	630	126 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	598908 9.743	299454 4.871
COLU MNA	F2	35	35	375	630	630 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	299454 4.871	299454 4.871
COLU MNA	G2	35	35	375	630	0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	0	299454 4.871
COLU MNA	A3	35	35	375	126 0	378 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	179672 69.23	598908 9.743
COLU MNA	B3	35	35	375	126 0	315 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	149727 24.36	598908 9.743
COLU MNA	C3	35	35	375	126 0	252 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	119781 79.49	598908 9.743
COLU MNA	D3	35	35	375	126 0	189 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	898363 4.614	598908 9.743
COLU MNA	E3	35	35	375	126 0	126 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	598908 9.743	598908 9.743
COLU MNA	F3	35	35	375	126 0	630 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	299454 4.871	598908 9.743
COLU MNA	G3	35	35	375	126 0	0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	0	598908 9.743
COLU MNA	A4	35	35	375	189 0	378 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	179672 69.23	898363 4.614
COLU MNA	B4	35	35	375	189 0	315 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	149727 24.36	898363 4.614
COLU MNA	C4	35	35	375	189 0	252 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	119781 79.49	898363 4.614
COLU MNA	D4	35	35	375	189 0	189 0	125052. 08	125052. 08	4753.2 5	4753.2 5	898363 4.614	898363 4.614

COLU MNA	E4	35	35	375	189	126	125052.	125052.	4753.2	4753.2	598908	898363
					0	0	08	08	5	5	9.743	4.614
COLU MNA	F4	35	35	375	189	630	125052.	125052.	4753.2	4753.2	299454	898363
					0		08	08	5	5	4.871	4.614
COLU MNA	G4	35	35	375	189	0	125052.	125052.	4753.2	4753.2	0	898363
					0		08	08	5	5		4.614
PARE D	2AC	20	11	375	630	220	2808598	793333.	1146.3	405836	252769	255676
			90			5	333.33	33	5	2.18	9.627	8172
PARE D	2DE	20	59	375	630	157	3510747	396666.	573.17	507295	902749	319596
			5			5	91.67	67		.27	.8667	021.5
PARE D	3DE	20	59	375	126	157	3510747	396666.	573.17	507295	902749	639192
			5		0	5	91.67	67		.27	.8667	043.1
PARE D	CD23	20	59	375	870	220	3510747	396666.	573.17	507295	126384	441346
			5			5	91.67	67		.27	9.813	886.9
PARE D	C13	11	20	375	630	252	793333.	2808598	405836	1146.3	102270	722199
		90				0	33	333.33	2.18	5	72689	.8933
PARE D	D14	17	20	375	945	189	1190000	9479019	136969	1719.5	258872	162494
		85				0	.00	375.00	72.35	2	77745	9.76
PARE D	E12	59	20	375	315	126	396666.	3510747	507295	573.17	639192	180549
		5				0	67	91.67	.27		043.1	.9733
PARE D	E34	59	20	375	157	126	396666.	3510747	507295	573.17	639192	902749
		5			5	0	67	91.67	.27		043.1	.8667
									190840	106645	379866	994633
									61.91	674.8	33688	70395

8.4 Anexo 4: Detalles constructivos de reforzamiento

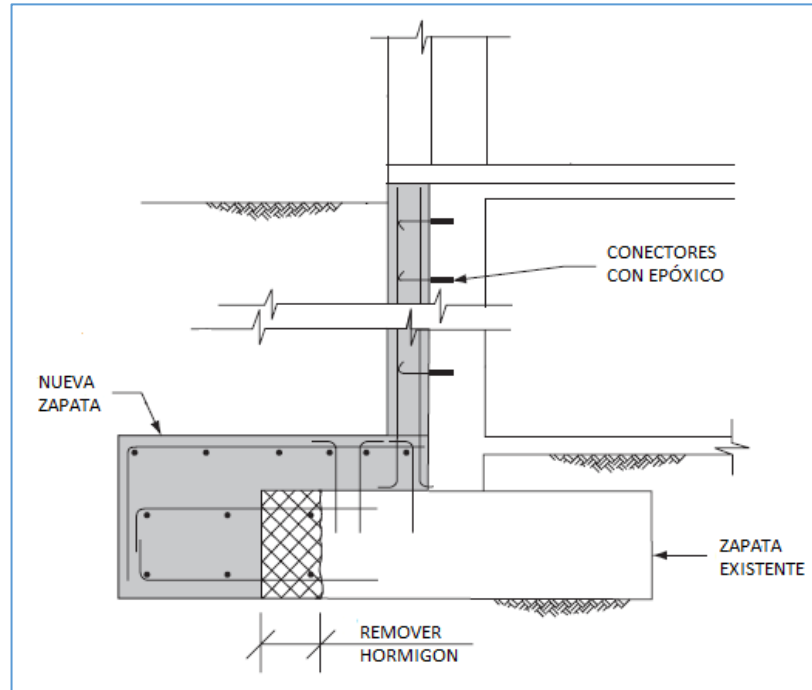


Figura 238 Detalle de recrecimiento de zapatas de hormigón

Fuente: (Taranath, 2017)

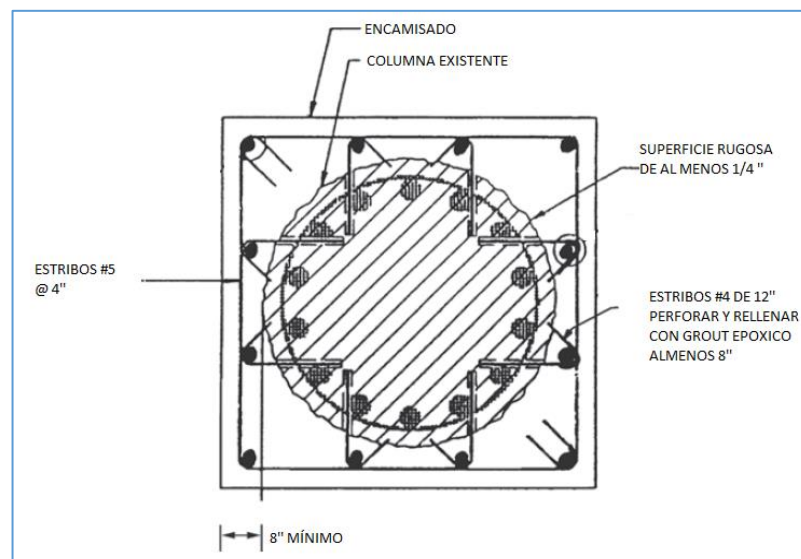


Figura 239 Detalle y recomendaciones para encamisados en columnas circulares

Fuente: (Taranath, 2017)

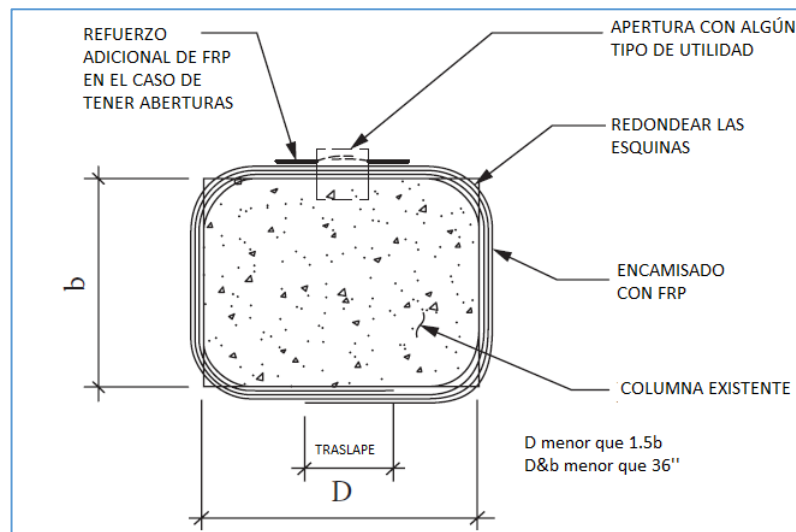


Figura 240 Detalle de encamisado con FRP

Fuente: (Taranath, 2017)

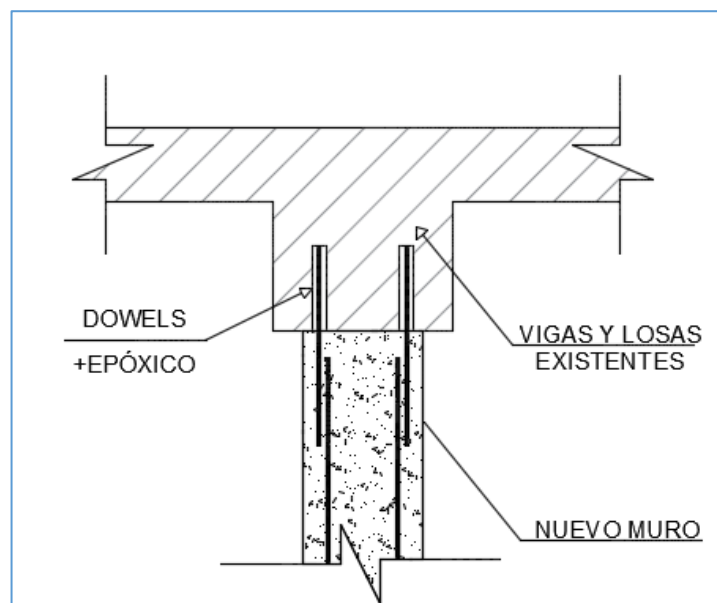


Figura 241 Conexión de muros con vigas

Fuente: (Taranath, 2017)

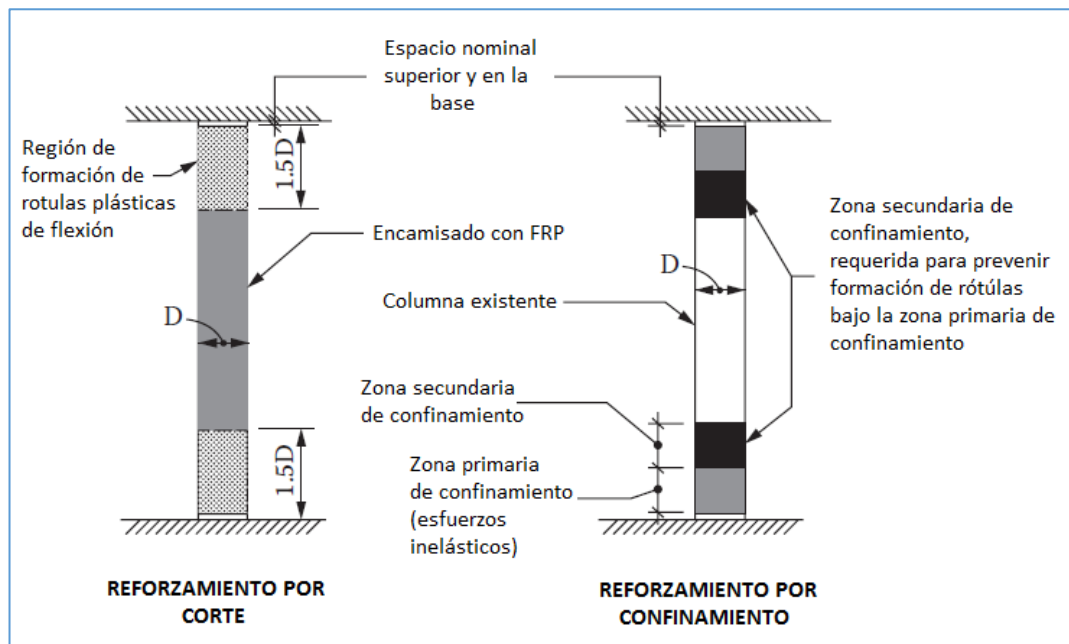


Figura 242 Zonas de confinamiento en encamisados con FRP

Fuente: (Taranath, 2017)

8.5 Anexo 5: Planillas de aceros

Tabla 95
Planilla de aceros bloque 1

PLANILLA DE ACEROS DE BLOQUE 1																																							
Mc	TIPO	φ	No	DIMENSIONES (m)				LONG CORTE	LONG TOTAL																														
				a	b	c	g																																
CIMENTACION MURO																																							
1	C	16	22	7.15	2*0.25		2*0.075	7.65	168.30																														
2	C	16	102	1.35	2*0.25			1.85	188.70																														
MURO																																							
3	C	18	68	9.90				9.90	673.20																														
4	I	10	102	5.90				5.90	601.80																														
ENCAMISADO DE HORMIGON																																							
5	O	10	672	2*0.43	2*0.43		2*0.075	1.87	1256.64																														
6	C	16	48	5.40	2*0.25			5.90	283.20																														
7	C	14	48	5.40	2*0.25			5.90	283.20																														
8	L(GANCHO-CONECTOR)	10	1368	0.32			0.08	0.40	547.20																														
RESUMEN DE ACERO EN MURO																																							
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>φ(mm)</th> <th>L.TOT(m)</th> <th>+5%DESP</th> <th>Kg/m</th> <th>Peso (kg)</th> <th># varillas</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10</td> <td>601.80</td> <td>631.89</td> <td>0.617</td> <td>389.88</td> <td>53</td> </tr> <tr> <td>16</td> <td>357.00</td> <td>374.85</td> <td>1.578</td> <td>591.51</td> <td>32</td> </tr> <tr> <td>16</td> <td>673.20</td> <td>706.86</td> <td>1.998</td> <td>1412.31</td> <td>59</td> </tr> <tr> <td colspan="4"></td> <td>2393.70</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>										φ(mm)	L.TOT(m)	+5%DESP	Kg/m	Peso (kg)	# varillas	10	601.80	631.89	0.617	389.88	53	16	357.00	374.85	1.578	591.51	32	16	673.20	706.86	1.998	1412.31	59					2393.70	
φ(mm)	L.TOT(m)	+5%DESP	Kg/m	Peso (kg)	# varillas																																		
10	601.80	631.89	0.617	389.88	53																																		
16	357.00	374.85	1.578	591.51	32																																		
16	673.20	706.86	1.998	1412.31	59																																		
				2393.70																																			
RESUMEN DE ACERO EN ENCAMISADO DE HORMIGON																																							
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>φ(mm)</th> <th>L.TOT(m)</th> <th>+5%DESP</th> <th>Kg/m</th> <th>Peso (kg)</th> <th># varillas</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10</td> <td>1803.84</td> <td>1894.03</td> <td>0.617</td> <td>1168.62</td> <td>158</td> </tr> <tr> <td>14</td> <td>283.20</td> <td>297.36</td> <td>1.208</td> <td>359.21</td> <td>25</td> </tr> <tr> <td>16</td> <td>283.20</td> <td>297.36</td> <td>1.998</td> <td>594.13</td> <td>25</td> </tr> <tr> <td colspan="4"></td> <td>2121.95</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>										φ(mm)	L.TOT(m)	+5%DESP	Kg/m	Peso (kg)	# varillas	10	1803.84	1894.03	0.617	1168.62	158	14	283.20	297.36	1.208	359.21	25	16	283.20	297.36	1.998	594.13	25					2121.95	
φ(mm)	L.TOT(m)	+5%DESP	Kg/m	Peso (kg)	# varillas																																		
10	1803.84	1894.03	0.617	1168.62	158																																		
14	283.20	297.36	1.208	359.21	25																																		
16	283.20	297.36	1.998	594.13	25																																		
				2121.95																																			

Tabla 96
Planilla de aceros bloque 2

PLANILLA DE ACEROS DE BLOQUE 2																																							
Mc	TIPO	φ	No	DIMENSIONES (m)				LONG CORTE	LONG TOTAL																														
				a	b	c	g																																
CIMENTACION MURO																																							
1	C	16	28	7.20	2*0.25		2*0.075	7.70	215.60																														
2	C	18	152	1.20	2*0.25			1.70	258.40																														
MURO																																							
3	C	18	136	9.90				9.90	1346.40																														
4	I	10	204	5.90				5.90	1203.60																														
ENCAMISADO DE HORMIGON																																							
5	O	10	1064	2*0.43	2*0.43		2*0.075	1.87	1989.68																														
6	C	16	76	5.40	2*0.25			5.90	448.40																														
7	C	14	76	5.40	2*0.25			5.90	448.40																														
8	L(GANCHO-CONECTOR)	10	2166	0.32			0.08	0.40	866.40																														
RESUMEN DE ACERO EN MURO																																							
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>φ(mm)</th> <th>L.TOT(m)</th> <th>+5%DESP</th> <th>Kg/m</th> <th>Peso (kg)</th> <th># varillas</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10</td> <td>1203.60</td> <td>1263.78</td> <td>0.617</td> <td>779.75</td> <td>106</td> </tr> <tr> <td>16</td> <td>215.60</td> <td>226.38</td> <td>1.578</td> <td>357.23</td> <td>19</td> </tr> <tr> <td>18</td> <td>1604.80</td> <td>1685.04</td> <td>1.998</td> <td>3366.71</td> <td>141</td> </tr> <tr> <td colspan="4"></td> <td>4503.69</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>										φ(mm)	L.TOT(m)	+5%DESP	Kg/m	Peso (kg)	# varillas	10	1203.60	1263.78	0.617	779.75	106	16	215.60	226.38	1.578	357.23	19	18	1604.80	1685.04	1.998	3366.71	141					4503.69	
φ(mm)	L.TOT(m)	+5%DESP	Kg/m	Peso (kg)	# varillas																																		
10	1203.60	1263.78	0.617	779.75	106																																		
16	215.60	226.38	1.578	357.23	19																																		
18	1604.80	1685.04	1.998	3366.71	141																																		
				4503.69																																			
RESUMEN DE ACERO EN ENCAMISADO DE HORMIGON																																							
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>φ(mm)</th> <th>L.TOT(m)</th> <th>+5%DESP</th> <th>Kg/m</th> <th>Peso (kg)</th> <th># varillas</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10</td> <td>2856.08</td> <td>2998.88</td> <td>0.617</td> <td>1850.31</td> <td>250</td> </tr> <tr> <td>14</td> <td>448.40</td> <td>470.82</td> <td>1.208</td> <td>568.75</td> <td>40</td> </tr> <tr> <td>16</td> <td>448.40</td> <td>470.82</td> <td>1.998</td> <td>940.70</td> <td>40</td> </tr> <tr> <td colspan="4"></td> <td>3359.76</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>										φ(mm)	L.TOT(m)	+5%DESP	Kg/m	Peso (kg)	# varillas	10	2856.08	2998.88	0.617	1850.31	250	14	448.40	470.82	1.208	568.75	40	16	448.40	470.82	1.998	940.70	40					3359.76	
φ(mm)	L.TOT(m)	+5%DESP	Kg/m	Peso (kg)	# varillas																																		
10	2856.08	2998.88	0.617	1850.31	250																																		
14	448.40	470.82	1.208	568.75	40																																		
16	448.40	470.82	1.998	940.70	40																																		
				3359.76																																			

8.6 Anexo 6: Análisis de precios unitarios

Tabla 97
APU Rubro M-1

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: M-1

UNIDAD:

Pórtico

Detalle: Derrocamiento de elementos no estructurales

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	-	-	-	-	2.624
SUBTOTAL M					2.624
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (EOE2)	1	3.26	3.26	8	26.08
Albañil (EOD2)	1	3.3	3.3	8	26.40
SUBTOTAL N					52.48
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL O					
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					55.10
INDIRECTOS Y UTILIDADES %				0%	0.00
OTROS INIDIRECTOS					-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					55.10

Tabla 98
APU Rubro M-2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: M-2

UNIDAD: m3

Detalle: Excavación para conformación de zanja

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	-	-	-	-	0.33
SUBTOTAL M					0.33
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Albañil (EOD2)	1	3.3	3.3	0.667	2.20
Peón (EOE2)	2	3.26	6.52	0.667	4.35
SUBTOTAL N					6.55
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL O					
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					6.88
INDIRECTOS Y UTILIDADES % (20%)					0.00
OTROS INIDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					6.88

Tabla 99
APU Rubro M-3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: M-3

UNIDAD:

Pórtico

Detalle: Desalojo de escombros a máquina a sitio aprobado por municipio

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Volqueta HINO GH 8M3	1	25	25	1	25.00
Herramienta menor	-	-	-	-	0.57
SUBTOTAL M					25.57
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (EOE2)	2	3.26	6.52	1	6.52
CHOFER: Volquetas (Estr. Oc. C1)	1	4.79	4.79	1	4.79
SUBTOTAL N					11.31
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL O					
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					36.88
INDIRECTOS Y UTILIDADES % (20%)					0.00
OTROS INIDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					36.88

Tabla 100
APU Rubro M-4

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: M-4

UNIDAD:

m3

Detalle: Replanteo HS 140kg/cm2

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	-	-	-	-	0.674
Concreteira VANGUARD	1	5	5	1	5
SUBTOTAL M					5.674
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (EOE2)	2	3.26	6.52	1	6.52
Albañil (EOD2)	1	3.3	3.3	1	3.30
Maestro mayor (EOC1)	1	3.66	3.66	1	3.66
SUBTOTAL N					13.48
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT		COSTO
		A	B		C=A*B
Cemento	sacos	6	7.02		42.12
Ripio	m3	0.95	14.5		13.775
Arena	m3	0.65	12.5		8.125
Agua	m3	0.24	0.03		0.0072
SUBTOTAL O					64.0272
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					83.18
INDIRECTOS Y UTILIDADES % (20%)					0.00
OTROS INIDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					83.18

Tabla 101
APU Rubro M-5

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: M-5

UNIDAD: m3

Detalle: Relleno y compactación de zanjas

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	-	-	-	-	0.11
Sapo apisonador	2	5.58	11.16	0.33	3.68
SUBTOTAL M					3.79
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (EOE2)	2	3.26	6.52	0.33	2.15
SUBTOTAL N					2.15
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL O					0
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5.94
INDIRECTOS Y UTILIDADES % (20%)					0.00
OTROS INIDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					5.94

Tabla 102
APU Rubro M-6

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: M-6

UNIDAD: kg

Detalle: Acero de refuerzo losa fy= 4200 kg/cm2

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	-	-	-	-	0.02555
Cortadora/Dobladora	1	0.51	0.51	0.05	0.0255
SUBTOTAL M					0.05105
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (EOE2)	1	3.26	3.26	0.05	0.16
Maestro mayor (EOC1)	1	3.66	3.66	0.05	0.18
Fierrero (EOD2)	1	3.3	3.3	0.05	0.165
SUBTOTAL N					0.51
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT		COSTO
		A	B		C=A*B
Acero de refuerzo fy=4200	kg	1	1.08		1.08
Alambre galvanizado N°18	kg	0.05	2.07		0.1035
SUBTOTAL O					1.1835
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.75
INDIRECTOS Y UTILIDADES % (20%)					0.00
OTROS INIDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.75

Tabla 103
APU Rubro M-7

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: M-7

UNIDAD: m2

Detalle: Encofrado/Desencofrado metálico alquilado muro dos caras

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	-	-	-	-	0.10389
SUBTOTAL M					0.10389
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/ H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (EOE2)	1	3.26	3.26	0.3	0.98
Maestro mayor (EOC1)	0.1	3.66	0.366	0.3	0.11
Albañil (EOD2)	1	3.3	3.3	0.3	0.99
SUBTOTAL N					2.08
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D	PRECIO UNIT		COSTO
		A	B		C=A*B
Alquiler de encofrado	u/día	1	9.66		9.66
SUBTOTAL O					9.66
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D	TARIFA		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					11.84
INDIRECTOS Y UTILIDADES % (20%)					0.00
OTROS INIDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					11.84

Tabla 104
APU Rubro M-8

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: M-8

UNIDAD:

m3

Detalle: Hormigón f'c 280 kg/cm2

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	-	-	-	-	1.2585
Vibrador KHOLER	1	4.38	4.38	1.5	6.57
SUBTOTAL M					7.8285
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (EOE2)	2	3.26	6.52	1.5	9.78
Albañil (EOD2)	2	3.3	6.6	1.5	9.90
Maestro mayor (EOC1)	1	3.66	3.66	1.5	5.49
SUBTOTAL N					25.17
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT		COSTO
		A	B		C=A*B
Hormigón premezclado f'c 280 kg/cm2	m3	1	84.24		84.24
SUBTOTAL O					84.24
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					117.24
INDIRECTOS Y UTILIDADES % (20%)					0.00
OTROS INIDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					117.24

Tabla 105
APU Rubro EC-1

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: EC-1

UNIDAD: m3

Detalle: Enlace columna inicial con encamisado

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	-	-	-	-	0.98
SUBTOTAL M					0.98
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (EOE2)	2	3.26	6.52	2	13.04
Albañil (EOD2)	1	3.3	3.3	2	6.60
SUBTOTAL N					19.64
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT		COSTO
		A	B		C=A*B
Mortero Grout	kg	0.065	0.45		0.02925
SUBTOTAL O					0.029
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					20.65
INDIRECTOS Y UTILIDADES % (20%)					0.00
OTROS INIDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					20.65

Tabla 106
APU Rubro EC-2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: M-6

UNIDAD: kg

Detalle: Acero de refuerzo losa fy= 4200 kg/cm²

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	-	-	-	-	0.02555
Cortadora/Dobladora	1	0.51	0.51	0.05	0.0255
SUBTOTAL M					0.05105
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (EOE2)	1	3.26	3.26	0.05	0.16
Maestro mayor (EOC1)	1	3.66	3.66	0.05	0.18
Fierrero (EOD2)	1	3.3	3.3	0.05	0.165
SUBTOTAL N					0.51
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT		COSTO
		A	B		C=A*B
Acero de refuerzo fy=4200	kg	1	1.08		1.08
Alambre galvanizado N°18	kg	0.05	2.07		0.1035
SUBTOTAL O					1.1835
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.75
INDIRECTOS Y UTILIDADES % (20%)					0.00
OTROS INIDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.75

Tabla 107
APU Rubro EC-3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: M-7

UNIDAD: m2

Detalle: Encofrado/Desencofrado metálico alquilado para columna

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	-	-	-	-	0.10389
SUBTOTAL M					0.10389
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (EOE2)	1	3.26	3.26	0.3	0.98
Maestro mayor (EOC1)	0.1	3.66	0.366	0.3	0.11
Albañil (EOD2)	1	3.3	3.3	0.3	0.99
SUBTOTAL N					2.08
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT		COSTO
		A	B		C=A*B
Alquiler de encofrado	u/día	1	8.04		8.04
SUBTOTAL O					8.04
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					10.22
INDIRECTOS Y UTILIDADES % (20%)					0.00
OTROS INIDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					10.22

Tabla 108
APU Rubro EC-4

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: EC-4

UNIDAD: m3

Detalle: Hormigón f'c 280 kg/cm2

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	-	-	-	-	1.2585
Vibrador KHOLER	1	4.38	4.38	1.5	6.57
SUBTOTAL M					7.8285
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (EOE2)	2	3.26	6.52	1.5	9.78
Albañil (EOD2)	2	3.3	6.6	1.5	9.90
Maestro mayor (EOC1)	1	3.66	3.66	1.5	5.49
SUBTOTAL N					25.17
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT		COSTO
		A	B		C=A*B
Hormigón premezclado f'c 280 kg/cm2	m3	1	84.24		84.24
SUBTOTAL O					84.24
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					117.24
INDIRECTOS Y UTILIDADES % (20%)					0.00
OTROS INIDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					117.24

Tabla 109
APU Rubro EF-1

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: EF-1

UNIDAD: col

Detalle: Suministro e instalación de tejido de fibra de carbono

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	-	-	-	-	0.35
SUBTOTAL M					0.35
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Albañil (EOD2)	1	3.3	3.3	1	3.30
Peón (EOE2)	1	3.26	3.26	1	3.26
Maestro mayor (EOC1)	0.1	3.66	0.366	1	0.37
SUBTOTAL N					6.93
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT		COSTO
		A	B		C=A*B
SikaWrap 530C	m2	1.47	77.48		113.90
Sikadur300	kg	0.735	33.45		24.59
SUBTOTAL O					138.48
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					145.75
INDIRECTOS Y UTILIDADES % (20%)					0.00
OTROS INIDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					145.75

Tabla 110
APU Rubro VF-1

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: VF-1

UNIDAD: m

Detalle: Suministro e instalación de platinas CFRP de alto desempeño sin andamio

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	-	-	-	-	0.03
SUBTOTAL M					0.03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Albañil (EOD2)	1	3.3	3.3	0.08	0.26
Peón (EOE2)	1	3.26	3.26	0.08	0.26
Maestro mayor (EOC1)	0.1	3.66	0.366	0.08	0.03
SUBTOTAL N					0.55
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT		COSTO
		A	B		C=A*B
Platina Carbodur M1014	m	1	57.28		57.28
Sikadur30	kg	0.05	22.86		1.14
SUBTOTAL O					58.42
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					59.00
INDIRECTOS Y UTILIDADES % (20%)					0.00
OTROS INIDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					59.00

Tabla 111
APU Rubro VF-2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: VF-2

UNIDAD: m

Detalle: Suministro e instalación de platinas CFRP de alto desempeño con andamio

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	-	-	-	-	0.03
Andamios	1	0.05	0.05		0.00
SUBTOTAL M					0.03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Albañil (EOD2)	1	3.3	3.3	0.1	0.33
Peón (EOE2)	1	3.26	3.26	0.1	0.33
Maestro mayor (EOC1)	0.1	3.66	0.366	0.1	0.04
SUBTOTAL N					0.69
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT		COSTO
		A	B		C=A*B
Platina Carbodur M1014	m	1	57.28		57.28
Sikadur30	kg	0.05	22.86		1.14
SUBTOTAL O					58.42
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					59.15
INDIRECTOS Y UTILIDADES % (20%)					0.00
OTROS INIDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					59.15

Tabla 112
APU Rubro VN-1

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: VN-1

UNIDAD: m

Detalle: Suministro e instalación de platinas CFRP de alto desempeño sin andamio

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	-	-	-	-	0.19
Cortadora de pisos FS400 13Hp-14in	1	4.3	4.3	0.38	1.63
SUBTOTAL M					1.83
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Albañil (EOD2)	1	3.3	3.3	0.38	1.25
Peón (EOE2)	2	3.26	6.52	0.38	2.48
Maestro mayor (EOC1)	0.1	3.66	0.366	0.38	0.14
SUBTOTAL N					3.87
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT		COSTO
		A	B		C=A*B
Barra Carbodur BC12	m	1	27.3		27.30
Sikadur30	kg	0.1	22.86		2.29
SUBTOTAL O					29.59
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA		COSTO
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					35.28
INDIRECTOS Y UTILIDADES % (20%)					0.00
OTROS INIDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					35.28

Tabla 113
APU Rubro VN-2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: VN-2

UNIDAD: m

Detalle: Suministro e instalación de platinas CFRP de alto desempeño con andamio

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COST O
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	-	-	-	-	0.24
Cortadora de pisos FS400 13Hp-14in	1	4.3	4.3	0.475	2.04
Andamios	1	0.05	0.05	0.475	0.02
SUBTOTAL M					2.31
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COST O
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Albañil (EOD2)	1	3.3	3.3	0.475	1.57
Peón (EOE2)	2	3.26	6.52	0.475	3.10
Maestro mayor (EOC1)	0.1	3.66	0.366	0.475	0.17
SUBTOTAL N					4.84
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D	PRECIO UNIT		COST O
		A	B		C=A*B
Barra Carbodur BC12	m	1	27.3		27.30
Sikadur30	kg	0.1	22.86		2.29
SUBTOTAL O					29.59
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D	TARIFA		COST O
		A	B		C=A*B
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					36.73
INDIRECTOS Y UTILIDADES % (20%)					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					36.73

9 BIBLIOGRAFÍA

- Aboutaha, R. S. (1996). Rehabilitation of existing structures. *Georgia Institute of Technology*, 7-15.
- ACI-209R-92. (1992). *Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures*. Farmington Hills: ACI Ed.
- ACI318S. (2014). Requisitos de funcionamiento. En A. C. Institute, *Requisitos de Reglamento para concreto estructural (ACI318-SUS-14)* (págs. 423-430). Farmington Hills: ACI.
- ACI-318S-14. (2014). Requisitos para sistemas estructurales. En A. C. Institute, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318SUS-14)* (págs. 53-61). Farmington Hills: ACI.
- ACI440.2R-08. (2008). *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. Farmington Hills: ACI.
- Aguiar Roberto, R. A.-E. (2014). Aceleraciones registradas y calculadas del sismo de 12 de agosto en Quito. *Revista Ciencia*, 139-153.
- Aguiar, R. (2012). *Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB*. Sangolquí: Centro de Investigaciones Científicas.
- Aguiar, R. (2013). *Microzonificación Sísmica de Quito*. Sangolquí: Centro de Investigaciones Científicas ESPE.
- Aguilar. (1996). Rehabilitation of existing reinforced concrete buildings in México City. *Ferguson Structural Engineering Laboratory*, 4-10.
- Alvarado, A. (2014). Tectónica activa en Quito , Ecuador, evaluada por estudios geomorfológicos, datos GPS y sismicidad crustal. *American Geophysical Union*, 6-15. doi:10.1002/2012TC003224
- Amézquita, J. P. (2012). *Monitoreo en tiempo real para detectar daños en estructuras*. Queretaro: UAQ ed.

- ASCE/SEI 41-13. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI-7. (2010). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASTMD57777. (2010). *Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation*. West Conshohocken: ASTM Ed.
- ATC40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. California: Applied Technology Council.
- Barona, D. M. (2010). *Vulnerabilidad Sísmica del Centro de Sangolquí*. Sangolquí: Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE.
- Barraza, E. N. (2008). *Rehabilitación de estructuras de concreto*. Cd. de México: Ed. UNAM.
- Beauval, C. . (2010). Locations and magnitudes of historical earthquakes in the Sierra. *Geophysical Journey International*, 1613-1633.
- Beauval, C. H. (2010). Locations and magnitudes of historical earthquakes in the Sierra of Ecuador (1586-1996). *Geophys. J.Int*, 1602-1620. doi:10.1111/j.1365-246X.2010.04569.x
- Branko Glisik. (2007). *Monitorización del viaducto "Ricciolo"*. Valencia: UPV Ed.
- Butterworth. (1930). On the Theory of Filter Amplifiers. *Wireless Engineer*, 536-541.
- Carrasco, M. F. (2012). *Tecnología del hormigón*. Santa Fe: Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón.
- Celi, C. (2014). *Análisis paramétrico de la fiabilidad de un modelamiento sísmico en el rango no lineal, en función del tipo de modelamiento empleado*. Quito: EPN.
- Chicaiza, A. (2016). *Espectros de control para Sangolquí*. Quito: ESPE Ed.

- Christian Hibschi, A. A. (1996). Falla activa de Quito y fuentes sismogénicas regionales: un estudio del riesgo sísmico de Quito (Ecuador) con el análisis de los sedimentos cuaternarios. *Bull. Inst. fr. études andines*, 359-388.
- Cimbala, J. (22 de Febrero de 2010). *Fourier Transforms, DFTs, and FFTs*. Obtenido de http://www.mne.psu.edu/cimbala/me345/Lectures/Fourier_Transforms_DFTs_FFTs.pdf
- ETABS-2016. (23 de Noviembre de 2016). Manual de uso del programa. *Generación de espectros compatibles de historia en el tiempo*. Berkeley, California, USA: CSI Ed.
- FEMA440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. California: ATC-55 Project.
- Fondo de Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE. (2011). *Guía de patologías constructivas, estructurales y no estructurales*. Bogotá: Grupo Magenta.
- Guzmán, C. (2015). *Comportamiento de elementos de hormigón armado reforzado con fibras*. Quito: UCE.
- IGEPN. (1990). *Informe de campo*. Quito: EPN.
- IGEPN. (9 de Agosto de 2011). *Instituto Geofísico*. Obtenido de Instituto Geofísico: <http://www.igepn.edu.ec/noticias/466-sismo-de-pomasqu%C3%AD-10-de-agosto-de-1990>
- Instituto geofísico Argentina. (17 de Febrero de 2015). *Geofísica de Argentina*. Obtenido de <http://geofisicaargentina.com/sismica-de-refraccion.html>
- Jaillard, E. H. (2009). Accreted oceanic terranes in Ecuador : southern edge of the Caribbean Plate ?, Geological. *Geological Society London*, 469-485. doi:10.1144/SP328.19

- Jean-Yves Collot, V. S. (2009). *Geología Marina, Geofísica Marina, Ecuador, Galápagos, Sísmica, Plataforma del Ecuador* (Primera Edición ed.). Guayaquil, Ecuador: Comisión Nacional del Derecho del Mar (CNDM).
- Lavenu, A. T. (1995). A Pliocene-Quaternary compressional basin in the Interandean Depression, Central Ecuador. *Geophys.J.*, 279-300.
- Lozano, A. (2008). *Martillo Schmidt (Esclerómetro)*. Lima: Geoengineering Services & Consulting E.I.R.L.
- Maldonado, R. A. (Febrero de 2012). *Sensibilidad y seguridad de estructuras de hormigón en régimen no lineal*. Cataluña: UPC.
- Mora, E. (2015). *Comportamiento de estructuras de acero con y sin disipadores de energía tipo tadas, por el método del espectro de capacidad*. Quito: EPN.
- Navas Luis, S. D. (2013). *Análisis de agrietamiento en el laboratorio de mecánica de la Escuela Politécnica del Ejército*. Sangolqui: ESPE.
- NEC-15. (2015). *NEC_SE_DS_(Peligro sísmico)*. Quito: Dirección de comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-15. (2015). *NEC_SE_DS_(peligro sísmico), Peligro sísmico del Ecuador y efectos sísmicos locales*. Quito: Dirección de comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-15. (2015). *NEC_SE_HM_(hormigón armado), Estructuras de hormigón armado*. Quito: Dirección de comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-15. (2015). *NEC-SE-CG (Cargas no sísmicas)*. Quito: Dirección de comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-15. (2015). *NES_SE_RE_(Riesgo sísmico)*. Quito: Dirección de comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-15. (2015a). *NEC_SE_DS_(peligro sísmico), Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico*. Quito: Dirección de comunicación Social, MIDUVI.

- NEC-SE-HM. (2014). *Estructuras de Hormigón Armado*. Quito: Dirección de comunicación Social, MIDUVI.
- Ohkubo, M. (1991). "Current Japanese system on seismic capacity and retrofit. *Department of Applied Mechanics and*, 35-53.
- PROCEQ. (2012). *Manual de operación Digi Schmidt hammer*. Schwerzenbach: Proceq SA.
- Schmidt, V. (11 de Agosto de 2015). *Laboratorio de Ingeniería Sísmica de Costa Rica*. Obtenido de <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=31>
- Sika CarboDur. (2012). *Sistema de reforzamiento con platinas CFRP de alto desempeño*. Guayaquil: Sika.
- Singaucho J. C., L. A. (2016). *Observaciones del sismo del 16 de Abril de 2016 de magnitud Mw 7.8, Intensidades y Aceleraciones*. Quito: Revista Politécnica.
- Suárez, N. (20 de Diciembre de 2016). Sistema Constructivo del Laboratorio del DECEM. (P. Caiza, Entrevistador)
- Taranath, B. (2017). *Tall Building Design*. Boca Raton: CRC Press. doi:978-1-4665-5620-1
- Valcácer, J. P. (2013). *Patología y Refuerzo de Estructuras de Hormigón Armado*. Málaga: ASEMAS.
- Villalba, P. (2015). Escalamiento de sismos. En P. Villalba, *Comparación del análisis modal espectral, lineal y no lineal* (págs. 30-52). Quito: UCE.
- Vinueza, H. (2016). *Determinación del estado actual resistente y de servicio analizando la estabilidad del puente San Pedro*. Quito: Ed. ESPE.
- Zúñiga, J. (2014). *Apuntes de diseño de cimentaciones*. Sangolquí: ESPE.