

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

Tema: Análisis de vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural de la unidad nueva del Hospital Básico El Puyo, ubicado en la provincia de Pastaza, Ecuador

Trabajo de Titulación previo a la obtención del Título de Cuarto Nivel de Magíster en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas.

Modalidad del Trabajo de Titulación: Proyecto de Titulación con Componentes de Investigación Aplicada y/o de Desarrollo.

Autora: Ing. Andrea Carolina Cáceres Vargas

Director: Ing. Pablo Enrique Caiza Sánchez, Ph. D.

Ambato – Ecuador

2023

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

El Tribunal receptor del Trabajo de Titulación, presidido por: Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. José Luis Yunapanta Velastegui, Msc. e Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación del Centro de Posgrados de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: “ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD NUEVA DEL HOSPITAL BÁSICO EL PUYO, UBICADO EN LA PROVINCIA DE PASTAZA, ECUADOR”, elaborado y presentado por la señora Ing. Andrea Carolina Cáceres Vargas, para optar por el Título de cuarto nivel de Magíster en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación, el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la UTA.

Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.

Presidente y Miembro del Tribunal

Ing. José Luis Yunapanta Velastegui, Msc.

Miembro del Tribunal

Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg.

Miembro del Tribunal

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación, presentado con el tema: ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD NUEVA DEL HOSPITAL BÁSICO EL PUYO, UBICADO EN LA PROVINCIA DE PASTAZA, ECUADOR, le corresponde exclusivamente a: Ing. Andrea Carolina Cáceres Vargas, Autora, bajo la Dirección del Ing. Pablo Enrique Caiza Sánchez, Ph.D., Director del Trabajo de Titulación; y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Andrea Carolina Cáceres Vargas

c.c.: 1600573560

AUTORA

Ing. Pablo Enrique Caiza Sánchez, Ph. D.

c.c.: 1707597272

DIRECTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi trabajo, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad.

Ing. Andrea Carolina Cáceres Vargas
c.c.: 1600573560

ÍNDICE GENERAL

PORTADA.....	i
A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
ÍNDICE GENERAL.....	v
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
DEDICATORIA	xiv
AGRADECIMIENTO	xv
RESUMEN EJECUTIVO	xvi
EXECUTIVE SUMMARY.....	xviii
CAPÍTULO I.....	1
1.1. Introducción	1
1.2. Justificación	3
1.3. Objetivos	6
1.3.1. General.....	6
1.3.2. Específicos	6
CAPÍTULO II	7
2.1. Antecedentes investigativos.....	7
CAPÍTULO III.....	11
3.1. Caracterización del edificio	11
3.1.1. Ubicación	11
3.1.2. Referencia arquitectónica y estructural.....	11
3.1.3. Problema estructural	12
3.1.4. Geometría general.....	13
3.1.5. Geometría específica.....	16

3.1.6.	Resistencia a la compresión del hormigón.....	26
3.1.7.	Módulo de elasticidad	26
3.1.8.	Definición de Carga Muerta para los Bloques 1 y 2	27
3.1.9.	Definición de Carga Viva para los Bloques 1 y 2.....	27
3.1.10.	Definición de Cargas Sísmicas	28
3.1.11.	Espectro de diseño de Aceleraciones	38
3.1.12.	Combinaciones de carga	39
3.2.	Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica	40
3.2.1.	Evaluación del riesgo sísmico.....	40
3.2.2.	Vulnerabilidad.....	41
3.2.3.	Metodología NEC 2015	43
3.2.4.	Metodología FEMA P – 154.....	45
3.2.5.	Metodología FUNVISIS	49
3.3.	Interacción Suelo – Estructura.....	52
3.4.	Ensayos no Destructivos en Hormigón.....	53
3.4.1.	Esclerómetro	53
3.4.2.	Extracción de Núcleos	53
3.4.3.	Ensayo para la determinación del refuerzo de acero estructural de un elemento con Pachómetro.....	54
3.5.	Ensayos de Suelos.....	55
3.5.1.	Ensayo de Sísmica de Refracción	55
3.5.2.	Ensayo para la determinación del Periodo de Vibración por el Método Nakamura.....	56
3.6.	Propuestas de Reforzamiento Estructural	57
3.6.1.	Reforzamiento con diagonales rigidizadoras de acero.....	57
3.6.2.	Reforzamiento con enchapado de paredes	66
3.7.	Tipo de Investigación.....	70
3.8.	Prueba de Hipótesis – pregunta científica – idea a defender.....	71
3.8.1.	Variable independiente	71

3.8.2.	Variable dependiente.....	71
3.9.	Población o Muestra	71
3.10.	Recolección de la Información	71
3.10.1.	Procesamiento de la información.....	72
3.10.2.	Variables de respuesta o resultados alcanzados	72
CAPÍTULO IV.....		73
4.1.	Resultados.....	73
4.1.1.	Resultados del análisis estático lineal del estado actual de la estructura	73
4.1.2.	Modos de vibración.....	74
4.1.3.	Periodos de vibración.....	78
4.1.4.	Derivas de piso.....	79
4.1.5.	Resultados del análisis no lineal con el actual desempeño de la estructura ...	83
4.1.6.	Resultados del análisis estático no lineal del reforzamiento de la estructura.	97
4.1.7.	Resultados del análisis de la interacción suelo – estructura.....	114
4.1.8.	Resultados de la evaluación Metodología NEC 2015.....	116
4.1.9.	Resultados de la evaluación Metodología FEMA P-154	116
4.1.10.	Resultados de la evaluación Metodología FUNVISIS	117
4.1.11.	Resultados del ensayo de Esclerómetro	124
4.1.12.	Resultados del ensayo de Extracción de Núcleos	125
4.1.13.	Resultados del ensayo para la determinación del refuerzo de acero estructural de un elemento con Pachómetro	126
4.1.14.	Resultados del ensayo de Sísmica de Refracción del Suelo.....	126
4.1.15.	Resultados del Ensayo para la determinación del periodo de vibración por el método de Nakamura	127
4.2.	Discusión.....	128
CAPÍTULO V		130
5.1.	Conclusiones	130
5.2.	Recomendaciones	132
5.3.	Bibliografía	132

5.4.	Anexos	138
5.4.1.	Fotografías de los ensayos	138
5.4.2.	Informe de resultados de los ensayos	145
5.4.3.	Formulario Metodología NEC 2015	166
5.4.4.	Formulario Metodología FEMA P-154.....	167
5.4.5.	Formulario Metodología FUNVISIS	170
5.4.6.	Memoria Técnica de Diseño Estructural.....	172
5.4.7.	Planos de detalle Estructural	185

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3. 1: Detalle de las columnas: tipo, ubicación y aceros de refuerzo longitudinal y transversal.	19
Tabla 3. 2: Detalle de las vigas de entrepiso y piso de cubierta, ubicación y aceros de refuerzo longitudinal y transversal.	21
Tabla 3. 3: Detalle de la losa, posición y geometría.	22
Tabla 3. 4: Detalle de las vigas de cimentación, posición y geometría.	24
Tabla 3. 5: Descripción de cargas muertas en la edificación.	27
Tabla 3. 6: Descripción de cargas vivas en la edificación.	28
Tabla 3. 7: Derivas de piso del Bloque 1.	30
Tabla 3. 8: Derivas de piso del Bloque 2.	31
Tabla 3. 9: Parámetros del Bloque 1 para evaluar la irregularidad en planta tipo 2...	32
Tabla 3. 10: Parámetros del Bloque 2 para evaluar la irregularidad en planta tipo 1..	33
Tabla 3. 11: Parámetros del Bloque 2 para evaluar la irregularidad en elevación tipo 1.	36
Tabla 3. 12: Parámetros del Bloque 2 para evaluar la irregularidad en elevación tipo 2.	37
Tabla 3. 13: Parámetros para la determinación del espectro de diseño de aceleraciones.	38
Tabla 3. 14: Espectro de respuesta de amenaza uniforme para un periodo de retorno de 2475 años para la ciudad de Puyo, Pastaza. [32]	47
Tabla 3. 15: Geometría y propiedades del perfil para diagonal utilizado en el reforzamiento estructural	61
Tabla 3. 16: Geometría y propiedades del perfil para marco de acero utilizado en el reforzamiento estructural	61
Tabla 4. 1: Modos de vibración y participación de masas en el bloque 1.....	74
Tabla 4. 2: Modos de vibración y participación de masas en el bloque 2.....	76
Tabla 4. 3: Periodos de vibración de la estructura	79
Tabla 4. 4: Derivas de piso pertenecientes al bloque 1	80
Tabla 4. 5: Derivas de piso pertenecientes al bloque 2.....	81

Tabla 4. 6: Modos de vibración y participación de masas en el bloque 1 con la interacción suelo – estructura.	114
Tabla 4. 7: Modos de vibración y participación de masas en el bloque 2 con la interacción suelo – estructura.	115
Tabla 4. 8: Puntajes básicos en la evaluación NEC 2015.	116
Tabla 4. 9: Puntajes básicos en la evaluación FEMA P - 154.....	117
Tabla 4. 10: Valores del Índice de Amenaza (IA).	118
Tabla 4. 11: Índices de Vulnerabilidad específica (Ii), y Pesos relativos (α_i).	118
Tabla 4. 12: Valores del Índice de Vulnerabilidad asociado con la antigüedad (I1).	118
Tabla 4. 13: Valores del Índice de Vulnerabilidad asociado con el Tipo estructural (I2).	119
Tabla 4. 14: Valores del Índice de Vulnerabilidad asociado con irregularidades (I3).	120
Tabla 4. 15: Valores del Índice de Vulnerabilidad asociado con la profundidad del depósito (I4).....	120
Tabla 4. 16: Valores del Índice de Vulnerabilidad asociado con la topografía y drenajes (I5).	120
Tabla 4. 17: Valores del Índice de Vulnerabilidad asociado al grado de deterioro (I6).	121
Tabla 4. 18: Valor del Índice de Vulnerabilidad (Iv).....	121
Tabla 4. 19: Clasificación según el uso del edificio.....	122
Tabla 4. 20: Valores del Índice de Importancia (Ii).	122
Tabla 4. 21: Valores del Índice de Vulnerabilidad (Iv).	123
Tabla 4. 22: Valores del Índice de Riesgo (IR).....	123
Tabla 4. 23: Valores del Índice de Priorización (Ip).....	123
Tabla 4. 24: Resumen de los Índices de amenaza, vulnerabilidad, importancia, riesgo y priorización con sus respectivas valorizaciones.	124
Tabla 4. 25: Resultados de la resistencia a la compresión en columnas	125
Tabla 4. 26: Resultados de la resistencia a la compresión en columna D7 y Losa N + 8.64	125
Tabla 4. 27: Tipos de Perfil de Suelo	127
Tabla 4. 28: Correlación entre clases de suelo, T0 y rangos de velocidades Vs30..	128

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1. 1: Mapa de Fallas Geológicas y Movimientos en Masa. [6]	3
Fig. 1. 2: Mapa de Infraestructura de Salud expuesta a la Sismicidad.[8]	4
Fig. 1. 3: Fotografía de grieta en la oficina de servicios generales.....	5
Fig. 1. 4: Fotografía de fisura en la columna del eje G9.....	5
Fig. 3. 1: Ubicación Unidad Nueva del Hospital Básico el Puyo	11
Fig. 3. 2: Planta de la Unidad Nueva del Hospital Básico el Puyo.....	12
Fig. 3. 3: Fachada frontal de la Unidad Nueva del Hospital Básico el Puyo.....	13
Fig. 3. 4: Vista en planta de los dos bloques, N+ 4.32.....	15
Fig. 3. 5: Vista en planta del bloque 2, N+ 8.64	15
Fig. 3. 6: Vista en elevación de la estructura.	16
Fig. 3. 7: Obra gris - columnas.....	17
Fig. 3. 8: Corte de la losa.	22
Fig. 3. 9: Corte de la losa de cimentación.....	22
Fig. 3. 10: Vista 3D de las vigas de cimentación.....	23
Fig. 3. 11: Corte del Muro 1 ubicado en el eje G4´.	25
Fig. 3. 12: Corte del Muro 2 ubicado en el eje B10.....	25
Fig. 3. 13: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.[23].....	29
Fig. 3. 14: Coeficientes de irregularidad en planta.[3].....	30
Fig. 3. 15: Coeficientes de irregularidad en planta.[3].....	31
Fig. 3. 16: Vista en planta del bloque 1, N+4.32.	32
Fig. 3. 17: Vista en planta del bloque 2, N+4.32.	33
Fig. 3. 18: Coeficientes de irregularidad en planta.[3].....	34
Fig. 3. 19: Coeficientes de irregularidad en elevación.[3]	35
Fig. 3. 20: Corte del bloque 1 – Eje D.	35
Fig. 3. 21: Corte del bloque 2 – Eje 7.	36
Fig. 3. 22: Espectro de diseño de aceleraciones. [3]	39
Fig. 3. 23: Espectro de respuesta de amenaza uniforme para un periodo de retorno de 2475 años para la ciudad de Puyo, Pastaza.....	48
Fig. 3. 24: Determinación de la región sísmica según la FEMA P-154.[4]	48
Fig. 3. 25: Ubicación de diagonales rigidizadoras de acero en el pórtico 1.....	58
Fig. 3. 26: Ubicación de diagonales rigidizadoras de acero en el pórtico 4.....	58
Fig. 3. 27: Ubicación de diagonales rigidizadoras de acero en el pórtico B.....	59

Fig. 3. 28: Ubicación de diagonales rigidizadoras de acero en el pórtico G.....	59
Fig. 3. 29: Ubicación de diagonales rigidizadoras de acero en el pórtico 4´.	60
Fig. 3. 30: Ubicación de diagonales rigidizadoras de acero en el pórtico 10.....	60
Fig. 3. 31: Ubicación de diagonales rigidizadoras de acero en el pórtico G.....	60
Fig. 3. 32: Esquema de reforzamiento con diagonales rigidizadoras de acero.	61
Fig. 3. 33: Fuerzas axiales y capacidades.	64
Fig. 3. 34: Momentos y capacidades del perfil tubular.	66
Fig. 3. 35: Fotografía de grieta en la oficina de servicios generales.....	67
Fig. 3. 36: Fotografía de grieta en la columna G10.	67
Fig. 3. 37: Fotografía de grieta en la columna F9.	67
Fig. 3. 38: Esquema de fisuramiento en paredes de mampostería. [42].....	68
Fig. 3. 39: Esquema de enchapado de paredes de mampostería fisuradas. [42]	68
Fig. 3. 40: Esquema completo de enchapado de paredes de mampostería.[42].....	70
Fig. 3. 41: Esquema de reforzamiento de paredes de mampostería en bloque 2.	70
Fig. 4. 1: Modelación en 3D del bloque 1 del Hospital Básico el Puyo.	73
Fig. 4. 2: Modelación en 3D del bloque 2 del Hospital Básico el Puyo.	73
Fig. 4. 3: Primer modo de vibración del bloque 1.....	74
Fig. 4. 4: Segundo modo de vibración del bloque 1.....	75
Fig. 4. 5: Tercer modo de vibración del bloque 1.	75
Fig. 4. 6: Primer modo de vibración del bloque 2.....	77
Fig. 4. 7: Segundo modo de vibración del bloque 2.....	77
Fig. 4. 8: Tercer modo de vibración del bloque 2.	78
Fig. 4. 9: Tipo de estructura. [3].....	79
Fig. 4. 10: Deriva máxima del bloque 1.....	81
Fig. 4. 11: Deriva máxima del bloque 2.....	82
Fig. 4. 12: Análisis pushover en el paso 8/19 en el sentido X para el Bloque 1.....	84
Fig. 4. 13: Análisis pushover en el paso 19/19 en el sentido X para el Bloque 1.....	85
Fig. 4. 14: Curva de capacidad en el sentido X para el Bloque 1.	86
Fig. 4. 15: Análisis pushover en el paso 9/18 en el sentido Y para el Bloque 1.....	87
Fig. 4. 16: Análisis pushover en el paso 18/18 en el sentido Y para el Bloque 1.....	88
Fig. 4. 17: Curva de capacidad en el sentido Y para el Bloque 1.	89
Fig. 4. 18: Límites de aceptación de la curva de capacidad del bloque 1 sin reforzamiento.	90
Fig. 4. 19: Análisis pushover en el paso 4/7 en el sentido X para el Bloque 2.....	91

Fig. 4. 20: Análisis pushover en el paso 7/7 en el sentido X para el Bloque 2.....	92
Fig. 4. 21: Curva de capacidad en el sentido X para el Bloque 2.	93
Fig. 4. 22: Análisis pushover en el paso 3/6 en el sentido Y para el Bloque 2.....	94
Fig. 4. 23: Análisis pushover en el paso 6/6 en el sentido Y para el Bloque 2.....	95
Fig. 4. 24: Curva de capacidad en el sentido Y para el Bloque 2.	96
Fig. 4. 25: Límites de aceptación de la curva de capacidad del bloque 2 sin reforzamiento.....	97
Fig. 4. 26: Asignación de rótulas plásticas en el Bloque 1.	98
Fig. 4. 27: Análisis pushover en el paso 7/20 en el sentido X para el Bloque 1.....	99
Fig. 4. 28: Análisis pushover en el paso 20/20 en el sentido X para el Bloque 1...	100
Fig. 4. 29: Curva de capacidad en el sentido X para el Bloque 1.	101
Fig. 4. 30: Límites de aceptación descritos en la curva de capacidad del bloque 1 reforzado.	102
Fig. 4. 31: Análisis pushover en el paso 8/23 en el sentido Y para el Bloque 1.....	103
Fig. 4. 32: Análisis pushover en el paso 23/23 en el sentido Y para el Bloque 1...	104
Fig. 4. 33: Curva de capacidad en el sentido Y para el Bloque 1.	105
Fig. 4. 34: Asignación de rótulas plásticas en el Bloque 2.	106
Fig. 4. 35: Análisis pushover en el paso 5/11 en el sentido X para el Bloque 2.....	107
Fig. 4. 36: Análisis pushover en el paso 11/11 en el sentido X para el Bloque 2...	108
Fig. 4. 37: Curva de capacidad en el sentido X para el Bloque 2.	109
Fig. 4. 38: Análisis pushover en el paso 4/8 en el sentido Y para el Bloque 2.....	110
Fig. 4. 39: Análisis pushover en el paso 8/8 en el sentido Y para el Bloque 2.....	111
Fig. 4. 40: Análisis pushover en el sentido Y para el Bloque 2.	112
Fig. 4. 41: Límites de aceptación descritos en la curva de capacidad del bloque 2 reforzado.	113
Fig. 4. 42: Asentamiento máximo de la estructura del Bloque 1.	114
Fig. 4. 43: Asentamiento máximo de la estructura del Bloque 2.	115
Fig. 4. 44: Método combinado - Velocidad de onda de corte (m/s) vs. Profundidad (m).....	126
Fig. 4. 45: Determinación de la frecuencia por el Método combinado.....	127

DEDICATORIA

El presente trabajo está dedicado a mi hijo, por ser mi fuerza y mi motor para luchar por mis sueños. Este logro es por y para ti corazoncito mío.

A mi esposo, Braulio, quien día a día me demuestra su amor y paciencia, quien ha sido mi apoyo incondicional y mi pilar fundamental para seguir cumpliendo mis metas. Te amo esposito mío, gracias por ser un gran padre y compañero de vida.

A mi madre, Faviola, por ser mi guía y ejemplo de lucha y perseverancia, quien siempre me ha acompañado en mi formación profesional.

A mis familiares y amigos, quienes me brindaron sus consejos y me alentaron para seguir adelante.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por la salud y la vida, por darme la oportunidad de cumplir un objetivo más.

Al Ing. Pablo Caiza, Ph. D. por toda la asesoría y apoyo brindado durante el desarrollo de esta investigación.

A las autoridades del Hospital Básico el Puyo, quienes me abrieron sus puertas para poder ejecutar este proyecto.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

TEMA:

ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD NUEVA DEL HOSPITAL BÁSICO EL PUYO, UBICADO EN LA PROVINCIA DE PASTAZA, ECUADOR.

MODALIDAD DE TITULACIÓN: Proyecto de Titulación con componentes de investigación aplicada y/o de desarrollo.

AUTORA: Ing. Andrea Carolina Cáceres Vargas

DIRECTOR: Ing. Pablo Enrique Caiza Sánchez, Ph. D.

FECHA: 22 de febrero de 2023

RESUMEN EJECUTIVO

La vulnerabilidad sísmica en estructuras esenciales ha sido un tema de poco análisis a pesar de la importancia que una edificación de este tipo conlleva, en tal virtud, esta investigación abarca la realidad constructiva de la unidad nueva del Hospital Básico El Puyo, estructura construida con normativa vigente, sin embargo, la falta de criterio técnico de los profesionales que la diseñaron influyó significativamente en la construcción, generándose problemas de fisuramiento. Durante el desarrollo de esta investigación fue necesaria la evaluación de la vulnerabilidad de esta estructura mediante inspecciones visuales rápidas y la aplicación de formularios con las metodologías NEC 2015, FEMA P-154 y FUNVISIS. Luego, se ejecutaron ensayos no destructivos de hormigón y ensayos de suelos con la finalidad de comprobar que se hayan respetado los planos de diseño. Posteriormente, se analizó un modelo matemático de esta estructura compuesta por dos bloques mediante un software de diseño estructural, en donde, por medio de un análisis estático lineal resultó que presentaba torsión en uno de sus bloques, razón por la cual, se propuso un reforzamiento estructural mediante diagonales rigidizadoras de acero en ciertos

pórticos laterales. Por otra parte, se consideró el desempeño sísmico actual de los bloques 1 y 2, a través de un análisis estático no lineal, obteniéndose como resultado, que no cumplen con el nivel de desempeño para el sismo raro de diseño, puesto que, el punto de desempeño de estos bloques se encuentra fuera la curva de capacidad, siendo su resistencia insuficiente para cumplir con las solicitaciones sísmicas; es así que, bajo este criterio se ejecutó el pushover con las dos estructuras reforzadas, verificándose que existe un buen desempeño sísmico. Finalmente, se llevó a cabo el análisis de interacción suelo - estructura, comprobándose que la unidad hospitalaria presenta asentamientos diferenciales permitidos.

DESCRIPTORES: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL, DIAGONALES DE ACERO, FEMA P-154, FUNVISIS, NEC 2015, REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, VULNERABILIDAD SÍSMICA.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

THEME:

SEISMIC VULNERABILITY ANALYSIS AND STRUCTURAL REINFORCEMENT OF THE NEW UNIT OF THE EL PUYO BASIC HOSPITAL, LOCATED IN THE PROVINCE OF PASTAZA, ECUADOR.

DEGREE TYPE: Degree Project with applied research and/or development components.

AUTHOR: Eng. Andrea Carolina Cáceres Vargas

DIRECTED BY: Eng. Pablo Enrique Caiza Sánchez, Ph. D.

DATE: February 22, 2023

EXECUTIVE SUMMARY

Seismic vulnerability in essential structures has been a subject of little analysis despite the importance that a building of this type entails, therefore, this research covers the constructive reality of the new unit of the Basic Hospital El Puyo, a structure built with regulations In force, however, the lack of technical criteria of the professionals who designed it significantly influenced the construction, generating cracking problems. During the development of this research, it was necessary to assess the vulnerability of this structure through quick visual inspections and the application of forms with the NEC 2015, FEMA P-154 and FUNVISIS methodologies. Then, non-destructive tests of concrete and soil tests were carried out in order to verify that the design plans have been respected. Subsequently, a mathematical model of this structure composed of two blocks was analyzed using structural design software, where, through a linear static analysis, it turned out that it presented torsion in one of its blocks, which is why a reinforcement was proposed. structural by means of steel stiffening diagonals in certain side frames. On the other hand, the current seismic performance of blocks 1 and 2 was considered, through a non-linear static analysis, obtaining as a result, that

they do not meet the performance level for the rare design earthquake, since, the point The performance of these blocks is outside the capacity curve, its resistance being insufficient to meet the seismic requirements; Thus, under this criterion, the pushover was executed with the two reinforced structures, verifying that there is a good seismic performance. Finally, the soil-structure interaction analysis was carried out, verifying that the hospital unit presents permitted differential settlements.

KEYWORDS: NONLINEAR STATIC ANALYSIS, STEEL DIAGONALS, FEMA P-154, FUNVISIS, NEC 2015, STRUCTURAL REINFORCEMENT, SEISMIC VULNERABILITY.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Introducción

El Ecuador al ser conocido como un país que está expuesto a un peligro sísmico permanente, involucra la exposición a ciertos eventos que pueden traer consigo la pérdida de vidas humanas, pérdidas materiales y económicas; por lo tanto es necesario tomar medidas que permitan reducir los efectos negativos de un evento sísmico, entre ellos, el efectuar estudios que permitan determinar el comportamiento probable de una estructura ante dichos eventos, para así poder planificar y mitigar los grandes efectos que trae consigo. [1]

Nuestro país históricamente se ha visto marcado por la constante exposición a eventos sísmicos, mismos que han generado catástrofes en varias ciudades del país, para combatir esta amenaza se ha visto en la necesidad de contar con su propia normativa sismorresistente, por esta razón, en el año de 1952, publicó el Código Nacional de la Construcción, dando las bases para que en el año de 1976 se publique una guía popular de construcciones sismorresistentes, formándose así, un nuevo Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-77). Sin embargo, con el transcurrir de los años, se da la actualización a esta normativa, dando lugar al Código Ecuatoriano de la construcción (CEC 2001), siendo esta, una versión mejorada con especificaciones claras y precisas sobre el diseño de estructuras incluyéndose un mapa de microzonificación sísmica del país. [2]

Posteriormente, en el año 2011, se publica la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11), en donde, detalla un estudio de peligrosidad sísmica que corresponde al mapa de zonas sísmicas; finalmente en el año 2015 se realizó la última actualización de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, determinándose parámetros sísmicos más ajustados a la realidad de nuestro país. [3]

Los sismos representan un riesgo constante para las estructuras, puesto que está ligado directamente a la respuesta dinámica que pueda proporcionar el sistema estructural de una edificación ante un sismo.

Una de las causas trascendentales de daño en las estructuras inducidas por los sismos es el comportamiento poco adecuado de las edificaciones, razón por la cual es importante determinar el grado de vulnerabilidad que presentan de acuerdo a la configuración estructural de las mismas, para así investigar soluciones y mejorar su respuesta estructural ante la influencia de un sismo de mediana o gran intensidad. [1]

El presente trabajo de investigación se ubica en la ciudad de Puyo perteneciente al cantón y provincia de Pastaza, específicamente en el Hospital Básico el Puyo, con la finalidad de definir el comportamiento estructural estático y dinámico de la unidad nueva que cumple con la función de un centro materno infantil en esta casa de salud.

En este estudio se ejecutará una inspección técnica visual del estado actual de esta casa de salud, detectándose los posibles daños que se puedan presentar ante un sismo, teniéndose en cuenta que, al ser una unidad hospitalaria, esta estructura debe permanecer en óptimo funcionamiento o con el menor daño posible durante y después de eventos adversos. Esta evaluación visual se la realizará mediante los formularios establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), FEMA P-154 y la metodología FUNVISIS (Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas), desarrollada en base al Proyecto Sismo Caracas, de donde se obtendrá los índices de priorización de edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico. [3]–[5]

Las metodologías mencionadas son una herramienta de fácil aplicación y de bajo costo, permitiendo evaluaciones rápidas para identificar la vulnerabilidad de esta edificación, cuyo enfoque está orientado hacia la toma de decisiones y acciones preventivas frente a los riesgos estimados.

Durante el desarrollo de este trabajo, también se realizan ensayos no destructivos en hormigón como son la extracción de núcleos y la aplicación del esclerómetro en los elementos estructurales, para verificar si la calidad de los materiales influye en su vulnerabilidad. Por otra parte, se efectúan también ensayos de suelos como el ensayo por refracción sísmica y método de Nakamura con el objetivo de comprobar la resistencia estimada del suelo.

Después, se ha aplicado el análisis de la estructura para definir el desempeño sísmico, evaluando estática y dinámicamente su comportamiento ante un evento sísmico bajo las condiciones actuales, para finalmente proponerse un reforzamiento estructural que sea funcional.



Fig. 1. 3: Fotografía de grieta en la oficina de servicios generales.



Fig. 1. 4: Fotografía de fisura en la columna del eje G9.

Los terremotos ocasionan considerables daños materiales que dejan a gran cantidad de personas damnificadas además, de las víctimas mortales; lo cual indica que los programas de Evaluación de Riesgo Sísmico no se han puesto en práctica con el fin de impedir o aminorar estas pérdidas pese al adelanto que se tiene de ellos; la situación en mención predomina en la mayor parte de países en vías de desarrollo, por la carencia de recursos económicos asignados a la investigación y desarrollo de la tecnología, cuyo objetivo principal es la promover los estudios de prevención y mitigación del riesgo sísmico. La razón de las pérdidas tanto humanas como económicas causadas por los terremotos es un comportamiento sísmico deficiente de las edificaciones, en donde en varias ocasiones se han llegado a colapsos parciales e incluso totales. [9]

Es necesario resaltar que los avances logrados dentro del campo del diseño de estructuras se pueden aplicar solamente a estructuras nuevas, pero considerando que

la ocurrencia de los fenómenos sísmicos aún se encuentra fuera del control de la ciencia, es importante mejorar el comportamiento sísmico de edificaciones existentes y así mitigar las pérdidas que los terremotos han ocasionado en el mundo. Es así, que con este antecedente nacen los estudios de vulnerabilidad sísmica, a los que se debe asignar una atención especial en la actualidad, con el fin de crear planes de mitigación de futuros desastres por sismos; por este motivo, se tiene la necesidad de realizar el análisis del estado actual de los dos bloques del edificio para conocer el desempeño de la estructura, la calidad de los materiales y comprobar el tipo de suelo sobre el que está cimentado, para finalmente proponerse una metodología apropiada de reforzamiento estructural en vista que al ser un centro hospitalario, su estructura debe estar preparada ante un desastre natural como los sismos. [10]

1.3. Objetivos

1.3.1. General

Evaluar las deficiencias constructivas que favorecen a la vulnerabilidad sísmica de la estructura de la unidad nueva del Hospital Básico el Puyo y establecer una propuesta de reforzamiento estructural.

1.3.2. Específicos

- a. Analizar la calidad de los materiales empleados durante la construcción del edificio mediante ensayos no destructivos.
- b. Determinar la interacción suelo – estructura.
- c. Estimar el desempeño estructural actual de la edificación.
- d. Diseñar el reforzamiento estructural con diagonales de acero.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes investigativos

La mayoría de las pérdidas ocasionadas por los terremotos han sido causadas por un deficiente comportamiento sísmico de las estructuras, llegándose a colapsos parciales e incluso totales, a pesar de contar con normativas de construcción antisísmicas. [10]

Con el transcurrir del tiempo se han mejorado las normativas para dar cumplimiento a un diseño óptimo para diferentes tipos de estructuras, como en este caso los edificios hospitalarios, puesto que, ante la ocurrencia de un fenómeno natural como los terremotos, estas instalaciones deben permanecer funcionales para brindar asistencia médica a las personas heridas.

La razón principal de la caída de la infraestructura sanitaria y las defunciones resultantes es el hecho de que los hospitales se construyen sin tener en cuenta las amenazas naturales y los sistemas se deterioran progresivamente debido a la falta de mantenimiento en el transcurso del tiempo. Según los datos proporcionados por los Estados Miembros de la OPS/OMS, cerca de 18.000 hospitales están ubicados en zonas de riesgo de desastres. En el último decenio, cerca de 24 millones de personas en las Américas quedaron sin atención de salud durante meses, y a veces años, debido a los daños causados directamente por un desastre. En promedio, un hospital que no funciona en la región deja a unas 200.000 personas sin atención de salud y la pérdida de los servicios de urgencias durante los desastres disminuye considerablemente la posibilidad de salvar vidas. [11]

Las edificaciones hospitalarias deben mantener un funcionamiento ininterrumpido, es por esta razón, que su infraestructura debe estar preparada para eventos adversos como son fuertes cambios climáticos o desastres naturales como inundaciones o sismos, por lo tanto, es preciso identificar el nivel de seguridad de los hospitales.

A partir de experiencias de terremotos pasados se ha observado que ciertas estructuras, dentro de la misma tipología estructural, experimentan un daño más severo que otras, a pesar de estar ubicados en la misma zona. Si al grado de daño que sufre una

estructura, ocasionado por un sismo de determinadas características, se le denomina vulnerabilidad. [10]

La evaluación en primera instancia podría ser del tipo cualitativa, la cual está basada en características fácilmente identificables y en la que no se requiere un análisis estructural detallado. El análisis no debe estar necesariamente a cargo de un profesional especializado sino básicamente de una persona con conocimientos en el tema mediante una metodología específica. [12]

Para evaluar el comportamiento de esta estructura se utilizan técnicas cualitativas a través de la aplicación de formularios según las metodologías NEC-15, FEMA P154 y FUNVISIS, que servirán como punto de partida para determinar el estado actual de la edificación, estableciéndose la vulnerabilidad de la estructura con el objetivo de especificar el daño esperado durante la ocurrencia de un sismo. [3]–[5]

Los índices de vulnerabilidad no solo estiman la probabilidad operativa de un hospital durante y después de un evento destructivo, sino que, al establecer rangos de seguridad, permiten priorizar a los establecimientos de salud cuya intervención es crítica porque podría poner en riesgo la vida de sus ocupantes, además de limitarse a la pérdida del equipamiento necesarios para salvar vidas en casos de desastres. [11]

Para estructuras especiales o críticas se recomienda una evaluación estructural detallada por análisis cuantitativos con modelos matemáticos desarrollados para simular las características de la estructura y las propiedades mecánicas de los materiales que la componen, mostrándose así, el desempeño general lineal y no lineal de la estructura.

En la simulación de los dos bloques que conforman esta estructura es indispensable delimitar sus parámetros característicos como secciones de los elementos estructurales, resistencia del hormigón y acero, estimación de cargas no sísmicas y cargas sísmicas; factores que se ingresarán en un software de diseño estructural con el objetivo de analizar su comportamiento actual.

Es necesario recalcar que, para tener un buen comportamiento estructural de pórticos de hormigón armado, se debe tener especial cuidado en el diseño de las uniones columna-viga. Hay que considerar que la normativa está desarrollada de tal

manera que los elementos estructurales disipen la mayor cantidad posible de energía. [13], [14]

En este caso se debe considerar los daños en la mampostería, debido a la existencia de fisuras y grietas generadas por la falta de confinamiento. Con este antecedente se realizará un análisis estático lineal y no lineal, con la finalidad de conocer el comportamiento actual de la estructura, después se estudiará propuestas de reforzamiento con un sistema de diagonales de acero. [15]

El análisis estático no lineal, es un método de cálculo intermedio entre el método espectral (ampliamente utilizado a nivel mundial) y el análisis dinámico no lineal (utilizado más a nivel de investigación, pero día a día ya se lo está implementando en el análisis estructural. Dentro del análisis estático no lineal es ampliamente conocido la Técnica del Pushover (también conocida como Técnica del Empujón) y en este contexto hay varias formas de cálculo entre las que se destacan: i) Pushover Monotónico, en que se aplican las cargas en un solo sentido; ii) Pushover Cíclico en el cual las cargas se aplican en los dos sentidos; iii) Pushover multimodal en el cual en cada incremento de carga se aplica un criterio de combinación modal para encontrar la respuesta. [14]

El método del incremento de carga, más conocido como Pushover lleva a cabo un análisis estático de la estructura para cada incremento de carga o desplazamiento. En cada iteración se detectan los puntos que entran en fluencia y se modifican sus propiedades para la siguiente iteración. [16]

La determinación precisa de la respuesta de las estructuras ante la acción de los movimientos sísmicos requiere de técnicas de análisis dinámico no-lineal para incorporar la variación en el tiempo de las propiedades inelásticas de los materiales y determinar la historia de las respuestas. [17]

La técnica consiste en aplicar cargas laterales muy pequeñas en cada uno de los pisos y resolver el problema en forma estática; luego de cada ciclo de carga se verifica si algún elemento a ingresado al rango no lineal (daño) si no ha ingresado se mantiene la rigidez, caso contrario se modifica la rigidez es para ello que se obtiene el diagrama momento curvatura. [18]

En cuanto al reforzamiento sísmico de cualquier estructura situada en una zona de alta peligrosidad sísmica, como es el Ecuador, se deben conocer los espectros que se van a considerar en el estudio, para este caso se utilizó el espectro sugerido en la NEC-15. [19]

Existen en la actualidad muchos procedimientos de reforzamiento estructural, como por ejemplo el enchapado de paredes, la adhesión de fibra de carbono, el encamisado de columnas, la colocación de diagonales rigidizadores de acero y la colocación de disipadores de energía. Todas estas técnicas proporcionan sismorresistencia a la estructura, en el presente trabajo se propone el reforzamiento mediante la inclusión de diagonales rigidizadoras de acero para el bloque 1 y para el bloque 2 se plantea un enchapado de paredes. [12]

Una forma eficiente de reforzar las estructuras de hormigón armado es mediante la incorporación de diagonales de acero en forma de “V” invertida, con esto se rigidiza notablemente la estructura, pero se debe verificar si las columnas, vigas, nudos y cimentación están en capacidad de soportar las nuevas acciones sísmicas. [20]

El sistema de enchapado a utilizarse actuará como un muro estructural para resistir principalmente fuerzas horizontales para que brinde efectividad al momento de resistir una fuerza lateral equivalente al peso propio completo. [21]

Además, es de suma importancia la aplicación de los ensayos no destructivos en hormigón: esclerómetro, pachómetro y extracción de núcleos, con el fin de corroborar la calidad del concreto y acero en las columnas, vigas y losa; además del ensayo de refracción sísmica del suelo y la metodología de Nakamura para verificar el tipo y periodo de vibración del suelo sobre el cual se cimentó esta unidad hospitalaria, debido a que la ciudad de Puyo no cuenta con una clasificación de suelos en donde se considere como una variable importante el periodo de vibración del suelo, para de esta manera diseñar correctamente las cimentaciones.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Caracterización del edificio

3.1.1. Ubicación

Este proyecto de investigación está ubicado en el Hospital Básico el Puyo, perteneciente a la red de salud pública del Instituto de Seguridad Social (IESS), ubicado en la calle Luis Molina Celi, entre la avenida Ceslao Marín y Gonzáles Suárez de la parroquia Puyo, cantón y provincia de Pastaza, Ecuador.



Fig. 3. 1: Ubicación Unidad Nueva del Hospital Básico el Puyo

3.1.2. Referencia arquitectónica y estructural

Para el desarrollo de esta investigación se solicitó autorización a la Dirección Administrativa del Hospital Básico el Puyo para el uso de los planos arquitectónicos, estructurales y memoria técnica de cálculo, mismos que contemplan información técnica de los dos bloques que conforman esta unidad médica.

En el análisis de los planos estructurales se constató que la composición estructural es irregular en planta y regular en elevación. También se realizó la modelación tridimensional de la estructura en un software de análisis estructural.

En la figura 3.2 se presenta la distribución en planta de los dos bloques estructurales de la unidad nueva del Hospital Básico el Puyo; en la estructura se visualiza gran cantidad de columnas con luces variables que van desde los 4.20 m hasta los 7.20 m.

La estructura está constituida con el sistema de losas alivianadas sobre vigas descolgadas, arquitectónicamente está planteada una junta de construcción. Las losas reparten las cargas gravitacionales de servicio a las vigas descolgadas de diferentes secciones, que están repartidas en las dos direcciones y que en conjunto con las columnas forman un marco espacial dúctil.

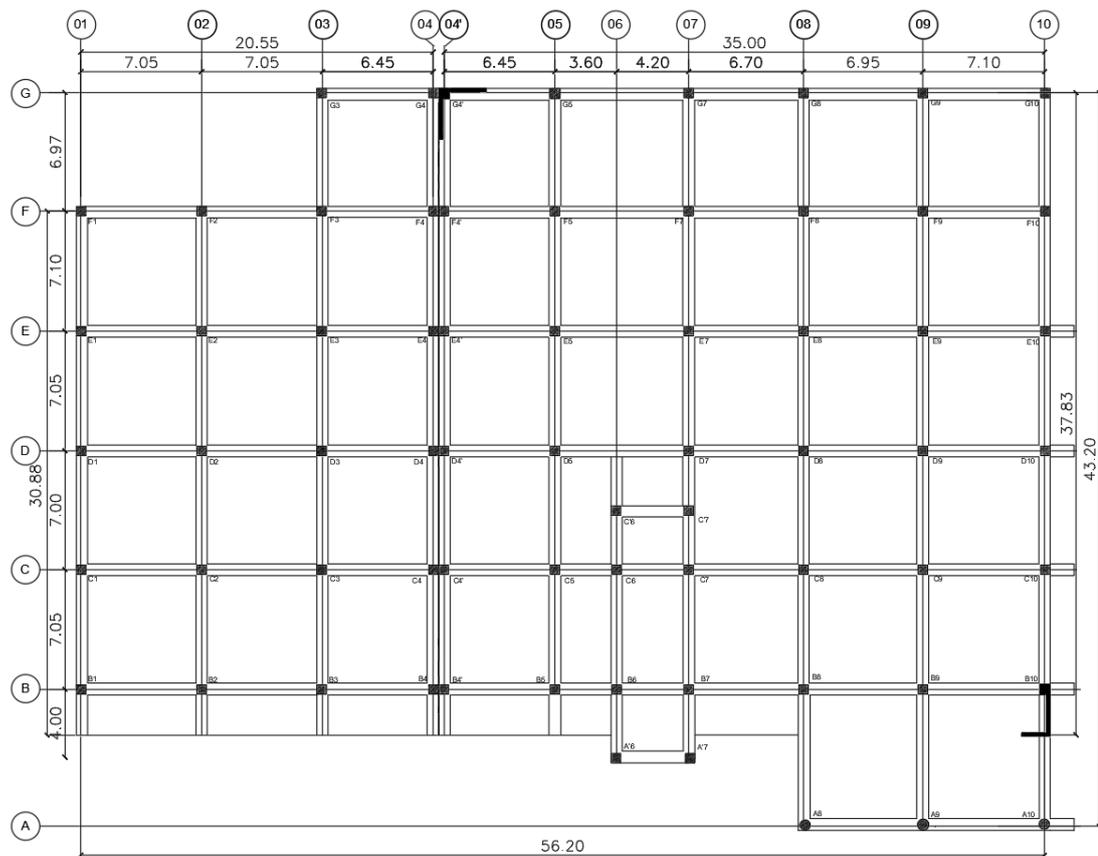


Fig. 3. 2: Planta de la Unidad Nueva del Hospital Básico el Puyo.

3.1.3. Problema estructural

La configuración estructural responde al nivel de aplicación de la NEC 2015, puesto que fue diseñada y construida en el año 2016, sin embargo, existen errores al momento de considerar las cargas y condiciones del suelo durante el diseño.

De igual forma, se evidencia gran cantidad de fisuras en mamposterías de las paredes, aumentando las condiciones de vulnerabilidad de la edificación, motivo por el cual, es indispensable evaluar el riesgo de los bloques que componen la unidad nueva de esta

casa de salud. Para comenzar a determinar la vulnerabilidad de la estructura se inicia con la evaluación del comportamiento estructural actual con las metodologías propuestas como son NEC 2015, FEMA P-154 y FUNVISIS, para después corroborar con ensayos no destructivos en sitio, validándose así los resultados alcanzados.

Finalmente, con las características estructurales definidas en los dos bloques es preciso determinar los tipos de reforzamientos que mejore el desempeño sísmico del edificio.

3.1.4. Geometría general

En este apartado se detallan las características geométricas de los elementos estructurales más relevantes de los dos bloques del edificio de la unidad nueva del Hospital Básico el Puyo. También se describen las propiedades de los materiales de construcción para determinar la calidad de los mismos.

- Descripción de la edificación

La unidad nueva del Hospital Básico el Puyo es una edificación de hormigón armado, conformada por dos bloques, uno de ellos está compuesto de una planta destinados a las áreas de rehabilitación, laboratorio clínico, farmacia interna y estimulación temprana; mientras que el segundo bloque presenta dos plantas distribuidas en: planta baja con las áreas de emergencia, imagenología, farmacia externa y centro obstétrico; y, planta alta con áreas administrativas, consulta externa, quirófano y salas de espera.



Fig. 3. 3: Fachada frontal de la Unidad Nueva del Hospital Básico el Puyo.

Como se visualiza en la figura 3, el edificio se desempeña como una unidad hospitalaria, conformada por dos plantas con pórticos regulares en los dos sentidos y

presenta una estructura irregular tanto en planta como en elevación con losas accesibles.

Los dos bloques se encuentran separados por una junta constructiva de 5 cm de espesor, misma que cumple con la función de facilitar los movimientos entre los bloques durante un evento sísmico sin ocasionar daños a por la rozadura de las estructuras.

- **Calidad de los materiales**

Para determinar la resistencia del hormigón de columnas, vigas y losas se realizaron ensayos de extracción de núcleos y esclerómetro, alcanzándose una resistencia a la compresión de 280 kg/cm²; mientras que para las cimentaciones se obtuvo una resistencia de 240 kg/cm². En el caso del acero de refuerzo, se realizó el ensayo pachómetro, donde se encontró varilla de acero corrugada con una resistencia de 4200 kg/cm².

- **Descripción de la estructura en planta**

En el nivel N+ 4.32, los bloques están compuestos de una estructura con pórticos de 10 vanos con longitudes que van desde los 6.96m hasta los 7.80m en el eje x, adicionalmente cuenta con un volado de 1.77m; mientras que en el eje y, los pórticos presentan 6 vanos con longitudes que van desde los 6.97m hasta los 8.05m y también se muestra un volado de 2.80m.

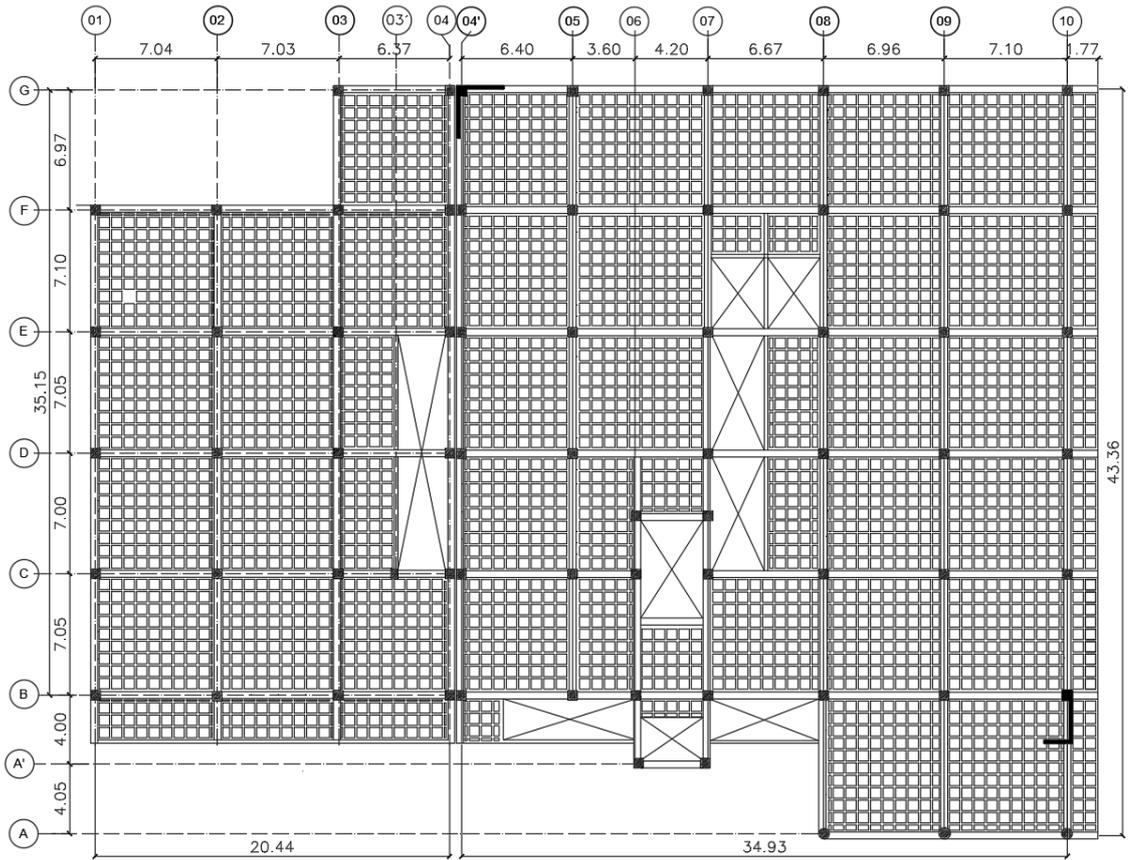


Fig. 3. 4: Vista en planta de los dos bloques, N+ 4.32

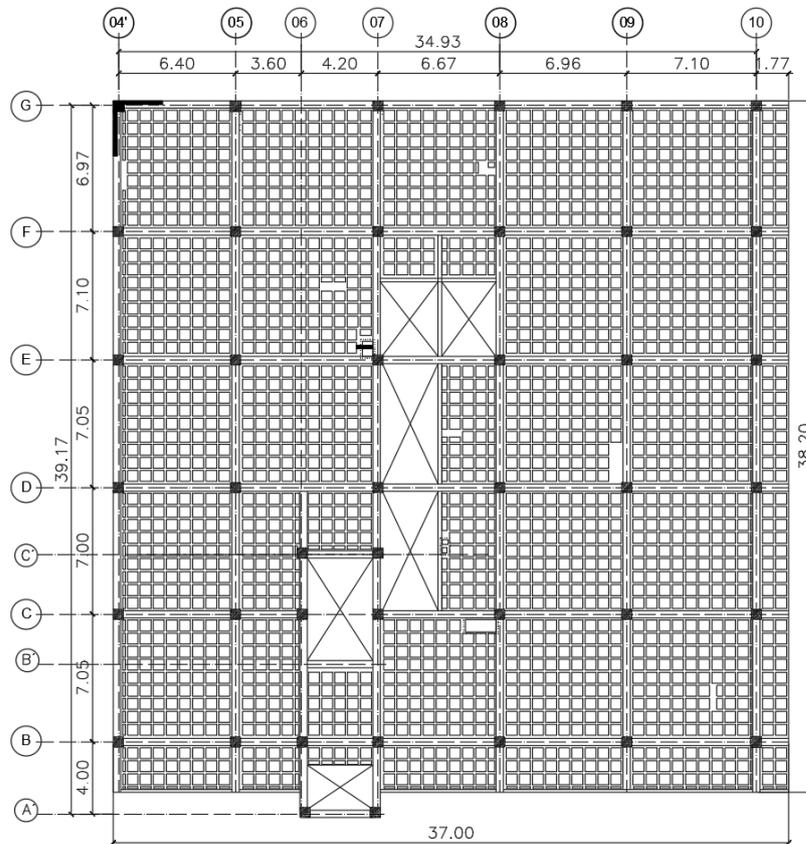


Fig. 3. 5: Vista en planta del bloque 2, N+ 8.64

Solo el bloque 2 presenta el nivel N+ 8.64, mismo que en el eje x presenta pórticos de 5 vanos con longitudes desde los 6.96m hasta los 7.10m, además tiene un volado de 1.77m, mientras que en el eje y, se proyectan 5 vanos con longitudes que van de los 6.97m hasta los 7.10m y de igual manera contiene un volado de 2.80m de longitud.

- Descripción de la estructura en elevación

La estructura presenta niveles regulares de 4.32m como altura de entrepiso, llegando el bloque 2 a una altura total de 8.64m desde el nivel N+ 0.00, nivel natural del terreno como se observa en la figura 6. En las cimentaciones están compuestas por vigas y losas de cimentación a una profundidad de 0.60m desde el nivel natural del terreno.

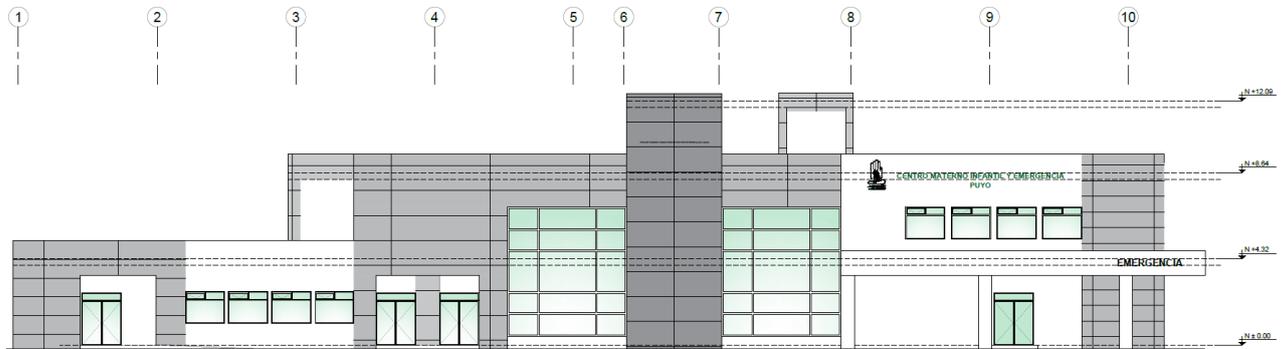


Fig. 3. 6: Vista en elevación de la estructura.

- Tipo de apoyos en la estructura

Las cimentaciones de los dos bloques de esta unidad médica están conformadas por vigas y losas de cimentación; la losa de cimentación presenta un espesor de 30 cm, mientras que las vigas muestran secciones transversales de 70x70 cm y 65x60 cm. Las vigas de cimentación conectan directamente a las columnas a una profundidad de 60 cm hasta el nivel natural del terreno N 0+00 m, de tal manera que, se considera que los apoyos de todas las columnas están empotrados en el mismo nivel.

3.1.5. Geometría específica

En esta parte se definen las características y propiedades de los materiales usados durante la construcción del presente edificio; asimismo, se determinan las secciones de los elementos estructurales como columnas, vigas y losas; además, se establecen las cargas permanentes, temporales y sísmicas.

- Descripción de columnas

Las columnas que forman parte de la estructura del bloque 1 tienen la misma sección transversal, en total son 22 columnas cuadradas de 55x55 cm; a diferencia del bloque 2, que se cuenta con varias secciones de columnas, empezando con 39 columnas de 55x55 cm, 3 columnas cuadradas con una sección de 60x60 cm, 2 columnas circulares de 60cm de diámetro y finalmente 1 columna de 65cm de diámetro.



Fig. 3. 7: Obra gris - columnas.

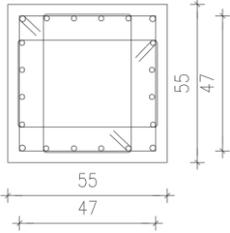
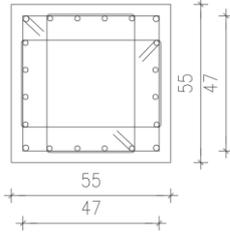
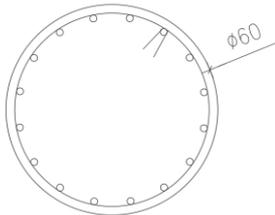
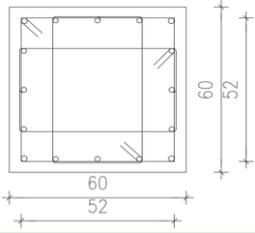
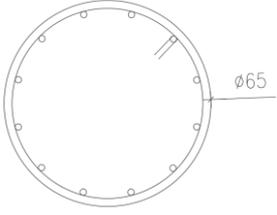
En la Figura 3.7 se muestra las columnas en obra gris, en donde se aprecia la unión de la columna con los demás elementos estructurales como vigas, y losas.

En las columnas del bloque 1, son de la misma sección y contienen el mismo armado del refuerzo longitudinal y transversal; el acero de refuerzo longitudinal está compuesto por 20Ø20mm distribuidos en 6 barras de acero por cara, mientras que su armadura transversal se compone de 3EØ10mm cada 10 cm a lo largo de toda la columna.

Las columnas del bloque 2 al tener variabilidad de secciones también presenta diferentes refuerzos; para las columnas de 55x55 cm se obtiene acero longitudinal de 20Ø20mm dispuestos en 6 barras por cada cara, y un refuerzo de acero transversal de 3EØ10mm cada 10 cm a lo largo de toda la columna.

Para el caso de la columna de 60x60 cm, se presenta acero longitudinal de 16Ø20mm dispuestos en 5 barras por cada cara, y acero de refuerzo transversal de 3EØ10mm cada 10 cm a lo largo de toda la columna. En cambio, en las columnas circulares de 60 cm y 65 cm de diámetro se obtiene el mismo acero de refuerzo longitudinal con 16Ø20mm y un refuerzo transversal de 1EØ10mm cada 10 cm a lo largo de toda la columna.

A continuación, se presenta en resumen la sección transversal de las columnas de los dos bloques del edificio en análisis, en donde se especifica el tipo y cantidad de columnas, su posición, su refuerzo de acero tanto longitudinal como transversal.

Cuadro de columnas			
Bloque	Bloque 1	Bloque 2	
Columnas	(B-G) y (1-4)	(A-G) y (4'-10)	
Número	22	44	
Tipo de columnas	Cuadradas	Cuadradas	Circulares
Planta Baja			
Ubicación	N + 4.32	N + 4.32	N + 4.32
Refuerzo longitudinal	20Ø20mm	20Ø20mm	16Ø20mm
Refuerzo transversal	3Ø10mm@ 10 cm	3Ø10mm@ 10 cm	1Ø10mm@ 10 cm
Planta Baja			
Ubicación		N + 4.32	N + 4.32
Refuerzo longitudinal		16Ø20mm	16Ø20mm
Refuerzo transversal		3Ø10mm@ 10 cm	1Ø10mm@ 10 cm

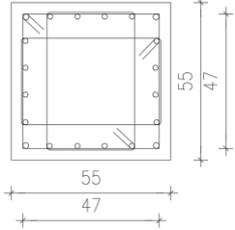
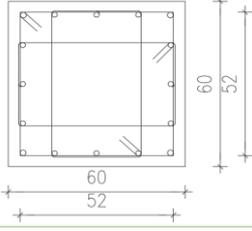
Planta Alta		
Ubicación	N + 8.64	
Refuerzo longitudinal	20Ø20mm	
Refuerzo transversal	3Ø10mm@10 cm	
		
Ubicación	N + 8.64	
Refuerzo longitudinal	16Ø20mm	
Refuerzo transversal	3Ø10mm@10 cm	

Tabla 3. 1: Detalle de las columnas: tipo, ubicación y aceros de refuerzo longitudinal y transversal.

Nota: Los armados indicados son los de los planos estructurales de diseño. Sin embargo, como también se indica más adelante, los ensayos experimentales mostraron otros armados.

- Descripción de vigas

Las vigas contienen la misma sección transversal en los dos bloques, aunque el acero de refuerzo es distinto debido a la variabilidad de luces entre las columnas y a las cargas que serán soportadas.

A continuación, en la siguiente tabla se indica las especificaciones geométricas que caracterizan las vigas, su posición, y su refuerzo de acero.

Cuadro de Vigas					
Vigas Bloque 1					
Vigas de ejes axiales	Rango	Nivel	Longitud (m)	Esquema	Acero de refuerzo
B, C, D, E, F	(1-4)	N + 4.32	20.04		<ul style="list-style-type: none"> ● 3Ø20Mc244 ○ 3Ø20Mc247 ● 2Ø18Mc248 143eØ10@10cm y @20cm Mc276
G	(3-4)	N + 4.32	6.37		<ul style="list-style-type: none"> ● 3Ø20Mc240 ○ 3Ø20Mc240 ● 2Ø12Mc241 44eØ10@10cm y @20cm Mc276
1, 2	(B-F)	N + 4.32	31.00		<ul style="list-style-type: none"> ● 3Ø20Mc257 ○ 3Ø20Mc261 ● 2Ø12Mc271 217eØ10@10cm y @20cm Mc276
3, 4	(B-G)	N + 4.32	37.97		<ul style="list-style-type: none"> ● 3Ø20Mc263 ○ 3Ø20Mc261 ● 2Ø12Mc272 267eØ10@10cm y @20cm Mc276
Vigas Bloque 2					
B, C, D, E, F, G	(4'-10)	N + 4.32 N + 8.64	36.70		<ul style="list-style-type: none"> ● 3Ø20Mc422 ○ 3Ø20Mc430 ● 2Ø12Mc429 259eØ10@10cm y @20cm Mc440

A', B', C'	(6-7)	N + 4.32 N + 8.64	4.20		<ul style="list-style-type: none"> ● 3Ø20Mc431 ○ 3Ø20Mc431 ● 2Ø12Mc433 <p>36eØ10@10cm y @20cm Mc440</p>
A	(8-10)	N + 4.32	15.83		<ul style="list-style-type: none"> ● 3Ø20Mc422 ○ 3Ø20Mc430 ● 2Ø12Mc429 <p>259eØ10@10cm y @20cm Mc400</p>
4', 5, 7, 8, 9, 10	(B-G)	N + 4.32	37.97		<ul style="list-style-type: none"> ● 3Ø20Mc402 ○ 3Ø20Mc400 ● 2Ø18Mc407 <p>269eØ10@10cm y @20cm Mc440</p>
6	(A'-D)	N + 4.32 N + 8.64	18.05		<ul style="list-style-type: none"> ● 3Ø20Mc410 ○ 3Ø20Mc415 ● 2Ø18Mc414 <p>143eØ10@10cm y @20cm Mc440</p>
8, 9, 10	(A-G)	N + 8.64	43.22		<ul style="list-style-type: none"> ● 3Ø20Mc402 ○ 3Ø20Mc400 ● 2Ø12Mc407 <p>269eØ10@10cm y @20cm Mc440</p>

Tabla 3. 2: Detalle de las vigas de entrepiso y piso de cubierta, ubicación y aceros de refuerzo longitudinal y transversal.

Nota: Se revisó una de las vigas y al comparar con los resultados experimentales, si coincidían los armados.

- **Descripción de losas**

Esta estructura en los niveles (N+4.32, N+8.64 y N+12.09) contiene losas alivianadas bidireccional con bloques de poliestireno de sección transversal 60x25 cm. El espesor total de la losa es de 32 cm, en donde la loseta de compresión tiene 7 cm de espesor, los nervios tienen una sección transversal de 12x25 cm y un espaciamiento entre ellos de 72 cm en ambas direcciones.

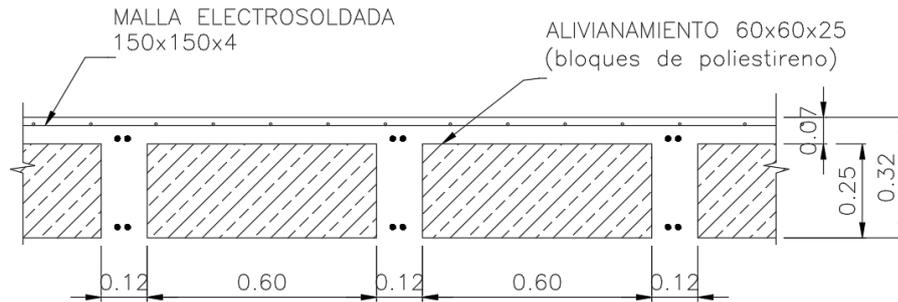


Fig. 3. 8: Corte de la losa.

En la tabla 3.3 se muestra las características geométricas la losa de esta edificación.

Cuadro de Losa				
Ubicación	Característica	Medida	Unidad	Observación
Losa 1 N+4.32	Altura de Losa	32	cm	-
	Altura loseta de Compresión	7	cm	-
Losa 3 N+12.09	Nervio	12x25	cm	-
	Espaciamiento	72	cm	Ambas direcciones

Tabla 3. 3: Detalle de la losa, posición y geometría.

- **Descripción de cimentaciones**

La presente estructura en sus cimentaciones contiene vigas de sección transversal de 65x60 cm y de 70x70 cm; además, cuenta con una losa de cimentación con un espesor de 30 cm, como se indica a continuación en la figura 9.

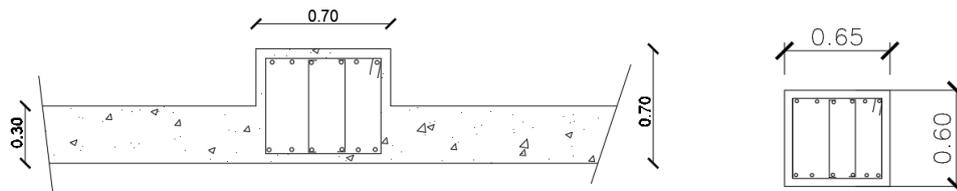


Fig. 3. 9: Corte de la losa de cimentación.

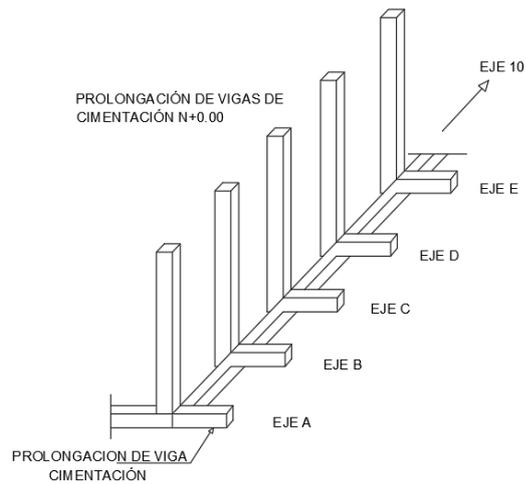


Fig. 3. 10: Vista 3D de las vigas de cimentación.

En la tabla 3.4 se observa las secciones transversales de las vigas de cimentación.

Cuadro de Vigas de Cimentación				
Ejes	Longitud (m)	Esquema	Sección Transversal	Unidad
A	13.95		70 x 70	cm
B, C, D, E, F	41.30		70 x 70	cm
G	42.55		65 x 60	cm
1, 2	30.65		65 x 60	cm
3, 4, 4'	37.65		65 x 60	cm

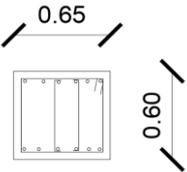
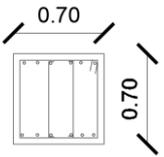
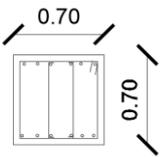
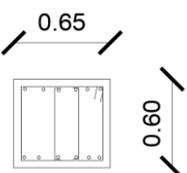
6, 8	16.70		65 x 60	cm
5, 7	37.65		70 x 70	cm
9	42.96		70 x 70	cm
10	42.96		65 x 60	cm

Tabla 3. 4: Detalle de las vigas de cimentación, posición y geometría.

Nota: No se revisó el armado de estas vigas de cimentación, por la dificultad de su ubicación.

- Descripción de muros de corte

Dentro del ámbito estructural se localizan dos muros de corte ubicados en los ejes G4' y B10 como se visualiza en las figuras 15 y 16; mismos que fueron diseñados con un espesor de 20 cm, con el objetivo de aportar mayor rigidez a la estructura y contribuir a la resistencia del edificio ante esfuerzos horizontales.

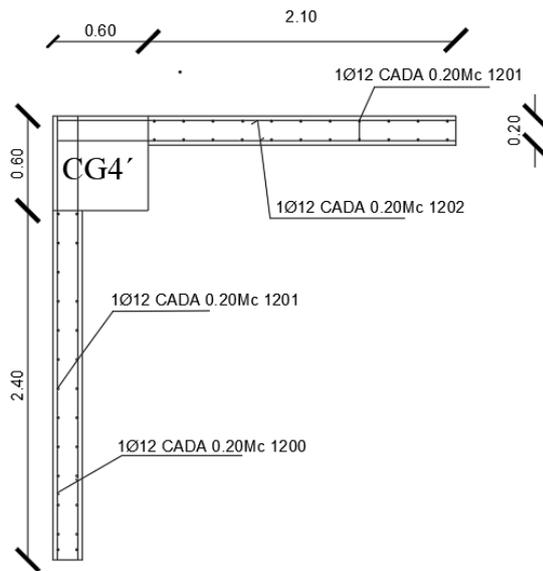


Fig. 3. 11: Corte del Muro 1 ubicado en el eje G4'.

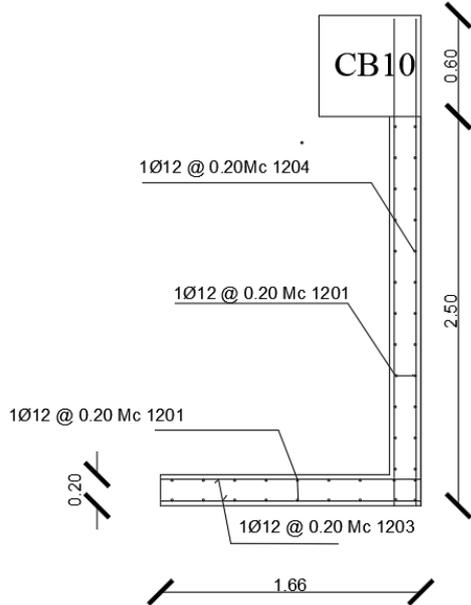


Fig. 3. 12: Corte del Muro 2 ubicado en el eje B10.

Nota: Los aceros de refuerzo correspondientes a los muros de corte no se pudieron revisar debido a que se encontraban en áreas de servicio críticas como emergencia y por ende no se tuvo autorización para extraerlos.

3.1.6. Resistencia a la compresión del hormigón

En cuanto a la resistencia del hormigón, su valor se consiguió de los ensayos no destructivos: esclerómetro y extracción de núcleos, realizados en las instalaciones del Hospital Básico el Puyo.

Para columnas, vigas y losas:

$$F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Para vigas y losas de cimentación:

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

3.1.7. Módulo de elasticidad

Para el módulo de la elasticidad se tomó en cuenta la fórmula del numeral 19.2.2.1 (b) en kg/cm^2 del American Concrete Institute (ACI 318S-14). [25]

$$Ec = 15100x\sqrt{F'c}$$

En donde:

$F'c$: es la resistencia a la compresión del concreto en $[\text{kg/cm}^2]$

Ec : es el módulo de elasticidad del concreto en $[\text{kg/cm}^2]$

Entonces, el módulo de elasticidad del hormigón para columnas, vigas y losas, tenemos:

$$E = 15100x\sqrt{280}$$

$$E = 252671.328 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2526713.28 \text{ ton/m}^2$$

El módulo de elasticidad del hormigón para vigas y losas de cimentación, es el siguiente:

$$E = 15100x\sqrt{240}$$

$$E = 233928.194 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2339281.94 \text{ ton/m}^2$$

3.1.8. Definición de Carga Muerta para los Bloques 1 y 2

A continuación, se presenta en la tabla 3.5 el detalle de las cargas muertas asignadas en el edificio, acorde a los diferentes niveles que tiene esta estructura.

CARGA MUERTA EN LA UNIDAD NUEVA DEL HOSPITAL						
Ubicación	BLOQUE 1			BLOQUE 2		
	Peso Propio (Kg/m²)	Sobrecarga (Kg/m²)	Carga Muerta (Kg/m²)	Peso Propio (Kg/m²)	Sobrecarga (Kg/m²)	Carga Muerta (Kg/m²)
N + 4.32	422.79	90.00	512.79	422.79	337.18	759.97
N + 8.64	422.79	70.00	492.79	422.79	90.00	512.79
N + 12.09	-	-	-	422.79	70.00	492.79

Tabla 3. 5: Descripción de cargas muertas en la edificación.

En el análisis de las cargas muertas se consideraron las cargas que comprenden para el peso propio y la sobrecarga; dentro del desglose del peso propio se tiene el cálculo del peso de los nervios, la loseta de compresión, los casetones usados como aliviamiento. Para la determinación de la sobrecarga, se contempló el peso de los enlucidos, las instalaciones, y el cielo raso de PVC que contiene la infraestructura de los dos bloques.

3.1.9. Definición de Carga Viva para los Bloques 1 y 2

En este apartado se deben incluir las cargas relacionadas con los pesos propios de todos los materiales que componen la estructura misma; de aquellos que estarán presentes permanentemente en la estructura, otras solicitaciones asociadas al uso (denominadas cargas vivas); otras relacionadas con la interacción estructura–medio (dentro de este caso, cargas sísmicas, viento, presiones hidrostáticas, sobrecargas por granizo, nieve, ceniza volcánica, etc.) y otras provenientes del uso al que se destinará la estructura. [22]

Para el desarrollo de este apartado se consideró las sugerencias establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), específicamente en el código NEC-SE-CG, recomendándose acoger los valores detallados en la siguiente tabla: [23]

CARGA VIVA EN LA UNIDAD NUEVA DEL HOSPITAL				
UBICACIÓN	BLOQUE 1		BLOQUE 2	
	Ocupación	Cargas Vivas (Kg/m²)	Ocupación	Cargas Vivas (Kg/m²)
N + 4.32		200	Sala de quirófanos	290

	Cubierta accesible		Corredores	400
N + 8.64	Cubierta accesible	200	Cubierta accesible	200
N + 12.09	-	-	Cubierta inaccesible	70

Tabla 3. 6: Descripción de cargas vivas en la edificación.

Como se demuestra en el bloque 1 de la estructura se tienen cubiertas accesibles con una carga viva recomendada de 200 kg/m² tanto el nivel N+4.32 como para el nivel N+8.64, mientras que en el bloque 2, se consideran varias cargas vivas debido a las diferentes ocupaciones en los pisos, como por ejemplo en el nivel N+4.32 se encuentran las salas de quirófanos con una carga de 290 kg/m², y corredores con una carga viva de 400 kg/m². Para el nivel N+8.64 se obtiene una cubierta accesible una carga viva de 200 kg/m² y finalmente en el nivel N+12.09 se define una carga de 70 kg/m².

Para las escaleras que se encuentran dentro de la edificación se obtendrá un valor de 480 kg/m² recomendado por la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE), en donde en su código ASCE/SEI 7-17. [24]

3.1.10. Definición de Cargas Sísmicas

Para considerar las cargas sísmicas dentro de la estructura, se analizó la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), concretamente en el código NEC-SE-CG, para la determinación del espectro de respuesta de aceleraciones del edificio, donde se sugiere como parámetro principal la determinación del cortante basal de diseño como se propone en la siguiente fórmula: [23]

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

En donde:

- *I*: es el factor de importancia, mismo que sirve para incrementar la demanda sísmica de diseño con el fin de que la estructura permanezca operativa o sufra daños mínimos durante y después de un sismo. Para este caso se empleó un factor de importancia de 1.5, según la categoría de edificación esencial como lo es un hospital.

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

Fig. 3. 13: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.[23]

- $S_a (T_a)$: se define como el espectro de diseño de aceleración de la edificación.
- R : se determina como el factor de reducción de resistencia sísmica R . Tanto los bloques 1 y 2 presentan en los planos estructurales pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas, razón por la cual se optó por un valor de 6 para este factor.
- \emptyset_P : es el coeficiente de configuración en planta de la estructura.
- \emptyset_E : se establece como el coeficiente de configuración en elevación de la estructura.
- W : es la carga sísmica de la estructura.

- Irregularidad en Planta

Para hallar el coeficiente de configuración de regularidad en planta \emptyset_P , el código NEC-SE-DS estipula la siguiente ecuación: [3]

$$\emptyset_P = \emptyset_{PA} * \emptyset_{PB}$$

En donde:

\emptyset_{PA} : este valor depende de la irregularidad tipo 1, 2 y 3 que presente cada piso de la estructura.

\emptyset_{PB} : este valor se refiere a la irregularidad 4 de la tabla 13 Coeficientes de irregularidad en planta.

- IRREGULARIDAD TIPO 1: Torsional

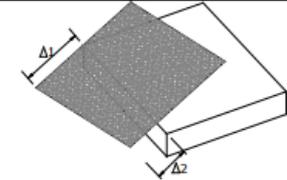
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que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

Fig. 3. 14: Coeficientes de irregularidad en planta.[3]

Para el análisis de este caso, en la siguiente tabla se visualiza las derivas máximas de piso del Bloque 1:

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift m	Avg Drift m	Ratio
Story2	SX	X	0,008883	0,00706	1,258
Story2	SY	Y	0,00888	0,008632	1,029
Story2	SH Max	X	0,011464	0,008354	1,372
Story2	SH Max	Y	0,009397	0,008876	1,059
Story1	SX	X	0,006813	0,006294	1,083
Story1	SY	Y	0,00679	0,006033	1,126
Story1	SH Max	X	0,007218	0,006042	1,195
Story1	SH Max	Y	0,006125	0,005674	1,079

Tabla 3. 7: Derivas de piso del Bloque 1.

Entonces,

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

$$0.014229 > 1.2 \frac{(0,008883 + 0,006813)}{2}$$

$$0.014229 > 0.0094176$$

$$\phi_{pi} = 0.90$$

Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift (m)	Avg Drift (m)	Ratio
Story3	SX	X	0,004553	0,003888	1,171
Story3	SX	Y	0,003698	0,003048	1,213
Story3	SY	X	0,003252	0,002818	1,154
Story3	SH Max	X	0,002345	0,002008	1,168
Story3	SH Max	Y	0,009854	0,00891	1,106

Story2	SX	X	0,002057	0,000941	2,186
Story2	SX	Y	0,002535	0,001052	2,408
Story2	SY	Y	0,006796	0,004507	1,508
Story2	SH Max	X	0,006525	0,005893	1,107
Story2	SH Max	Y	0,00527	0,003344	1,576
Story1	SX	X	0,008793	0,006922	1,27
Story1	SY	X	0,001504	0,000615	2,446
Story1	SY	Y	0,006003	0,003904	1,538
Story1	SH Max	X	0,005824	0,004536	1,284
Story1	SH Max	Y	0,004469	0,002761	1,619

Tabla 3. 8: Derivas de piso del Bloque 2.

Entonces,

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$$

$$0.009017 > 1.2 \frac{(0,002057 + 0,008793)}{2}$$

$$0.014229 > 0.00651$$

$$\phi_{pi} = 0.90$$

- IRREGULARIDAD TIPO 2: Retrocesos Excesivos en las Esquinas

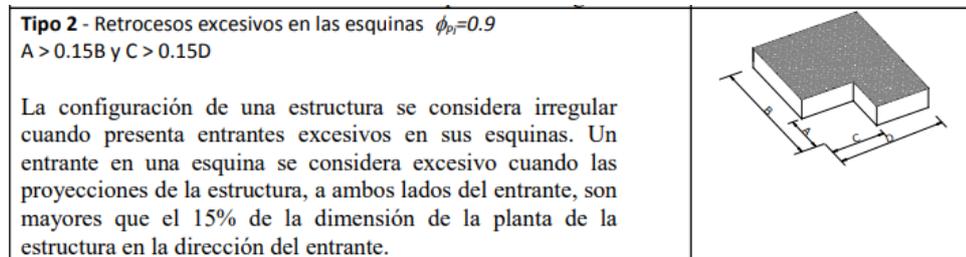


Fig. 3. 15: Coeficientes de irregularidad en planta.[3]

En la figura 3.16 se denota que existe irregularidad en planta del bloque 1, debido a los retrocesos en los ejes 1F, 2F, 3F y 3G.

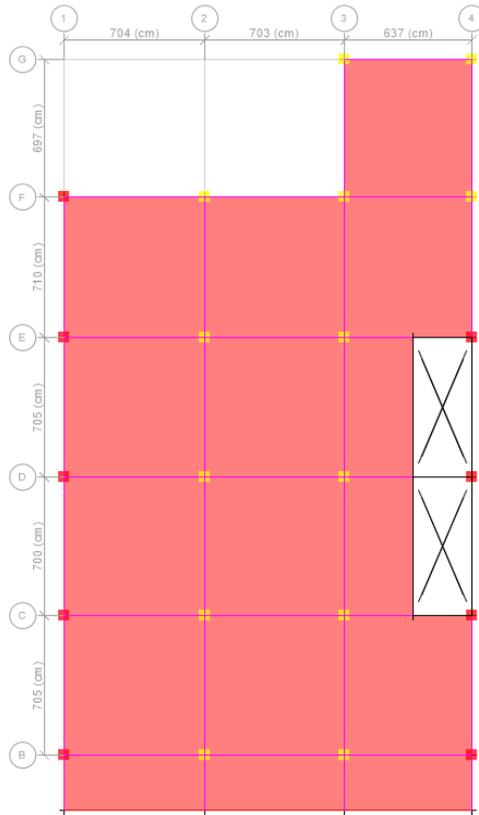


Fig. 3. 16: Vista en planta del bloque 1, N+4.32.

Entonces,

Eje	Longitud	Unidad
B	37.97	m
A	6.97	m
C	14.07	m
D	20.44	m

Tabla 3. 9: Parámetros del Bloque 1 para evaluar la irregularidad en planta tipo 2.

$$A > 0.15B$$

$$6.97m > 0.15(37.97)$$

$$6.97m > 5.70$$

$$C > 0.15D$$

$$14.07m > 0.15(20.44)$$

$$6.97m > 3.07$$

$$\phi_{pi} = 0.90$$

En la figura 3.17 se observa que existe irregularidad en planta del bloque 1, debido a los retrocesos en los ejes 4'B, 5B, 6B, 7B, 8B y 8A.

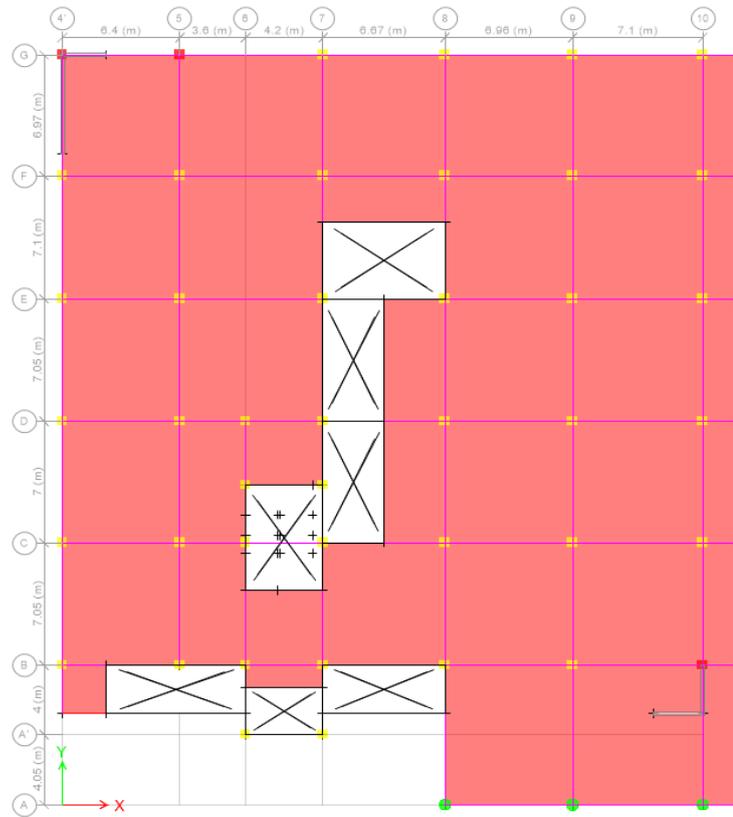


Fig. 3. 17: Vista en planta del bloque 2, N+4.32.

Entonces,

Eje	Longitud	Unidad
B	43.22	m
A	5.27	m
C	20.87	m
D	36.70	m

Tabla 3. 10: Parámetros del Bloque 2 para evaluar la irregularidad en planta tipo 1.

$$A > 0.15B$$

$$5.27m > 0.15(43.22)$$

$$6.97m > 6.48$$

$$C > 0.15D$$

$$20.87m > 0.15(36.70)$$

$$6.97m > 5.51$$

$$\phi_{pi} = 0.90$$

En la figura 3.17 se observa que existe irregularidad en planta del bloque 2, debido a los retrocesos en los ejes 4'B, 5B, 6B, 7B, 8B y 8A.

- IRREGULARIDAD TIPO 4: Ejes estructurales no paralelos

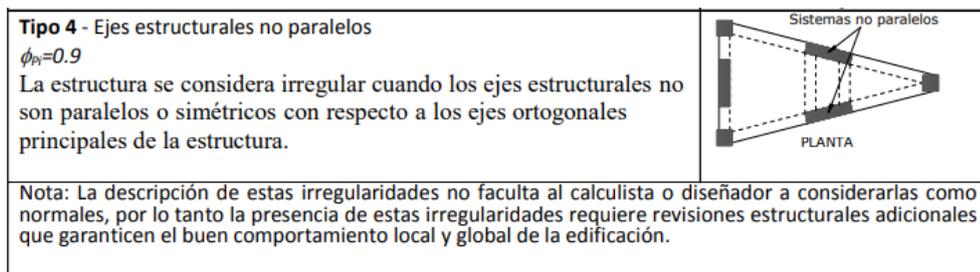


Fig. 3. 18: Coeficientes de irregularidad en planta.[3]

Como se observó en las figuras 3.16 y 3.17, no existe irregularidad tipo 4 tanto para el bloque 1 como para el bloque 2, puesto que sus ejes principales son paralelos respecto a los ejes ortogonales.

Entonces,

$$\phi_{pi} = 1.00$$

Finalmente, después de la verificación realizada en el bloque 1 y 2, tenemos:

$$\phi_P = \phi_{PA} * \phi_{PB}$$

$$\phi_P = 0.90 * 1.00$$

$$\phi_P = 0.90$$

- **Irregularidad en elevación**

Para establecer el coeficiente de regularidad en elevación ϕ_E , el código NEC-SE-DS establece que este coeficiente es el producto de un coeficiente ϕ_{EA} que depende de la irregularidad tipo 1 por el coeficiente ϕ_{EB} que corresponde a la irregularidad tipo 2 y/o 3 de la tabla 3.19 correspondiente a los coeficientes de irregularidad en elevación.
 [3]

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB}$$

En donde:

ϕ_{EA} : este valor depende de la irregularidad tipo 1, que indiquen los pisos de la estructura.

ϕ_{EB} : este valor se refiere a la irregularidad tipo 2 y 3 de la figura 3.19 pertenecientes a los coeficientes de irregularidad en elevación.

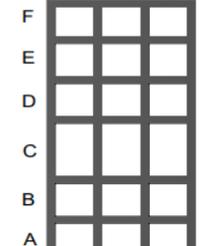
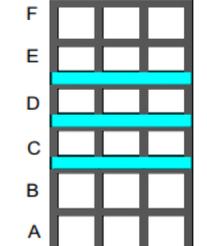
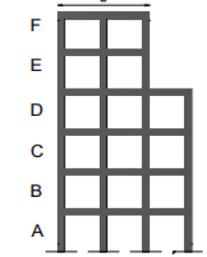
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{EI}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{EI}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{EI}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

Fig. 3. 19: Coeficientes de irregularidad en elevación.[3]

En cuanto a la irregularidad en elevación del bloque 1, se puede observar en la figura 3.20, que presentan dos losas de cubiertas los niveles N+4.32 y N+8.64, sin embargo, para este análisis se deben excluir los altillos de cubierta, entonces, no existen las irregularidades tipo 1, 2 y 3.

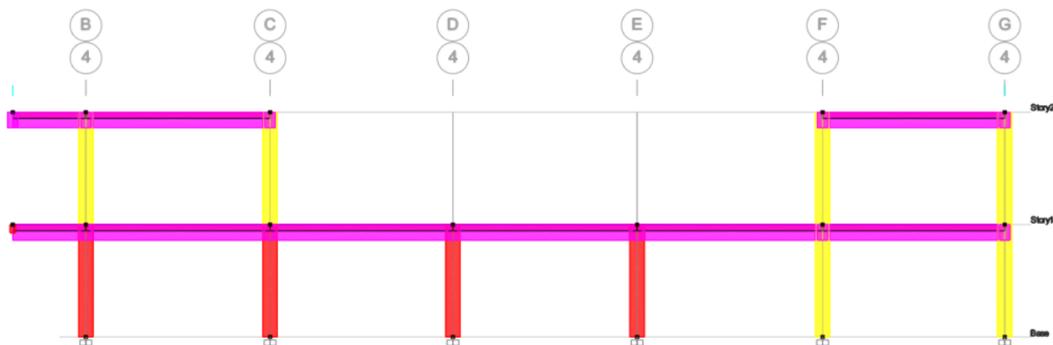


Fig. 3. 20: Corte del bloque 1 – Eje D.

Entonces:

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB}$$

$$\phi_E = 1 * 1$$

$$\phi_E = 1$$

Para el caso del bloque 2, se visualiza en la figura 3.21 que está compuesto por 3 losas ubicadas en los niveles N+4.32, N+8.64 y N+12.09, denotándose que los dos últimos niveles son cubiertas.

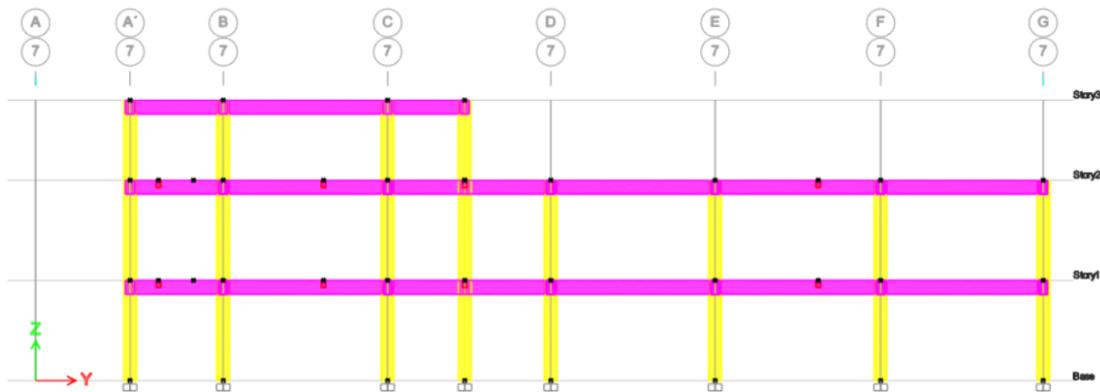


Fig. 3. 21: Corte del bloque 2 – Eje 7.

En la determinación de la irregularidad tipo 1, que se refiere al piso flexible de la edificación, se procede a realizar el análisis en la siguiente tabla:

Nro. Piso	Load Case	Rigidez X (ton/m)	Rigidez X al 70% (ton/m)	Observación
3	SH	11756.859	8229.80	Cubierta / No existe irregularidad
2	SH	55143.486	38600.44	No existe irregularidad
1	SH	112092.429	78464.70	

Tabla 3. 11: Parámetros del Bloque 2 para evaluar la irregularidad en elevación tipo 1.

$$Rigidez K_c < 0.70 Rigidez K_D$$

$$112092.429 \frac{ton}{m} < 0.70 (55143.486)$$

$$112092.429 \frac{ton}{m} > 38600.44 \frac{ton}{m}$$

$$Rigidez K_c < 0.70 Rigidez K_D$$

$$55143.486 \frac{ton}{m} < 0.70 (11756.859)$$

$$55143.486 \frac{\text{ton}}{\text{m}} > 8229.80 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Entonces,

$$\phi_{EA} = 1.00$$

El bloque 2 también debe someterse a la revisión de irregularidad tipo 2 respecto a la distribución de masa, para lo cual es necesario verificar que los dos pisos presenten una masa mayor a 1,5 veces la masa de otro piso adyacente, a excepción del piso de cubierta debido a que es el más liviano.

Nro. Piso	Load Case	Masa (ton-s ² /m)	150% Masa (ton-s ² /m)	Observación
3	D1	9,39648	14.09	
2	D1	121,32611	181.99	No existe irregularidad
1	D1	166,2389	249.36	No existe irregularidad

Tabla 3. 12: Parámetros del Bloque 2 para evaluar la irregularidad en elevación tipo 2.

$$m_D > 1.50 m_C$$

$$121,32611 > 1.50(166,2389)$$

$$121,32611 < 249.36$$

$$m_D > 1.50 m_C$$

$$9,39648 > 1.50(121,32611)$$

$$9,39648 < 181.99$$

Entonces,

$$\phi_{EB} = 1.00$$

Finalmente, para el análisis de la irregularidad tipo 3 respecto a la irregularidad geométrica, en donde se determina que no existe dicha irregularidad porque se exceptúan de este análisis las cubiertas.

Entonces,

$$\phi_{EB} = 1.00$$

En conclusión, después de la revisión del bloque 2, tenemos que no existe irregularidades en elevación:

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB}$$

$$\phi_E = 1 * 1$$

$$\phi_E = 1$$

3.1.11. Espectro de diseño de Aceleraciones

Se define como la respuesta de la estructura ante los eventos sísmicos, para el cual se debe considerar las condiciones del sitio donde se ubica la edificación como el aspecto geológico, tectónico y sismológico, además del tipo del suelo; todos estos parámetros están sugeridos por el código NEC-SE-DS. [3]

Parámetro	Variable	Valor	Unidad
Factor de importancia	I	1.50	N/A
Factor de reducción de respuesta	R	6	N/A
Zonificación Sísmica	III	-	N/A
Región	Oriente	-	N/A
Factor de aceleración de la zona sísmica	Z	0.30	N/A
Relación de amplificación espectral	n	2.60	N/A
Coefficiente que depende del tipo de edificio Ct	Ct	0.055	N/A
Altura máxima de la edificación	hn	12.09	m
Coefficiente para cálculo del periodo	α	0.75	N/A
Tipo de Suelo	-	E	-
Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto	Fa	1.25	N/A
Coefficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd	1.70	N/A
Coefficiente de comportamiento no lineal de los suelos	Fs	1.70	N/A
Factor de irregularidad en planta	Φp	0.90	N/A
Factor de irregularidad en elevación	Φe	1.00	N/A
Factor asociado al periodo de retorno	r	1.50	N/A
Aceleración de la gravedad	g	9.81	m/s ²
Período de la estructura del bloque 1	Ta	0.338	seg.
Período de la estructura del bloque 2	Ta	0.438	seg.
Periodo Límite en T=To	To	0.23	seg.
Periodo Límite en T=Tc	Tc	1.27	seg.
Aceleración en T=0	Sa0	0.375	seg.
Aceleración en T=To	Sa	0.975	seg.
Aceleración en T=Ta	Sa (Ta)	0.975	seg.

Tabla 3. 13: Parámetros para la determinación del espectro de diseño de aceleraciones.

Entonces, en la figura 3.22 se aprecia el espectro inelástico y elástico de diseño de aceleraciones para el bloque 1 y 2.

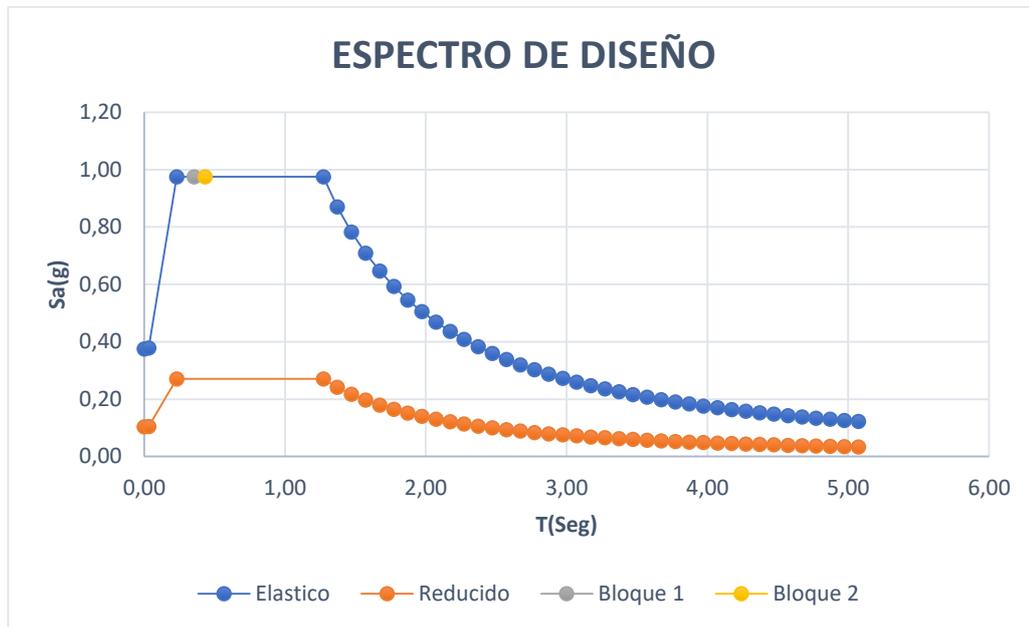


Fig. 3. 22: Espectro de diseño de aceleraciones. [3]

3.1.12. Combinaciones de carga

De igual manera, en este apartado se adoptará los lineamientos definidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), en donde se recomienda las 7 combinaciones de cargas incrementadas considerando los efectos más desfavorables para la estructura. [23]

1. 1.4 D
2. 1.2 D + 1.6 L + 0.5 máx (Lr; S; R)
3. 1.2 D + 1.6 máx (Lr; S; R) + máx (L; 05W)
4. 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 máx (Lr; S; R)
5. 1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
6. 0.9 D + 1.0 W
7. 0.9 D + 1.0 E

3.2. Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica

3.2.1. Evaluación del riesgo sísmico

Los estudios de riesgo sísmico a partir de la observación y el análisis de los daños ocasionados por sismos se han incrementado de forma considerable en los últimos años. El riesgo sísmico está enmarcado dentro de los siguientes conceptos. [10]

- Peligrosidad sísmica:

Representa la probabilidad de ocurrencia, en un período determinado de tiempo y en un área específica, de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad específica. [10]

Es la amenaza atribuida a fenómenos naturales tales como terremotos, huracanes, erupciones volcánicas y más. Estos fenómenos provocan movimientos en la tierra generando la falla propia del terreno y la deformación de las placas tectónicas, lo que causaría la licuefacción del suelo, con esto se pueden provocar pérdidas económicas, daños totales o parciales en las estructuras, pérdidas humanas y un negativo impacto social. [25]

El peligro sísmico se mide en los periodos de retorno de las intensidades sísmicas, al hablar de intensidad, refiere a la velocidad, el desplazamiento del suelo y la aceleración. [25]

- Vulnerabilidad sísmica:

Es el grado de daño de un elemento en peligro debido a la ocurrencia de un fenómeno natural de cualquier magnitud y esta se puede representar en una escala desde 0 la cual representa la no existencia de daños, hasta 1 la misma que expresa una pérdida total o se puede representar en cualquier otra escala proporcional a ésta, es decir, una estructura puede encontrarse en estado vulnerable pero no estará en riesgo al no localizarse en un sitio que presente frecuente peligrosidad sísmica. [26]

Puede referirse a una sola estructura o un grupo de estructuras, se define como la categoría de daño por la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad determinada. [10]

- **Riesgo sísmico específico:**

Representa la probabilidad de que una estructura o grupo de estructuras que se encuentran en riesgo, sufran uno o varios grados de daño durante un tiempo de exposición determinado. [10]

- **Riesgo sísmico:**

Está definido como el grado esperado de pérdidas sufridas por una estructura o un grupo de estructuras en riesgo, durante el período de exposición considerado. [10]

Considerando lo expuesto, entonces el riesgo sísmico se puede representar como:

$$Riesgo = Peligro * Vulnerabilidad$$

Para el desarrollo de la evaluación del riesgo total, se toma en cuenta la siguiente fórmula: [25]

$$Riesgo = Reducción del riesgo * Peligro * Vulnerabilidad \\ * Elementos en riesgo$$

3.2.2. Vulnerabilidad

La vulnerabilidad representa la predisposición intrínseca del edificio a verse afectado y a sufrir daños como consecuencia de la ocurrencia de un evento sísmico de determinada severidad. Los principales objetivos de un análisis de vulnerabilidad a gran escala (como la de una ciudad) son: conocer el impacto de un terremoto en los grupos de edificios de la zona, planificar intervenciones preventivas para mitigación del riesgo sísmico y ayudar a la gestión de la emergencia después de un terremoto importante. [27]

El objetivo de los estudios de vulnerabilidad sísmica es establecer el daño esperado en una estructura, grupo de estructuras o en toda una zona urbana, en caso de llegar a ocurrir un sismo de características determinadas. Una vez que se conoce el daño esperado, se pueden buscar alternativas para disminuirlo con el fin de reducir las pérdidas que podrían ocasionar futuros eventos sísmicos. [10]

Entonces, la definición de vulnerabilidad comprende el nivel de daño que sufre una estructura por un evento sísmico de una intensidad determinada. Una estructura puede

ser calificada como vulnerable, sin embargo, eso no significa que está en riesgo si es que no se encuentra en un lugar de alta peligrosidad sísmica. Es importante mencionar que la vulnerabilidad sísmica se divide en tres clases: vulnerabilidad estructural, vulnerabilidad no estructural y vulnerabilidad funcional. [28]

- **Vulnerabilidad no estructural**

La vulnerabilidad no estructural refiere a todos los elementos que no forman parte de la estructura resistente de una edificación, y que de ocurrir un sismo no se vería comprometida la estructura en su totalidad, no obstante, se verían afectados los componentes arquitectónicos como son: mampostería, ventanas, puertas, lámparas luminarias, entre otros; y otros componentes electromecánicos entre ellos: equipos, instalaciones, ductos, canales, conexiones, etc. [25]

Para el caso de las edificaciones esenciales, las afectaciones por vulnerabilidad no estructural presentan un grave problema puesto que de darse el caso se presentarían cuantiosos daños, la interrupción de servicios y evacuación de los pacientes. [25]

Estos elementos no estructurales tienden a ser los primeros en verse afectados al momento de un sismo, del mismo modo son de gran importancia al ser indispensables para el correcto funcionamiento del hospital. [25]

- **Vulnerabilidad estructural**

La vulnerabilidad estructural refiere a todos los elementos estructurales que han sufrido afectaciones al momento de ocurrido un sismo, los daños se presentan principalmente en elementos que conforman el sistema resistente de la edificación, estos son: columnas, vigas, losas, muros, cimentaciones y por lo tanto son los que más se toman en cuenta al momento de una evaluación sísmica por temor de deceso de la edificación. [25]

El nivel de daño en la estructura está relacionado con la calidad de los materiales utilizados, las cargas que actúan al momento del sismo, las características de los elementos estructurales, entre otros. [25]

- **Métodos para evaluar la vulnerabilidad**

Cuando se evalúa la vulnerabilidad sísmica de edificios es importante establecer, en primer lugar, los objetivos del proyecto, para posteriormente elegir la estrategia más adecuada y las herramientas que se requieren para realizar la evaluación de los edificios y cumplir estos objetivos. Así también, es necesario comprender la diferencia entre los enfoques detallados que se utilizan para edificios individuales y los métodos más eficaces para el análisis a mayor escala de grupos de estructuras. Para edificios individuales, la utilización de una metodología más detallada implica una evaluación con un grado considerable de confiabilidad y con un nivel de información más profundo de la estructura analizada; pero, al aumentar el número de edificios y considerar una amplia zona de evaluación se incrementan los recursos y la cantidad de información necesaria, por lo que se requieren herramientas de inspección y registro menos sofisticadas. Las metodologías de información deben basarse en ciertos parámetros, algunos de carácter empírico basados en el conocimiento de los efectos de terremotos pasados, pero también en el análisis estadístico. [1], [29]

De esta manera, para el presente trabajo investigativo se emplea como métodos de evaluación de vulnerabilidad las metodologías propuestas en la NEC 2015, FEMA P – 154 y FUNVISIS.

3.2.3. Metodología NEC 2015

La metodología de evaluación de la vulnerabilidad estructural NEC 15 es una serie de lineamientos y reglas para identificar las edificaciones más vulnerables frente a eventos sísmicos mediante el cálculo del índice de vulnerabilidad que posee la estructura a ser evaluada.

El objetivo principal de esta evaluación es identificar las edificaciones más vulnerables frente a eventos sísmicos, que requieren otro tipo de estudio más detallado. El resultado de esto también podrá servir para: implementar programas de mitigación de riesgos para una región delimitada, inventario de edificaciones según su uso, etc. Este manual para el uso del formulario de evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones se centra en tres actividades principales: planificación, recopilación de datos (formulario) e interpretación. [30]

Esta evaluación visual rápida de peligro sísmico para edificaciones, está basada en FEMA P-154, el cual fue desarrollado para que profesionales de la construcción evalúen a las construcciones existentes y las clasifiquen en tres categorías: edificios con baja vulnerabilidad en cuanto a daños y seguridad de los ocupantes frente a un sismo, los que presentan una vulnerabilidad media, que estarían dentro de los parámetros aceptables y los que tienen una vulnerabilidad alta, los cuales necesitan un estudio más detallado, realizado por un ingeniero experto en diseño estructural. [30]

Para la recopilación de datos se usará un formulario, que se lo llena mientras se hace la visita de campo, mismo que está estructurado para que sea llenado de manera progresiva, empezando por colocar la información de la edificación en estudio, seguido de los datos del profesional a cargo de la evaluación, para luego comenzar con la caracterización de la edificación.

Esta evaluación visual rápida de vulnerabilidad frente a un evento sísmico, supone que el profesional a cargo será capaz de determinar el sistema estructural de la edificación en estudio. Lo más probable es que la tipología estructural no se pueda determinar en la etapa de planificación, antes de la visita de campo. Los subsuelos, en el caso de edificios, son los mejores sitios para reconocer un sistema estructural. Si por algún motivo, no se puede determinar la tipología de la estructura, y el acceso a la edificación es imposible, el evaluador deberá eliminar aquellos sistemas estructurales que sean imposibles para la estructura en estudio y calificar las posibles opciones que quedan. El resultado final, S, que se considere será el de menor valor. Los tipos de estructuras que se presentan en la mayoría del territorio ecuatoriano se los ha dividido en 13 grupos para este sistema de evaluación y se los presenta a continuación con sus respectivos códigos. [30]

Luego se identifican los modificadores, que son factores que afectan significativamente el rendimiento de la edificación en estudio. Cada uno de estos modificadores tienen un valor y dependen del tipo de estructura. Si un modificador no aplica a un determinado tipo de sistema estructural, el valor se representa con N/A que indica no aplicable. [30]

En la clasificación de los modificadores se evalúan los siguientes parámetros:

- Altura de la edificación
- Irregularidad de la edificación

- Código de la construcción
- Tipo de suelo

Cada modificador cuenta con una calificación, la cual estará acorde a la tipología de la estructura, alcanzándose un puntaje final. Este puntaje comprende la suma y/o resta de los valores de los modificadores.

Una vez obtenido el puntaje final S, el evaluador marca con una X o visto el grado de vulnerabilidad de la estructura. Si S es mayor a 2.5 se considera que la estructura tiene una vulnerabilidad baja, si resultado S esta entre 2 y 2.5 se considera una edificación de vulnerabilidad media y si el puntaje final S es menor a 2, entonces será una estructura de alta vulnerabilidad y requerirá una evaluación especial, realizado por un ingeniero experto en diseño estructural. Fundamentalmente, el puntaje final S, es una estimación o probabilidad de que la edificación colapsará si se produce un evento sísmico. [30]

3.2.4. Metodología FEMA P – 154

Esta metodología es recomendada para la detección visual rápida de edificios con riesgos sísmicos potenciales, mismos que son determinados mediante la aplicación de formularios que describen las características técnicas de las estructuras con la finalidad de identificar el índice de vulnerabilidad especificado.

La FEMA también pone a nuestra consideración una guía de evaluación visual rápida para la obtención de la vulnerabilidad de las estructuras la cual consta de dos niveles, en el primer nivel se obtiene el tipo de estructura e irregularidades que puede presentar, y en el segundo nivel se realiza un análisis más detallado de la edificación, cada nivel presenta puntuaciones finales que deben ser computadas para determinar el índice de vulnerabilidad. [12]

El método cualitativo FEMA P-154 para efectuar análisis de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones, está direccionado para ser aplicado sin realizar cálculos de análisis estructural. Este procedimiento registra datos relacionados a la edificación de acuerdo a la sismicidad, mostrando como resultado una puntuación que establecerá si se requiere una evaluación más detallada. [31]

El procedimiento de detección visual rápida conocida también por sus siglas en inglés como RVS constituye un método desarrollado para identificar, inventariar y examinar los edificios que son potencialmente peligrosos (punto de vista sísmico). Se debe determinar, como primer paso, el tipo de edificio señalando el material de construcción y el sistema primario de resistencia a la fuerza sísmica; así también se identificarán aquellas características del edificio que cambian su comportamiento sísmico esperado de conformidad a la tipología de la estructura. [4]

Para realizar la recopilación de datos en campo y llenar el formulario, el primer paso es identificar el sistema primario estructura de resistencia a la fuerza sísmica y los materiales estructurales del edificio. En el formulario se tiene las puntuaciones básicas para distintas clases de edificios y el evaluador selecciona (encerrando en un círculo) lo que corresponde siendo posible cambiar la puntuación de acuerdo a los modificadores, que tienen que ver con propiedades de rendimiento observables y que deben sumarse o restarse al puntaje básico para obtener un puntaje final. [4]

Usando el formulario opcional es posible incluir información sobre la estructura mucho más detallada y así se podrá ajustar la puntuación con otros modificadores. Tanto las puntuaciones básicas como los modificadores de puntuación y las puntuaciones finales obtenidas corresponden a la probabilidad de colapso de un edificio ante la ocurrencia de un sismo raro, es decir, un movimiento de suelo equivalente al sismo máximo considerado (MCE), el cual se usa en la actualidad en las normativas a nivel nacional de diseño y evaluación para edificaciones existentes. Las puntuaciones finales varían entre 0 y 7, en donde los mayores valores indican un mejor desempeño sísmico esperado y por lo tanto una menor probabilidad de colapso. [4]

En cuanto a los valores de puntuación y modificadores, la tercera edición de FEMA P-154 realiza varios cambios, en comparación con ediciones anteriores, alrededor de algunos aspectos, incluyendo las regiones de sismicidad en donde se tiene un total de cinco regiones para Estados Unidos: baja, moderada y alta (que se subdivide para mostrar una mayor precisión en alta y muy alta); el tipo de suelo se basa en el promedio de las puntuaciones básicas entre los suelos C y D con modificadores para ajustar este tipo de suelo al B y E. Los modificadores para irregularidades en planta y elevación se determinaron por medio de un procedimiento desarrollado por la Oficina de

Planificación y Desarrollo de la Salud del Estado de California (OSHPD) que puede usarse para calcular la probabilidad de colapso de los edificios considerando este tipo de irregularidades. [4]

Los modificadores de puntuación fueron determinados calculando la probabilidad de colapso dada la condición, por ejemplo: irregularidad en planta, pre-código; la probabilidad de colapso se convirtió en una puntuación equivalente y el modificador se obtuvo restando la puntuación básica de la puntuación equivalente. [4]

Para este caso en estudio, se inicia con la identificación de la región de sismicidad para la provincia de Pastaza, y para ello acudimos al mapa interactivo de peligro sísmico para el Ecuador del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, en donde se establece que la ciudad de Puyo cuenta con el siguiente espectro de respuesta de amenaza uniforme para un periodo de retorno de 2475 años. [32]

Periodo	Media[g]	Q 16[g]	Q 50[g]	Q 84[g]
0,00	0,83	0,68	0,82	1,00
0,05	1,28	1,06	1,28	1,47
0,07	1,63	1,39	1,64	1,90
0,10	2,07	1,69	2,07	2,13
0,20	1,97	1,63	1,90	2,13
0,50	1,02	0,79	0,97	1,33
1,00	0,52	0,40	0,49	0,62
2,00	0,25	0,18	0,24	0,29

Tabla 3. 14: Espectro de respuesta de amenaza uniforme para un periodo de retorno de 2475 años para la ciudad de Puyo, Pastaza. [32]

Con los datos descritos en la tabla anterior, se procedió a graficar para determinar la región sísmica según la metodología FEMA P-154, como se visualiza en la siguiente figura:

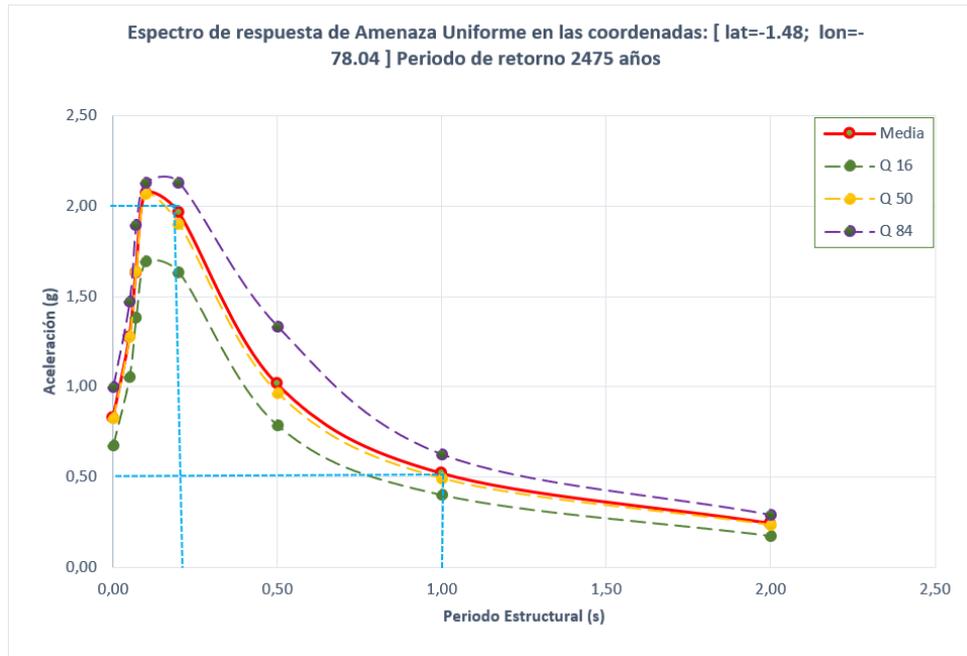


Fig. 3. 23: Espectro de respuesta de amenaza uniforme para un periodo de retorno de 2475 años para la ciudad de Puyo, Pastaza.

Para el periodo de 0.20 segundos se tiene un espectro de respuesta de 2.00 gravedad, dando como resultado una calificación de muy alta sismicidad; mientras que para un periodo de 1.00 segundo se alcanza 0.50 gravedad, ubicándose como zona de alta sismicidad; sin embargo, para este caso se optará por un criterio conservador, donde se escoge la región sísmica más crítica, la cual es muy alta sismicidad.

Table 2-2 Seismicity Region Determination from MCE_R Spectral Acceleration Response

Seismicity Region		Spectral Acceleration Response, S_s (short-period, or 0.2 seconds)	Spectral Acceleration Response, S_l (long-period, or 1.0 second)
Low	Low	less than 0.250g	less than 0.100g
Moderate	Moderate	greater than or equal to 0.250g but less than 0.500g	greater than or equal to 0.100g but less than 0.200g
Moderately High	Moderately High	greater than or equal to 0.500g but less than 1.000g	greater than or equal to 0.200g but less than 0.400g
High	High	greater than or equal to 1.000g but less than 1.500g	greater than or equal to 0.400g but less than 0.600g
Very High	Very High	greater than or equal to 1.500g	greater than or equal to 0.600g

Notes: g = acceleration of gravity in horizontal direction

Fig. 3. 24: Determinación de la región sísmica según la FEMA P-154.[4]

3.2.5. Metodología FUNVISIS

La metodología FUNVISIS detalla pautas para la determinación de los índices de vulnerabilidad estructural de la edificación a través de una inspección visual. Es aplicable tanto a edificaciones formales, diseñadas y construidas atendiendo a las normas técnicas nacionales, como a edificaciones populares construidas sin el cumplimiento de tales normativas. [5]

Para el desarrollo de este método se contempla un formulario de inspección visual diseñado para la recolección de datos sobre las características sismorresistentes de una edificación. Al ser un método sencillo y de fácil aplicación se lo puede realizar en un gran número de estructuras, lo que lo hace muy útil para los programas de gestión integral que apuntan a la reducción del riesgo sísmico, ya sea en una ciudad o en un municipio del país. [33]

Esta metodología se presenta como un procedimiento para la asignación de índices de vulnerabilidad, riesgo y de priorización sísmica de un número de edificaciones existentes que pueden estar ubicadas en cualquier lugar, dichos índices se obtienen de una visita e inspección de corta duración a la edificación. El índice de priorización se calcula como el producto de los índices de amenaza, vulnerabilidad e importancia, el cual considera el uso del edificio y el número de ocupantes. [33]

- **Índices de priorización de edificaciones**

Para definir el índice de priorización se considera: la amenaza sísmica en el sitio, la vulnerabilidad de la estructura y la importancia de la edificación. [33]

El índice de priorización se calcula con la siguiente fórmula:

$$I_P = I_A * I_V * I_I$$

En donde,

I_P = índice de priorización

I_A = índice de amenaza

I_V = índice de vulnerabilidad

I_I = índice de importancia

- **Índice de amenaza**

En Venezuela para determinar los valores del índice de amenaza se consideraron dos aspectos: el valor de la aceleración del terreno en roca en las siete zonas sísmicas establecidas en la normativa COVENIN 2001 y los efectos topográficos que amplifican el índice de amenaza en un 10%. [33]

- **Índice de vulnerabilidad**

Mediante el cálculo del Índice de Vulnerabilidad se pretende determinar aquellas propiedades intrínsecas de la estructura que pueden influenciar para tener un comportamiento poco adecuado ante un evento sísmico. Para la definición de la vulnerabilidad se deben considerar: la antigüedad de la edificación, la tipología estructural, el número de pisos, la profundidad del depósito de suelo, su estado de conservación, la topografía del terreno y otros parámetros básicos de la edificación y de las paredes de relleno que ejercen una gran influencia en el comportamiento ante un sismo. [33]

- **Índice de vulnerabilidad asociado a la antigüedad I₁.** Considera la edad de la edificación y la normativa que se utilizó para su diseño, asignando un valor mayor de vulnerabilidad a que las construcciones que se diseñaron utilizando normativa más antigua puesto que su comportamiento ha mostrado que estas presentan menor resistencia, rigidez y capacidad para disipar energía. [33]
- **Índice de vulnerabilidad del tipo estructural I₂.** Se establecen 15 tipologías estructurales y se indica para cada uno un valor de vulnerabilidad, sin embargo, es importante resaltar que para edificaciones que presenten más de una tipología estructural se deberá considerar el valor del tipo preponderante o el mayor valor. Para determinar los valores de los índices, se tomó en cuenta que se debe castigar con un valor de vulnerabilidad más alto a aquellos sistemas que presentan una baja capacidad de disipación de energía y recompensar a los sistemas que son dúctiles y que tengan una alta resistencia y rigidez. [33]
- **Índice de Vulnerabilidad para las irregularidades I₃.** Mediante este parámetro es posible modificar la vulnerabilidad de una estructura asignando un mayor valor a aquellas que presentan irregularidades geométricas o deficiencias estructurales importantes que limitan un buen comportamiento sísmico. [33]

- **Índice de Vulnerabilidad asociado con la topografía y drenajes I5.** Este índice pretende mostrar escenarios de vulnerabilidad que pueden presentarse en estructuras que se han levantado en laderas y en su cercanía, por una falla potencial de estabilidad en taludes que no se han protegido con la construcción de muros de contención. Para elegir el valor de este índice se considera el ángulo de inclinación de la ladera θ , su altura H y la distancia D, es importante resaltar que la vulnerabilidad aumenta cuando la estructura se encuentra en sitio donde no existe drenaje de aguas. [33]
- **Índice de vulnerabilidad asociado con el grado de deterioro I6.** Este índice castiga a la estructura asignando un mayor valor de vulnerabilidad a aquellas que presentan patologías como corrosión del acero y agrietamiento estructural; es importante señalar que para el deterioro de la estructura debe seleccionar un único valor entre a y b; si se trata de una edificación mixta, es decir, de concreto y acero, se deberá elegir el mayor valor entre a y b. [33]

- **Índice de importancia**

Este índice busca integrar en el proceso de priorización el tipo de ocupación y cuántas personas estarán expuestas en caso de la ocurrencia de un terremoto. Deberá utilizarse valores mayores para estructuras esenciales, es decir aquellas que deben seguir operando luego de la ocurrencia de un evento sísmico, este es el caso de hospitales, centros de salud, escuelas que se usan como albergues, etc. Sin embargo, se reconocen también otro tipo de estructuras que, aunque tengan el mismo tipo de ocupación y el mismo grado de vulnerabilidad estructural, es posible que se den pérdidas diferentes si existe un cambio considerable según su número de ocupantes. [33]

- **Valoración del Índice de Riesgo**

El Índice de Riesgo de una estructura se calcula multiplicando los valores de los índices de amenaza y vulnerabilidad. Se establecen siete categorías de índices de riesgo que van desde Muy Bajo a Muy Elevado. [33]

- **Valoración del índice de priorización.**

El índice de priorización considera la amenaza sísmica del sitio, la vulnerabilidad de la edificación, el uso y el número de ocupantes, por lo tanto, es el resultado del producto del índice de amenaza, vulnerabilidad e importancia. [33]

Se establecen doce categorías para el índice de priorización desde P1 que se refiere a la prioridad máxima hasta P12 que indica una prioridad mínima. El objetivo de este índice es ordenar los resultados y diferenciar las edificaciones con el fin de elegir las que sean más críticas y que pasarán a otra etapa que incluye estudios más detallados que conducirán a tomar decisiones para reducir el riesgo sísmico. [33]

3.3. Interacción Suelo – Estructura

La interacción suelo – estructura es la metodología donde se analiza la influencia de la presencia de la estructura en el suelo de fundación cuando se expone ante cargas gravitacionales y cargas dinámicas.

Se evalúa la respuesta de sitio donde se recurre al uso de la vibración ambiental y posteriormente, mediante el método de Nakamura, se obtiene el periodo predominante del suelo necesario para estimar la relevancia del efecto de interacción suelo-estructura. [34]

Se obtiene el periodo predominante del suelo en base a la técnica de Nakamura con mediciones de vibración ambiental realizadas en el sitio, para determinar si existe una dependencia de las características de las señales de ruido registradas; esto, con el fin de determinar si el efecto de interacción suelo-estructura es de consideración en el lugar donde se construyó el edificio de la unidad nueva del Hospital Básico el Puyo. [34]

La valoración del efecto de interacción suelo-estructura se lo realiza también por medio de un software de diseño estructural, donde se consideran las articulaciones tipo resorte en la base de cimentación en lugar de articulaciones empotradas como si fuera la base infinitamente rígida. [34]

Los resortes elásticos se utilizan para modelar los grados de libertad en una articulación conectando la base al suelo. Las fuerzas de los resortes que actúan sobre las articulaciones están relacionadas con sus desplazamientos a partir de una matriz 6x6 simétrica conformada por los coeficientes de rigidez de los resortes. [34]

3.4. Ensayos no Destructivos en Hormigón

3.4.1. Esclerómetro

El ensayo con el esclerómetro se lo realiza por medio del golpe de un pistón sobre el elemento estructural con el objetivo de medir la fuerza de rebote, para estimar la resistencia del hormigón.

El método de ensayo permite obtener el número de rebote del hormigón endurecido usando un martillo de impacto equipo compuesto principalmente de: cuerpo externo, émbolo, martillo, y resorte. [35]

Para el procedimiento, primero, el émbolo se extiende hasta colocarlo en contacto con la superficie del hormigón, mientras un sistema de seguridad se activa en la parte superior del émbolo. Luego, el cuerpo externo del instrumento es presionado, manteniendo en contacto el embolo sobre la superficie del hormigón, todo esto para permitir que el resorte se extienda en conjunto con el martillo. [35]

Cuando el cuerpo del instrumento llega al tope de su carrera libera el seguro y deja que el martillo sea accionado por el resorte haciéndole que impacte sobre el área de parte superior del émbolo. Posteriormente, el impacto del martillo transmite parte de la energía a través del embolo a la superficie del hormigón para luego rebotar y dejar señalada en un indicador este rebote. [35]

- Equipos y materiales
 - Martillo
 - Flexómetro
 - Lápiz para marcar
 - Hojas de papel

3.4.2. Extracción de Núcleos

Este método de ensayo trata sobre la determinación de la resistencia a compresión de especímenes cilíndricos de concreto, tales como cilindros moldeados y núcleos perforados. [36]

Para la ejecución de este ensayo es necesario realizar la extracción de núcleos cilíndricos de concreto obtenidos de elementos estructurales existentes, para después

llevarlos a ser ensayados y encontrar la resistencia a la compresión del hormigón a partir de los especímenes extraídos.

En el área donde será extraído el núcleo se procede a retirar el recubrimiento, luego se identifica la distribución del acero de refuerzo para que al momento de la perforación no se atraviese alguna varilla. Inmediatamente se instala de forma perpendicular el taladro, se lo ajusta y se inicia el proceso de corte con la broca de punta de diamante; después de extraer los especímenes, se miden y se registran sus características.

Posteriormente, en el laboratorio, se preparan los especímenes para ser ensayados con la instalación de almohadillas de neopreno en los extremos para al momento de aplicarse una fuerza se determine la resistencia a la compresión del concreto. [37]

Antes de colocarse las almohadillas de neopreno se debe verificar que los cilindros no tengan grietas o desgastes considerables. También se debe verificar que el cilindro esté alineado en el eje central con la almohadilla, el retenedor y la cabeza de carga de la máquina de ensayo. [34]

Para la ejecución de este ensayo se tomó dos cilindros, uno en la columna D7 y otro de la losa; el cilindro extraído de la columna presentó 10.91 cm de altura, mientras que el cilindro de la losa 7.85 cm, los dos especímenes obtuvieron un diámetro de 4.40 cm.

- Equipos y materiales
 - Taladro
 - Brocas de punta de diamante
 - Marcador
 - Almohadillas de neopreno
 - Retenedores de almohadillas
 - Máquina de ensayo a compresión

3.4.3. Ensayo para la determinación del refuerzo de acero estructural de un elemento con Pachómetro

Este ensayo determina la ubicación de las barras de refuerzo por escaneo en la superficie de hormigón con una bobina eléctrica conectada a una fuente de corriente alterna y un indicador o medidor de corriente (ondas electromagnéticas de baja frecuencia).

El fin de este ensayo es encontrar la armadura del acero de refuerzo transversal y longitudinal, su distribución, diámetro y recubrimientos de los elementos estructurales como vigas y columnas, para verificar que se haya cumplido con lo plasmado en los planos.

Para iniciar con este ensayo, es necesario revisar que el pachómetro se encuentre funcional y con la suficiente batería para poder ejecutar el ensayo. Una vez encendido el equipo se procede a desplazar el equipo sobre la superficie del elemento como en este caso, sobre 9 columnas (B4, B4', C3, D3, D7, F9, G9 y G10) y una viga. Para encontrar el armado longitudinal, se coloca el pachómetro en posición vertical, mientras que para encontrar la armadura transversal se coloca en dirección horizontal.

- Equipos y materiales
 - Pachómetro
 - Flexómetro
 - Pilas doble A
 - Lápiz para marcar
 - Hojas de papel

3.5. Ensayos de Suelos

3.5.1. Ensayo de Sísmica de Refracción

La refracción sísmica es un ensayo no destructivo que se basa en evaluar las características geofísicas del suelo a través de la medición del tiempo de llegada de las ondas sísmicas (P y S) refractadas entre las estratificaciones del terreno con el objetivo de identificar el tipo de perfil del suelo. Según la norma ASTM D 5777, con este ensayo se obtiene los perfiles de las ondas de compresión del suelo en 30 m de profundidad (V_{s30}). [38]

El método de refracción sísmica se utiliza para asignar condiciones geológicas incluyendo la profundidad hasta la roca madre, o a la mesa de agua, estratigrafía, litología, estructura, y las fracturas o todos estos. La velocidad de la onda sísmica calculada está relacionada con las propiedades del material mecánicas. Por lo tanto, la caracterización del material (tipo de roca y el grado de la intemperie) se hace sobre la base de la velocidad sísmica y otra información geológica. [38]

En el procedimiento de este ensayo primero se debe definir la zona donde se lo va a realizar para luego establecer la línea de refracción, después se instala los geófonos con sus respectivos cables de conexión, posteriormente se coloca el sismógrafo en la mitad de la línea de refracción conectando con los cables al martillo y los geófonos.

Además, se instala la placa metálica entre la mitad de separación de los geófonos para ser golpeada con el martillo, generando las ondas que transmiten la señal y estas se registran en la unidad de adquisición de datos del sismógrafo, a este proceso se le denomina método activo.

Una vez completada la lectura de todos los golpes con el martillo, se realiza una medición pasiva con el mismo equipo para posteriormente acoplar ambas mediciones mediante el método combinado y finalmente obtener el Vs30.

El lugar donde se instaló el equipo para realizar este ensayo fue en la parte posterior de la unidad médica, lugar que cuenta con una superficie limpia y plana; donde inmediatamente se procedió a alinear y colocar 24 geófonos cada 5 m, alcanzando una línea de refracción total de 115 m de longitud.

- Equipos y materiales
 - Sismógrafo
 - Martillo
 - Geófonos
 - Placa de metal
 - Cable de geófonos
 - Cable de extensión del martillo

3.5.2. Ensayo para la determinación del Periodo de Vibración por el Método Nakamura

La metodología Nakamura sirve para determinar el periodo de vibración del suelo usando el software Sara, con el objeto de obtener el valor de frecuencia producida por el ruido ambiental, en donde encontrándose su inverso alcanza el periodo de vibración del suelo.

El método sísmico HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) o método Nakamura es una técnica sísmica pasiva que utiliza las vibraciones naturales presentes en la

naturaleza. El registro de estas vibraciones permite obtener la frecuencia de resonancia fundamental del suelo (o periodo fundamental). [39]

La técnica HVSR tiene un carácter no invasivo y se puede aplicar sin necesidad de realizar ningún tipo de perforación ni emplear fuentes de energía externa. Por lo tanto, es un método muy útil en ambientes urbanos altamente antropizados. [39]

Los registros sísmicos ambientales se caracterizan por leves vibraciones presentes en todas partes y que consiste principalmente en trenes de ondas superficiales (Rayleigh y Love), producidas por la interferencia de ondas P y S en las capas superficiales. Se originan por el viento, el oleaje del mar, la presión atmosférica y las altas frecuencias por fuentes de carácter antrópico (industria y tráfico). Se denomina método pasivo porque las vibraciones no se producen de forma artificial y controlada como en otros métodos sísmicos. [39]

Las vibraciones del ruido ambiental se registran en las tres componentes espaciales y el procesado consiste en estimar la relación entre los espectros de amplitud de Fourier de los componentes horizontales (H) y verticales (V). [39]

En este método se utiliza un sismómetro (velocímetro) triaxial de banda ancha para grabar el ruido sísmico ambiental. El registro de estas vibraciones permite obtener la frecuencia de resonancia fundamental del suelo (o periodo fundamental).

En el desarrollo de este ensayo se instaló el velocímetro en el suelo de la parte posterior a la edificación, al cual se conectó la computadora para registrar las vibraciones que presentaba el suelo.

- Equipos y materiales
 - Velocímetro triaxial amplificado
 - Brújula
 - Computadora

3.6. Propuestas de Reforzamiento Estructural

3.6.1. Reforzamiento con diagonales rigidizadoras de acero

Con la instalación de diagonales rigidizadoras de acero en los pórticos de hormigón se obtiene un sistema estructural combinado que es capaz de aumentar tanto la rigidez como la resistencia, además de permitir la disipación de energía. La funcionalidad de

este reforzamiento estructural consiste en mejorar la capacidad de soportar cargas laterales como los sismos y reducir la torsión en la estructura. [40]

Para corroborar el óptimo funcionamiento de este sistema de reforzamiento es necesario realizar el chequeo por pandeo de los elementos estructurales debido a las cargas de compresión que están sometidos.

La propuesta de reforzamiento estructural mediante diagonales de acero tipo V invertida, en el bloque 1, se ubicará en los pórticos 1, 4, B y G; en el pórtico 1 se instala desde el eje B al C, mientras que en el pórtico 4 se coloca desde el eje F al G.

De igual forma para el pórtico B, se instala desde el eje 1 al 2, y para el eje G, las diagonales se sitúan desde el eje 3 al 4. A continuación, en las figuras 3.25, 3.26, 3.27 y 3.28, se muestran los pórticos reforzados del bloque 1:

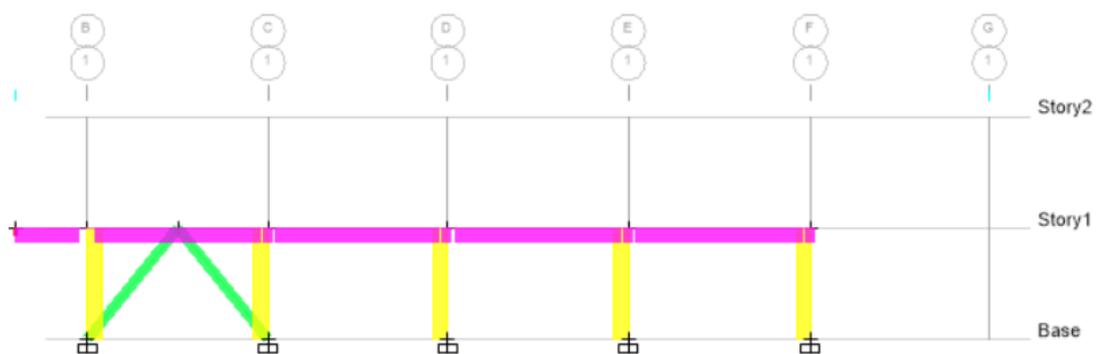


Fig. 3. 25: Ubicación de diagonales rigidizadoras de acero en el pórtico 1.

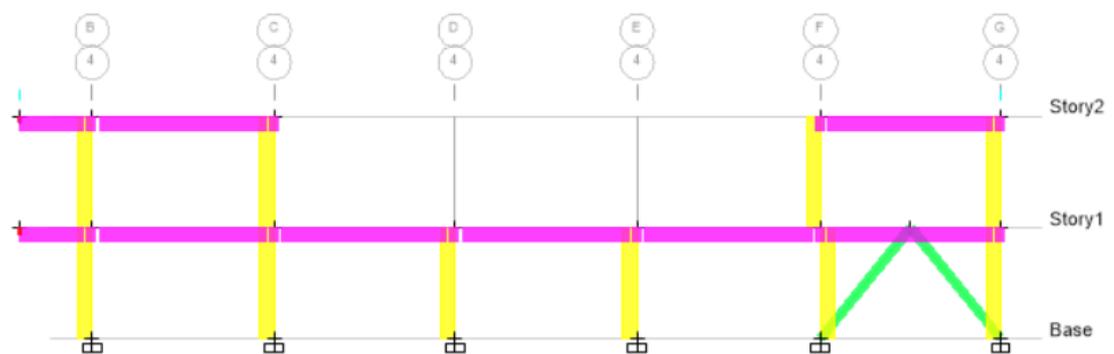


Fig. 3. 26: Ubicación de diagonales rigidizadoras de acero en el pórtico 4.

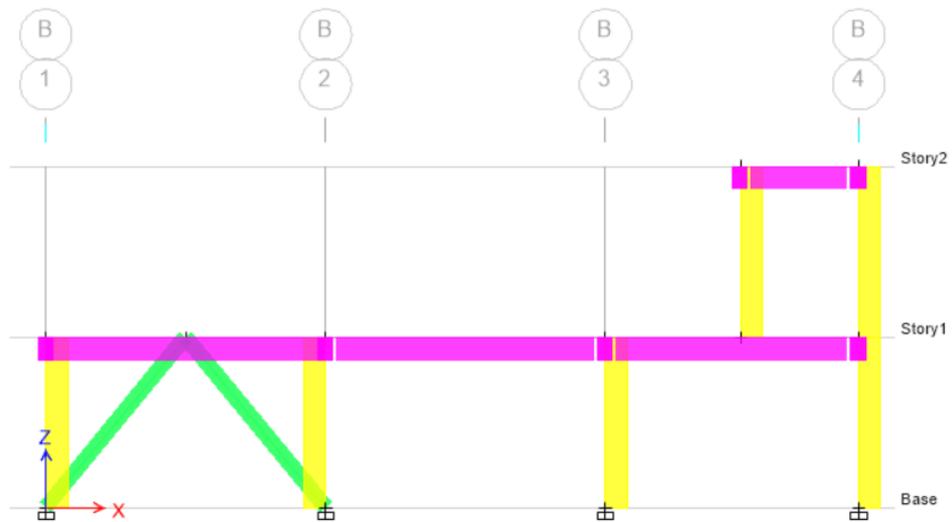


Fig. 3. 27: Ubicación de diagonales rigidizadoras de acero en el pórtico B.

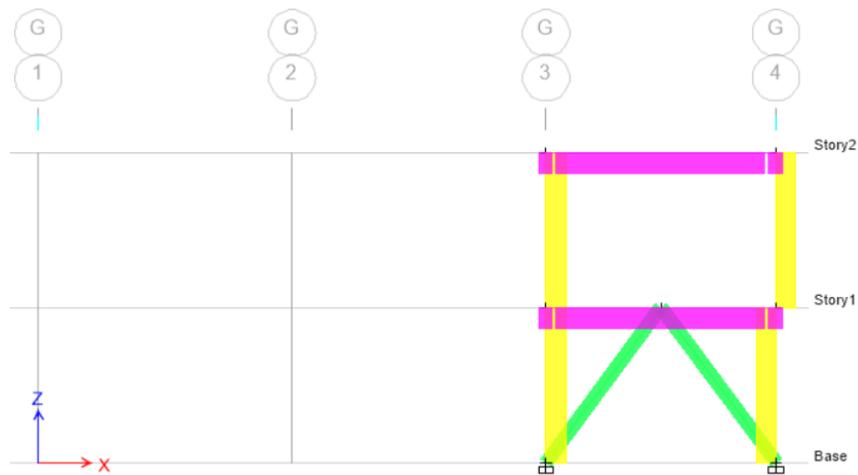


Fig. 3. 28: Ubicación de diagonales rigidizadoras de acero en el pórtico G.

Por otra parte, en el bloque 2, se presenta la misma propuesta de reforzamiento estructural con diagonales de acero tipo V invertida, localizadas en los pórticos 4', 10 y G; en el pórtico 4' se ubican diagonales en los dos pisos a lo largo del eje B hasta el eje D, y desde el eje E al F. Para el pórtico 10, de igual manera se instalan diagonales en los dos pisos, desde el eje B al D, y desde el eje E al G; mientras que en el pórtico G, las diagonales se colocan desde el muro de corte ubicado en el eje 4' hasta el eje 7, y, desde el eje 8 hasta el eje 10.

En las figuras 3.29, 3.30 y 3.31, se observa la ubicación de las diagonales rigidizadoras de acero en el bloque 2.

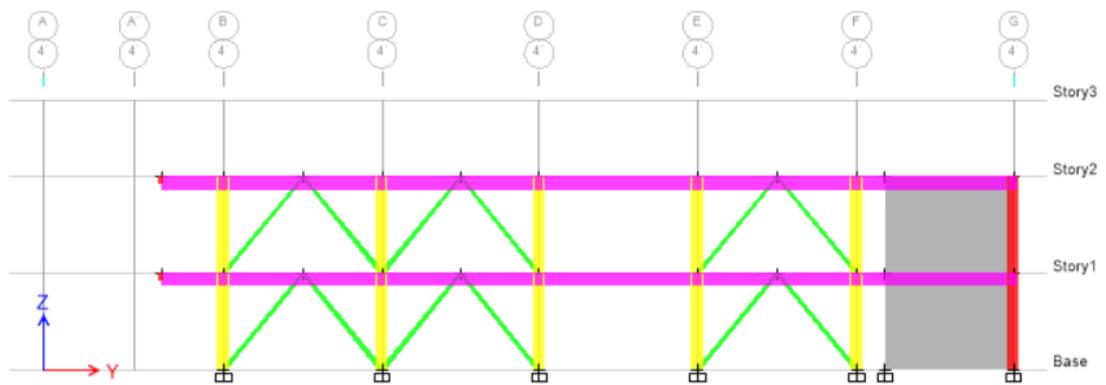


Fig. 3. 29: Ubicación de diagonales rigidizadoras de acero en el pórtico 4'.

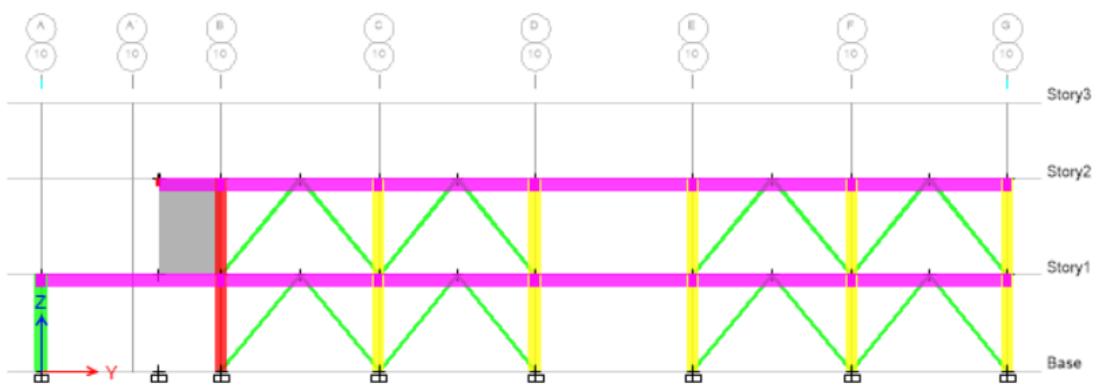


Fig. 3. 30: Ubicación de diagonales rigidizadoras de acero en el pórtico 10.

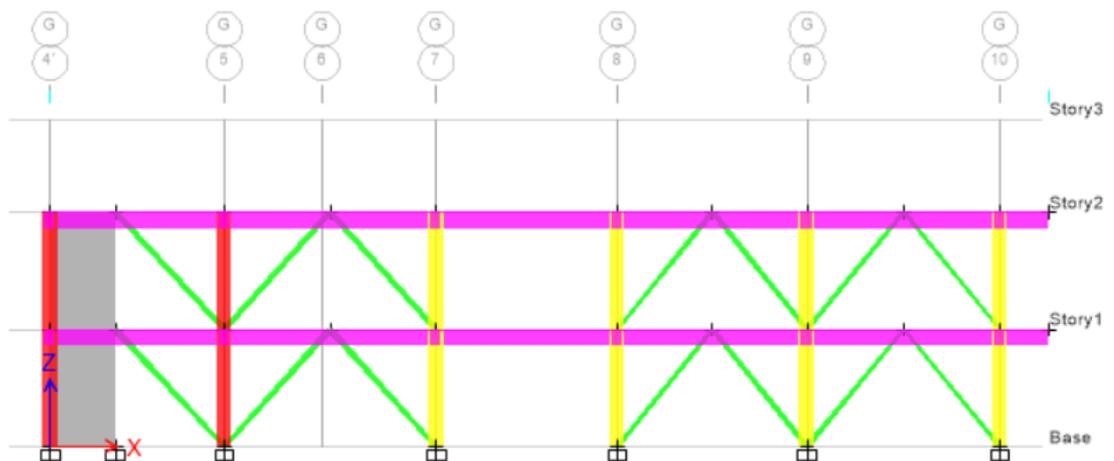


Fig. 3. 31. Ubicación de diagonales rigidizadoras de acero en el pórtico G.

La presente técnica de reforzamiento se conforma de la implementación de un marco de acero compuesto de dos pilares y una viga metálicos, también se incluye una placa

de acero de espesor de 12 mm, dos diagonales rigidizadoras de acero A50 y placas Gusset. [40]

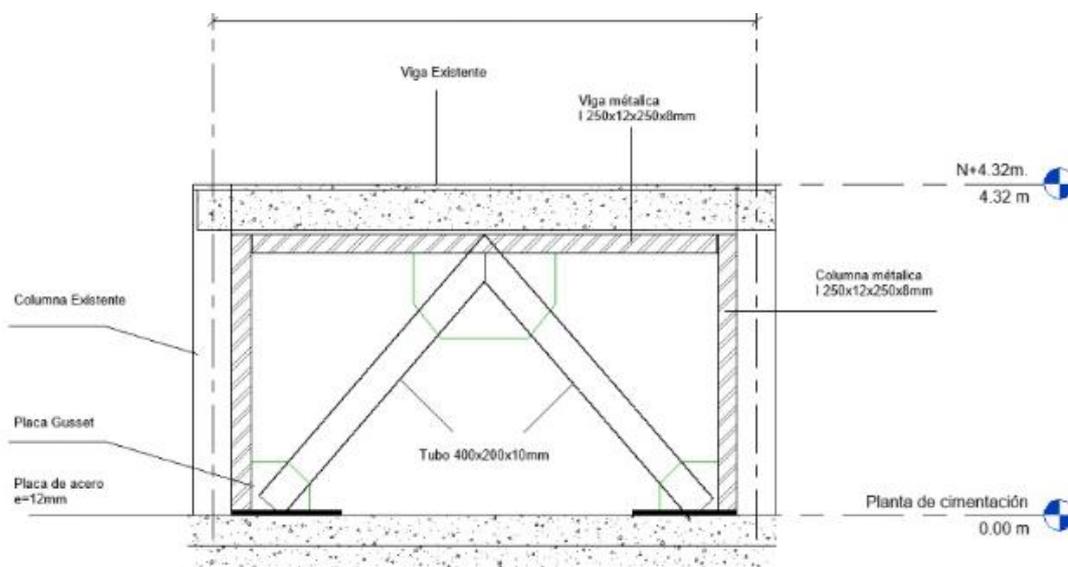


Fig. 3. 32: Esquema de reforzamiento con diagonales rigidizadoras de acero.

Este sistema de reforzamiento tiene como objetivo proveer un sistema resistente lateral dúctil y confiable. La configuración de los elementos proporciona rigidez lateral, torsional y al amortiguamiento, disminuyéndose los desplazamientos de la estructura. [40]

En las siguientes tablas se indica la geometría y propiedades mecánicas de los perfiles de las diagonales y marcos de acero que conforman el reforzamiento para los bloques 1 y 2:

Sección (mm)	Espesor (mm)	Área (cm ²)	Acero	Esfuerzo de fluencia (Fy)	Esfuerzo último (Fu)	Módulo de elasticidad
400 x 200	100	116	A50	3515 kg/ cm ²	4570 kg/ cm ²	2038901.92 kg/ cm ²

Tabla 3. 15: Geometría y propiedades del perfil para diagonal utilizado en el reforzamiento estructural

Sección (mm)	Espesor alas (mm)	Espesor alma (mm)	Área (cm ²)	Acero	Esfuerzo de fluencia (Fy)	Esfuerzo último (Fu)	Módulo de elasticidad (E)
I 250 x 250	12	8	78.10	A50	3515 kg/ cm ²	4570 kg/ cm ²	2038901.92 kg/ cm ²

Tabla 3. 16: Geometría y propiedades del perfil para marco de acero utilizado en el reforzamiento estructural

- **Diseño a compresión de las diagonales rigidizadoras**

Para el diseño a compresión de la diagonal se utiliza el mismo procedimiento y recomendaciones del diseño de columnas, lo que nos lleva a entender que la falla más representativa está ligada al pandeo. [12]

Es por ello que según la AISC 360 -16, se procede a realizar el chequeo a compresión de los perfiles rectangulares para las diagonales, donde obtenemos lo siguiente: [41]

- **Propiedades del perfil:**

$$Ag = 116 \text{ cm}^2$$

$$Ix = 24358.667 \text{ cm}^4$$

$$Iy = 8198.667 \text{ cm}^4$$

- **Chequeo esbeltez:**

$$b = B - 2 * t$$

$$\frac{b}{t} = 18 \text{ cm}$$

$$1.40 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 33.718$$

$$\frac{b}{t} < 1.40 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = \text{No esbelto}$$

$$h = H - 2 * t$$

$$\frac{b}{t} = 38$$

$$1.40 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 33.718$$

$$\frac{b}{t} > 1.40 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = \text{Esbelto}$$

- **Chequeo longitud efectiva:**

$$L = 5.5756 \text{ m}$$

$$k = 1$$

$$rx = \sqrt{\frac{Ix}{Ag}} = 14.491 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{Ag}} = 8.407 \text{ cm}$$

$$r = 8.407 \text{ cm}$$

$$\frac{k * L}{r} < 200$$

$$66.321 < 200 = \text{Cumple}$$

- **Resistencia a la compresión:**

$$\frac{k * L}{r} = 66.284$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.437$$

$$\frac{k * L}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \text{Pandeo Inelástico}$$

Entonces,

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * L}{r}\right)^2} = 4580.165 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{cr} = 0.658 \frac{F_y}{F_e} * F_y = 2549.322 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{h}{t} = 38$$

$$\lambda r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.718$$

$$\lambda r \sqrt{\frac{F_y}{P_{cr}}} = 39.593$$

$$\lambda \leq \lambda r \sqrt{\frac{F_y}{P_{cr}}}$$

$$38 \leq 39.593$$

$$b = \frac{b}{t} * t = 0.18 \text{ m}$$

$$A_r = 2(b - b_e) * t = 0$$

$$A_e = A_g - A_r = 116 \text{ cm}^2$$

$$\phi_c = 0.90$$

$$P_n = P_{cr} * A_e * \phi_c = 266.149 \text{ tonf}$$

$$\frac{P_u}{P_n} = 0.233$$

- **Resistencia a la tensión:**

$$P_n = F_y * A_g * \phi_c = 366.966 \text{ tonf}$$

$$\frac{P_u}{P_n} = 0.169$$

Del software de diseño estructural, se obtuvieron las siguientes capacidades de resistencia de compresión y tensión de la estructura:

Axial Force and Capacities		
P _u Force (tonf)	φP _{nc} Capacity (tonf)	φP _{nt} Capacity (tonf)
43.1655	256.876	367.0023

Fig. 3. 33: Fuerzas axiales y capacidades.

Como se puede evidenciar la resistencia a la tensión es la misma tanto en cálculos como en el software de diseño estructural; a diferencia de la resistencia a la compresión que varía por muy poco; lo que significa que las secciones de los perfiles para las diagonales cumplen satisfactoriamente estas solicitaciones.

- **Clasificación de miembros a flexión**

Según la AISC 360 -16, se procede a revisar la clasificación de alas del perfil tubular de acero, donde obtenemos lo siguiente:

$$b = B - 2 * t$$

$$b = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = 18 \text{ cm}$$

$$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 26.975$$

Entonces,

$$\frac{b}{t} < 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$18 < 26.97 = \text{Compacto}$$

Luego, de igual forma, se realiza el análisis para establecer la clasificación del alma del perfil rectangular, según la AISC 360 -16, como se muestra a continuación:

$$h = H - 2 * t$$

$$b = 38 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{t} = 38 \text{ cm}$$
$$2.42 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 58.284$$

Entonces,

$$\frac{h}{t} < 2.42 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$
$$38 < 58.28 = \text{Compacto}$$

Después, se revisan los momentos del perfil

$$Z_{33} = 1502 \text{ cm}^3$$

$$Z_{22} = 922 \text{ cm}^3$$

$$\phi = 0.90$$

Momento resistente en el eje mayor

$$M_{r33} = Fy * Z_{33} * 0.9$$
$$M_{r33} = 47.516 \text{ ton} * m$$

Momento resistente en el eje menor

$$M_{r33} = Fy * Z_{22} * 0.9$$
$$M_{r33} = 29.167 \text{ ton} * m$$

Momentos últimos

$$M_{u33} = 0.2679 \text{ ton} * m$$

$$M_{u22} = 0 \text{ ton} * m$$

De lo cual, obtenemos que:

$$\frac{Pu}{Pn} = 0.233$$

$$\frac{Pu}{Pn} \geq 0.2$$

Entonces,

$$\frac{Pu}{Pn} + \frac{8}{9} * \left(\frac{M_{u22}}{M_{r22}} \right) + \frac{8}{9} * \left(\frac{M_{u33}}{M_{r33}} \right) = 0.238$$

Del software de diseño estructural, se obtuvieron las siguientes capacidades de resistencia de compresión y tensión de la estructura:

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)				
D/C Ratio =	$(P_r/P_c) + (8/9)(M_{r33}/M_{c33}) + (8/9)(M_{r22}/M_{c22})$			
0.247 =	0.242 + 0.005 + 0			
Axial Force and Capacities				
P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)		
62.0651	256.965	367.0023		
Moments and Capacities				
	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	ϕM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	0.2679	47.5205	47.5205	47.5205
Minor Bending	0	29.1704		

Fig. 3. 34: Momentos y capacidades del perfil tubular.

- Conexiones diagonales – losa / columna

Para el reforzamiento de pórticos en estructuras que están siendo rehabilitadas normalmente se utiliza placas de acero las mismas que se conectan mediante soldadura o pernos a los elementos de hormigón armado, estas conexiones toman el nombre de placas Gusset. [12]

Las placas de acero empleadas para la ejecución del reforzamiento de los bloques 1 y 2 presentan un espesor de 12 mm y se encuentran localizadas en las esquinas inferiores del pórtico, unidas a las columnas, y debajo de la viga en la mitad de su longitud.

3.6.2. Reforzamiento con enchapado de paredes

En la infraestructura del bloque 2 de la unidad nueva del Hospital Básico el Puyo se presentan fisuras con espesor de 1 a 3 mm, como se muestra en las figuras 3.35, 3.36 y 3.37:



Fig. 3. 35: Fotografía de grieta en la oficina de servicios generales.

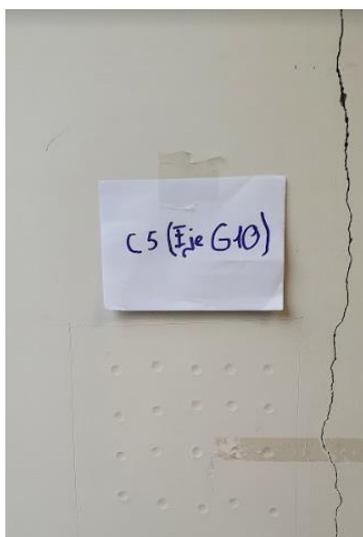


Fig. 3. 36: Fotografía de grieta en la columna G10.



Fig. 3. 37: Fotografía de grieta en la columna F9.

Como se visualizó las fisuras en las paredes se encuentran a 45 grados y longitudinalmente generándose desprendimientos de los bloques.

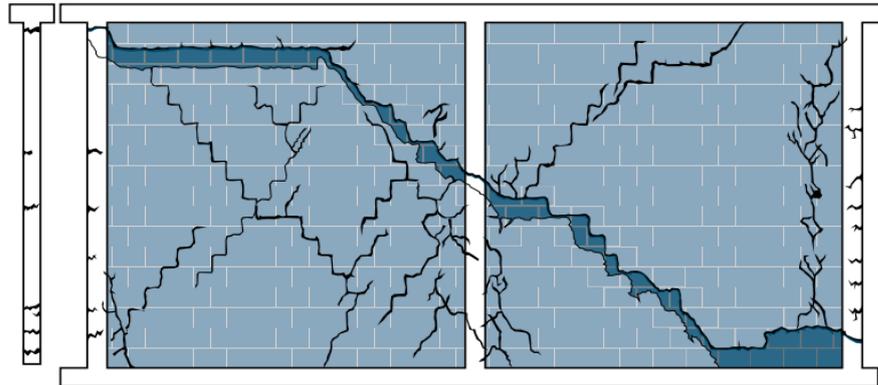


Fig. 3. 38: Esquema de fisuramiento en paredes de mampostería. [42]

Una técnica para solucionar esta problemática y evitar desprendimientos de bloques de paredes consiste en emplear el concepto de enchape de malla electrosoldada anclada al muro y revestimiento con mortero de cemento 1:3, como se muestra en la figura 3.38. [42]

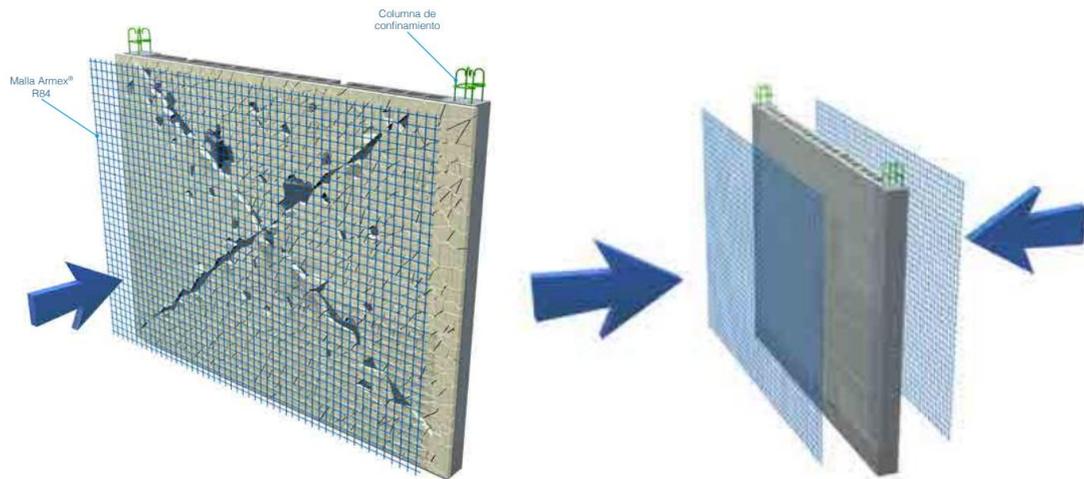


Fig. 3. 39: Esquema de enchapado de paredes de mampostería fisuradas. [42]

Este reforzamiento consta de dos elementos principalmente: la mampostería (bloques huecos de hormigón) y el enchapado (capa de mortero de baja resistencia y malla electrosoldada). Este sistema actúa como un muro de corte, es decir, es un elemento ideal para resistir fuerzas sísmicas. [21]

El enchapado permite formar paredes portantes a partir de paredes de mampostería que tengan continuidad en toda la altura del edificio, mismas que deben resistir esfuerzos de flexión, cortante y carga axial que reduzcan el requerimiento de las columnas,

además aportan rigidez a la estructura reduciendo así la torsión. Para formar el enchapado es necesario una capa de hormigón proyectado a los dos lados de la pared y refuerzo de varillas de acero corrugadas o mallas electrosoldadas.[43]

El enchape debe estar anclado al cuerpo del muro mediante chicotes colocados fijamente en cuadros cada 60 x 60 cm, el gancho de anclaje es una varilla corrugada de Ø 5,5 mm debe ser realizado mediante perforación en el muro y debe quedar fijo para que pueda soportar a la malla sin moverse durante los trabajos.[42]

- **Mampostería**

Consiste en la unión de bloques de hormigón o ladrillos mediante un mortero que, por lo general, es de baja resistencia. [21]

- **Mortero**

Es el adhesivo que contiene los mismos componentes del hormigón, es decir, cemento, agregado y agua, sin embargo, se diferencian en su resistencia. El principal objeto del mortero es lograr la adhesión completa, fuerte y duradera de los bloques o ladrillos que conforman la mampostería. [21]

- **Malla electrosoldada**

Constituye el acero de refuerzo para el enchape, es una malla formada con varillas corrugadas de 4mm, colocadas perpendicularmente a cada 15 cm, creando cuadros regulares y unidas mediante soldadura; comercialmente la malla tiene el nombre de R-84. [21]

- **Conectores o ganchos**

Los conectores son varillas corrugadas de 5.5 mm de diámetro sin ningún tratamiento especial, en ciertos casos se adicionará epóxico para lograr un anclaje bueno, ya sea con las losas o columnas. [21]

- **Grapas o anclajes**

Son elementos pequeños de varilla corrugada de 8 mm de diámetro, que son útiles para unir la malla electrosoldada con la mampostería, es decir, confinar el sistema. Su ubicación será detallada, según el sitio a colocarse. Las grapas constituyen un papel

importante, puesto que evitan que la malla se abra cuando esté sometida a compresión.
[21]

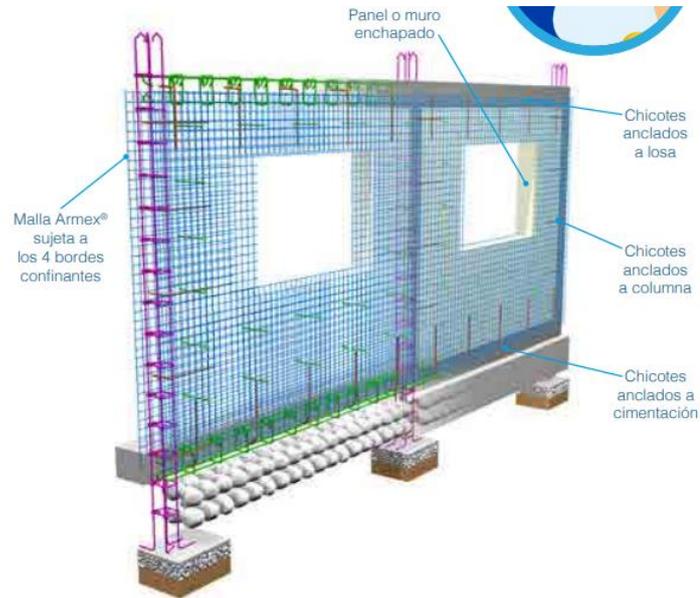


Fig. 3. 40: Esquema completo de enchapado de paredes de mampostería.[42]

Este método de reforzamiento se aplicará en dos paredes comprendidas en el eje 7, desde el eje E hasta el eje F, perteneciente al bloque 2 del edificio.

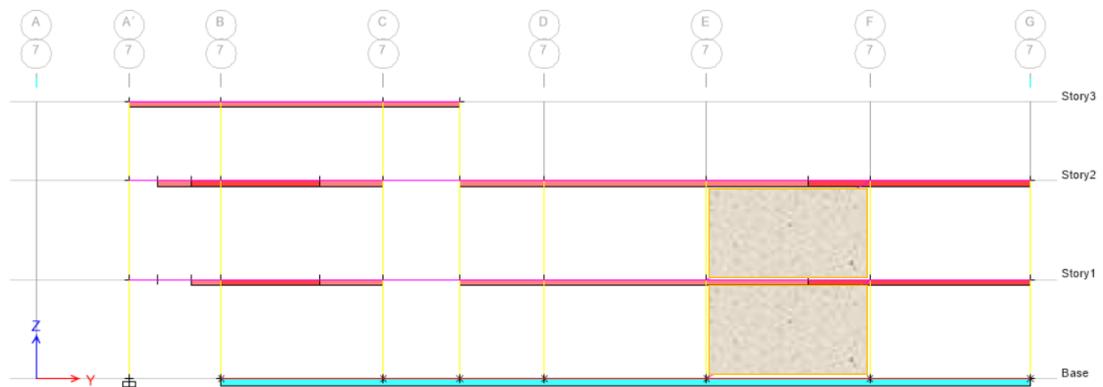


Fig. 3. 41: Esquema de reforzamiento de paredes de mampostería en bloque 2.

3.7. Tipo de Investigación

La presente investigación es descriptiva, debido a que se realiza un análisis del estado actual de los elementos estructurales, definiendo un registro de datos y analizando la realidad de la edificación para proponerse una técnica de reforzamiento estructural acorde a las características de la edificación. También es una investigación explicativa

porque se determinó las causas del problema de fisuramiento en mamposterías que se presentan en el bloque 2 de la edificación.

3.8. Prueba de Hipótesis – pregunta científica – idea a defender

Demostrar la vulnerabilidad sísmica de la estructura de la unidad nueva del Hospital Básico el Puyo.

3.8.1. Variable independiente

Dentro de las variables independientes se cuenta con los resultados de los ensayos de la calidad de materiales, ensayos de suelos, la interacción suelo – estructura, el desempeño sísmico actual de la estructura y el desempeño sísmico de la estructura reforzada.

3.8.2. Variable dependiente

La variable dependiente se tendrá el reforzamiento estructural, propuesto con una metodología de diseño con diagonales de acero y enchapado de paredes.

3.9. Población o Muestra

No aplica en la presente investigación debido a que este proyecto se centra en una sola edificación.

3.10. Recolección de la Información

Se desarrolló inicialmente con la recolección de fuentes bibliográficas acorde al tema de investigación. Luego, se procedió a recolectar toda la información necesaria como planos estructurales, memorias de cálculo de ingenierías y planos estructurales y arquitectónicos.

Después se efectuó una inspección visual a toda la edificación del Hospital, con el objetivo de aplicar una evaluación cualitativa a la infraestructura con las metodologías antes descritas.

Se continuó con ensayos no destructivos en los elementos estructurales, como el ensayo esclerométrico, pachómetro y de extracción de núcleos que sirven para verificar las resistencias de los materiales en los elementos estructurales (columnas,

vigas y losas); el ensayo Vs 30 y método de Nakamura, para obtener la tipología del suelo y el periodo de vibración del terreno.

Para finalizar se simuló las estructuras del bloque 1 y 2, en un software de análisis estructural, teniendo en consideración su estado actual, la interacción suelo - estructura y proponiéndose una técnica de reforzamiento mediante diagonales rigidizadoras de acero.

3.10.1. Procesamiento de la información

Con los datos recolectados se realizó un muestreo determinístico, seleccionando los pórticos a ser reforzados mediante técnicas adecuadas a la situación de la estructura, es así que en el caso del bloque 1 y 2 se adquiere un reforzamiento con diagonales rigidizadoras de acero, así también, en el bloque 2, se emplea adicionalmente un enchapado de paredes.

3.10.2. Variables de respuesta o resultados alcanzados

En cuanto a los resultados se constató que el bloque 1 estáticamente falla en el modo rotacional generándose torsión, mientras que en el análisis no lineal no cumple con el desempeño para el sismo raro de diseño debido a que el punto de desempeño de la estructura se encuentra fuera de la curva de capacidad, por lo que, al reforzarse con diagonales de acero, su estructura se rigidiza más mejorando su desempeño ante solicitaciones sísmicas.

De igual forma en el bloque 2, en el análisis estático lineal, su estructura cumple con los modos de vibración y las derivas de piso, sin embargo, al realizarse la simulación no lineal, al igual que el bloque 1, su estructura no presenta un correcto desempeño para el sismo raro de diseño, puesto que, el punto de desempeño se encuentra fuera de la curva de capacidad, generándose la necesidad de reforzarse la edificación con diagonales de acero en los pórticos laterales de la estructura, haciendo que este bloque aumente la resistencia al sismo raro de diseño.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1.Resultados

4.1.1.Resultados del análisis estático lineal del estado actual de la estructura

En las figuras 45 y 46 se muestran la modelación del bloque 1 y bloque 2 respectivamente, pertenecientes a la unidad nueva del Hospital Básico el Puyo, obteniéndose un modelo tridimensional que analiza la interacción de los componentes estructurales como columnas, vigas y losas.

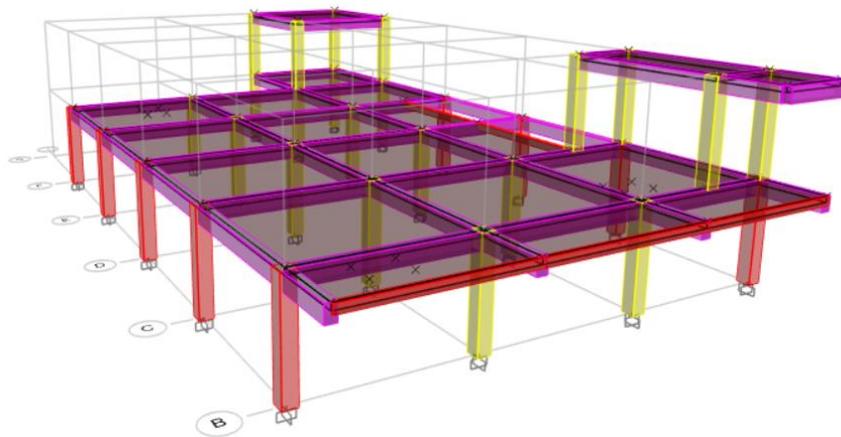


Fig. 4. 1: Modelación en 3D del bloque 1 del Hospital Básico el Puyo.

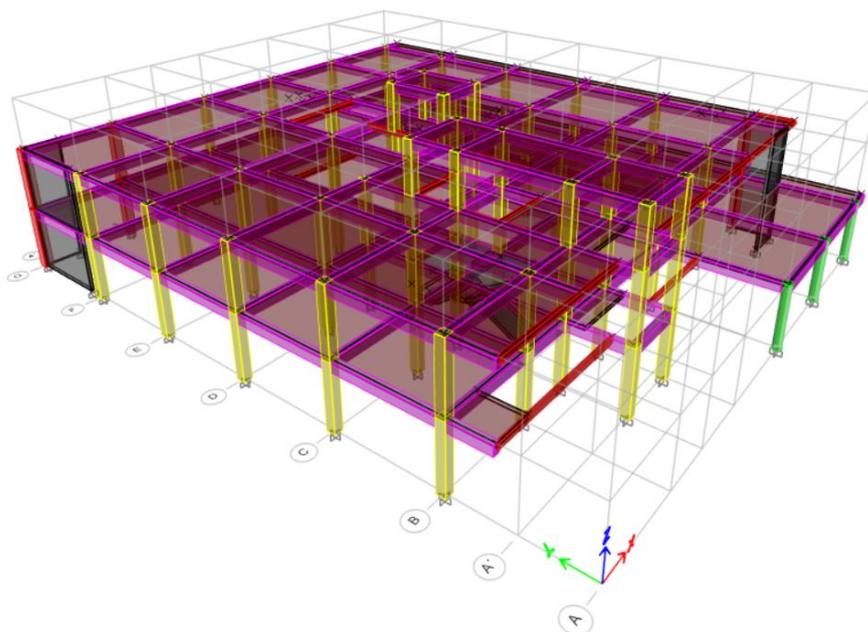


Fig. 4. 2: Modelación en 3D del bloque 2 del Hospital Básico el Puyo.

4.1.2. Modos de vibración

Como se observa en la tabla 4.1, para el bloque 1 se tienen los siguientes modos de vibración:

Caso	Modo de vibración	Periodo (seg)	UX	UY	RZ
Modal	1	0.354	0.0308	0.3670	0.440
Modal	2	0.333	0.5883	0.1938	0.0269
Modal	3	0.313	0.2348	0.2679	0.3659

Tabla 4. 1: Modos de vibración y participación de masas en el bloque 1

Dentro de los tres primeros modos de vibración se obtiene que las masas participantes (columnas 3, 4 y 5) indican que el primer modo de vibración es en sentido rotacional con un porcentaje del 44%. El segundo modo es en desplazamiento en X con un porcentaje del 58.83% y el último modo también es rotacional con un 36.59% de participación de masas.

El comportamiento de la estructura del bloque 1 con los 3 modos de vibración se visualizan en las figuras 4.3, 4.4 y 4.5.

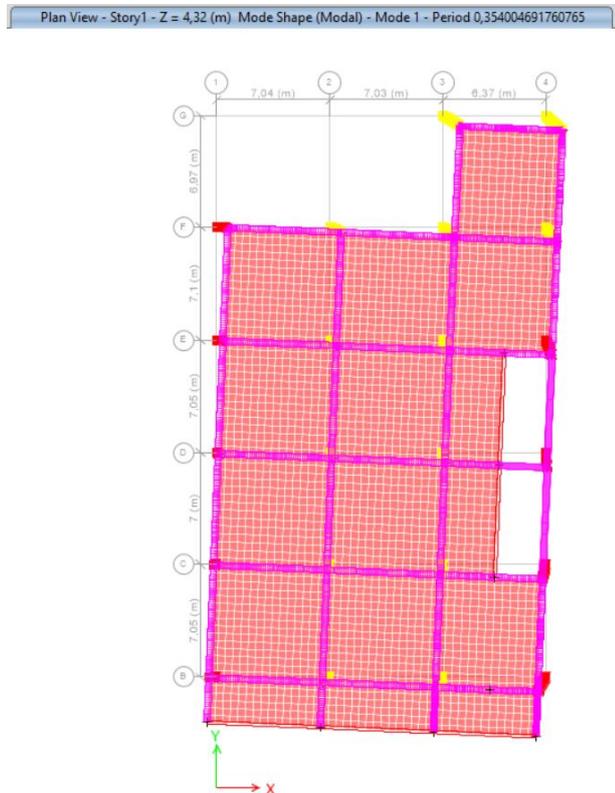


Fig. 4. 3: Primer modo de vibración del bloque 1.

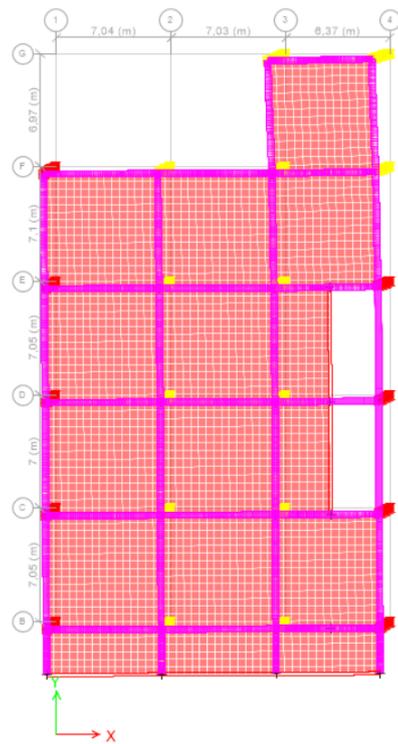


Fig. 4. 4: Segundo modo de vibración del bloque 1.

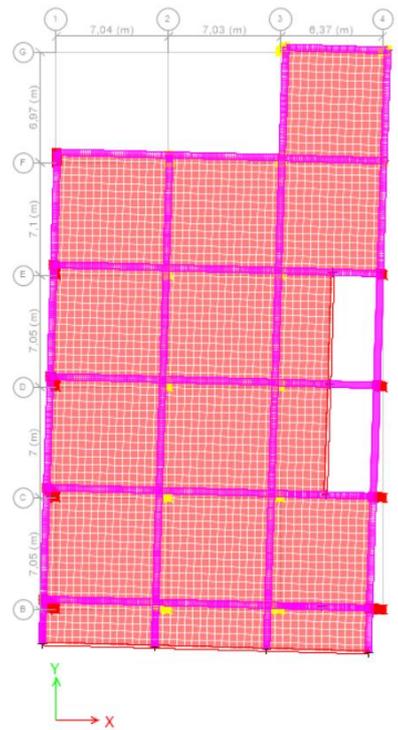


Fig. 4. 5: Tercer modo de vibración del bloque 1.

Con estos resultados alcanzados, se comprueba que la estructura del bloque 1 presenta rotación en el primer modo de vibración generándose una estructura inestable, por lo que la edificación está expuesta a torsión ante un evento sísmico y para contrarrestar este efecto se debe realizar un sistema de reforzamiento mediante marcos y diagonales de acero que ayuden a mitigar las fuerzas torsionales y con esto que se reduzcan las derivas.

Para el bloque 2 se observa en la tabla 4.2, en donde se describen los 3 modos de vibración:

Caso	Modo de vibración	Periodo (seg)	UX	UY	RZ
Modal	1	0.432	0.8293	0.0189	0.0028
Modal	2	0.344	0.0202	0.7604	0.0548
Modal	3	0.246	0.0006	0.041	0.674

Tabla 4. 2: Modos de vibración y participación de masas en el bloque 2

Como se visualiza en la tabla anterior, en los tres primeros modos de vibración se obtiene que las masas participantes (columnas 3, 4 y 5) muestran que el primer modo de vibración es en sentido traslacional en X con un porcentaje del 82.93%.

El segundo modo es en desplazamiento en Y con un porcentaje del 76.04% y finalmente, el tercer modo es rotacional con un 67.40% de participación de masas.

El comportamiento de la estructura del bloque 2 con los 3 modos de vibración se visualizan en las figuras 4.6, 4.7 y 4.8.

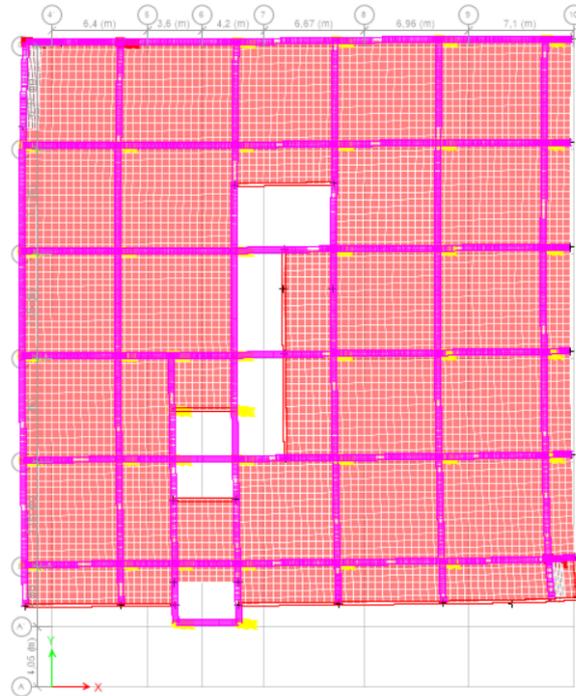


Fig. 4. 6: Primer modo de vibración del bloque 2.

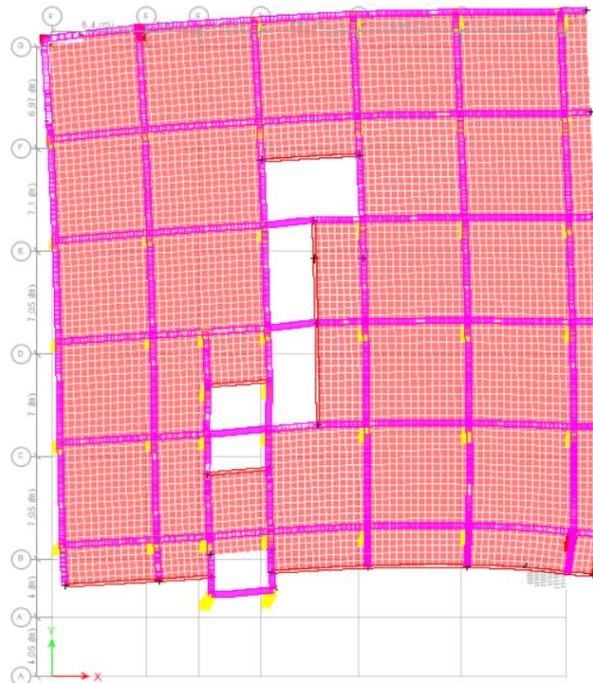


Fig. 4. 7: Segundo modo de vibración del bloque 2.

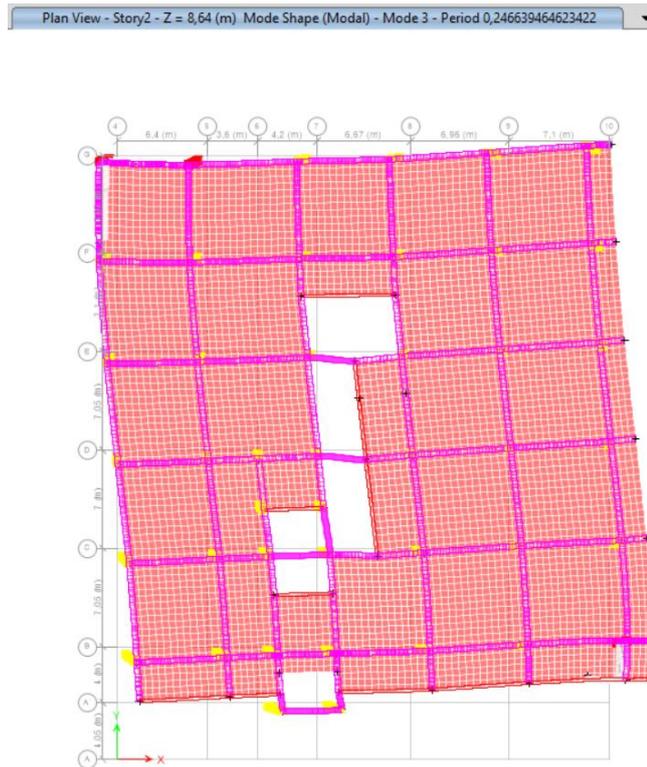


Fig. 4. 8: Tercer modo de vibración del bloque 2.

La estructura del bloque 2 muestra que el primer y segundo modo de vibración son traslacionales y en el tercer modo de vibración existe movimiento rotacional, lo que significa que el edificio es estable ante sismos. Sin embargo, en la infraestructura de este bloque se identifican gran cantidad de fisuras en mamposterías, razón por la cual, es necesario el reforzamiento de las mismas con un enchapado de paredes.

4.1.3. Periodos de vibración

Para la determinación de periodo de vibración, se analiza según lo especificado en la NEC 2015, en donde se detalla que, el valor de T, según el método 1, puede determinarse mediante la expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

En donde:

C_t : es el coeficiente que depende del tipo de edificio.

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

T: periodo de vibración.

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

Fig. 4. 9: Tipo de estructura. [3]

Para nuestro caso tenemos pórticos sin muros ni diagonales rigidizadoras:

$$C_t = 0.055$$

$$\alpha = 0.9$$

$$h_n = 8.64 \text{ m}$$

$$T = 0.055 * 8.64^{0.9} = 0.383$$

Para encontrar el periodo de vibración, la NEC 2015, refiere un método 2 para su cálculo, se compara con el valor obtenido del método 1, valor que no debe superar el 30 % del valor alcanzado por el método 1; entonces tenemos:

Método	Periodo (seg)	Chequeo $1.30 * T1$	Observación
Método 1	0.383	0.516	Cumple
Método 2	0.432		

Tabla 4. 3: Periodos de vibración de la estructura

4.1.4. Derivas de piso

El control de las derivas de piso, de igual forma se lo realiza conforme a la NEC 2015, donde se estipula que para edificios de hormigón armado las derivas inelásticas no deben exceder el 2%. [3]

En el análisis realizado al bloque 1, se alcanzaron las derivas de piso descritas en la siguiente tabla:

Story	Combo	Dirección	Deriva	Deriva Inelástica		Observación
Story2	SX	X	0.002056	0.00925	0.02	Cumple
Story2	SY	Y	0.002056	0.00925	0.02	Cumple
Story2	SH Max	X	0.002654	0.01194	0.02	Cumple
Story2	SH Max	Y	0.002175	0.00979	0.02	Cumple
Story1	SX	X	0.001577	0.00710	0.02	Cumple
Story1	SY	Y	0.001572	0.00707	0.02	Cumple
Story1	SH Max	X	0.001671	0.00752	0.02	Cumple
Story1	SH Max	Y	0.001418	0.00638	0.02	Cumple

Tabla 4. 4: Derivas de piso pertenecientes al bloque 1

De la tabla anterior, se tiene que la deriva máxima presentada en el rango elástico es para el sentido X con un valor de 0.002654, entonces para verificar que las derivas inelásticas no superen el 2%, se tiene la fórmula establecida por la NEC 15: [3]

$$\Delta EX (SX) = 0.002654$$

$$\Delta M \leq 2 \%$$

$$\Delta MX = 0.75 * \Delta EX (SX) * R$$

$$\Delta MX = 0.75 * 0.002654 * 6 * 100\%$$

$$\Delta MX = 1.194 \%$$

$$1.194 \% \leq 2 \% \quad \text{CUMPLE}$$

La deriva máxima de piso correspondiente al bloque 1, se visualiza a continuación en la siguiente figura:

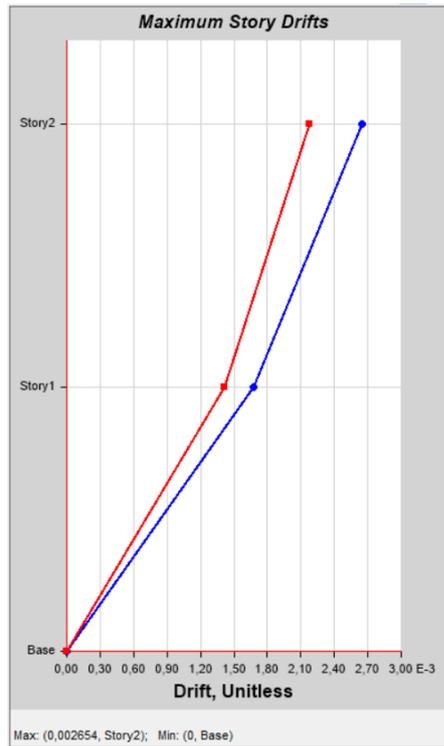


Fig. 4. 10: Deriva máxima del bloque 1.

De igual manera, se procedió a revisar las derivas del bloque 2, de donde se obtuvo la siguiente tabla:

Story	Combo	Dirección	Deriva	Deriva Inelástica		Observación
Story3	SX	X	0.001320	0.0059	0.02	Cumple
Story3	SY	Y	0.001072	0.0048	0.02	Cumple
Story3	SH Max	X	0.000943	0.0042	0.02	Cumple
Story3	SH Max	Y	0.00068	0.0031	0.02	Cumple
Story2	SX	X	0.002281	0.0103	0.02	Cumple
Story2	SX	Y	0.000476	0.0021	0.02	Cumple
Story2	SY	X	0.000587	0.0026	0.02	Cumple
Story2	SY	Y	0.001573	0.0071	0.02	Cumple
Story2	SH Max	X	0.001510	0.0068	0.02	Cumple
Story2	SH Max	Y	0.001220	0.0055	0.02	Cumple
Story1	SX	X	0.002035	0.0092	0.02	Cumple
Story1	SY	Y	0.000348	0.0016	0.02	Cumple
Story1	SY	X	0.001389	0.0063	0.02	Cumple
Story1	SH Max	Y	0.001348	0.0061	0.02	Cumple
Story1	SH Max	X	0.001034	0.0047	0.02	Cumple

Tabla 4. 5: Derivas de piso pertenecientes al bloque 2

Como se deduce de la tabla anterior, se tiene que la deriva máxima presentada en el rango elástico es para el sentido X con un valor de 0.002281, entonces para verificar que las derivas inelásticas no superen el 2%, se tiene la fórmula establecida por la NEC 15: [3]

$$\Delta EX (SX) = 0,002281$$

$$\Delta M \leq 2 \%$$

$$\Delta MX = 0.75 * \Delta EX (SX) * R$$

$$\Delta MX = 0.75 * 0,002281 * 6 * 100\%$$

$$\Delta MX = 1.03 \%$$

$$1.03 \% \leq 2 \% \quad \text{CUMPLE}$$

Para el bloque 2, deriva máxima de piso se observa en la siguiente figura:

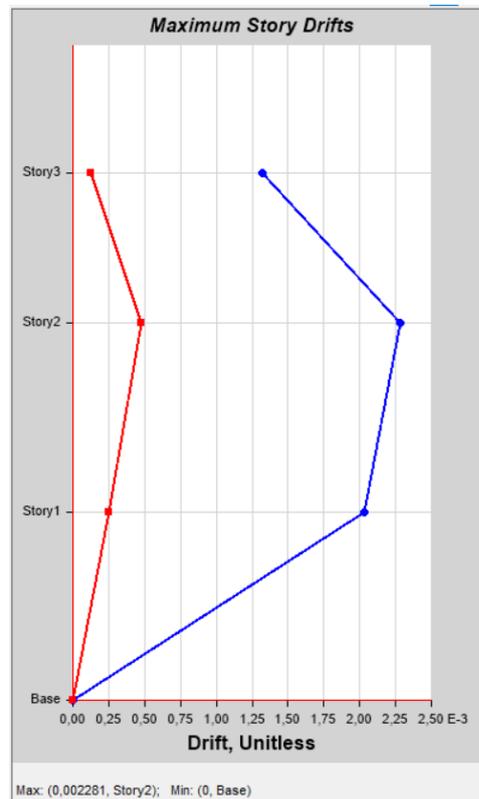


Fig. 4. 11: Deriva máxima del bloque 2.

4.1.5. Resultados del análisis no lineal con el actual desempeño de la estructura

Con la finalidad de verificar el desempeño sísmico actual de la edificación se ejecutó la técnica del pushover, misma que es muy utilizada para evaluar la capacidad sísmica resistente de las estructuras, que se sustenta en el análisis no lineal estático. [44]

Esta metodología consiste en comprobar que el punto de desempeño de las estructuras tanto del bloque 1 como del bloque 2, se mantengan dentro de la curva de capacidad sísmica, la cual relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo en cada piso.

Las curvas de capacidad se utilizan para estimar la respuesta de una estructura frente a un nivel dado de demanda sísmica o aceleración espectral. Son gráficas de la resistencia a la carga lateral de la estructura versus el desplazamiento que experimenta y mediante las cuales es posible identificar la capacidad a la fluencia y última de una estructura. [44]

Como se muestra en la figura 4.11, para el bloque 1, el análisis pushover en el sentido X finaliza con el paso 8/19 mostrándose una rótula plástica en un nivel superior a CP (prevención del colapso), misma que está ubicada en la base de la columna C1 del primer piso; también se observa que ninguna viga forma rótulas plásticas.

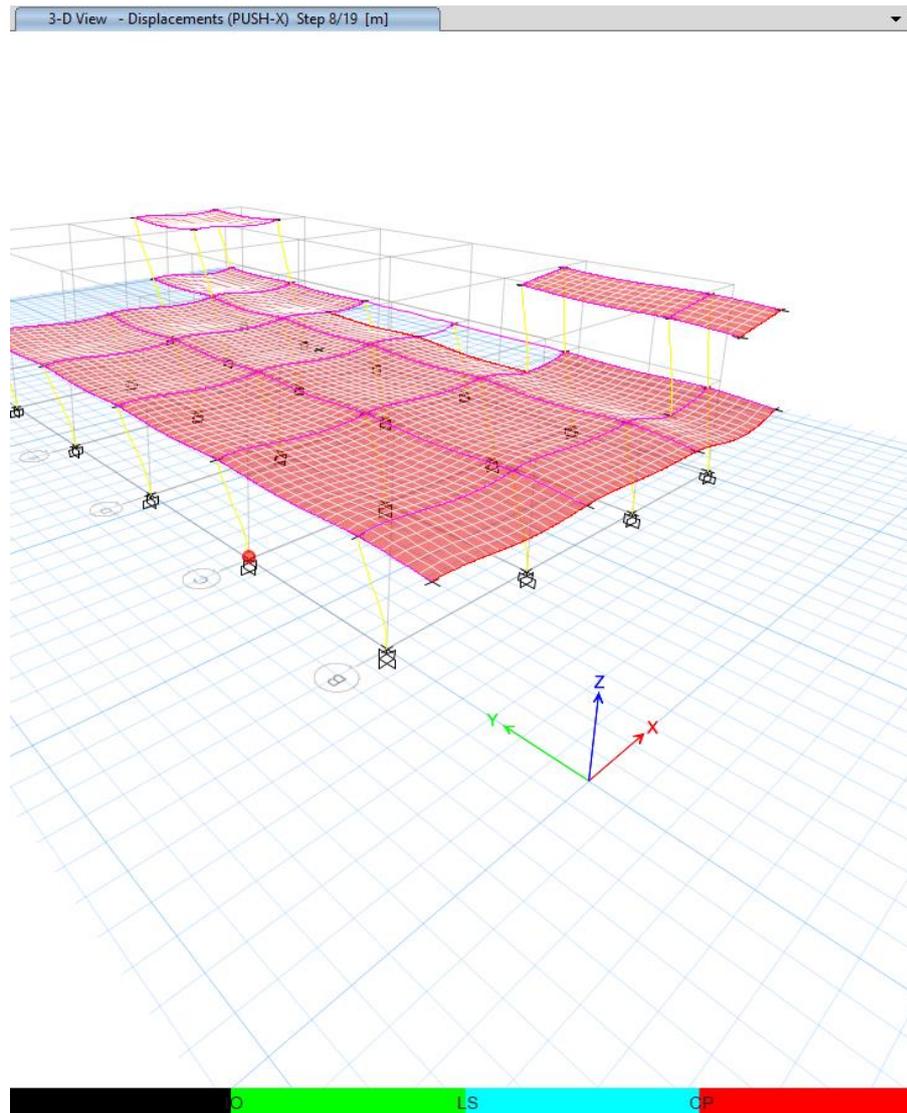


Fig. 4. 12: Análisis pushover en el paso 8/19 en el sentido X para el Bloque 1.

El análisis pushover en este sentido, finaliza con el paso 19/19 formándose rótulas plásticas en las bases de las columnas, las cuales se encuentran en niveles superiores a CP (prevención de colapso), así también, en la siguiente figura, se visualiza que ninguna viga forma rótulas plásticas.

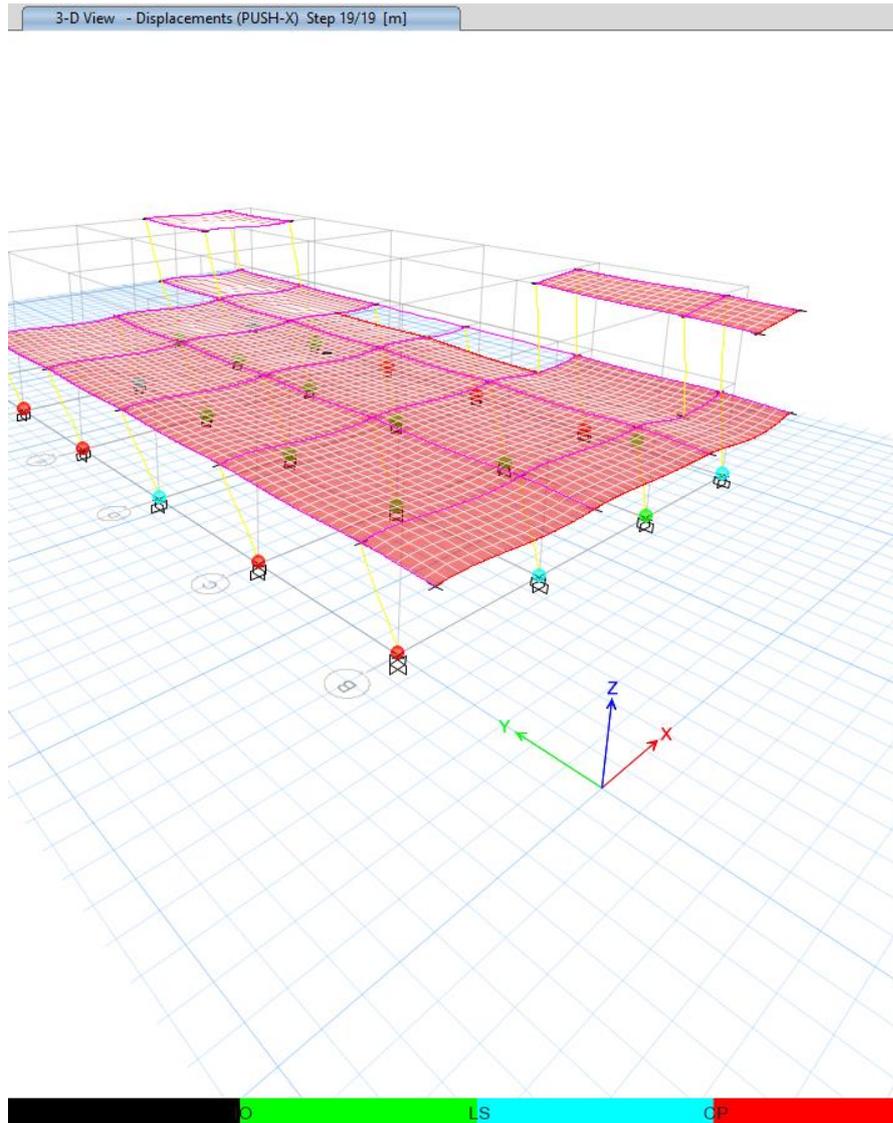


Fig. 4. 13: Análisis pushover en el paso 19/19 en el sentido X para el Bloque 1.

En la siguiente gráfica se puede apreciar la curva de capacidad de la estructura del bloque 1 al aplicar un pushover en el sentido X, donde se determina que el punto de desempeño para el sismo raro de diseño se encuentra fuera de la curva de capacidad de la estructura.

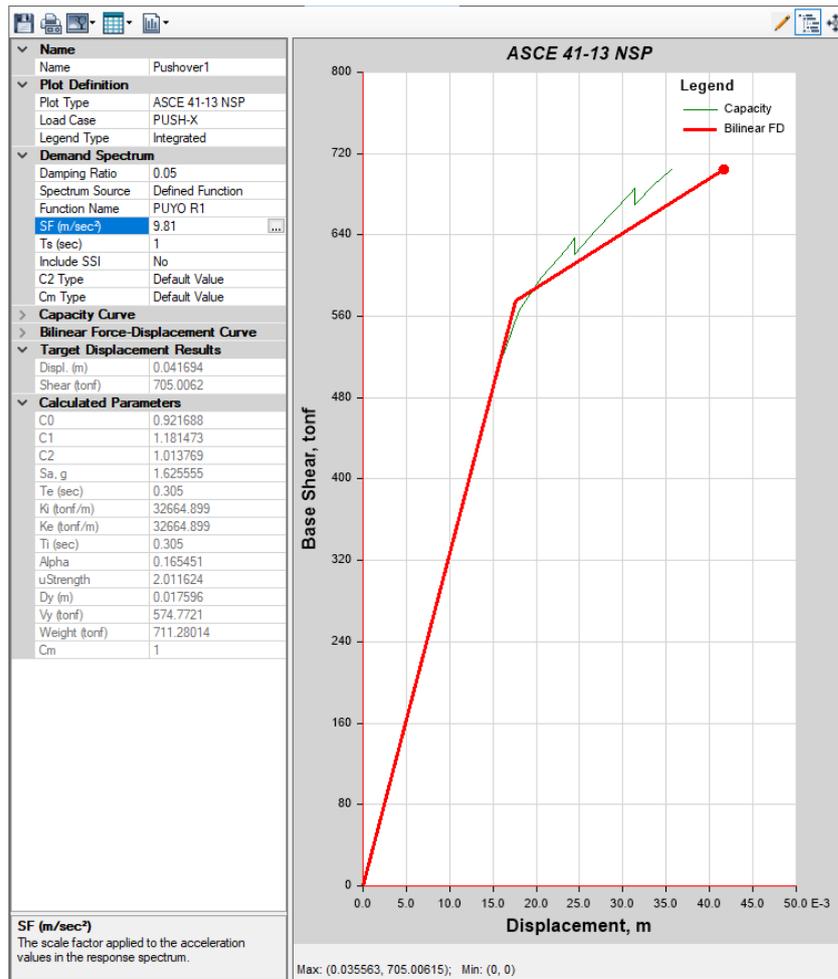


Fig. 4. 14: Curva de capacidad en el sentido X para el Bloque 1.

El análisis pushover en el sentido Y de la estructura del bloque 1, finaliza en el paso 8/18 exponiéndose una rótula plástica en un nivel superior a IO (ocupación inmediata), misma que se encuentra localizada en la base de la columna D4 del primer piso; también se observa que ninguna viga forma rótulas plásticas.

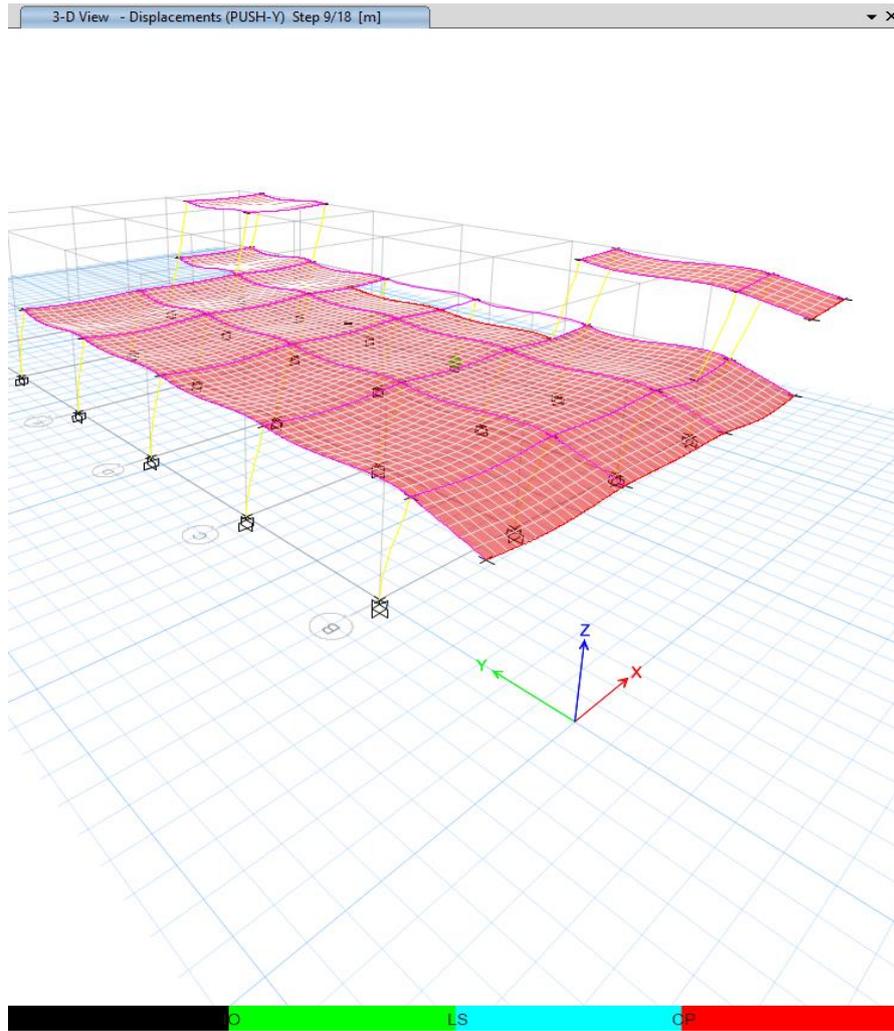


Fig. 4. 15: Análisis pushover en el paso 9/18 en el sentido Y para el Bloque 1.

De igual manera, el pushover en el sentido Y finaliza con el paso 9/18 creándose rótulas plásticas en las bases de las columnas, las cuales se encuentran en niveles superiores a CP (prevención de colapso), asimismo, en la figura 4.15, se observa que ninguna viga forma rótulas plásticas.

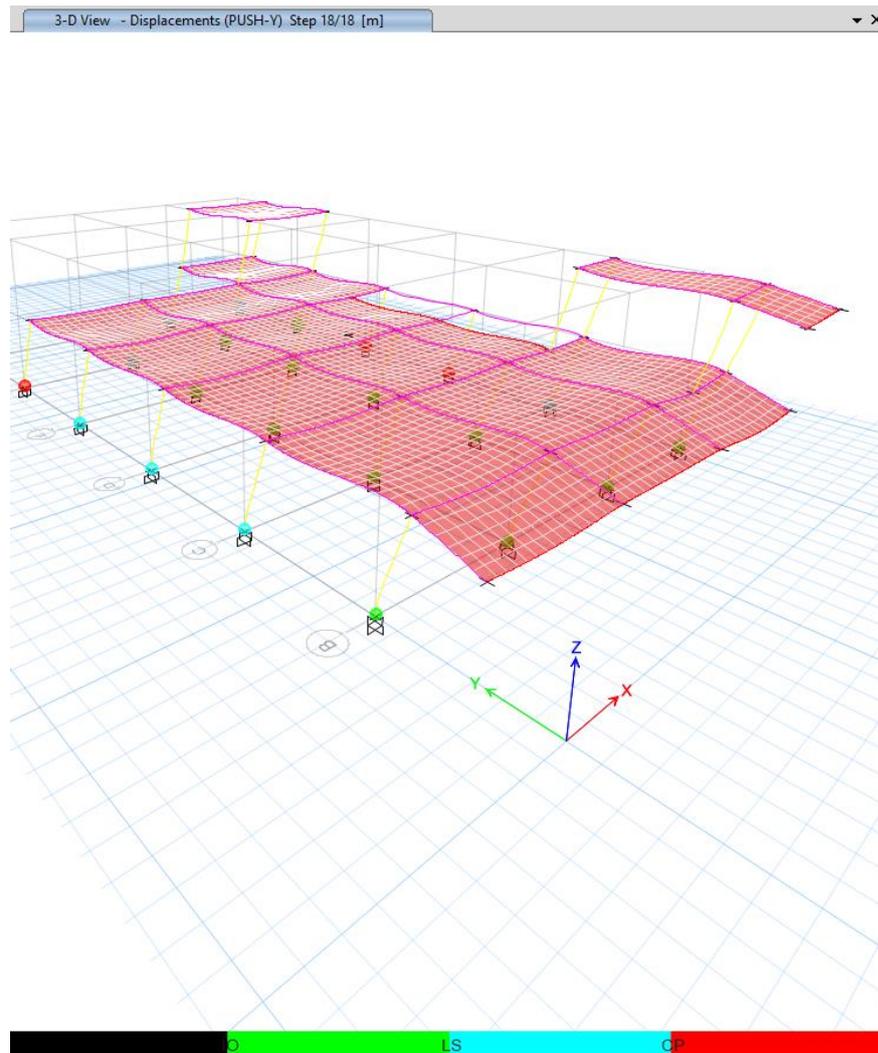


Fig. 4. 16: Análisis pushover en el paso 18/18 en el sentido Y para el Bloque 1.

En la siguiente gráfica se puede constatar la curva de capacidad de la estructura del bloque 1 al aplicar un pushover en el sentido Y, donde se comprueba que el punto de desempeño para el sismo raro de diseño está fuera de la curva de capacidad de la estructura.

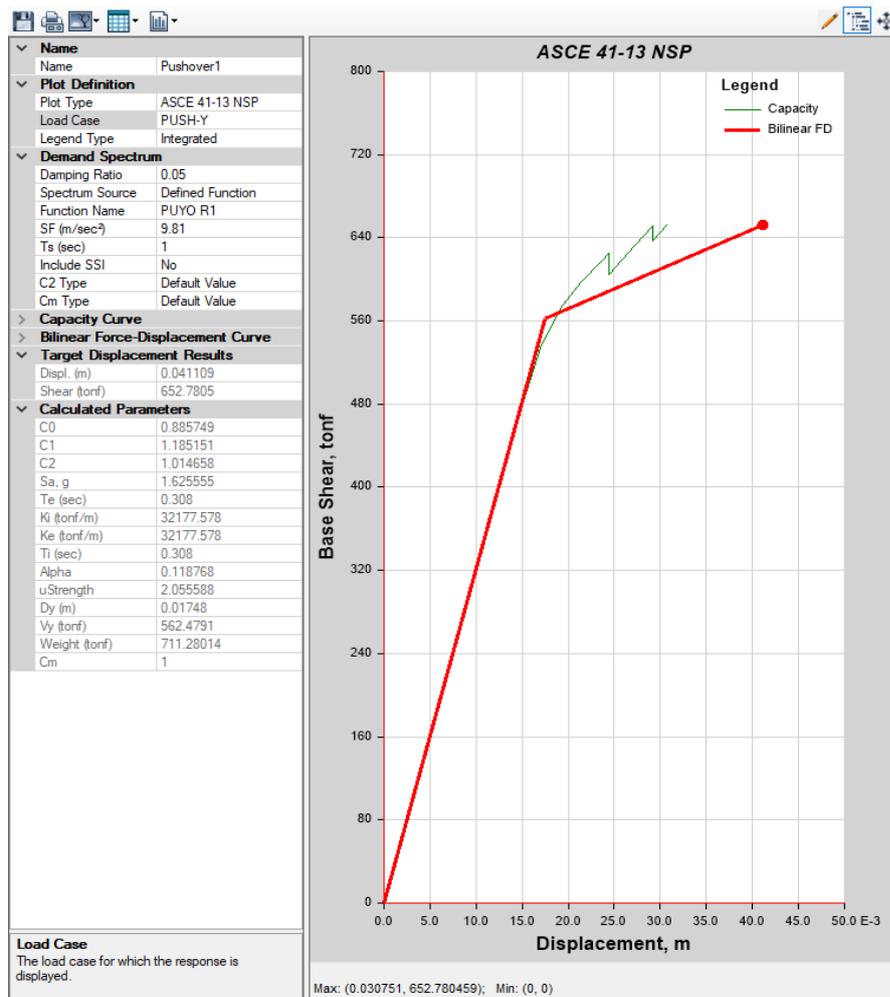


Fig. 4. 17: Curva de capacidad en el sentido Y para el Bloque 1.

En la gráfica 4.18, se puede visualizar la curva de capacidad de la estructura y los criterios de aceptación al aplicar un pushover en el sentido X, que es el sentido crítico de la estructura del bloque 1 y se comprueba que el punto de desempeño para el sismo raro de diseño está cerca de la condición de prevención de colapso, y considerando que es una estructura esencial, es necesario mejorar el comportamiento sísmico de esta edificación.

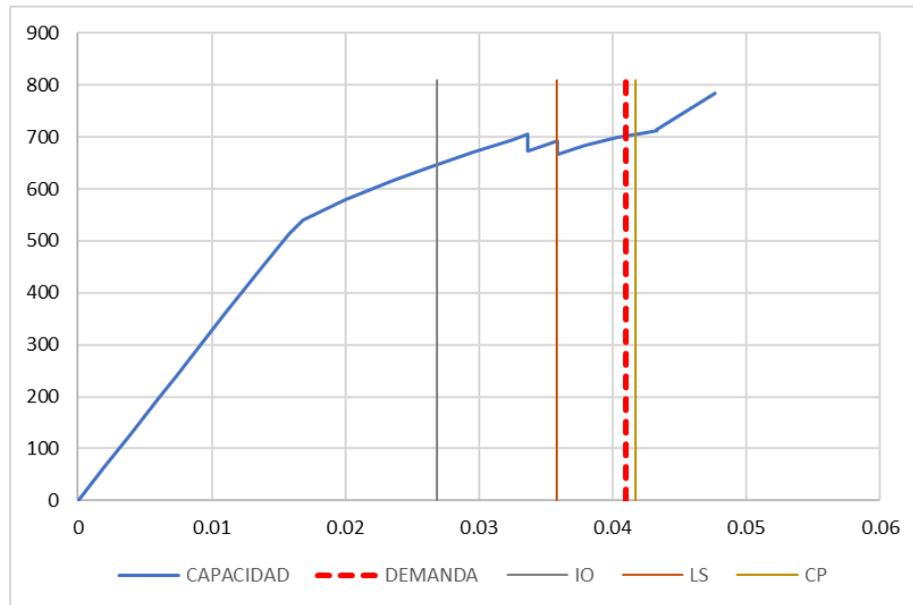


Fig. 4. 18: Límites de aceptación de la curva de capacidad del bloque 1 sin reforzamiento.

En el caso del bloque 2, el análisis pushover en el sentido X finaliza con el paso 4/7 descubriéndose una rótula plástica en un nivel superior a OI (ocupación inmediata), misma que está ubicada en la base de la columna B9 del segundo piso; también se visualiza que no existen vigas con rótulas plásticas.

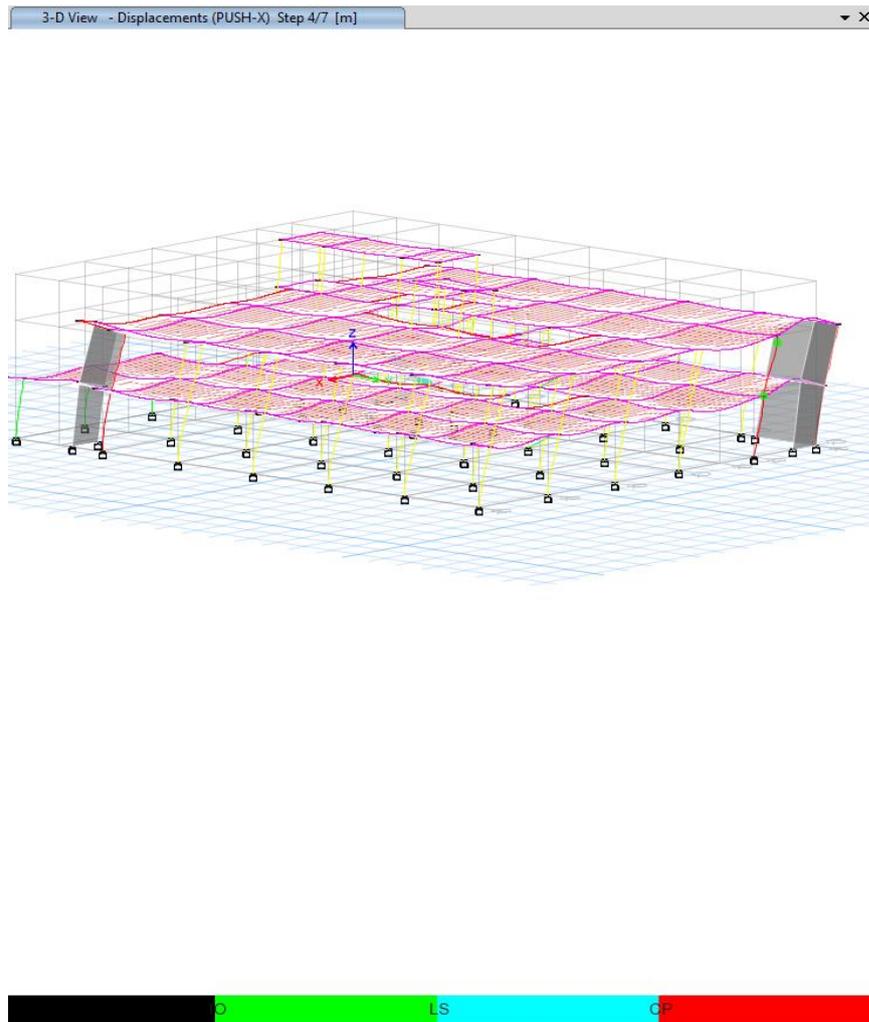


Fig. 4. 19: Análisis pushover en el paso 4/7 en el sentido X para el Bloque 2.

El análisis pushover para el sentido X, finaliza con el paso 7/7 constituyéndose rótulas plásticas en las bases de las columnas del primer y segundo piso, las cuales se encuentran en niveles superiores a CP (prevención de colapso), asimismo, se visualiza que ninguna viga presenta rótulas plásticas.

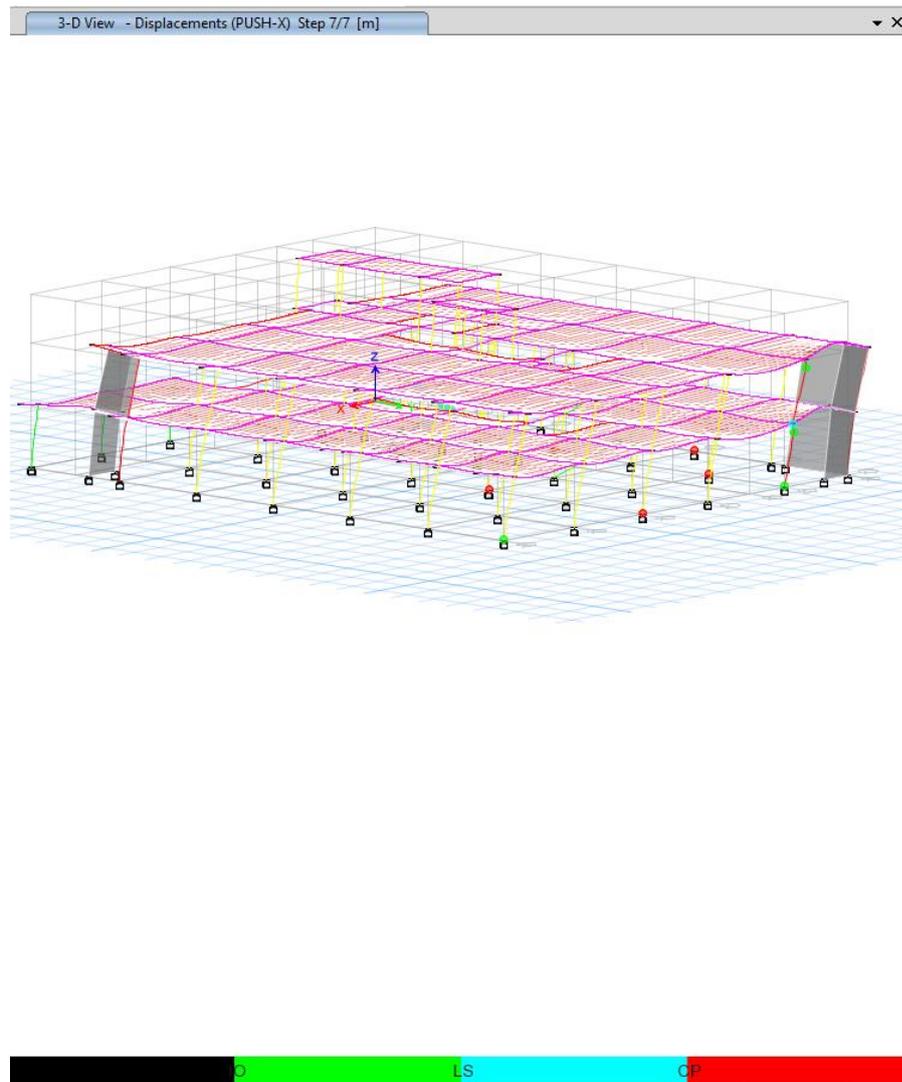


Fig. 4. 20: Análisis pushover en el paso 7/7 en el sentido X para el Bloque 2.

En la siguiente gráfica se puede evaluar la curva de capacidad de la estructura del bloque 2 al aplicar un pushover en el sentido X, donde se determina que el punto de desempeño para el sismo raro de diseño se encuentra fuera de la curva de capacidad de la estructura.

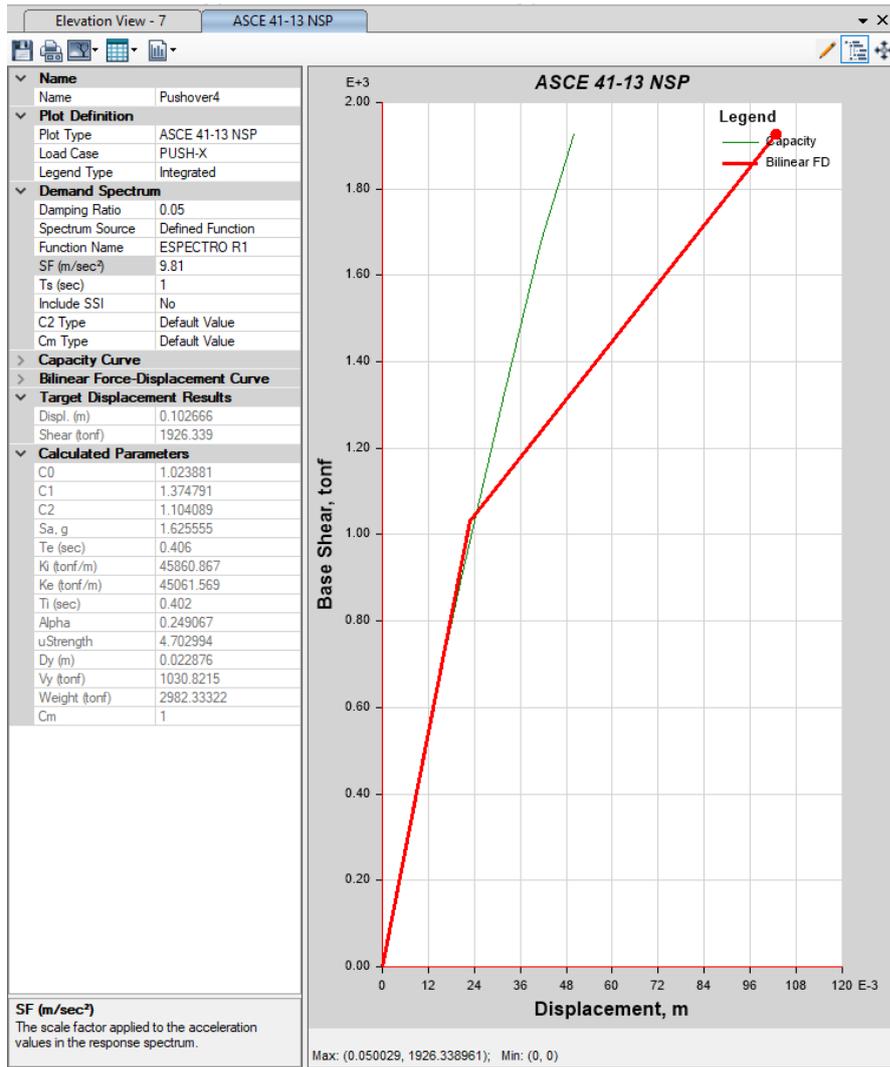


Fig. 4. 21: Curva de capacidad en el sentido X para el Bloque 2.

Al realizar el pushover en el sentido Y de la estructura del bloque 2, se observa que finaliza en el paso 3/6 exhibiéndose varias rótulas plásticas niveles superiores a IO (ocupación inmediata), las cuales están ubicadas en las bases de las columnas del primer piso; también se visualiza que ninguna viga forma rótulas plásticas.

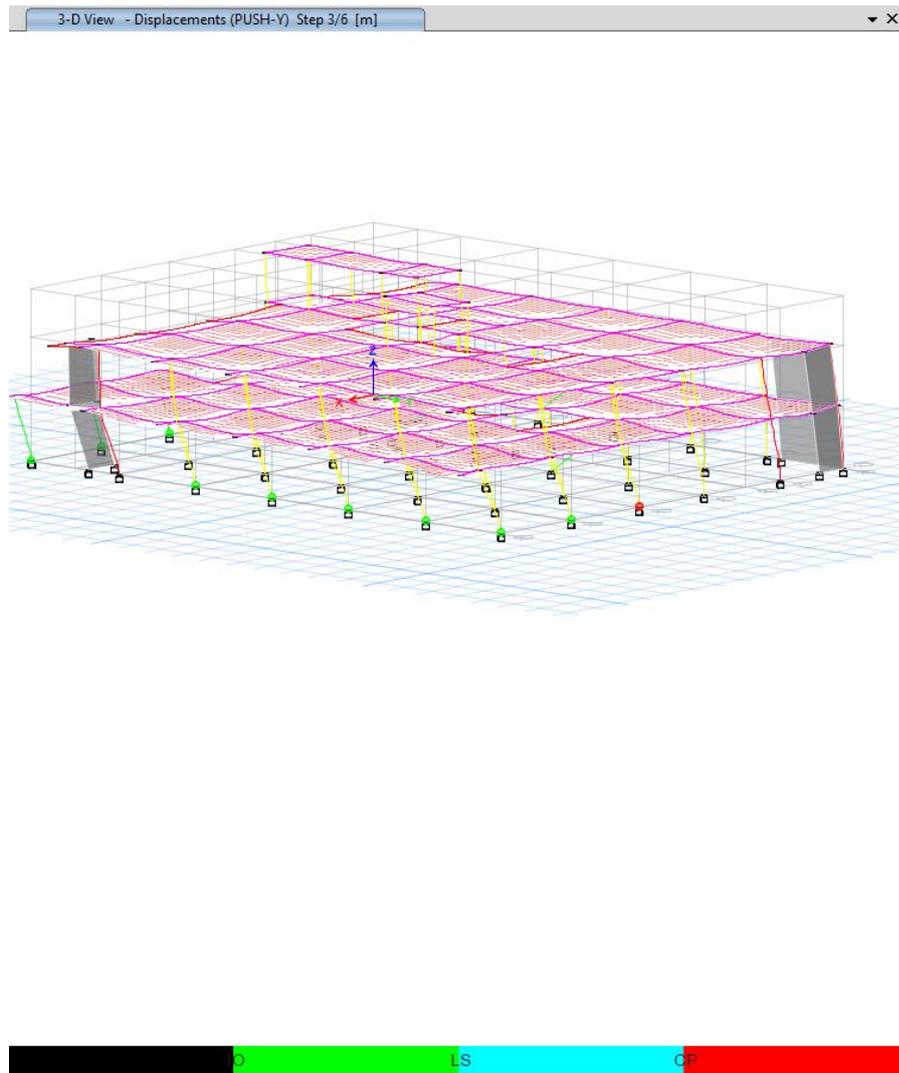


Fig. 4. 22: Análisis pushover en el paso 3/6 en el sentido Y para el Bloque 2.

Así también, el pushover en el sentido Y del bloque 2 finaliza con el paso 6/6 creándose rótulas plásticas en las bases de las columnas del primer piso, las cuales se encuentran en niveles superiores a CP (prevención de colapso), asimismo, se observa que ninguna viga forma rótulas plásticas.

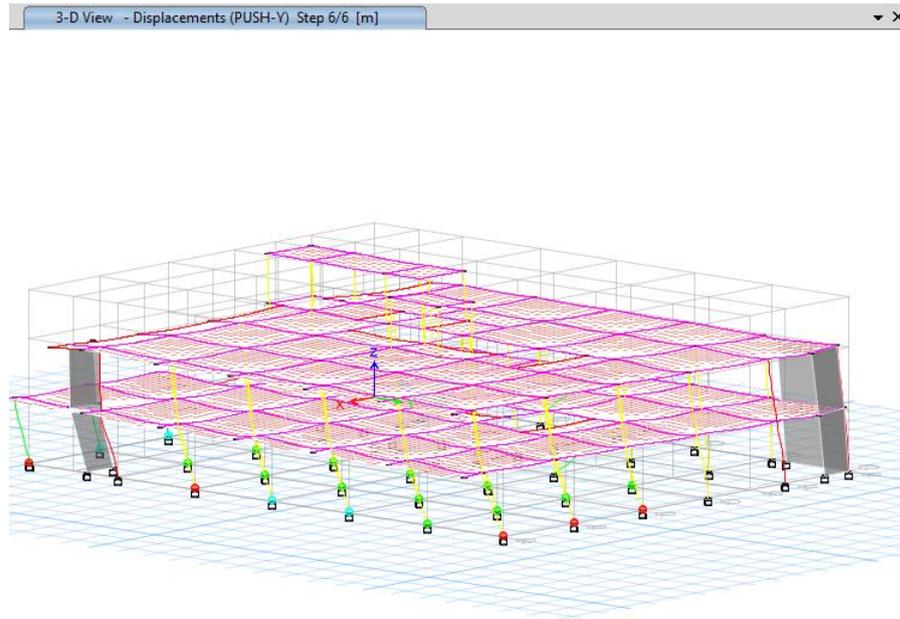


Fig. 4. 23: Análisis pushover en el paso 6/6 en el sentido Y para el Bloque 2.

En la siguiente gráfica se puede valorar la curva de capacidad de la estructura del bloque 2 al aplicar un pushover en el sentido Y, donde se comprueba que el punto de desempeño para el sismo raro de diseño se encuentra fuera de la curva de capacidad de la estructura.

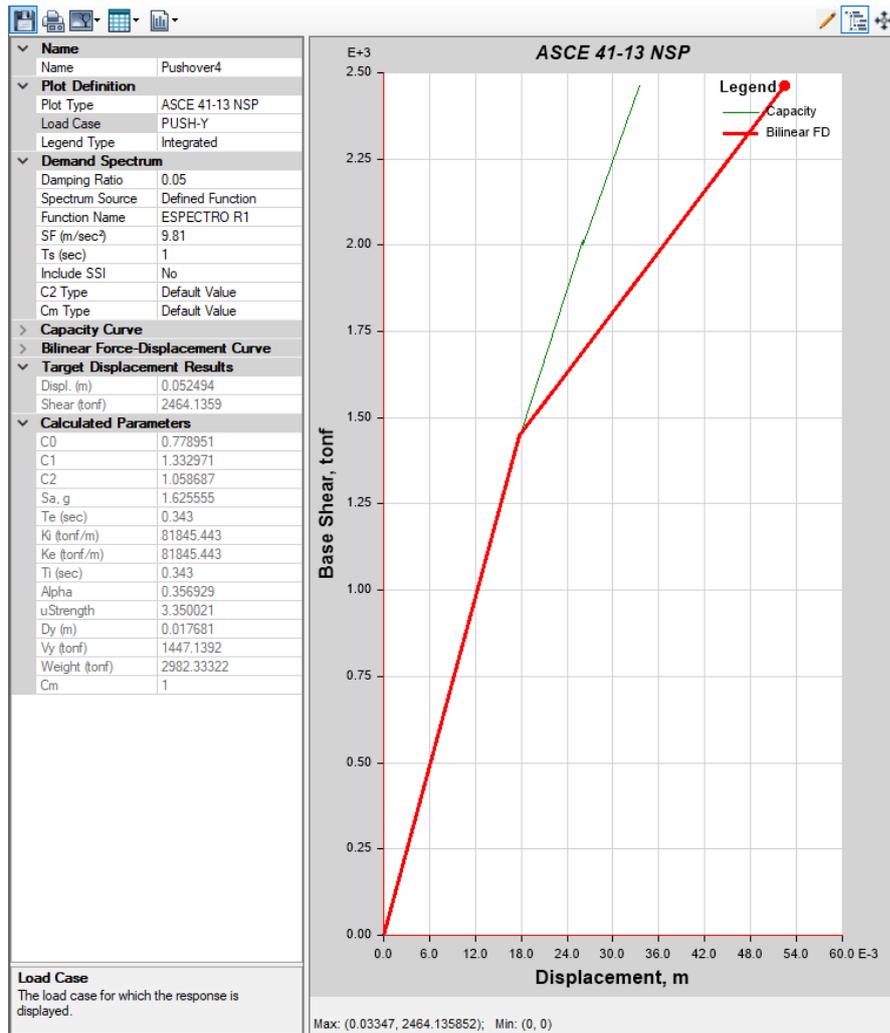


Fig. 4. 24: Curva de capacidad en el sentido Y para el Bloque 2.

En la gráfica 4.25, se puede visualizar la curva de capacidad de la estructura y los criterios de aceptación al aplicar un pushover en el sentido Y, que es el sentido crítico de la estructura del bloque 2 y se comprueba que el punto de desempeño para el sismo raro de diseño se encuentra fuera de la condición de prevención de colapso, y considerando que es una estructura esencial, es indispensable mejorar el comportamiento sísmico de esta edificación mediante un reforzamiento; en caso de no hacerlo este edificio colapsaría.

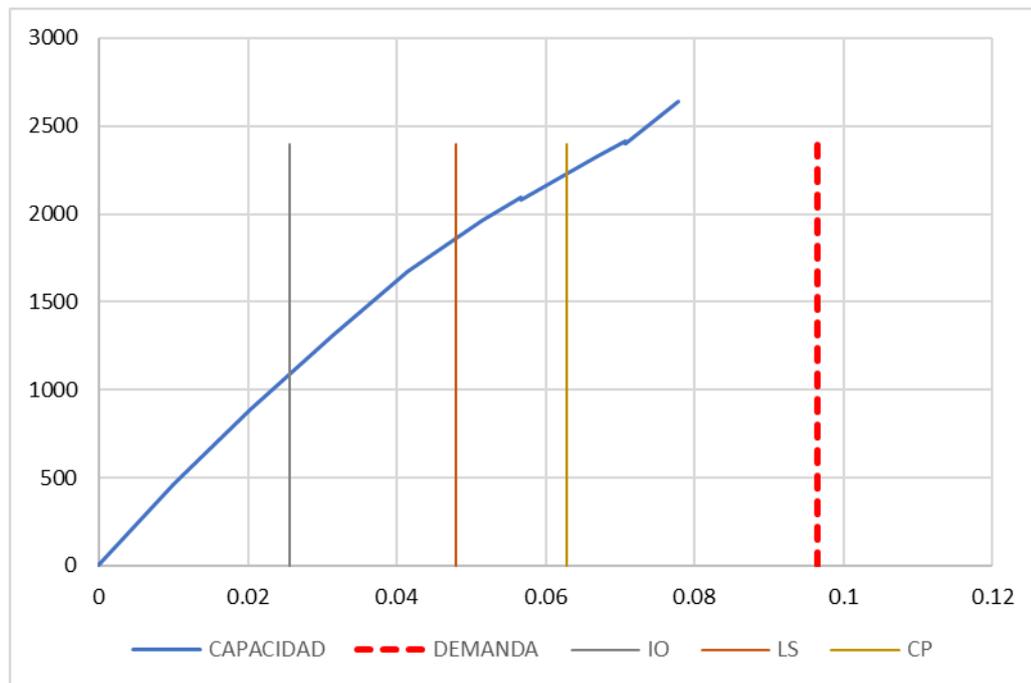


Fig. 4. 25: Límites de aceptación de la curva de capacidad del bloque 2 sin reforzamiento.

Durante el desarrollo del análisis no lineal para verificar el desempeño sísmico actual de la edificación se demostró que tanto la estructura del bloque 1 como el bloque 2 no cumplen con el desempeño sísmico esperado, puesto que las estructuras presentan una demanda en el límite de prevención de colapso y fuera de este, razón por la cual, se comprueba la necesidad de reforzar esta edificación, ya que al ser una unidad hospitalaria se convierte en una estructura esencial.

4.1.6. Resultados del análisis estático no lineal del reforzamiento de la estructura

En el análisis no lineal de la estructura del bloque 1 reforzada con diagonales de acero, es necesario realizar la asignación de rótulas plásticas a los elementos estructurales según la Norma ASCE 41-13. [45]

A continuación, se muestra la estructura del bloque 1 con su respectiva asignación de rótulas plásticas.

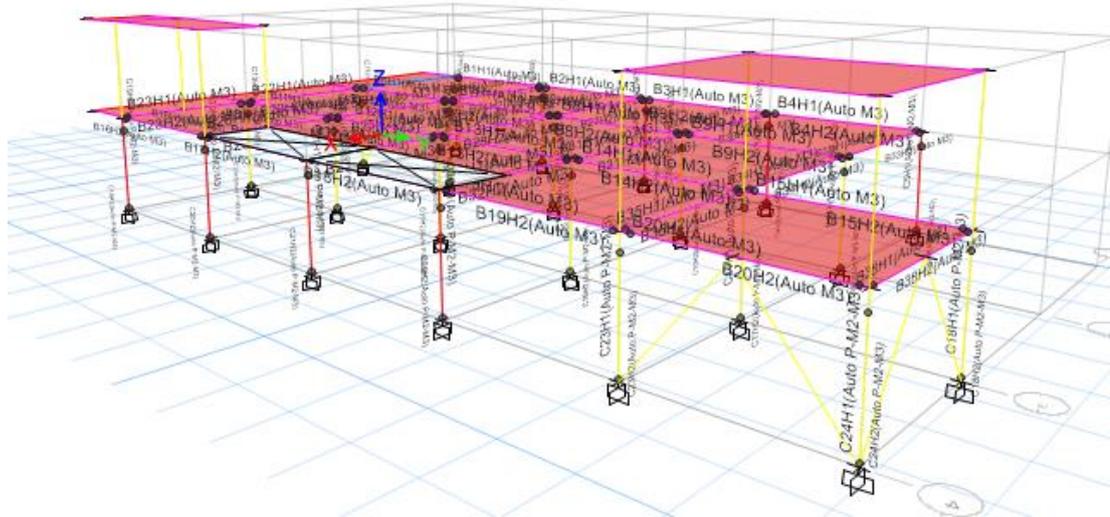


Fig. 4. 26: Asignación de rótulas plásticas en el Bloque 1.

Al ejecutarse el pushover del bloque 1 en el sentido X, se verifica que la primera rótula plástica aparece en el paso 7/20, y está ubicada en la base de la columna B2 del segundo piso. Esta rótula plástica está en nivel superior a CP (prevención de colapso), además no se visualizan rótulas plásticas en vigas ni diagonales.

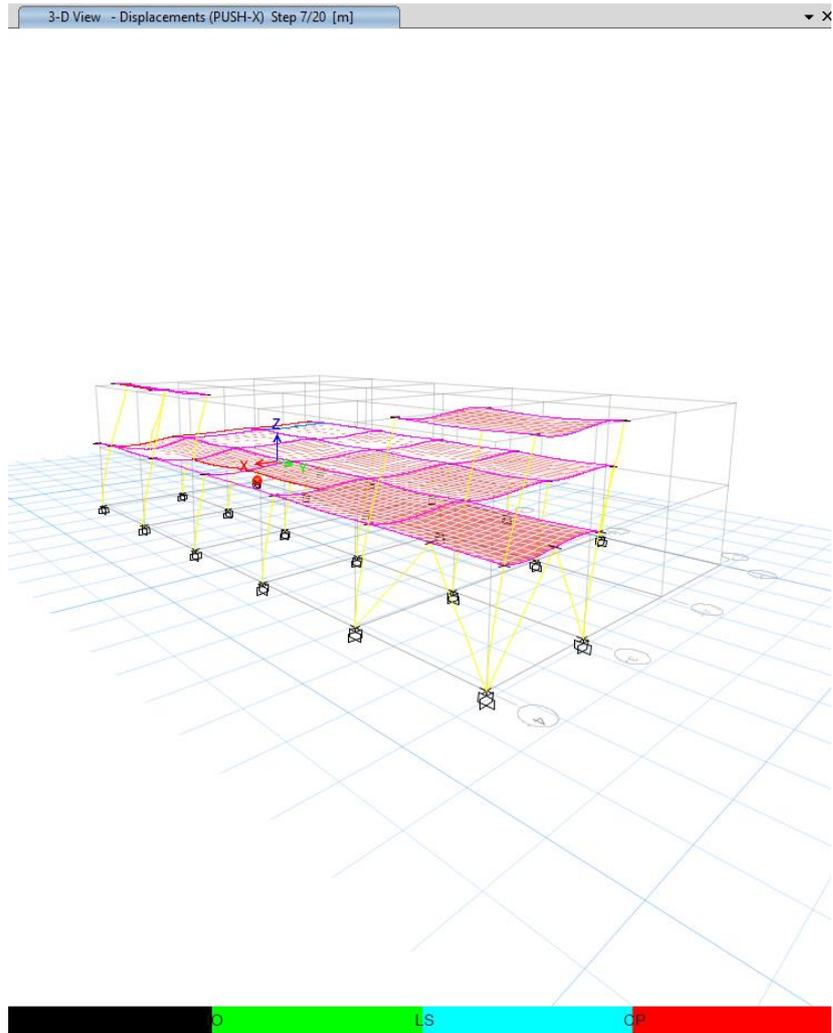


Fig. 4. 27: Análisis pushover en el paso 7/20 en el sentido X para el Bloque 1.

El análisis del pushover finaliza el paso 20/20 con rótulas en las bases de las columnas del primer piso en un nivel de desempeño CP (prevención de colapso), y tampoco no generaron rótulas plásticas en vigas ni diagonales.

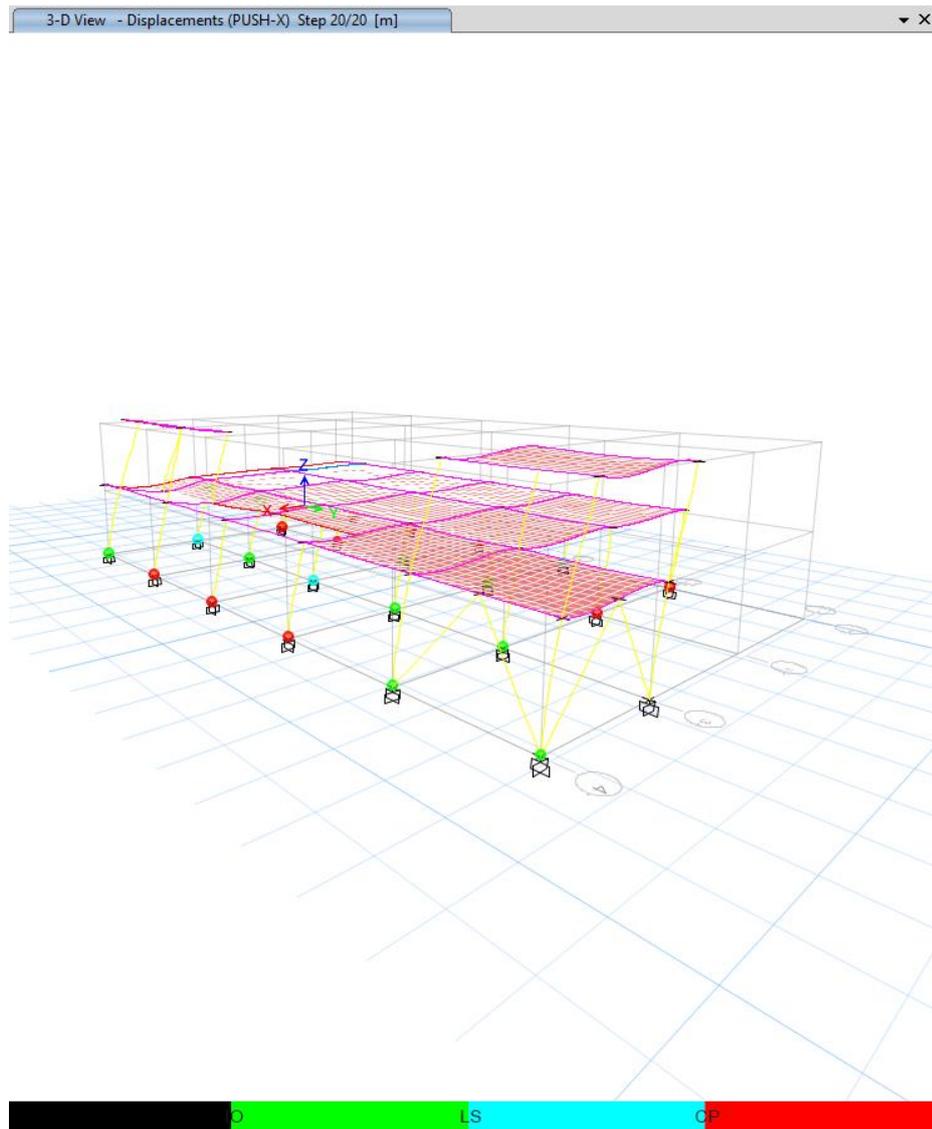


Fig. 4. 28: Análisis pushover en el paso 20/20 en el sentido X para el Bloque 1.

En la siguiente gráfica se puede apreciar la curva de capacidad de la estructura al aplicar un pushover en el sentido X de la estructura, donde se determina que el punto de desempeño para el sismo raro de diseño se ubica dentro de la curva de capacidad de la estructura, obteniéndose un buen desempeño sísmico.

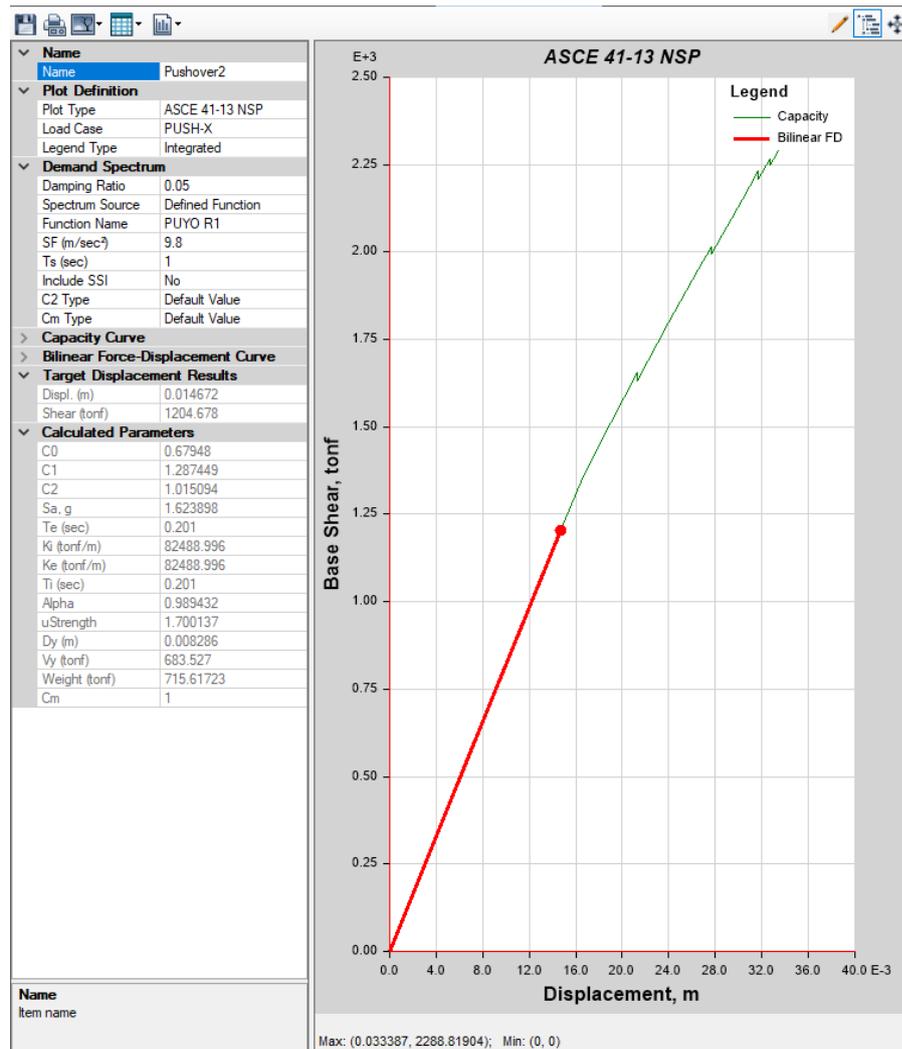


Fig. 4. 29: Curva de capacidad en el sentido X para el Bloque 1.

Al efectuar el pushover en el sentido X de la estructura del bloque 1, encontramos que se generan tres rótulas plásticas en el paso 8/23, en niveles superiores a IO (ocupación inmediata), las cuales están ubicadas en las bases de las columnas del primer piso; también se muestra que ninguna viga forma rótulas plásticas.

En la figura 4.30, se puede visualizar la curva de capacidad de la estructura y los criterios de aceptación al analizarse el pushover en el sentido X, han mejorado luego de realizarse el reforzamiento en el bloque 1, debido a que la demanda del edificio se encuentra en la condición de ocupación inmediata para el sismo raro de diseño; lo que representa un comportamiento sísmico satisfactorio de la estructura hospitalaria, misma que en conformidad con la NEC 2015, es una estructura esencial con un adecuado desempeño sísmico.

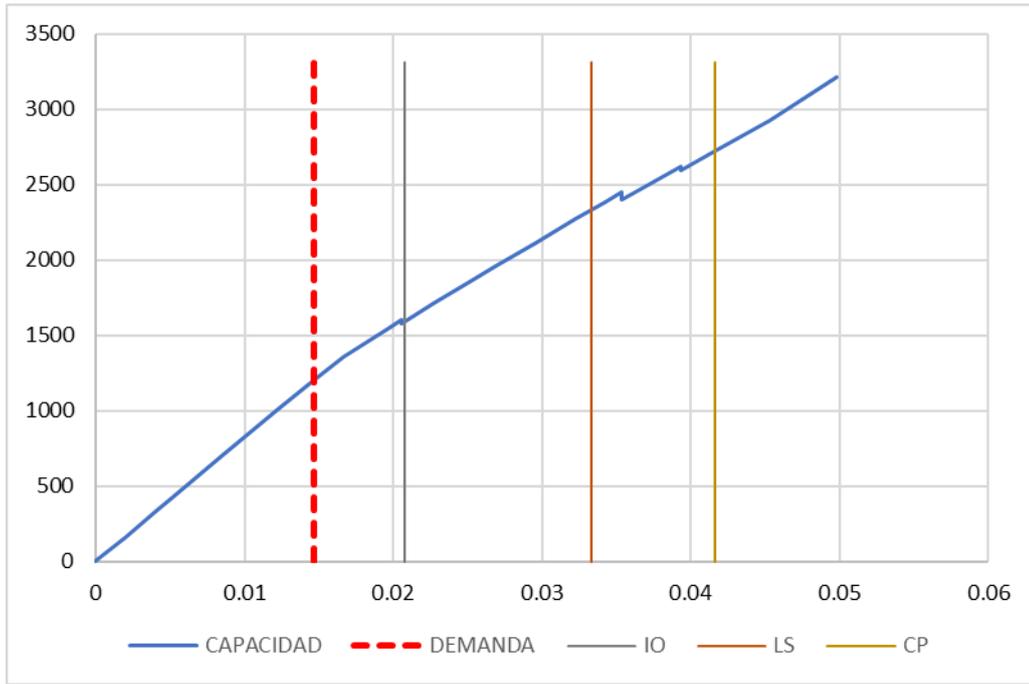


Fig. 4. 30: Límites de aceptación descritos en la curva de capacidad del bloque 1 reforzado.

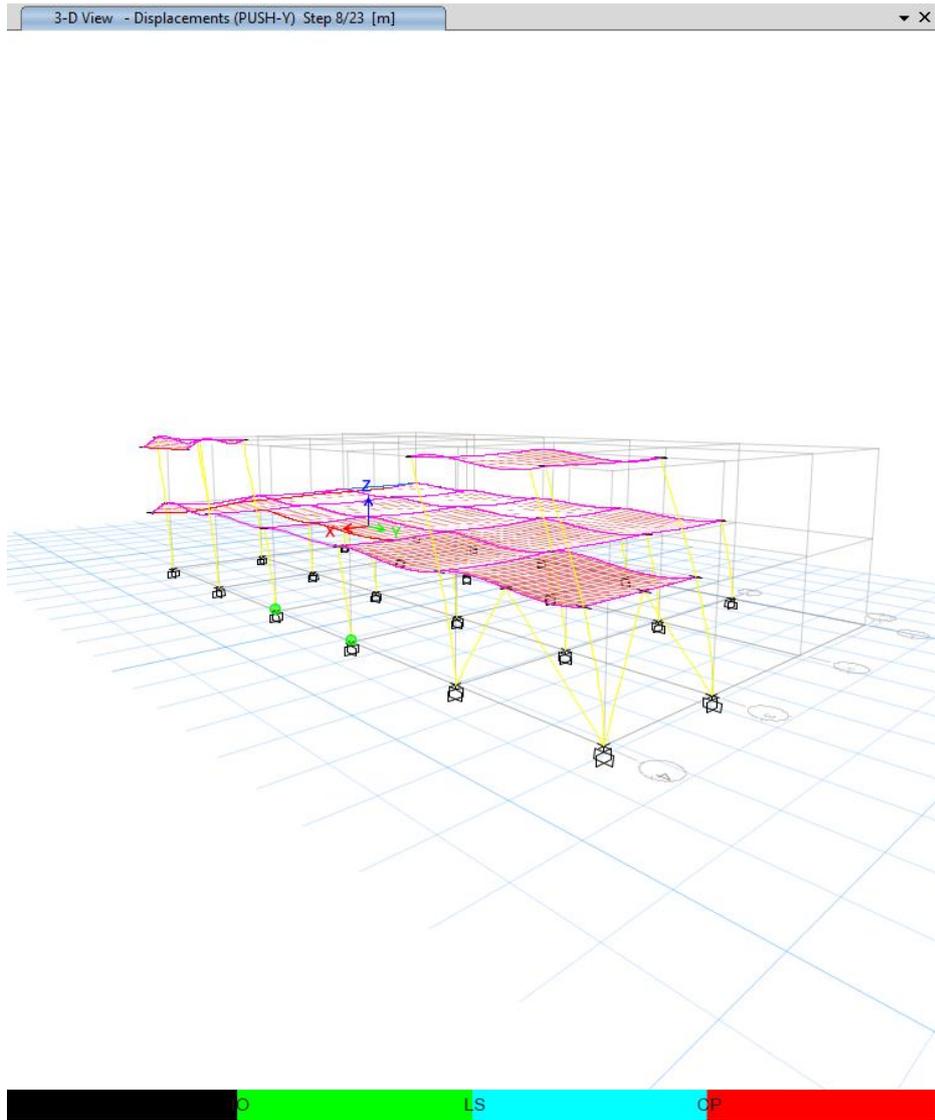


Fig. 4. 31: Análisis pushover en el paso 8/23 en el sentido Y para el Bloque 1.

El análisis pushover para el sentido Y, finaliza con el paso 23/23 con rótulas plásticas en niveles superiores a CP (prevención de colapso) en las bases y partes superiores de columnas del primer piso, ninguna viga ni diagonal forma rótulas plásticas.

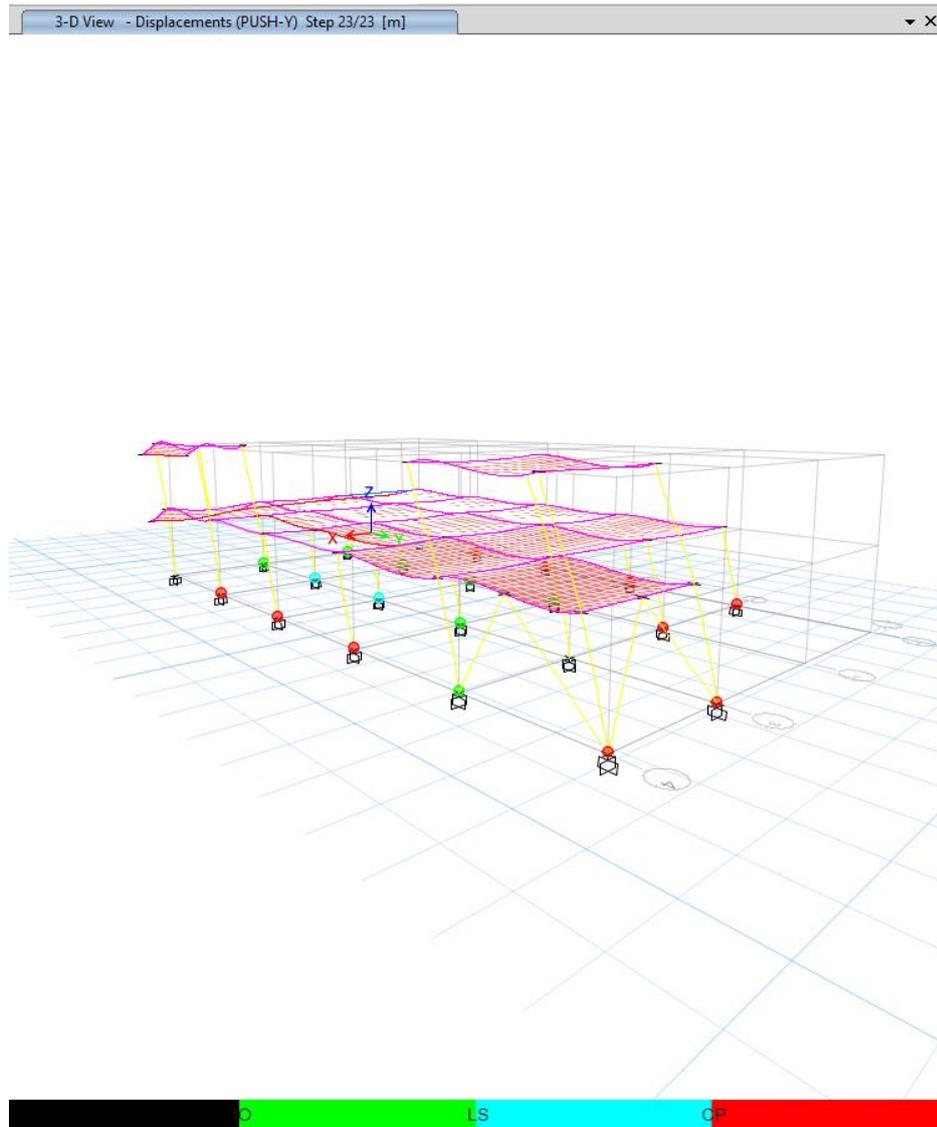


Fig. 4. 32: Análisis pushover en el paso 23/23 en el sentido Y para el Bloque 1.

Para el sentido Y de la estructura del bloque 1, se muestra una gráfica con la curva de capacidad de la estructura al aplicar un pushover, donde se encuentra que el punto de desempeño para el sismo raro de diseño se ubica dentro de la curva de capacidad de la estructura.

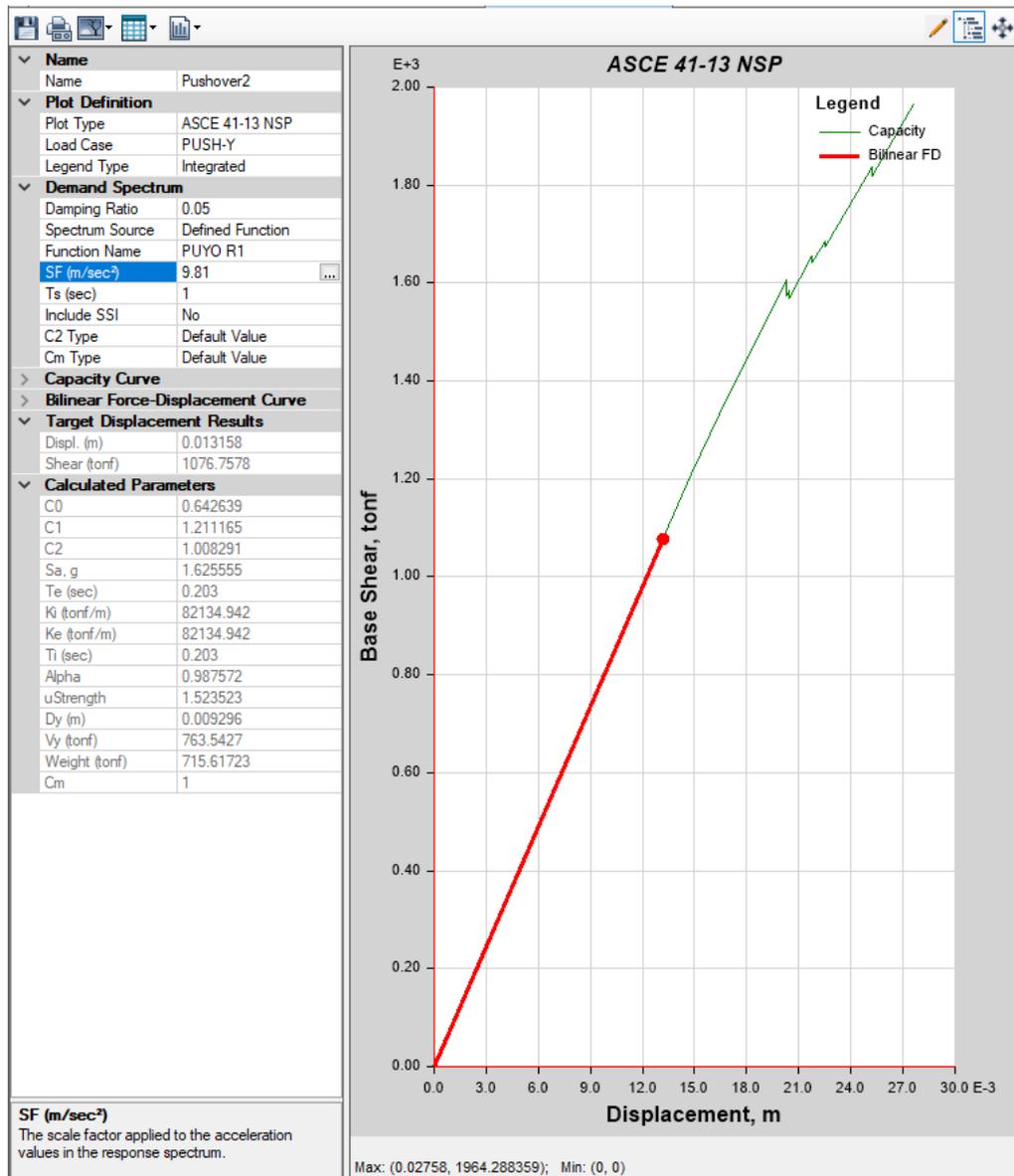


Fig. 4. 33: Curva de capacidad en el sentido Y para el Bloque 1.

En la siguiente figura se indica la estructura del bloque 2 con su respectiva asignación de rótulas plásticas.

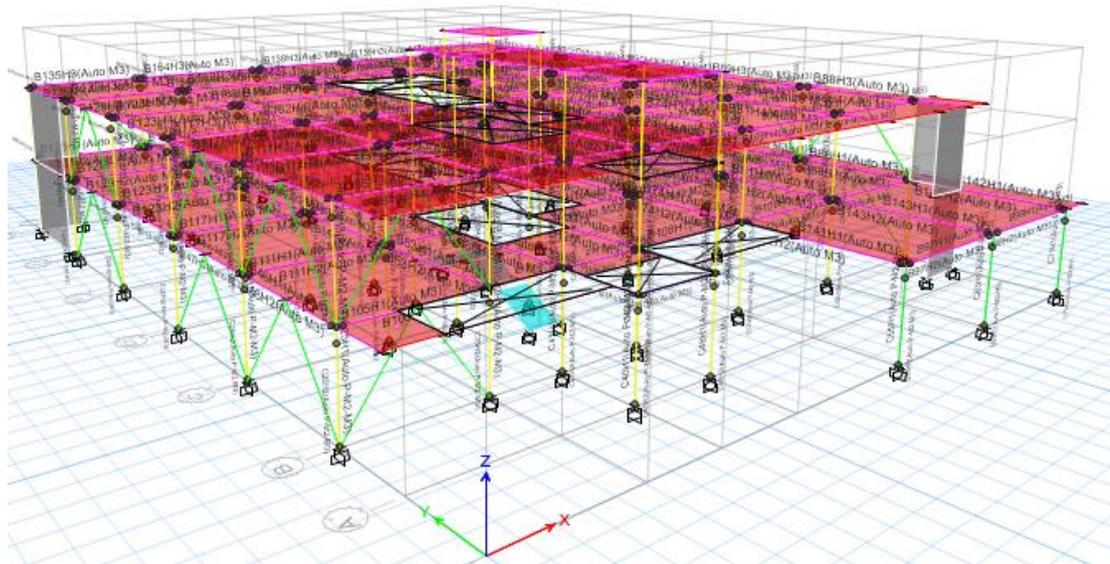


Fig. 4. 34: Asignación de rótulas plásticas en el Bloque 2.

Bajo la misma metodología del pushover utilizada en el bloque 1, se realiza el análisis del bloque 2, es así que al revisar el comportamiento de la estructura del bloque 2, se establece que la primera rótula plástica aparece en el paso 5/11 en la base de la columna B9 del primer piso.

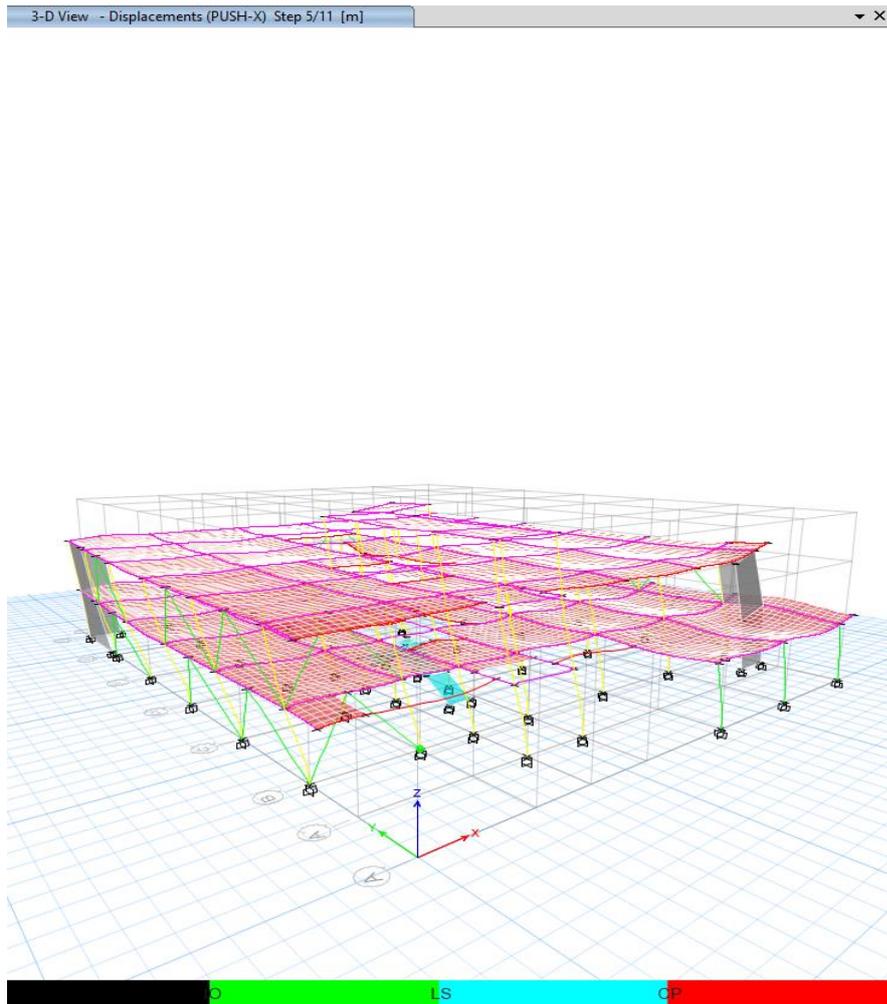


Fig. 4. 35: Análisis pushover en el paso 5/11 en el sentido X para el Bloque 2.

Para este caso, el análisis pushover finaliza con el paso 11/11, en donde se generaron rótulas plásticas en niveles superiores a CP (prevención de colapso), localizadas en las bases de columnas del segundo piso, ninguna viga forma rótulas plásticas.

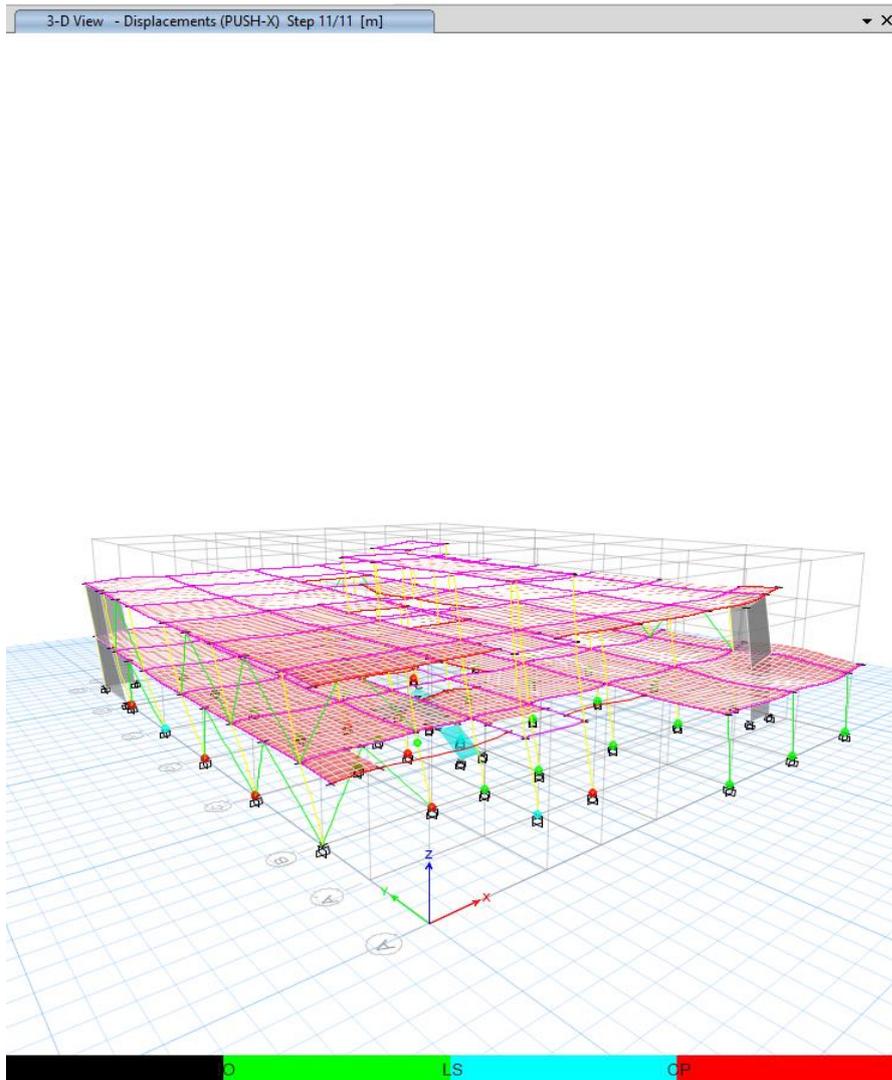


Fig. 4. 36: Análisis pushover en el paso 11/11 en el sentido X para el Bloque 2.

Para la siguiente gráfica se puede apreciar la curva de capacidad de la estructura al aplicar un pushover en el sentido X de la estructura y se demuestra que el punto de desempeño para el sismo raro de diseño se encuentra dentro de la curva de capacidad de la estructura del bloque 2.

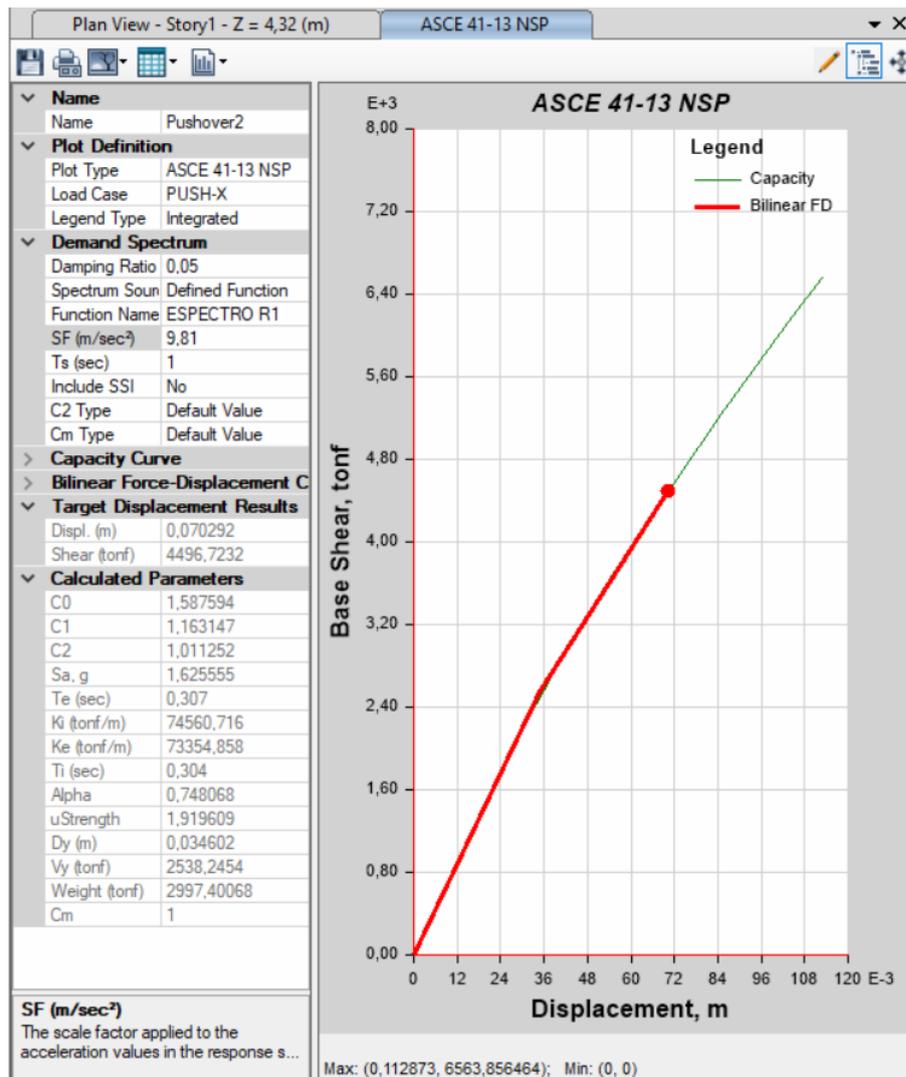


Fig. 4. 37: Curva de capacidad en el sentido X para el Bloque 2.

Finalmente se realiza el análisis para el sentido X del bloque 2, donde se indica la aparición de rótulas plásticas en el paso 4/8 ubicadas en las bases de las columnas del primer piso. No se encuentran rótulas plásticas en las vigas ni diagonales.

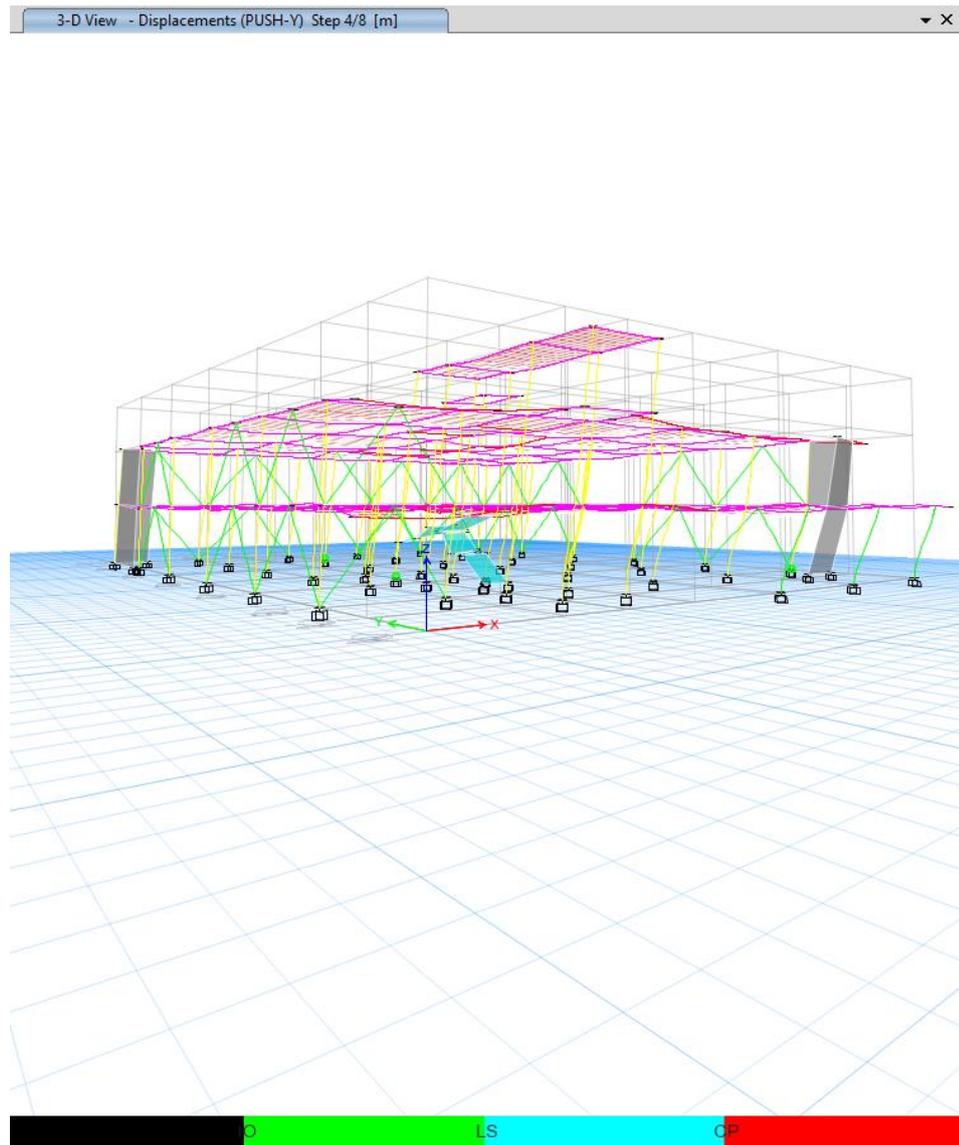


Fig. 4. 38: Análisis pushover en el paso 4/8 en el sentido Y para el Bloque 2.

De igual forma, para se observa que el pushover finaliza con el paso 8/8, generándose rótulas plásticas en los niveles superiores a CP (prevención de colapso), en las bases de las columnas del primer piso. No se forman rótulas plásticas en vigas ni diagonales.

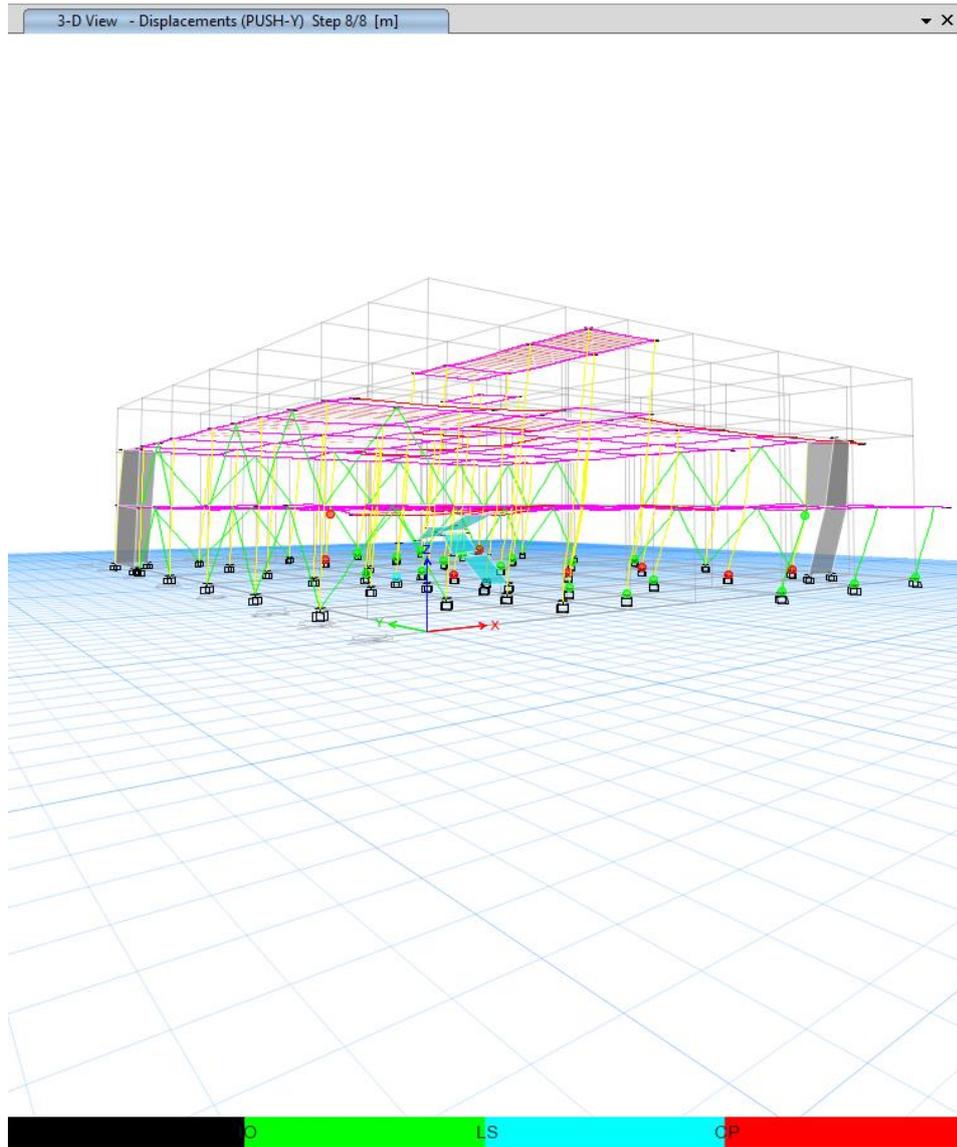


Fig. 4. 39: Análisis pushover en el paso 8/8 en el sentido Y para el Bloque 2.

Para la siguiente gráfica se puede apreciar la curva de capacidad de la estructura al aplicar un pushover en el sentido Y de la estructura y se indica que el punto de desempeño para el sismo raro de diseño se encuentra dentro de la curva de capacidad de la estructura del bloque 2.

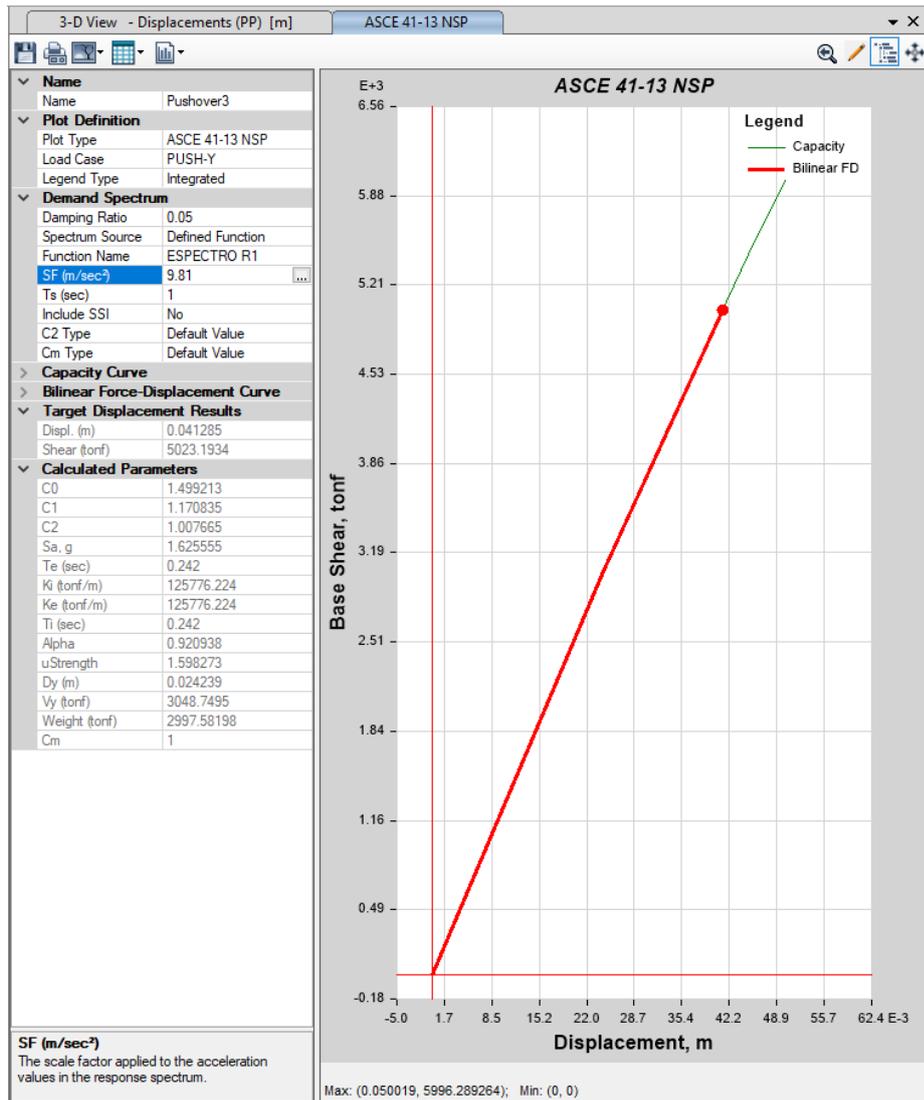


Fig. 4. 40: Análisis pushover en el sentido Y para el Bloque 2.

En la figura 4.41, se puede visualizar la curva de capacidad de la estructura y los criterios de aceptación al analizarse el pushover en el sentido Y, han mejorado luego de realizarse el reforzamiento en el bloque 2, debido a que la demanda del edificio se encuentra cerca de seguridad de vida para el sismo raro de diseño; lo que representa un comportamiento sísmico adecuado de la estructura hospitalaria, la cual, según la NEC 2015, es una estructura esencial con un desempeño sísmico aceptable.

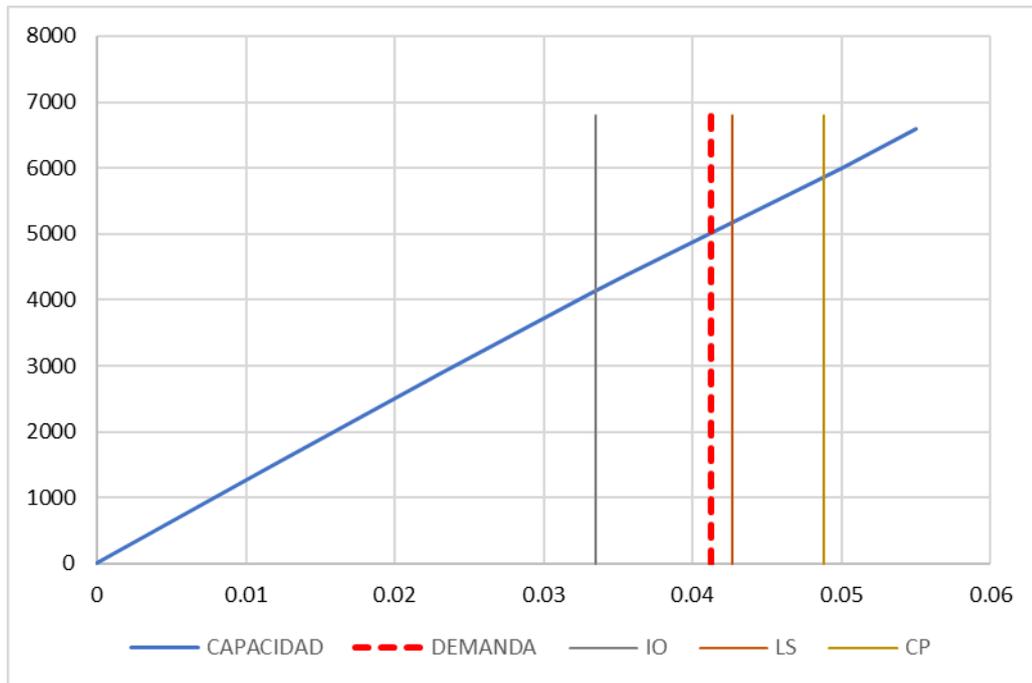


Fig. 4. 41: Límites de aceptación descritos en la curva de capacidad del bloque 2 reforzado.

4.1.7. Resultados del análisis de la interacción suelo – estructura

En este apartado se considera la interacción suelo – estructura para los dos bloques que conforman la unidad nueva del Hospital Básico el Puyo, dentro de este ámbito, para encontrar el efecto resultante se procedió a establecer articulaciones tipo resorte en la base de cimentación de los dos bloques, luego mediante un software de diseño se realizó la simulación de la estructura con la cimentación, alcanzándose resultados referentes a los periodos de vibración y asentamientos diferenciales máximos de la edificación.

Caso	Modo de vibración	Periodo (seg)	UX	UY	RZ
Modal	1	0.430	0.161	0.1035	0.3023
Modal	2	0.392	0.3024	0.2202	0.0406
Modal	3	0.368	0.081	0.2167	0.2702

Tabla 4. 6: Modos de vibración y participación de masas en el bloque 1 con la interacción suelo – estructura.

Con la interacción suelo – estructura del bloque 1, se obtiene como resultado que los periodos aumentan dentro de los tres primeros modos de vibración, mientras que los porcentajes de masas participantes se reducen.

En cuanto al análisis de los asentamientos de esta estructura, se obtiene un asentamiento máximo de 2.111 cm en la cimentación del bloque 1.

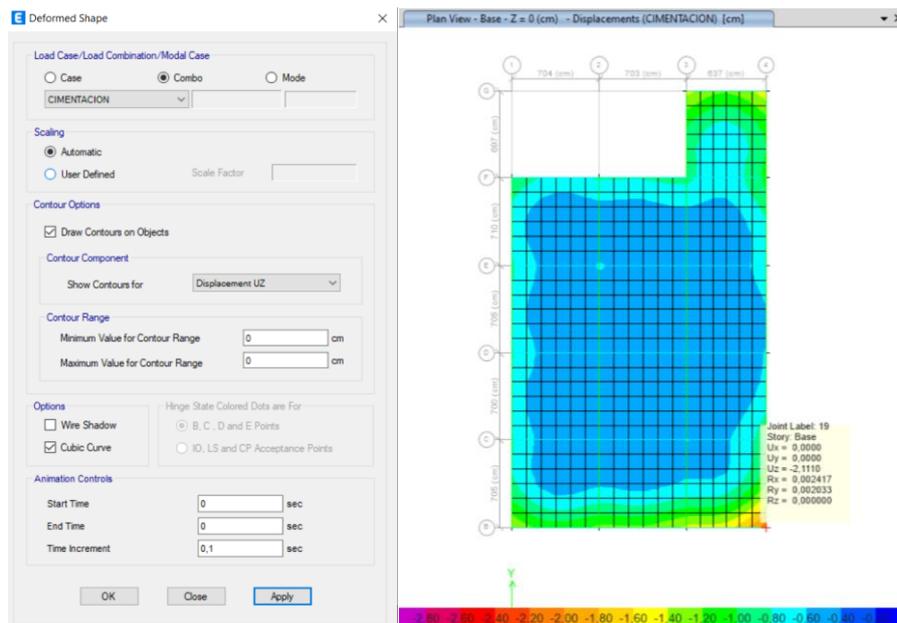


Fig. 4. 42: Asentamiento máximo de la estructura del Bloque 1.

Por otra parte en el análisis del bloque 2, se encontraron como resultado los siguientes datos:

Caso	Modo de vibración	Periodo (seg)	UX	UY	RZ
Modal	1	0.579	0.6584	0.0035	0.0154
Modal	2	0.518	0.0129	0.4731	0.2010
Modal	3	0.450	0.0039	0.1998	0.4767

Tabla 4. 7: Modos de vibración y participación de masas en el bloque 2 con la interacción suelo – estructura.

Al igual que el bloque 1, la estructura del bloque 2 alcanza periodos más altos dentro de los tres primeros modos de vibración, asimismo los porcentajes de masas participantes se reducen.

Para este análisis se encontró un asentamiento máximo de 2.336 cm en la cimentación del bloque 2.

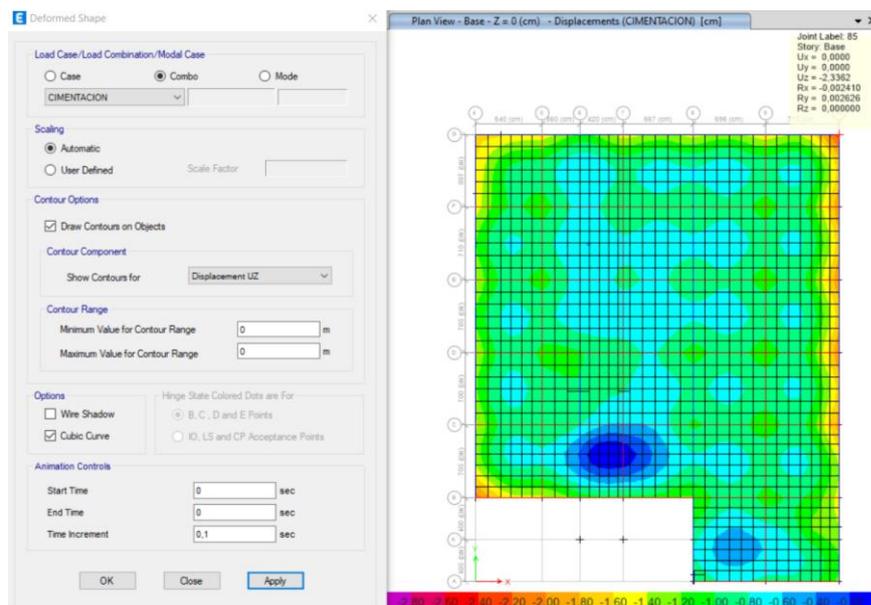


Fig. 4. 43: Asentamiento máximo de la estructura del Bloque 2.

4.1.8. Resultados de la evaluación Metodología NEC 2015

Según esta metodología la tipología del sistema estructural está compuesta por pórticos de hormigón armado con mampostería confinada sin refuerzo, obteniéndose una calificación de C3. Entonces a este tipo de sistema estructural le corresponde los puntajes establecidos en la siguiente tabla:

PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S													
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje básico	4,4	1,8	2,8	1,8	2,5	2,8	1,6	2,4	2,6	3	2	2,8	2
ALTURA DE LA EDIFICACIÓN													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0,4	0,2	0,4	0,4	0,2	0,2	0,2	0,4	N/A	0,4	0,4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0,3	0,6	0,8	0,3	0,4	0,6	0,8	N/A	0,8	0,8
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN													
Irregularidad vertical	-2,5	-1	-1	-1,5	-	-1	-1	-1	-1	-	-1,5	-1	-1
					1,5					1,5			
Irregularidad en planta	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-	-	-	-	-	-	-0,5	-	-
					0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5		0,5	0,5
CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
Pre-código moderno (construido antes de 1977) o auto construcción	0	-0,2	-1	-1,2	-	-1	-	-	-1	-	-0,8	-	-
					1,2		0,2	0,8		0,8		0,8	0,2
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2,8	1	1,4	2,4	1,4	1	1,4	1,4	1	1,6	1
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	0	-0,4	-0,4	-0,4	-	-	-	-	-	-	-0,4	-	-
					0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4		0,4	0,4
Tipo de suelo D	0	-0,6	-0,6	-0,6	-	-	-	-	-	-	-0,6	-	-
					0,6	0,6	0,4	0,6	0,6	0,6		0,6	0,4
Tipo de suelo E	0	-0,8	-0,4	-1,2	-	-	-	-	-	-	-1,2	-	-
					1,2	0,8	0,8	1,2	1,2	1,2		1,2	0,8
PUNTAJE FINAL							1,7						

Tabla 4. 8: Puntajes básicos en la evaluación NEC 2015.

La suma total de las calificaciones (S) descritas en la tabla anterior nos da un valor de 1.7, mismo se encuentra dentro del rango $S < 2.0$, deduciéndose que la edificación de la unidad nueva del Hospital Básico el Puyo presenta alta vulnerabilidad por lo que requiere una evaluación especial.

4.1.9. Resultados de la evaluación Metodología FEMA P-154

La edificación al evaluarse por la metodología FEMA P-154, entra en la misma clasificación de la NEC 2015, con un calificativo C3, alcanzándose un puntaje básico de 0.9 (S mín.). Con ese punto de partida se continúa con el análisis de la estructura otorgándose puntajes como se indica en la siguiente tabla:

PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1																	
PARÁMETROS CALIFICATIVOS DE ESTRUCTURA (TIPO DE EDIFICIO FEMA)	TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL																
	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
				(MRF)	(BR)	(LM)	(RC SW)	(URM ING)	(MRF)	(SW)	(URM INF)	(TU)		(FD)	(RD)		
PUNTAJE BÁSICO	2,1	1,9	1,8	1,5	1,40	1,6	1,4	1,2	1	1,2	0,9	1,1	1	1,1	1,1	0,9	1,1
IRREGULARIDADES																	
Irregularidad vertical Grave, VL1	-0,9	-0,9	-0,9	-0,8	-0,7	-0,8	-0,7	-0,7	-0,7	-0,8	-0,6	-0,7	-0,7	-0,7	-0,7	-0,6	NA
Irregularidad vertical Moderada, VL1	-0,6	-0,5	-0,5	-0,4	-0,4	-0,5	-0,4	-0,3	-0,4	-0,4	-0,3	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	NA
Irregularidad en planta, PL1	-0,7	-0,7	-0,6	-0,5	-0,5	-0,6	-0,4	-0,4	-0,4	-0,5	-0,3	-0,5	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	NA
CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN																	
Pre-código moderno (construido antes de 2001) o auto construcción	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,2	-0,3	-0,2	-0,1	-0,1	-0,2	0	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	0	0
Construido en etapa de transición (desde 2001 pero antes de 2015)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Post código moderno (construido a partir de 2015)	1,9	1,9	2	1	1,1	1,1	1,5	NA	1,4	1,7	NA	1,5	1,7	1,6	1,6	NA	0,5
SUELO																	
Suelo Tipo A o B	0,5	0,5	0,4	0,3	0,3	0,4	0,3	0,2	0,2	0,3	0,1	0,3	0,2	0,3	0,3	0,1	0,1
Suelo Tipo E (1-3Pisos)	0	-0,2	-0,4	-0,3	-0,2	-0,2	-0,2	-0,1	-0,1	-0,2	0	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	0	-0,1
Tipo de suelo E (>3 Pisos)	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	-0,3	NA	-0,3	-0,1	-0,1	-0,3	-0,1	NA	-0,1	-0,2	-0,2	0	NA
Puntaje Mínimo	0,7	0,7	0,7	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3	0,3	0,2	1
PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1 > SMIN											0,6						

Tabla 4. 9: Puntajes básicos en la evaluación FEMA P - 154

Como resultado se obtiene la suma total de 0.6 (SL 1) como puntaje final; este valor debe ser mayor que el S mín, que corresponde a 0.9, pero en este caso no se cumple, por lo que el edificio presenta una vulnerabilidad alta y requiere de un estudio especializado.

4.1.10. Resultados de la evaluación Metodología FUNVISIS

- Índice de amenaza

La ciudad de Puyo pertenece a la zona sísmica III, en tal virtud, le corresponde un factor Z de 0.30 con elevado peligro sísmico, y considerando que la edificación está cimentada en una zona plana sin efectos topográficos, entonces para este caso se adopta un valor de 0.68 como índice de amenaza con una valorización de elevado, como se muestra en la siguiente tabla:

Zona	Peligro Sísmico	Z	I _A	
			Sin efectos topográficos	Con efectos topográficos
VI	Muy elevado	0,50	1,00	1,25
V	Elevado	0,40	0,90	1,00
IV	Elevado	0,35	0,80	0,88
III	Elevado	0,30	0,68	0,75
II	Intermedio	0,25	0,56	0,63
I	Bajo	0,15	0,34	0,38

Tabla 4. 10: Valores del Índice de Amenaza (IA).

- **Índice de vulnerabilidad**

Entonces para esta edificación tenemos:

I _i	Vulnerabilidad asociada a	α _i
I ₁	Antigüedad y norma utilizada	0,25
I ₂	Tipo estructural	0,35
I ₃	Irregularidad	0,25
I ₄	Profundidad del depósito	0,07
I ₅	Topografía y drenajes	0,04
I ₆	Grado de deterioro	0,04

Tabla 4. 11: Índices de Vulnerabilidad específica (I_i), y Pesos relativos (α_i).

- Para establecer I₁, nos basamos en el año de construcción de la estructura en estudio:

Año de construcción (t)	t ≤ 1977	1977 < t ≤ 2001	2001 < t ≤ 2015	t > 2015
I ₁	100	70	25	10

Tabla 4. 12: Valores del Índice de Vulnerabilidad asociado con la antigüedad (I₁).

Esta estructura fue construida posterior en el año 2016, por ende, escogemos el valor de I₁ correspondiente a 10.

- El valor de I₂ se refiere directamente al tipo de estructura que presenta la unidad nueva del Hospital Básico el Puyo, obteniéndose una distribución con Pórticos de concreto armado rellenos con paredes de bloques de arcilla o de concreto, otorgándose un valor I₂ de 40.

I₁	Identificación del Tipo Estructural	Descripción	I₂
1	PCA	Pórticos de concreto armado	25
2	PCAP	Pórticos de concreto armado rellenos con paredes de bloques de arcilla o de concreto	40
3	MCA2D	Muros de concreto armado en dos direcciones horizontales	10
4	MCA1D	Sistemas con muros de concreto armado de poco espesor, dispuestos en una sola dirección, como algunos sistemas del tipo túnel	90
5	PA	Pórticos de acero	40
6	PAPT	Pórticos de acero con perfiles tubulares	60
7	PAD	Pórticos de acero diagonalizados	20
8	PAC	Pórticos de acero con cerchas	40
9	PRE	Sistemas pre-fabricados a base de grandes paneles o de pórticos	90
10	MMC	Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería confinada	70
11	MMNC	Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería no confinada	100
12	PMBCB	Sistemas mixtos de pórticos y de mamposterías de baja calidad de construcción, con altura no mayor a 2 pisos	90
13	PMBCA	Sistemas mixtos de pórticos y de mamposterías de baja calidad de construcción, con altura mayor a 2 pisos	95
14	VB	Viviendas de bahareque de un piso	90
15	VCP	Viviendas de construcción precaria (tierra, madera, zinc, etc.)	100

Tabla 4. 13: Valores del Índice de Vulnerabilidad asociado con el Tipo estructural (I₂).

- Para hallar el valor de I₃ referente a la irregularidad, tenemos la siguiente tabla:

j	Descripción de la irregularidad	I₃
1	Ausencia de vigas altas en una o dos direcciones	40
2	Ausencia de muros en una dirección, como ocurre en algunos sistemas del tipo túnel	80
3	Edificios de carácter frágil, sin la capacidad para disipar energía, como lo son las edificaciones de adobe o de paredes de bloques que no poseen refuerzo metálico interior ni de elementos de confinamiento (columnas, vigas de corona)	100
4	Presencia de al menos un entrepiso blando o débil	50

5	Presencia de columnas cortas	30	
6	Discontinuidad de ejes de columnas o paredes portantes	30	
7	Aberturas significativas en losas	10	
8	Fuerte asimetría de masas o rigideces en planta o esquemas de elevación tipo L	20	
9	Adosamiento a edificio adyacente:	(a) Losa contra losa	10
		(b) Losa contra columna	20
10	Planta en forma de I, H, T, U, C o similar, sin presencia de juntas, o esbeltez excesiva horizontal	10	
11	Masas que crecen significativamente con la elevación (Tipo T o pirámide invertida) o esbeltez excesiva vertical	10	

Tabla 4. 14: Valores del Índice de Vulnerabilidad asociado con irregularidades (I3).

Durante la inspección visual realizada, se notó la presencia de columnas cortas en el edificio, lo que conlleva a alcanzar un puntaje de 30 para I3.

- Respecto a la profundidad del depósito, I4, se tiene la opción de otros casos, puesto que la estructura está compuesta por dos pisos y no se encuentra localizada en depósitos de sedimentos, por ello, se registra un valor de 0 para I4.

Situaciones de aplicación	I4
Edificios con un número de pisos mayor que 6 pisos y localizados en depósitos de sedimentos de profundidad mayor a 120 metros	100
Otros casos	0

Tabla 4. 15: Valores del Índice de Vulnerabilidad asociado con la profundidad del depósito (I4).

- En cuanto a la calificación para la topografía y drenajes, se debe elegir el valor de I5 acorde a la localización de la construcción, como se muestra a continuación:

Características			I5
Localización de la construcción	Construcción sobre planicie		0
	Construcción sobre ladera con pendiente de ángulo q dada por:	Entre 20° y 45°	50
		$> 45^\circ$	80
	Construcción sobre la cima o en la base de la ladera de pendiente $q > 20^\circ$, a una distancia D:	Menor o igual a H	80
		Mayor a H	0
	Existencia de drenajes	Si	0
No		20	

Tabla 4. 16: Valores del Índice de Vulnerabilidad asociado con la topografía y drenajes (I5).

Como tenemos un edificio construido sobre una planicie, se escoge para I_5 un valor de 0 para este índice asociado con la topografía y drenajes.

- El grado de grado de deterioro, I_6 , se determina de acuerdo al estado de la infraestructura de la edificación.

Componente	Grado de deterioro		I_6
Estructura	(a) Estructura de concreto: Agrietamiento en elementos estructurales de concreto armado y/o corrosión de acero de refuerzo	Severo	70
		Moderado	35
		Ninguno	0
	(b) Estructura de acero: Corrosión en elementos de acero y/o deterioro de conexiones y/o pandeo de elementos	Severo	70
		Moderado	35
		Ninguno	0
Paredes	Arietamiento en paredes de relleno	Severo	20
		Moderado	10
		Ninguno	0
Todos	Estado general de mantenimiento	Bajo	10
		Regular	5
		Bueno	0

Tabla 4. 17: Valores del Índice de Vulnerabilidad asociado al grado de deterioro (I_6).

Con los aspectos considerados, esta edificación consigue un valor de 10 para el grado de deterioro (I_6).

Después del análisis realizado, se procede al cálculo del índice de vulnerabilidad:

I_i	Vulnerabilidad asociada a	α_i	Valores alcanzados
I_1	Antigüedad y norma utilizada	0,25	10
I_2	Tipo estructural	0,35	40
I_3	Irregularidad	0,25	30
I_4	Profundidad del depósito	0,07	0
I_5	Topografía y drenajes	0,04	0
I_6	Grado de deterioro	0,04	10
Índice de vulnerabilidad I_v			24.40

Tabla 4. 18: Valor del Índice de Vulnerabilidad (I_v).

- **Índice de importancia**

Para considerar el índice de importancia de esta estructura, se debe tener en cuenta el uso de la edificación y la cantidad de personas que diariamente ocupan este edificio:

Grupo	Uso del edificio
A1	Hospitales y centros de salud, estaciones de bomberos y de protección civil.
A2	Cuarteles de policía, edificios de asiento del gobierno local, regional o nacional, edificios educativos, construcciones patrimoniales de valor excepcional, centrales eléctricas, subestaciones de alto voltaje y de telecomunicaciones, plantas de bombeo, depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen materiales radioactivos, torres de control, centros de tráfico aéreo. Edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas económicas. Edificios que puedan poner en peligro algunas de los grupos A1 y A2.
A3	Todas aquellas edificaciones no contenidas en los grupos A1 y A2 tales como viviendas, edificios de apartamentos, de oficina, comerciales, hoteles, bancos, restaurantes, cines, teatros, almacenes y depósitos.

Tabla 4. 19: Clasificación según el uso del edificio.

De acuerdo al número de ocupantes en la edificación de la unidad nueva del Hospital Básico el Puyo, se tiene que alrededor de 350 personas usan estas instalaciones con la finalidad de brindar y recibir el servicio de salud.

Uso del edificio	$N \leq 10$	$10 < N \leq 100$	$100 < N \leq 500$	$500 < N \leq 1000$	$t > 1000$
A1	0.90	0.92	0.95	0.97	1
A2	0.85	0.87	0.90	0.93	0.95
A3	0.80	0.82	0.85	0.87	0.90

Tabla 4. 20: Valores del Índice de Importancia (Ii).

Entonces, de la tabla se deduce que esta casa de salud presenta un índice de importancia A1 de 0.95 referente al intervalo $100 < N \leq 500$, debido a que se presenta una ocupación de 350 personas en el edificio.

- Valoración de los Índices de Vulnerabilidad

En la valorización del índice de vulnerabilidad se obtuvo un valor de 24.40, mismo que se encuentra dentro del rango $20 \leq Iv \leq 30$, dándose una calificación de vulnerabilidad de Media Baja.

Iv Rango de Valores	$60 \leq Iv \leq 100$	$40 \leq Iv \leq 60$	$30 \leq Iv \leq 40$	$20 \leq Iv \leq 30$	$10 \leq Iv \leq 20$	$0 \leq Iv \leq 10$
		60	40	30	20	10

Calificación de la Vulnerabilidad	Muy elevada	Elevada	Media Alta	Media Baja	Baja	Muy Baja
--	-------------	---------	------------	-------------------	------	----------

Tabla 4. 21: Valores del Índice de Vulnerabilidad (Iv).

- **Valoración del Índice de Riesgo**

Al multiplicar el valor del índice de amenaza que es 0.68 por el valor del índice de vulnerabilidad que corresponde a 24.40, se alcanza un resultado de 16.59 como índice de riesgo, valor que se encuentra ubicado en el rango $15 \leq I_R \leq 25$, clasificando al riesgo como medio alto.

IR Rango de Valores	$60 \leq I_R \leq 100$	$40 \leq I_R \leq 60$	$25 \leq I_R \leq 40$	$15 \leq I_R \leq 25$	$8 \leq I_R \leq 15$	$3 \leq I_R \leq 8$	$0 \leq I_R \leq 3$
Calificación del riesgo	Muy elevado	Elevado	Alto	Medio Alto	Medio Bajo	Bajo	Muy Bajo

Tabla 4. 22: Valores del Índice de Riesgo (IR).

- **Valoración del índice de priorización.**

Finalmente, como el producto del índice de importancia que es 0.95 multiplicado por el valor del índice de riesgo que es 16.59, se consigue un total de 15.76 como índice de priorización, el cual se ubica en el rango $12 \leq I_p < 16$, dándose una calificación de P8 y una valorización de intermedio.

Calificación de la Priorización	I_p Rango de Valores	Valorización
P1 (Prioridad máxima)	$60 \leq I_p \leq 100$	Máximo
P2	$50 \leq I_p < 60$	Alto
P3	$40 \leq I_p < 50$	Alto
P4	$30 \leq I_p < 40$	Alto
P5	$25 \leq I_p < 30$	Intermedio
P6	$20 \leq I_p < 25$	Intermedio
P7	$16 \leq I_p < 20$	Intermedio
P8	$12 \leq I_p < 16$	Intermedio
P9	$8 \leq I_p < 12$	Bajo
P10	$5 \leq I_p < 8$	Bajo
P11	$2 \leq I_p < 5$	Bajo
P12 (Prioridad mínima)	$0 \leq I_p < 2$	Mínimo

Tabla 4. 23: Valores del Índice de Priorización (I_p).

A continuación, se muestra un resumen, que comprende las principales caracterizaciones de la estructura:

Edificación	Hospital 2 pisos		
Índices	Representación	Valor	Calificación
Índice de Amenaza	IA	0.68	Elevado
Índice de Vulnerabilidad	Iv	24.40	Media Baja
Índice de Importancia	Grupo	A1	---
	N	350	---
	II	0.95	---
Índice de Riesgo	IR	16.59	Medio Alto
Índice de Priorización	IP	15.76	Intermedio

Tabla 4. 24: Resumen de los Índices de amenaza, vulnerabilidad, importancia, riesgo y priorización con sus respectivas valorizaciones.

Como resultado final según esta metodología se consiguió un índice de priorización con valoración Intermedio, lo que significa que la estructura es de media vulnerabilidad, un resultado menos alarmante en comparación a las metodologías NEC 2015 y FEMA P-154.

4.1.11. Resultados del ensayo de Esclerómetro

En la siguiente tabla se detalla los resultados alcanzados durante el desarrollo de este ensayo en 9 columnas:

Columna	Valores medianos de rebote	Resistencia Mediana a la Compresión (kg/cm²)	Factor de corrección	Resistencia a la Compresión Corregida (kg/cm²)	Ubicación	Observación
D7	29.5 R	233.41	1.82	424.81	Planta Baja	Sin recubrimiento
D7	25 R	165.83	1.82	301.81	Planta Baja	Con recubrimiento
B4'	32 R	272.80	1.82	496.50	Planta Baja	Con recubrimiento
F9	33 R	288.92	1.82	525.83	Primer piso	Con recubrimiento
G9	28 R	210.41	1.82	382.95	Primer piso	Con recubrimiento
G5	30 R	241.18	1.82	438.95	Planta Baja	Con recubrimiento

B8	36 R	338.57	1.82	616.20	Planta Baja	Con recubrimiento
B3	34 R	305.26	1.82	555.57	Planta Baja	Con recubrimiento
C3	33 R	288.92	1.82	525.83	Planta Baja	Con recubrimiento

Tabla 4. 25: Resultados de la resistencia a la compresión en columnas

Nota: Se aplica un factor de corrección al comparar los resultados de extracción de núcleos con el esclerómetro, y este factor de corrección se usa para corregir los valores obtenidos con el esclerómetro tanto para las resistencias con recubrimiento y sin recubrimiento.

Como se puede constatar en la tabla anterior, las resistencias a la compresión cumplen con la resistencia para la que fue diseñada la estructura como es 280 kg/cm², lo que significa que durante la ejecución de este proyecto hubo control técnico por parte del contratista al momento de fundir las columnas.

4.1.12. Resultados del ensayo de Extracción de Núcleos

Para la ejecución de este ensayo se escogió la columna D7 y la losa del nivel N + 8.64 para la extracción de las probetas, obteniéndose los siguientes resultados:

Muestra No.	Dimensiones		Área Probeta (cm ²)	Volumen Probeta (cm ³)	Carga (kg)	Resistencia a la compresión (kg/cm ²)	Ubicación
	Altura (cm)	Diámetro (cm)					
1	10.91	4.40	15.20	165.90	4557.0	299.70	Columna D7
2	7.85	4.40	15.20	119.40	5566.0	358.70	Losa N+8.64

Tabla 4. 26: Resultados de la resistencia a la compresión en columna D7 y Losa N + 8.64

Al igual que las resistencias alcanzadas por el ensayo del esclerómetro, estos resultados también cumplen con la resistencia a la compresión de 280 kg/cm² para la que fue diseñada esta estructura.

4.1.13. Resultados del ensayo para la determinación del refuerzo de acero estructural de un elemento con Pachómetro

Después de ejecutar este ensayo se pudo verificar que en las 9 columnas revisadas con el pachómetro no se cumplió con el acero de refuerzo longitudinal ni tampoco el recubrimiento establecido en los planos estructurales de diseño, mientras que el acero transversal si coincide, lo que indica que existió falta de control técnico por parte del contratista y fiscalizador durante la ejecución de esta obra. El detalle de los resultados descubiertos se muestra adjunto en anexos.

4.1.14. Resultados del ensayo de Sísmica de Refracción del Suelo

Con la aplicación de este ensayo se determinó el valor V_{s30} de 160.20 m/s obtenido del método combinado, con el cual se podrá identificar el tipo de suelo conforme a la NEC 2015.

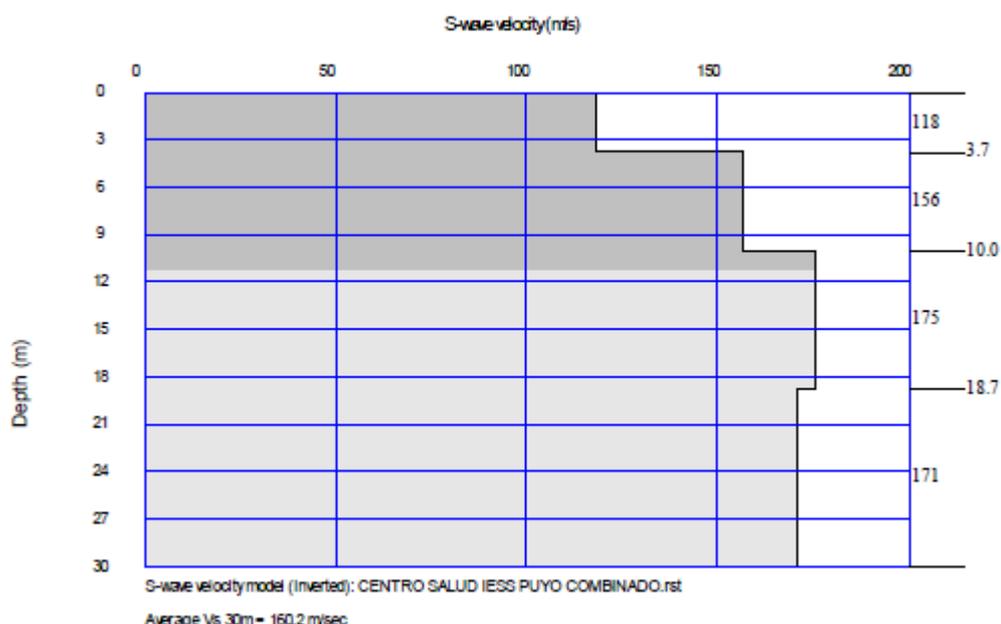


Fig. 4. 44: Método combinado - Velocidad de onda de corte (m/s) vs. Profundidad (m)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción clasifica el perfil del suelo por medio de la velocidad de onda de corte a una profundidad de 30 m, como lo estipula en la tabla 4.27, como se indica:

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ 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	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180 \text{ m/s}$

Tabla 4. 27: Tipos de Perfil de Suelo

Considerando los perfiles de suelo descritos en la tabla y encontrándose un valor V_{s30} de 160.20 m/s, mismo que es menor que 180 m/s, entonces se obtiene una clasificación del perfil sísmico de suelo E.

4.1.15. Resultados del Ensayo para la determinación del periodo de vibración por el método de Nakamura

Una vez realizado este ensayo sobre el suelo natural de la parte posterior de la edificación en estudio, se alcanzó una frecuencia de 1.710 Hz como lo muestra la siguiente figura:

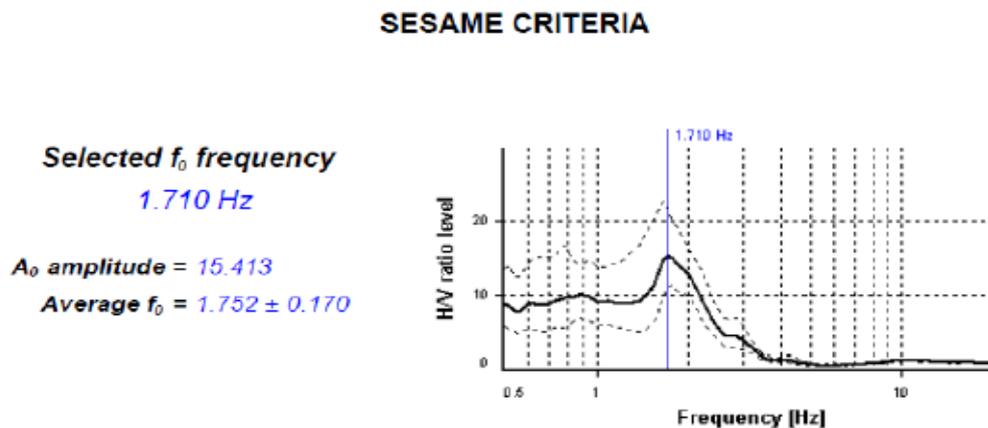


Fig. 4. 45: Determinación de la frecuencia por el Método combinado.

Para encontrar el periodo en segundos, es necesario calcular el inverso del valor de la frecuencia como se demuestra aplicando la siguiente fórmula:

$$Periodo_{(seg)} = \frac{1}{Frecuencia (Hz)}$$

$$Periodo_{(seg)} = \frac{1}{1.710 (Hz)}$$

$$Periodo_{(seg)} = 0.58 \text{ seg}$$

Con el periodo de vibración del suelo de 0.58 segundos y un valor V_{s30} de 160.20 m/s, se cataloga como suelo blando (S IV) según los valores equivalentes de la NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program), como se muestra en la tabla 4.27.

Clases de suelo	Periodo natural del sitio T_0 (s)	Promedio de las velocidades de onda de corte (m/s)	Equivalencia con la clasificación del NEHRP
S I (roca/suelo rígido)	$T_0 < 0.2$	$V_{s30} > 600$	A + B
S II (suelo firme)	$0.2 = T_0 < 0.4$	$300 < V_{s30} = 600$	C
S III (suelo medio)	$0.4 = T_0 < 0.6$	$200 < V_{s30} = 300$	D
S IV (suelo blando)	$T_0 = 0.6$	$V_{s30} = 200$	E

Tabla 4. 28: Correlación entre clases de suelo, T_0 y rangos de velocidades V_{s30} .

4.2. Discusión

En el desarrollo de esta investigación se utilizaron metodologías rápidas de evaluación visual, como son los formularios de la NEC 2015, FEMA P-154 y FUNVISIS, aunque nos brinden un criterio en base a una inspección visual, no es suficiente considerar como un parámetro esencial para determinar la vulnerabilidad de una estructura debido a que interfiere en gran magnitud el criterio del evaluador.

Luego de realizar los ensayos no destructivos, esclerómetro y extracción de núcleos se determinó que el hormigón cumple con la resistencia de diseño que es de 280 kg/cm², sin embargo, al ejecutarse el ensayo para la determinación del acero de refuerzo longitudinal (pachómetro) se evidenció que las columnas B4, B4', B8, C3, D3, D7, F9, G9, G10, que inicialmente, en su diseño presentaron un acero de refuerzo longitudinal de 20Ø20mm, confinamiento que no se cumplió, puesto que actualmente las 9 columnas analizadas presentan un acero de 16Ø16 mm; mientras que al revisar el acero de refuerzo transversal, dado por 3Ø10 mm, si cumple con lo estipulado en los planos estructurales de diseño. De igual forma, al revisar los recubrimientos en las columnas mencionadas, ninguna obtuvo el recubrimiento de diseño que es 4 cm.

En cuanto a los ensayos de suelo realizados, se alcanzó un periodo de 0.58 segundos y se comprobó que el tipo de perfil del suelo es E y no D, como se había establecido erróneamente en la memoria técnica de diseño de esta edificación,

Según la interacción suelo estructura, se aumentan los periodos en los tres primeros modos de vibración, es así que para el bloque 1 tenemos un periodo de 0.43 segundos, a diferencia del bloque 2 que cuenta con un periodo de 0.57 segundos, siendo este último similar al periodo alcanzado en el ensayo realizado mediante la metodología de Nakamura, donde se obtuvo un periodo de 0.58 segundos.

El desempeño actual de la edificación bajo las solicitaciones de cargas sísmicas y no sísmicas sobre las cuales están funcionando las estructuras del bloque 1 y 2, no cumplen con el desempeño esperado para el sismo raro de diseño, siendo necesario el reforzamiento de esta edificación para mantener la funcionalidad del hospital ante un evento adverso. Con la propuesta de reforzamiento mediante diagonales de acero las estructuras de los dos bloques adquieren rigidez haciendo que el punto de desempeño se encuentre dentro de la curva de capacidad.

CAPÍTULO V

5.1. Conclusiones

- En los capítulos I y II se realiza una descripción sobre la sismicidad y vulnerabilidad sísmica en el Ecuador y la provincia de Pastaza, de igual forma se explica sobre la evolución de la normativa en nuestro país y se detalla metodologías de inspecciones visuales para determinar la vulnerabilidad de una estructura existente en base a sus características. También se menciona la importancia del análisis estático no lineal para conocer el desempeño sísmico de la unidad nueva del Hospital Básico el Puyo, edificio donde se centra esta investigación. Finalmente se puntualiza la importancia de las unidades hospitalarias, como edificaciones esenciales y la vulnerabilidad que presentan ante eventos sísmicos; todo esto con la finalidad de comprender la conceptualización de los eventos sísmicos en nuestro país y los efectos que causarían sobre una estructura hospitalaria en condiciones vulnerables.
- El capítulo III abarca toda la información sobre la configuración estructural y arquitectónica del hospital, su geometría, irregularidades y condiciones de los materiales de construcción; se comenta también, sobre las evaluaciones de vulnerabilidad sísmica con las metodologías de la NEC 2015, FEMA P-154 Y FUNVISIS y su aplicación en la evaluación de esta edificación. Por otra parte, se considera la interacción suelo - estructura del edificio para constatar los asentamientos diferenciales. Además, se explica detalladamente sobre los ensayos no destructivos de hormigón y suelos realizados; hallándose así, las características geométricas del edificio y las especificaciones técnicas de sus elementos estructurales, y con las evaluaciones visuales rápidas se estableció la vulnerabilidad del edificio.
- Al realizar el análisis estático lineal de la estructura existente bajo las condiciones actuales de su infraestructura se comprobó que el bloque 1 presentó irregularidad torsional mientras que el bloque 2 cumplió con la revisión de las derivas de piso y modos de vibración, sin embargo, este bloque muestra problemas de fisuramiento debido a la falta de confinamiento en las paredes.
- Con los resultados de los ensayos no destructivos en hormigón como son esclerómetro y extracción de núcleos, se verificó que las columnas y losas superan la resistencia de diseño que es 280 kg/cm^2 ; en cuanto al ensayo para la

determinación del acero de refuerzo, se comprobó que, durante la etapa constructiva de esta unidad, se cambió el área de acero de refuerzo longitudinal. En los ensayos de suelos se calculó un periodo de vibración de 0.58 segundos, típico de un suelo blando (E).

- El análisis de la interacción suelo - estructura se lo realizó con la ayuda del software de diseño estructural, en donde se propuso un modelo matemático con las características estructurales actuales de los dos bloques, mismo que al ser analizado mediante el uso de resortes lineales, se obtuvo un incremento de los periodos de la estructura en comparación al modelo empotrado, encontrándose asentamientos máximos de 2.11 cm para el bloque 1 y un asentamiento de 2.33 cm para el bloque 2.
- En el análisis estático no lineal se constató que las estructuras de los bloques 1 y 2, presentan el punto de desempeño fuera de la curva de capacidad sísmica, obteniéndose una deficiente configuración estructural sísmica, lo que genera la necesidad de realizar un reforzamiento para que estos bloques cumplan con el nivel de desempeño para el sismo raro de diseño.
- Mediante el reforzamiento con el sistema de diagonales de acero, tanto la estructura del bloque 1 como del bloque 2, aumentaron su capacidad resistente y su rigidez, durante el desarrollo del análisis no lineal de las estructuras reforzadas, lográndose que el punto de desempeño se encuentre dentro de la curva de capacidad, por lo que las estructuras son capaces de resistir el sismo raro de diseño.
- Las metodologías de inspección visual rápidas para la determinación de la vulnerabilidad sísmica como la NEC 2015 y FEMA P-154, calificaron al edificio de la unidad nueva del Hospital Básico el Puyo como de alta vulnerabilidad, requiriéndose un estudio especializado; sin embargo, la técnica del FUNVISIS establece que la edificación presenta un índice de priorización intermedio de vulnerabilidad, lo cual está más apegado a la realidad.

5.2. Recomendaciones

- Es importante realizar el análisis Pushover para determinar el punto de desempeño de las estructuras debido a que, en un análisis estático y dinámico lineal, el diseñador debe asumir el factor de reducción a la resistencia (R), por lo que se corre el riesgo de asumir erróneamente este factor desarrollándose un diseño inadecuado, algo que no sucede con la metodología del Pushover o análisis estático no lineal.
- Las diagonales de acero son una alternativa de reforzamiento no invasiva (en comparación a realizar encamisados en hormigón) en la estructura por lo que es una buena solución para rehabilitar o reforzar construcciones existentes que presenten riesgo de vulnerabilidad alta.
- En este trabajo de investigación se realizó un análisis estático no lineal para encontrar el desempeño sísmico de la edificación reforzada, sin embargo, se recomienda a futuro incluir un análisis dinámico no lineal para comprobar que el reforzamiento mejora la estabilidad estructural o a su vez, podría proponerse otra alternativa de reforzamiento, considerando que es un edificio esencial.

5.3. Bibliografía

- [1] I. Fernández y A. Gómez-García, «Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de 97 edificaciones de la “Comuna Santa Clara de San Millán”, Quito.», vol. 11, jun. 2018.
- [2] F. Cunalata, «Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de edificaciones existentes en la parroquia Huachi Chico en el cantón Ambato, provincia de Tungurahua», Universidad de las Fuerzas Armadas, Quito, Ecuador, 2022.
- [3] *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, Cargas Sísmicas, Diseño Sismo Resistente*. 2015, p. 139.
- [4] FEMA, *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook*. 2015, p. 388.
- [5] O. López *et al.*, «Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico FUNVISIS», Departamento de Ingeniería Sísmica, Caracas, ene. 2014.

- [6] «Fallas Geológicas y Movimientos en Masa – Gobierno Provincial de Pastaza». <https://pastaza.gob.ec/download/fallas-geologicas-y-movimientos-en-masa/> (accedido 15 de febrero de 2023).
- [7] GADMP, «Plan de desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Pastaza 2020 - 2030». 2020. [En línea]. Disponible en: <https://puyo.gob.ec/wp-content/uploads/documentos/departamentos/planificacion/pdot/pdot-pastaza-2020-2030.pdf>
- [8] «Atlas SNGRE 2019», *DRIVE SNGRE*. <https://nube.gestionderiesgos.gob.ec/index.php/s/posFfNmWXfHPna7> (accedido 15 de febrero de 2023).
- [9] A. Caballero, «Determinación de la Vulnerabilidad Sísmica por medio del Método del índice de Vulnerabilidad en las Estructuras ubicadas en el Centro Histórico de la ciudad de Sincelejo, utilizando la tecnología del Sistema de Información Geográfica».
- [10] F. Yépez, A. Barbat, y J. A. Canas, «Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería», Monografía CIMNE IS-12, Barcelona, España, 1995. [En línea]. Disponible en: ISBN: 84-87867-50-2
- [11] OPS y OMS, *Índice de seguridad hospitalaria: Guía del evaluador de hospitales seguros*. 2008, p. 116.
- [12] I. Paredes y B. Pachar, «Estudio de vulnerabilidad sísmica mediante FEMA P-154, y propuesta de reforzamiento estructural de la edificación más vulnerable», Universidad de las Fuerzas Armadas, Quito, Ecuador, 2019. Accedido: 15 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en: https://www.academia.edu/41441717/Estudio_de_vulnerabilidad_s%C3%ADsmica_mediante_FEMA_P_154_y_propuesta_de_reforzamiento_estructural_de_la_edificaci%C3%B3n_m%C3%A1s_vulnerable
- [13] R. Aguiar, L. Díaz, M. Moscoso, J. Campbell, y M. Durán, «Estudio experimental de pórticos de Hormigón Armado solicitados a cargas laterales crecientes», *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. Vol 20,1, p. 13, 2015.

- [14] R. Aguiar, «No se acepta el Diseño por Ductilidad, caso del edificio Fragata que incursionó en el rango no lineal», *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 22, n.º 3, Art. n.º 3, 2017, doi: 10.24133/riie.v22i3.648.
- [15] J. Pilatasig, R. Aguiar, B. Cagua, O. Andachi, y P. Ceron, «Análisis del reforzamiento de una estructura de acero con Diagonales concéntricas. Caso del UVC de Manta.», *Revista Ingeniería de Construcción*, vol. 36, n.º 3, Art. n.º 3, sep. 2021, Accedido: 11 de noviembre de 2021. [En línea]. Disponible en: <https://www.ricuc.cl/index.php/ric/article/view/1195>
- [16] J. A. Oviedo y M. del P. Duque, «Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones», *Revista EIA*, n.º 6, pp. 105-120, dic. 2006.
- [17] O. López y G. Del Re Ruiz, «Evaluación de los métodos de Análisis estático No-Lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporricadas de concreto armado», vol. 46 N° 3, p. 28, 2008.
- [18] R. Aguiar, D. Mora, y M. Rodríguez, «Diagrama Momento-Curvatura y Momento-Rotación para elementos de hormigón armado y acero con ASCE/SEI 41 y sistema de computación CEINCI-LAB», *Agosto 2015*, vol. 17,2, p. 39.
- [19] R. Aguiar, «Vulnerabilidad y Reforzamiento Sísmico de Bloque Estructural 1», *Informes sobre Hospital Rodríguez Zambrano Informe 2*, jul. 2019.
- [20] M. Herrera *et al.*, «Análisis Sísmico Espacial de Estructuras Reforzadas con Diagonales con de Acero utilizando CEINCI-LAB», *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 24, n.º 4, Art. n.º 4, dic. 2019, doi: 10.24133/riie.v24i4.1572.
- [21] M. A. Naranjo Tovar y A. C. Peñaherrera Calvopiña, «Diseño del reforzamiento estructural sismo resistente con enchapado de mampostería de una vivienda con asentamientos diferenciales», *bachelorThesis*, 2018. Accedido: 16 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19227>
- [22] E. P. Espinosa y C. A. P. Vargas, «Determinación de la carga permanente correspondiente a distintos tipos de mamposterías en edificaciones de vivienda», *revistapuce*, abr. 2018, doi: 10.26807/revpuce.v0i106.133.

- [23] *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG, Cargas No Sísmicas*. 2015, p. 44.
- [24] ASCE/SEI 41-17, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 41-17*. p. 1046. [En línea]. Disponible en: www.asce.org/bookstore
- [25] J. A. Chicaiza Naranjo, «Análisis de vulnerabilidad sísmica del Hospital Básico el Puyo (HBEP), del Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social en Pastaza (IESS)», ene. 2022, Accedido: 16 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en: <http://localhost:8080/xmlui/handle/123456789/4536>
- [26] C. Caicedo Caicedo, H. A. Barbat Barbat, J. A. Canas Torres, y R. Aguiar Falconí, *Vulnerabilidad sísmica de edificios*. Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE), 1994. Accedido: 19 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/27020>
- [27] S. Lagomarsino y S. Cattari, «Seismic Vulnerability of Existing Buildings: Observational and Mechanical Approaches for Application in Urban Areas», *Seismic Vulnerability of Structures*, pp. 1-62, mar. 2013, doi: 10.1002/9781118603925.ch1.
- [28] J. A. Noel Vargas, «Evaluación de la vulnerabilidad sísmica aplicando el método italiano para determinar el riesgo sísmico en las viviendas de adobe de la quinta Los Virreyes del Rímac», *Repositorio Académico USMP*, 2019, Accedido: 16 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.usmp.edu.pe/handle/20.500.12727/5985>
- [29] R. Vicente, S. Parodi, S. Lagomarsino, H. Varum, y R. Mendes Silva, «Seismic vulnerability and risk assessment: Case study of the historic city centre of Coimbra, Portugal», *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 9, pp. 1067-1096, ago. 2011, doi: 10.1007/s10518-010-9233-3.
- [30] S. de G. de Riesgos, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, y Oficina de Ayuda Humanitaria y Protección Civil de la Comisión Europe, *Guía Práctica para Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras, de Conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*, vol. Guía de Diseño 5. 2016, p. 185.
- [31] R. A. Lanziano Jimenez y F. Clavijo Picon, «Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica del Corregimiento de Otare del barrio Betania, en el municipio de Ocaña,

Norte de Santander, aplicando la Metodología manual FEMA P154», Thesis, 2019. Accedido: 16 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.ufpso.edu.co/jspui/handle/123456789/2148>

[32] Escuela Politécnica Nacional, «Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional», *Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional*. <https://www.igepn.edu.ec/>

[33] O. Lopez, G. Coronel-Delgado, y R. Rojas G, «Índices de Priorización para la Gestión del Riesgo Sísmico en Edificaciones Existente», *Revista de la Facultad de Ingeniería de la UCV*, vol. 29, pp. 107-126, may 2014.

[34] F. D. Díaz Guzman, F. Espinoza Barreras, R. Sánchez Vergara, y C. I. Huerta López, *Respuesta dinámica de un edificio considerando el efecto de interacción suelo-estructura*. Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE), 2012. Accedido: 20 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/28512>

[35] American Society for Testing and Materials, *ASTM C 805 Método de prueba estándar para Rebote Número de hormigón endurecido*. Accedido: 18 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://pdfcoffee.com/astm-c805-4-pdf-free.html>

[36] American Society for Testing and Materials, *ASTM C 39 Método de Ensayo Normalizado para Resistencia a la Compresión de Especímenes Cilíndricos de Concreto*. p. 11.

[37] American Society for Testing and Materials, *ASTM C 1231 Resistencia a la compresión de cilindros de concreto (Falla con almohadillas)*. p. 3.

[38] ASTM, *ASTM D 5777 Guía estándar utilizando el método de refracción sísmica para la Investigación del subsuelo*. p. 27. Accedido: 8 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en: https://kupdf.net/download/astm-5777-espaol_5b8403ffe2b6f5e22de03094_pdf

[39] «Método Sísmico Horizontal to vertical Spectral Ratio o Método Nakamura», *Everest Geophysics*. <https://everestgeophysics.com/es/metodos/sismicos/hvsr/> (accedido 8 de febrero de 2023).

- [40] R. Lagos, «Rehabilitación de un conjunto de oficinas mediante el uso de Diagonales de Pandeo Restringido y análisis no lineal», presentado en Sexto Seminario de Proyectos AICE, Lima, Perú.
- [41] *AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings*. 2016, p. 680.
- [42] Ideal Alambrec Bekaert, «La Nueva Guía de la Construcción», en *La Nueva Guía de la Construcción*, p. 137.
- [43] J. A. Arias Salazar, «Diseño de un sistema de reforzamiento estructural para el edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional.», bachelorThesis, Quito, 2016., 2015. Accedido: 19 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/13063>
- [44] R. Aguiar, *Análisis Sísmico por Desempeño*. 2003.
- [45] A. S. of C. Engineers, «Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (41-17)». <https://sp360.asce.org/PersonifyEbusiness/Merchandise/Product-Details/productId/233163464> (accedido 21 de febrero de 2023).

5.4. Anexos

5.4.1. Fotografías de los ensayos

EQUIPO DE TRABAJO DE ENSAYOS



EVALUACIÓN VULNERABILIDAD CON NEC, FEMA P-154 Y FUNVISIS



ENSAYO DE ESCLERÓMETRO

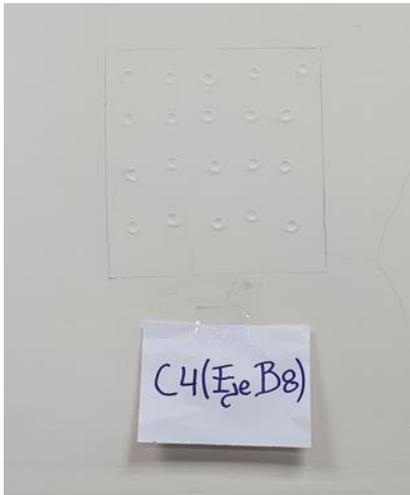
Columna B4



Columna B4'



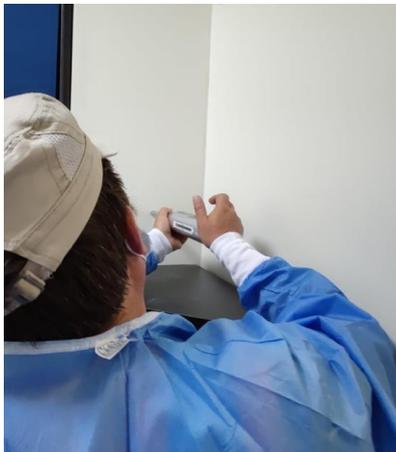
Columna B8



Columna C3



Columna D3



Columna D7



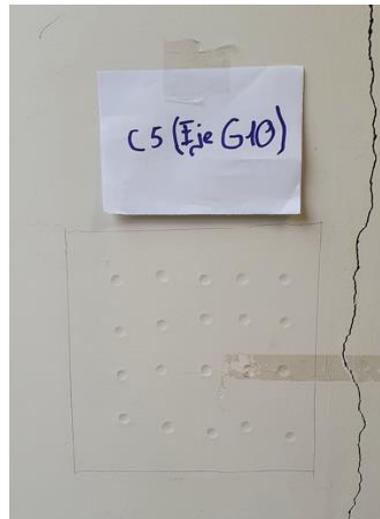
Columna F9



Columna G9



Columna G10



ENSAYO DE EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS

Extracción de núcleos de la columna D7



Extracción de núcleos de la losa N + 8.64



Núcleo extraído de la columna D7



Núcleo extraído de la losa N + 8.64



ENSAYO DE DETERMINACIÓN DE ACEROS DE REFUERZO – PACHÓMETRO

Comprobación del refuerzo longitudinal
en columna B4



Comprobación del refuerzo longitudinal
en columna B4'



Comprobación del refuerzo longitudinal
en columna B8



Comprobación del refuerzo longitudinal
en columna C3



Comprobación del refuerzo longitudinal
en columna D3



Comprobación del refuerzo longitudinal
en columna D7



Comprobación del refuerzo longitudinal en columna F9



Comprobación del refuerzo longitudinal en columna G9



Comprobación del refuerzo longitudinal en columna G10



Comprobación del refuerzo longitudinal en Viga



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA (VS30)

Ubicación de la línea de refracción.



Instalación de los geófonos.



Colocación de la placa metálica.



Golpe de martillo en la placa metálica.



Sismógrafo



Toma de datos sismógrafo



ENSAYO DE NAKAMURA

Instalación del velocímetro triaxial



Toma de datos en computadora.



5.4.2. Informe de resultados de los ensayos

- ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN DEL REFUERZO DE ACERO CON PACHÓMETRO

A continuación, en las siguientes tablas se detalla el acero de fuerza encontrado durante la ejecución de este ensayo:

Columna B 4	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm	Estribos: L/4: 3Ø10mm@10cm 2L/4:3Ø10mm@10cm	6 cm
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm		6 cm
Total encontrado	16Ø16 mm		
Total diseñado	20Ø20 mm		4 cm
Observaciones	No se cumple con el reforzamiento longitudinal ni con el recubrimiento diseñado en planos estructurales.		

Tabla 1. Resultados del refuerzo de acero obtenidos en la Columna B4

Columna B 4'	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm	Estribos: L/4: 3Ø10mm@10cm 2L/4: 3Ø10mm@10cm	7.5 cm
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm		8 cm
Total encontrado	16Ø16 mm		
Total diseñado	20Ø20 mm		4 cm
Observaciones	No se cumple con el reforzamiento longitudinal ni con el recubrimiento diseñado en planos estructurales.		

Tabla 2. Resultados del refuerzo de acero obtenidos en la Columna B4'

Columna B 8	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm	Estribos: L/4: 3Ø10mm@10cm 2L/4: 3Ø10mm@10cm	8 cm
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm		8 cm
Total encontrado	16Ø16 mm		

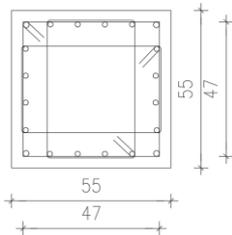
Total diseñado	20Ø20 mm		4 cm
Observaciones	No se cumple con el reforzamiento longitudinal ni con el recubrimiento diseñado en planos estructurales.		

Tabla 3. Resultados del refuerzo de acero obtenidos en la Columna B8

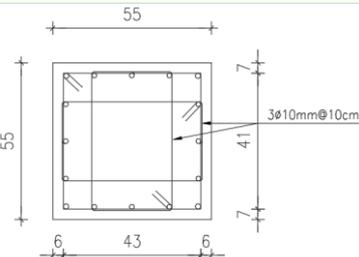
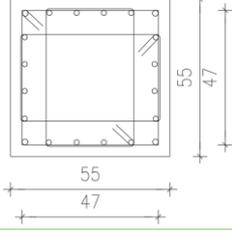
Columna C3	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm	Estribos: L/4: 3Ø10mm@10cm 2L/4:3Ø10mm@10cm	6 cm
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm		7 cm
Total encontrado	16Ø16 mm		
Total diseñado	20Ø20 mm		4 cm
Observaciones	No se cumple con el reforzamiento longitudinal ni con el recubrimiento diseñado en planos estructurales.		

Tabla 4. Resultados del refuerzo de acero obtenidos en la Columna C3

Columna D3	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm	Estribos: L/4: 3Ø10mm@10cm 2L/4:3Ø10mm@10cm	6.5 cm
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm		6 cm

Total encontrado	16Ø16 mm		
Total diseñado	20Ø20 mm		4 cm
Observaciones	No se cumple con el reforzamiento longitudinal ni con el recubrimiento diseñado en planos estructurales.		

Tabla 5. Resultados del refuerzo de acero obtenidos en la Columna D3

Columna D7	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm	Estribos: L/4: 3Ø10mm@10cm 2L/4:3Ø10mm@10cm	6 cm
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm		6 cm
Total encontrado	16Ø16 mm		
Total diseñado	20Ø20 mm		4 cm
Observaciones	No se cumple con el reforzamiento longitudinal ni con el recubrimiento diseñado en planos estructurales.		

Tabla 6. Resultados del refuerzo de acero obtenidos en la Columna D7

Columna F9	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm	Estribos: L/4: 3Ø10mm@10cm 2L/4:3Ø10mm@10cm	4 cm
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm		5 cm

Total encontrado	16Ø16 mm		
Total diseñado	20Ø20 mm		4 cm
Observaciones	No se cumple con el reforzamiento longitudinal, tampoco se cumple el recubrimiento en dos lados de la sección transversal de la columna.		

Tabla 7. Resultados del refuerzo de acero obtenidos en la Columna F9

Columna G9	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm	Estribos: L/4: 3Ø10mm@10cm 2L/4:3Ø10mm@10cm	5 cm
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm		6 cm
Total encontrado	16Ø16 mm		
Total diseñado	20Ø20 mm		4 cm
Observaciones	No se cumple con el reforzamiento longitudinal ni con el recubrimiento diseñado en planos estructurales.		

Tabla 18. Resultados del refuerzo de acero obtenidos en la Columna G9

Columna G10	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm	Estribos: L/4: 3Ø10mm@10cm	8 cm

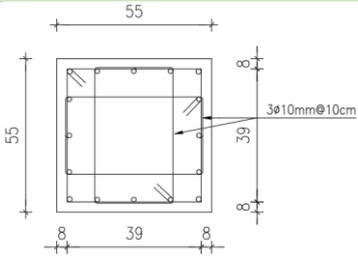
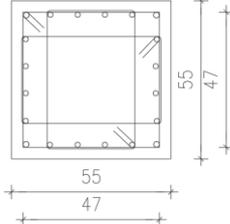
Dimensión 55 cm	5Ø16 mm	2L/4:3Ø10mm@10cm	8 cm
Total encontrado	16Ø16 mm		
Total diseñado	20Ø20 mm		4 cm
Observaciones	No se cumple con el reforzamiento longitudinal ni con el recubrimiento diseñado en planos estructurales.		

Tabla 9. Resultados del refuerzo de acero obtenidos en la Columna G10

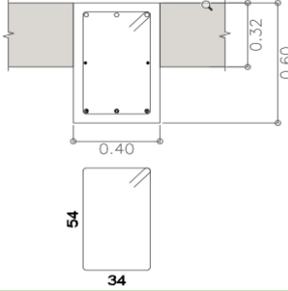
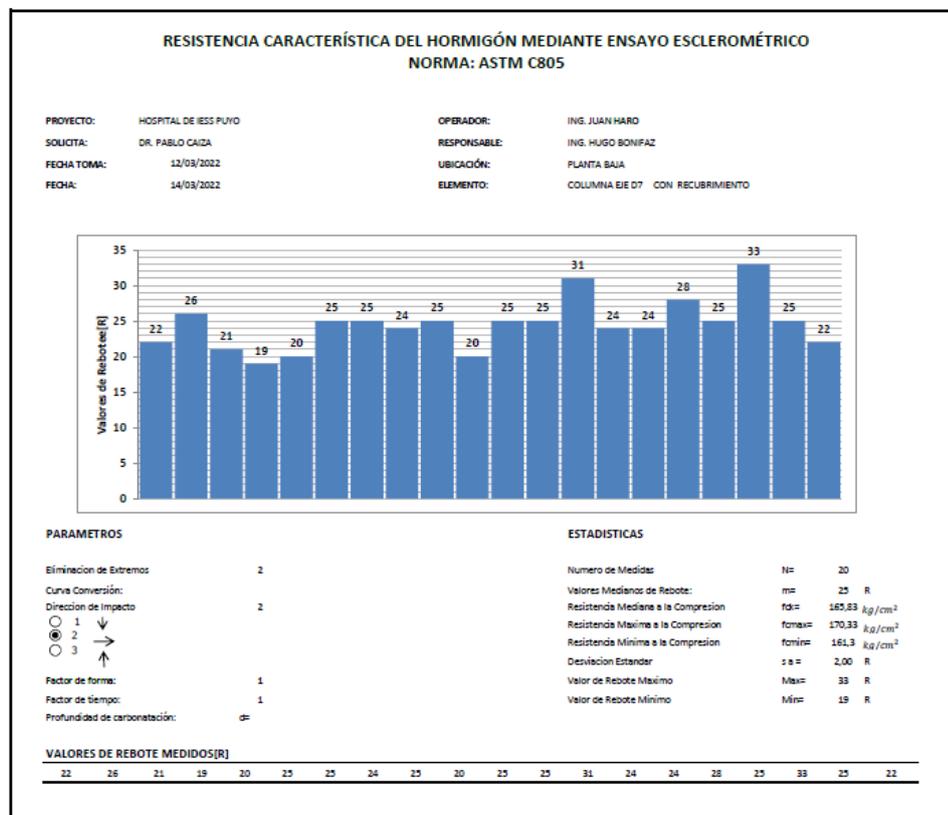
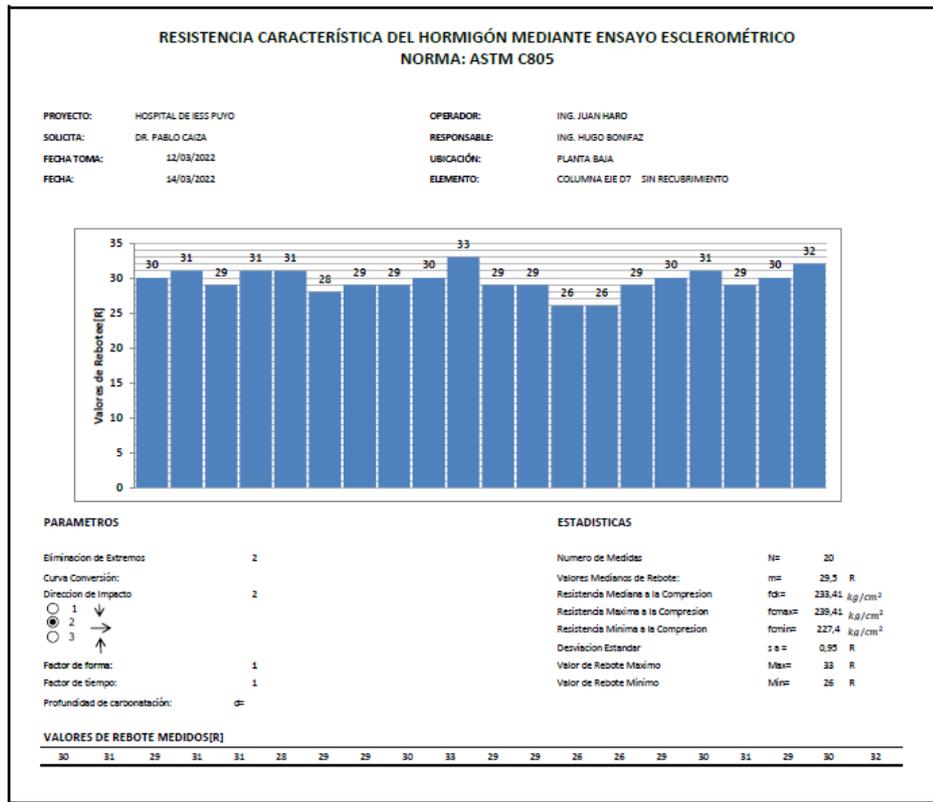
Viga D, sección eje 6 al eje 7	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión 40 cm	3Ø20 mm	Estribos: 1Ø10mm@10cm y @20cm	3 cm
Dimensión 60 cm	3Ø20 mm		3 cm
Total encontrado	3Ø20 mm 3Ø20 mm		3 cm
Observaciones	Se cumple con el reforzamiento longitudinal y transversal de esta viga, además presenta el recubrimiento diseñado en planos estructurales.		

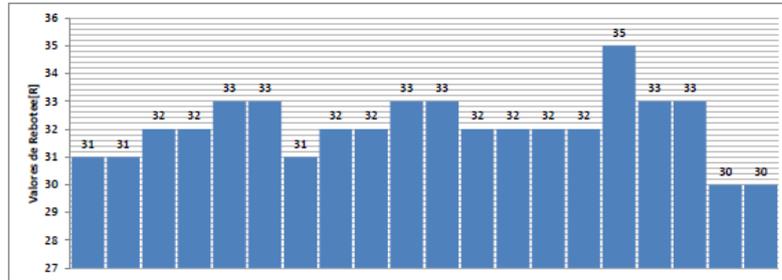
Tabla 10. Resultados del refuerzo de acero obtenidos en la viga D, sección desde el eje 6 al 7

• ENSAYO DE ESCLERÓMETRO



**RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN MEDIANTE ENSAYO ESCLEROMÉTRICO
NORMA: ASTM C805**

PROYECTO:	HOSPITAL DE IESS PUYO	OPERADOR:	ING. JUAN HARO
SOLICITA:	DR. PABLO CAIZA	RESPONSABLE:	ING. HUGO BONIFAZ
FECHA TOMA:	12/03/2022	UBICACIÓN:	PLANTA BAJA
FECHA:	14/03/2022	ELEMENTO:	COLUMNA EJE B4 CON RECUBRIMIENTO



PARAMETROS

Eliminación de Extremos	2
Curva Conversión:	
Dirección de Impacto	2
<input type="radio"/> 1 <input checked="" type="radio"/> 2 <input type="radio"/> 3	↓ → ↑
Factor de forma:	1
Factor de tiempo:	1
Profundidad de carbonatación:	∅

ESTADÍSTICAS

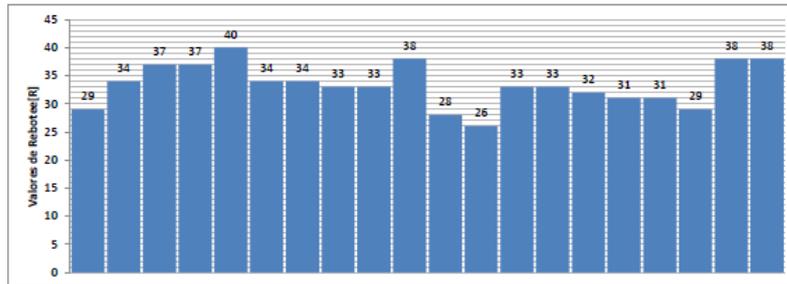
Numero de Medidas	N=	20
Valores Medios de Rebote:	m=	32 R
Resistencia Mediana a la Compresion	f _{cd} =	272,8 kg/cm ²
Resistencia Máxima a la Compresion	f _{cm} max=	278,8 kg/cm ²
Resistencia Mínima a la Compresion	f _{cm} min=	266,8 kg/cm ²
Desviación Estandar	s s=	0,89 R
Valor de Rebote Máximo	M _{ax} =	35 R
Valor de Rebote Mínimo	M _{in} =	30 R

VALORES DE REBOTE MEDIDOS[R]

31	31	32	32	33	33	31	32	32	33	33	32	32	32	32	35	33	33	30	30
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

**RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN MEDIANTE ENSAYO ESCLEROMÉTRICO
NORMA: ASTM C805**

PROYECTO:	HOSPITAL DE IESS PUYO	OPERADOR:	ING. JUAN HARO
SOLICITA:	DR. PABLO CAIZA	RESPONSABLE:	ING. HUGO BONIFAZ
FECHA TOMA:	12/03/2022	UBICACIÓN:	PRIMER PISO
FECHA:	14/03/2022	ELEMENTO:	COLUMNA EJE F9 CON RECUBRIMIENTO



PARAMETROS

Eliminación de Extremos	2
Curva Conversión:	
Dirección de Impacto	2
<input type="radio"/> 1 <input checked="" type="radio"/> 2 <input type="radio"/> 3	↓ → ↑
Factor de forma:	1
Factor de tiempo:	1
Profundidad de carbonatación:	∅

ESTADÍSTICAS

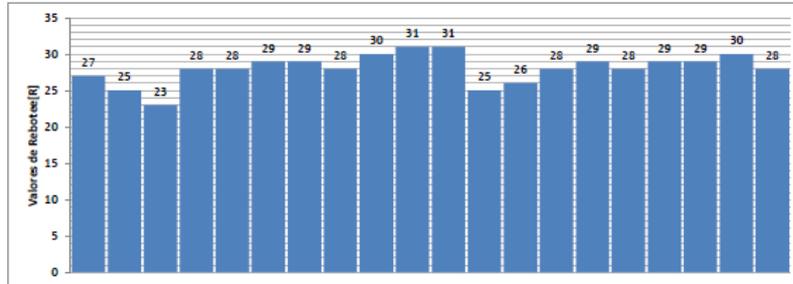
Numero de Medidas	N=	20
Valores Medios de Rebote:	m=	33 R
Resistencia Mediana a la Compresion	f _{cd} =	288,92 kg/cm ²
Resistencia Máxima a la Compresion	f _{cm} max=	294,92 kg/cm ²
Resistencia Mínima a la Compresion	f _{cm} min=	282,9 kg/cm ²
Desviación Estandar	s s=	2,85 R
Valor de Rebote Máximo	M _{ax} =	40 R
Valor de Rebote Mínimo	M _{in} =	26 R

VALORES DE REBOTE MEDIDOS[R]

29	34	37	37	40	34	34	33	33	38	28	26	33	33	32	31	31	29	38	38
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

**RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN MEDIANTE ENSAYO ESCLEROMÉTRICO
NORMA: ASTM C805**

PROYECTO: HOSPITAL DE IESS PUJO	OPERADOR: ING. JUAN HARO
SOLICITA: DR. PABLO CAIZA	RESPONSABLE: ING. HUGO BONIFAZ
FECHA TOMA: 12/03/2022	UBICACIÓN: PRIMER PISO
FECHA: 14/03/2022	ELEMENTO: COLUMNA EJE G9 CON RECURRIMIENTO



PARAMETROS

Eliminación de Extremos: 2
 Curva Conversión:
 Dirección de Impacto: 2
 1 ↓
 2 →
 3 ↑
 Factor de forma: 1
 Factor de tiempo: 1
 Profundidad de carbonatación: ∅

ESTADÍSTICAS

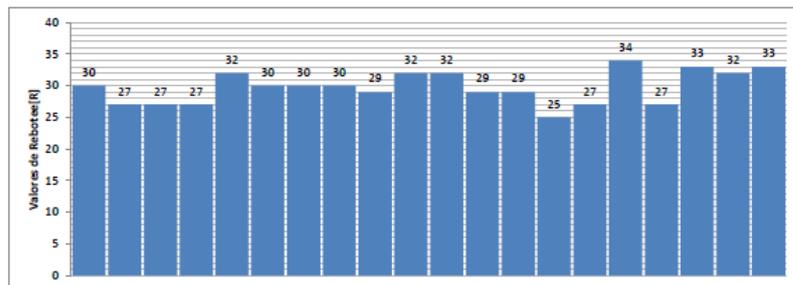
Numero de Medidas: N= 20
 Valores Medianos de Rebote: m= 28 R
 Resistencia Mediana a la Compresion: f_{di}= 210.41 kg/cm²
 Resistencia Máxima a la Compresion: f_{omax}= 216.41 kg/cm²
 Resistencia Mínima a la Compresion: f_{omin}= 204.4 kg/cm²
 Desviación Estandar: s = 1.33 R
 Valor de Rebote Máximo: Max= 31 R
 Valor de Rebote Mínimo: Min= 23 R

VALORES DE REBOTE MEDIDOS[R]

27 25 23 28 28 29 29 28 30 31 31 25 26 28 29 28 29 29 30 28

**RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN MEDIANTE ENSAYO ESCLEROMÉTRICO
NORMA: ASTM C805**

PROYECTO: HOSPITAL DE IESS PUJO	OPERADOR: ING. JUAN HARO
SOLICITA: DR. PABLO CAIZA	RESPONSABLE: ING. HUGO BONIFAZ
FECHA TOMA: 12/03/2022	UBICACIÓN: PLANTA BAJA
FECHA: 14/03/2022	ELEMENTO: COLUMNA EJE G5 CON RECURRIMIENTO



PARAMETROS

Eliminación de Extremos: 2
 Curva Conversión:
 Dirección de Impacto: 2
 1 ↓
 2 →
 3 ↑
 Factor de forma: 1
 Factor de tiempo: 1
 Profundidad de carbonatación: ∅

ESTADÍSTICAS

Numero de Medidas: N= 20
 Valores Medianos de Rebote: m= 30 R
 Resistencia Mediana a la Compresion: f_{di}= 241.18 kg/cm²
 Resistencia Máxima a la Compresion: f_{omax}= 247.18 kg/cm²
 Resistencia Mínima a la Compresion: f_{omin}= 235.2 kg/cm²
 Desviación Estandar: s = 2.05 R
 Valor de Rebote Máximo: Max= 34 R
 Valor de Rebote Mínimo: Min= 25 R

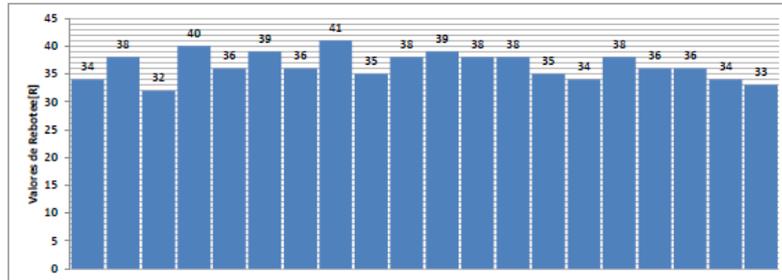
VALORES DE REBOTE MEDIDOS[R]

30 27 27 27 32 30 30 30 29 32 32 29 29 25 27 34 27 33 32 33

**RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN MEDIANTE ENSAYO ESCLEROMÉTRICO
NORMA: ASTM C805**

PROYECTO: HOSPITAL DE IESS PUJO
SOLICITA: DR. PABLO CAIZA
FECHA TOMA: 12/03/2022
FECHA: 14/03/2022

OPERADOR: ING. JUAN HARO
RESPONSABLE: ING. HUGO BONIFAZ
UBICACIÓN: PLANTA BAJA
ELEMENTO: COLUMNA EJE B8 CON RECURRIMIENTO



PARAMETROS

Eliminación de Extremos: 2
Curva Conversión:
Dirección de Impacto: 2
 1 ↓
 2 →
 3 ↑
 Factor de forma: 1
 Factor de tiempo: 1
 Profundidad de carbonatación: ∅

ESTADÍSTICAS

Numero de Medidas: N= 20
 Valores Mediano de Rebote: m= 36 R
 Resistencia Mediana a la Compresion: fck= 338,57 kg/cm²
 Resistencia Maxima a la Compresion: fcm= 345,07 kg/cm²
 Resistencia Minima a la Compresion: fcmín= 332,1 kg/cm²
 Desviación Estandar: s = 1,79 R
 Valor de Rebote Máximo: M_{ax}= 41 R
 Valor de Rebote Mínimo: M_{ín}= 32 R

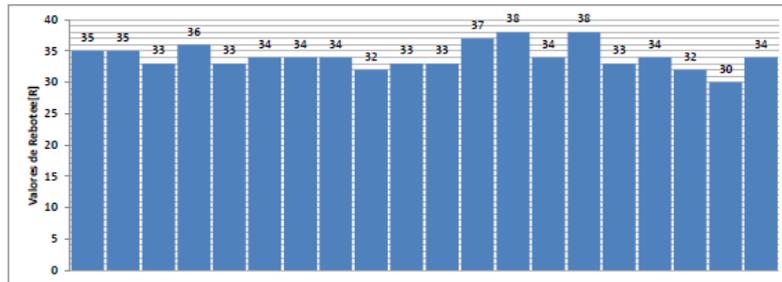
VALORES DE REBOTE MEDIDOS[R]

34	38	32	40	36	39	36	41	35	38	39	38	38	35	34	38	36	36	34	33
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

**RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN MEDIANTE ENSAYO ESCLEROMÉTRICO
NORMA: ASTM C805**

PROYECTO: HOSPITAL DE IESS PUJO
SOLICITA: DR. PABLO CAIZA
FECHA TOMA: 12/03/2022
FECHA: 14/03/2022

OPERADOR: ING. JUAN HARO
RESPONSABLE: ING. HUGO BONIFAZ
UBICACIÓN: PLANTA BAJA
ELEMENTO: COLUMNA EJE B3 CON RECURRIMIENTO



PARAMETROS

Eliminación de Extremos: 2
Curva Conversión:
Dirección de Impacto: 2
 1 ↓
 2 →
 3 ↑
 Factor de forma: 1
 Factor de tiempo: 1
 Profundidad de carbonatación: ∅

ESTADÍSTICAS

Numero de Medidas: N= 20
 Valores Mediano de Rebote: m= 34 R
 Resistencia Mediana a la Compresion: fck= 305,26 kg/cm²
 Resistencia Maxima a la Compresion: fcm= 311,26 kg/cm²
 Resistencia Minima a la Compresion: fcmín= 299,3 kg/cm²
 Desviación Estandar: s = 1,26 R
 Valor de Rebote Máximo: M_{ax}= 38 R
 Valor de Rebote Mínimo: M_{ín}= 30 R

VALORES DE REBOTE MEDIDOS[R]

35	35	33	36	33	34	34	34	32	33	33	37	38	34	38	33	34	32	30	34
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

- ENSAYO DE EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES (L.E.M.- ESPE)
ENSAYO DE COMPRESIÓN EN PROBETAS DE HORMIGÓN
NORMA: ASTM C1231, ASTM C39

PROYECTO:	HOSPITAL IESS PUYO	ORDEN NO.	
LOCALIZACIÓN:	PUYO	FIZCALIZADOR:	
CONTRATISTA:	ING. ANDREA CACERES	SOLICITADO POR:	ING. ANDREA CACERES
RUC:		FECHA DE EMISION:	2022/04/26

Muestra No.	Fecha extracción	Fecha rotura	Peso de la probeta (g)	Dimensiones			Area Probeta (cm ²)	Volumen Probeta (cm ³)	Peso volumétrico (g/cm ³)	Carga (Kg)	Factor por esbeltez	Factor por presencia de armadura	Resistencia Compresión (Kg/cm ²)	Observaciones
				Altura (cm)	Díámetro (cm)	Relación L/D								
1	2022-04-16	2022-04-26	385,68	10,91	4,40	2,5	15,2	165,9	2,325	4557,0	1,00	1,00	299,7	COLUMNA D1
2	2022-04-16	2022-04-26	284,87	7,85	4,40	1,8	15,2	119,4	2,387	5566,0	0,98	1,00	358,7	LOSA

ANALISTA DE LABORATORIO
 El mismo que autorizó este por:
JUAN FRANCISCO
BARO LISCAÑO

 ING JUAN HARO

Note: El origen y edad de las muestras son absoluta responsabilidad del cliente

- ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA Y METODOLOGÍA DE NAKAMURA

ESTUDIO GEOFÍSICO PROYECTO HOSPITAL IESS PUYO

1. ANTECEDENTES

1.1. Introducción

Las condiciones de los perfiles de suelo de cimentación del PROYECTO HOSPITAL IESS PUYO, PROVINCIA DE PASTAZA han determinado en base a la medición de los parámetros resultantes de sondeos geofísicos como herramienta fiable para la caracterización geotécnica del suelo de cimentación en el caso de zonas urbanas.

Específicamente se han realizado ensayos sísmicos de:

- 1) Adquisición de datos de fuente activa MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).
- 2) adquisición de datos de fuente pasiva REMI combinada con SASW (Spectral Analysis of surface Waves) basado en el estudio de ondas superficiales, en el texto se identifican como Líneas sísmicas activas y Líneas sísmicas pasivas.

1.2. Objetivos

La realización de este estudio tiene como objetivo levantar sondeos sísmicos para caracterizar el perfil de suelo bajo la cimentación de las estructuras aplicando métodos activo y pasivo para determinar la velocidad de ondas de corte V_s 30 y ondas de compresión V_p .

1.3. Alcance del estudio

Esta clase de estudio se ha elaborado en base a las investigaciones de campo y trabajo de gabinete únicamente para los sitios donde se ha realizado el ensayo. Al final se llega a determinar un valor de V_s 30 e identificar el tipo de perfil de suelo según la normativa ecuatoriana NEC 2015. y tomografías estratigráficas del suelo con velocidades de ondas de compresión V_p .

2. MARCO TEÓRICO

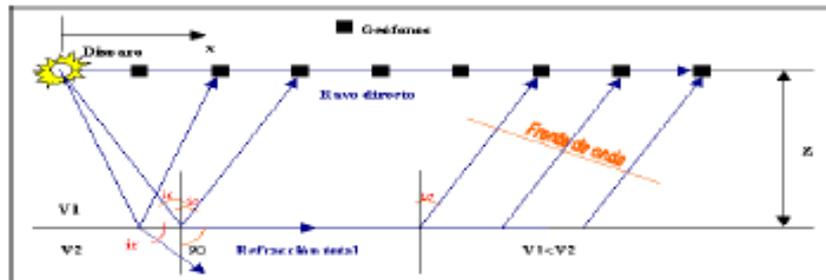
2.1. Sísmica de Refracción

El 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, etc.), que se transmiten desde un punto determinado, hasta otro distante en el que se instalan los sensores correspondientes (geófonos) conectados al sismógrafo registrador.

Debido a que la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno es distinta para cada tipo de material, la técnica de prospección por refracción permite determinar la profundidad e inclinación de las distintas capas en el subsuelo.

Asimismo, así denominados los sismógrafos utilizados para estas técnicas, permiten realizar la medida de 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.



FOTOGRAFÍA 1: ENSAYO SÍSMICA DE REFRACCIÓN

Debido a los requerimientos presentados en el presente estudio se calculan los perfiles que determinen la profundidad de cizalla hasta los 30 m. de seguridad V_{s30} . 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, esto es posible debido a que las ondas superficiales toman alrededor del 70% de la energía sísmica total.

También se utiliza el método de sísmica pasiva que consiste en hallar la velocidad de las ondas de corte (cizalla) V_s hasta varias decenas de metros de profundidad. Este proceso se lleva a cabo a partir del análisis espectral de las ondas superficiales incluidas en el ruido sísmica ambiental producido por el tráfico y otras actividades características de las vidas urbanas (Granda Sanz, 2005)

Los registros de campo de la señal sísmica se analizan con ayuda de los programas computacionales, (Geometrics, 2005) siguientes:

- Seissimager, recolección de datos de campo.
- Pickwin, para el análisis y ubicación de la geometría y disparos del estudio.
- Plotrefa, para análisis de ondas de refracción
- "WaveEq (Surface Wave Analysis)", para la inversión, velocidad de fase frecuencia 1D, el "modelo de velocidades de onda V_s , el perfil de cizalla, y el valor " V_{s30} ".

2.2. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Los parámetros utilizados según la Normativa Ecuatoriana de construcción NEC-15, Capítulo Riesgo Sísmico, para definir los tipos de perfiles de suelos para diseño sísmico A, B, C, D y E son en esencia los valores de la velocidad de las ondas de corte hasta los 30 m de profundidad.

Tabla 1. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil tipo roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil roca rigidez media	1500 m/s $> V_s > 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	760 m/s $> V_s > 360$ m/s
D	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
E	Perfil que cumple el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180$ m/s

2.3. Método Nakamura

El método fue propuesto en 1989 y puesto en práctica en Japón por primera vez, su base geodinámica está basada en la hipótesis de que un microtemblor compuesto por ondas principales de onda y por ondas superficiales Rayleigh, todas ellas provocadas por agentes externos como autos, trenes u otros, además se considera que el registro de ondas captadas es similar en la base rocosa del suelo estudiado.

La propuesta es tomar registros de frecuencia de onda en la capa superficial, la teoría sostiene que estas ondas son amplificadas por la capa de suelo blando ubicadas sobre la base rocosa. En referencia a la relación espectral H/V, su componente horizontal se amplifica por multireflexiones de ondas S, mientras que la componente vertical hace otro tanto por multireflexiones de ondas P.

Como se mencionó con anterioridad, se captan además de ondas principales, ondas ambientales o superficiales de Rayleigh, estas ondas no son de relevancia en muchos casos debido a que no se propagan a estratos profundos del suelo, el método de Nakamura propone que no afecten al resultado final del estudio, para lo cual recurre a principios matemáticos.

Desde el punto de vista matemático, Nakamura propuso algunos postulados:

"Las ondas Rayleigh sólo afectan a la parte superior del nivel y en cambio no afectan a la base del nivel de suelo." (Sandoval Gómez & Vera Catalán, 2013)

"El efecto de la onda Rayleigh es igual en superficie para el movimiento vertical y horizontal." (Sandoval Gómez & Vera Catalán, 2013)

En donde propone relaciones que corresponden al espectro tanto vertical como horizontal de amplitudes de series de Fourier en la capa superficial del suelo como en estratos más bajos.

A lo largo de los años, se han realizado varios estudios experimentales, en especial en zonas de peligro sísmico, dando como resultado un claro pico en la frecuencia de resonancia de los suelos blandos.

Es importante resaltar que, como resultado de todo estudio, de forma preliminar, obtendremos una gráfica que contrapone la relación espectral antes descrita y las frecuencias captadas del suelo por medio de los equipos disponibles.

2.3.1. Geodinámica y sus relaciones

Para una mejor comprensión la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de Peligro sísmico expone algunas relaciones que describen de forma matemática el comportamiento de los distintos tipos de suelo ante agentes externos que provocan su movimiento.

A continuación, se presentan las principales relaciones para el método:

$$Ts(seg) = \frac{4 * H}{Vs(H)} \quad (NEC, 2015)$$

Donde H será la profundidad o espesor de la capa de suelo estudiado, mientras que Vs (H) se refiere la velocidad de onda de corte a la misma profundidad. Esta relación nos permite comparar los períodos obtenidos con el método Nakamura como se describió con anterioridad, con aquellos obtenidos por ensayos de SPT en los puntos de estudio.

En relación a los puntos de estudio, también destaca la siguiente fórmula:

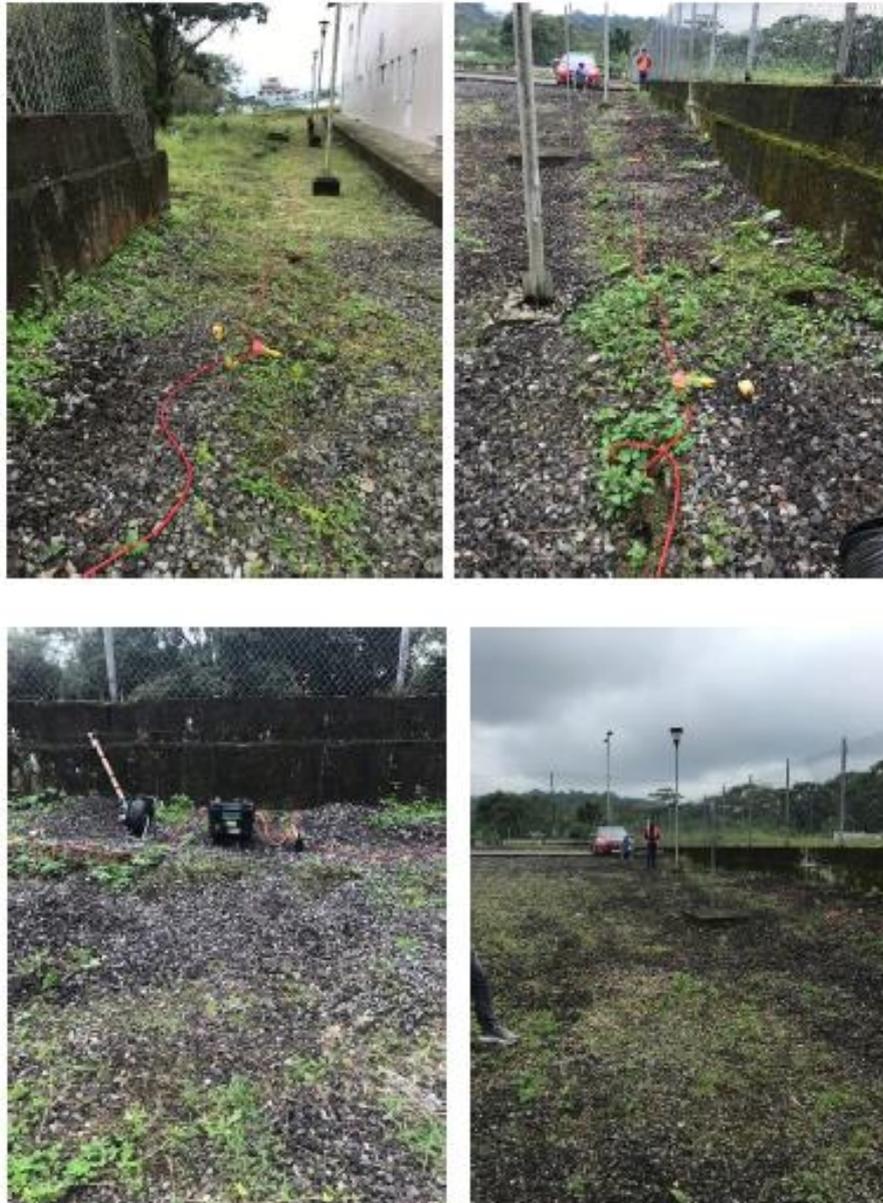
$$Vs30 = \frac{d}{\sum_{i=1}^k \frac{di}{Vs_i}} (m/seg) \quad (NEC, 2015)$$

La fórmula anterior se refiere al ensayo de campo y posterior análisis de datos, donde se obtendrá perfiles de cizalla activos y pasivos, para calcular el verdadero valor de Vs a una determinada profundidad se debe tomar en cuenta ambos perfiles.

A continuación, se muestran con fotografías los sitios donde se realizaron los ensayos para posteriormente presentar los resultados de los mismos.

3. TRABAJO DE CAMPO (REGISTRO FOTOGRÁFICO)

3.1. PROYECTO HOSPITAL DEL IESS PUYO, LÍNEA SÍSMICA Y ENSAYO NAKAMURA



Fotografía 3.1 LÍNEA SÍSMICA LS1

Tabla 3.1 Sitios de ensayo

Sitio	Línea Sismica	Config.	No. Canales	Longitud (m)	Vs	No. Reg.
PROYECTO HOSPITAL IESS PUYO	LS1	Lineal	24,0	115	Activo	11
		Lineal	24,0	115	Pasivo	20

4. TRABAJO REALIZADO

Se realizó sondeos de exploración geofísica por medio de Sísmica de Refracción según lo recomendado en la norma ASTM D5777-00.

Tabla 4.1 Ubicación sondeos sísmicos.

SITIO	UBICACIÓN			
	COORDENADAS			
	LÍNEA SÍSMICA	GEÓFONO	SUR	ESTE
PROYECTO HOSPITAL IESS PUYO	LS1	G1	9835403	832756.4
		G24	9835497.4	832699.9

SITIO	UBICACIÓN		
	COORDENADAS		
	ENSAYO	NORTE	ESTE
PROYECTO HOSPITAL IESS PUYO	NAKAMURA 1	9835446.6	832721.8

La ubicación de todos los puntos de estudio se encuentra en el ANEXO I del presente informe.

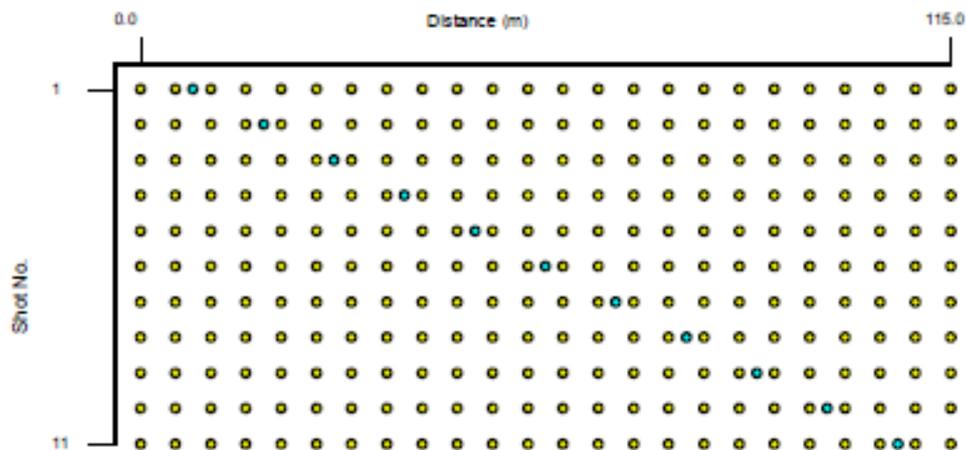
5. TRABAJO DE GABINETE

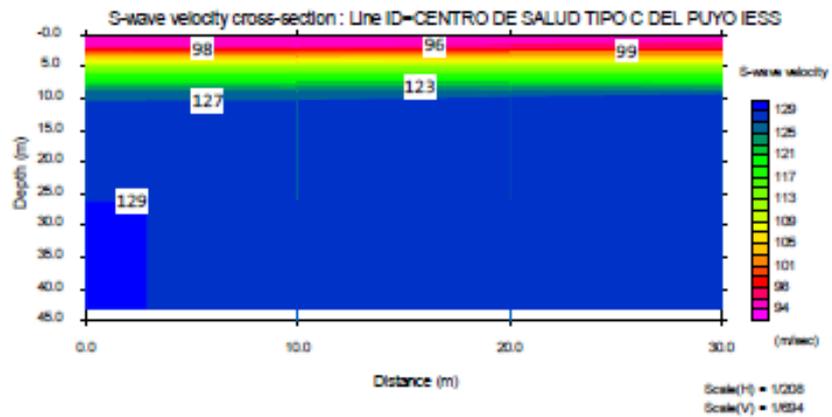
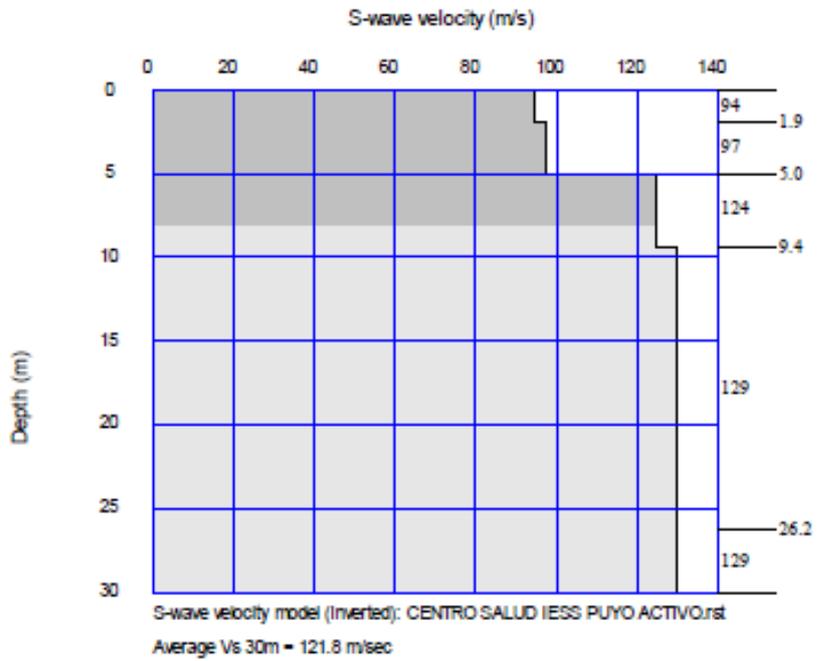
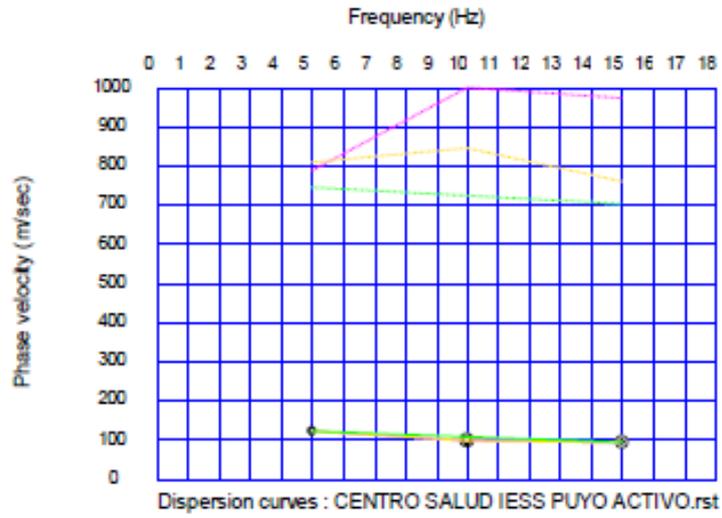
Se procedió a realizar el análisis de las ondas de corte Vs con los métodos Activo y Pasivo en las líneas en las cuales se detalla los resultados de estratigrafía y el perfil de cizalla respectivamente, los cuales se presentan a continuación.

5.1. RESULTADOS ANÁLISIS DE LAS VELOCIDADES DE ONDAS DE CORTE

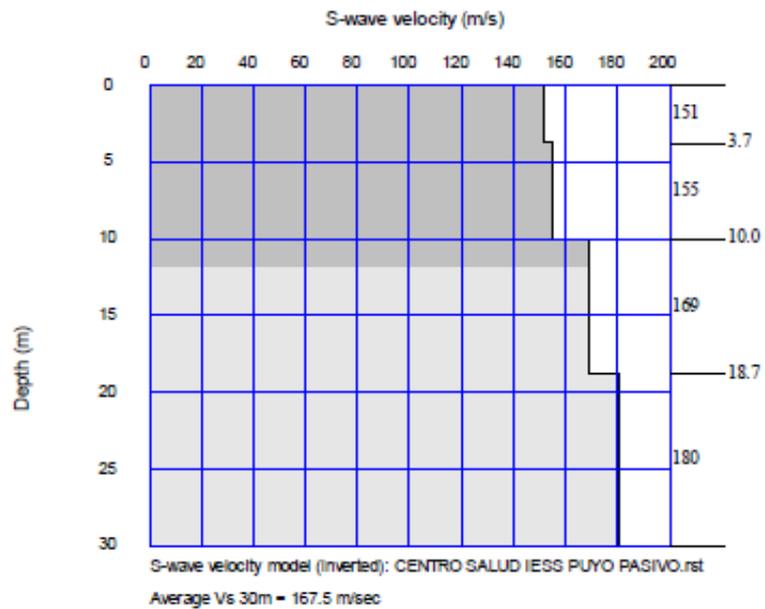
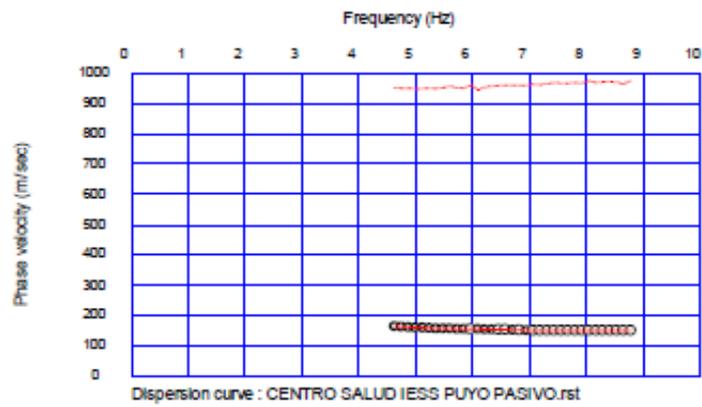
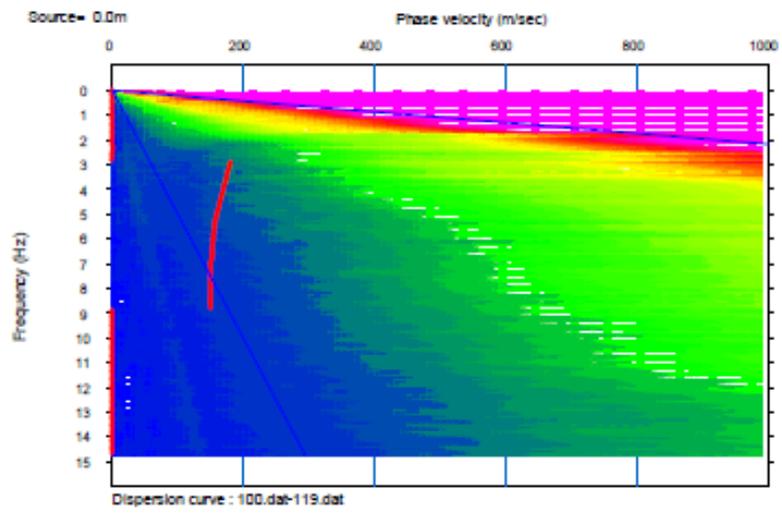
5.1.1. Ensayos de sísmica de refracción Vs 30 en PROYECTO HOSPITAL IESS PUYO LÍNEA SÍSMICA

Método activo





Método Pasivo



Método Combinado

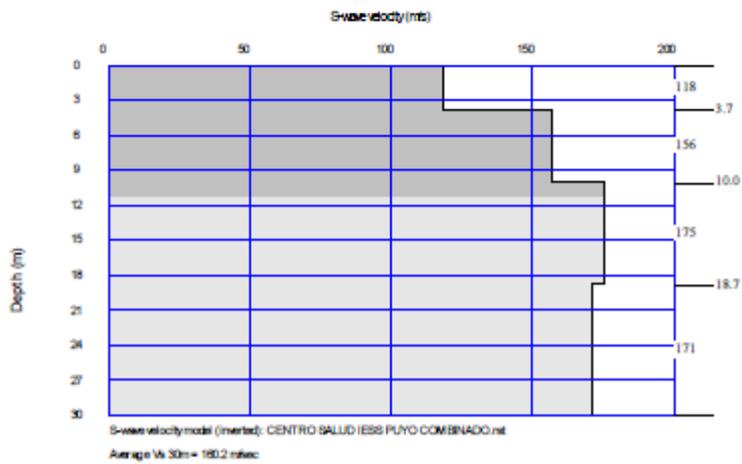
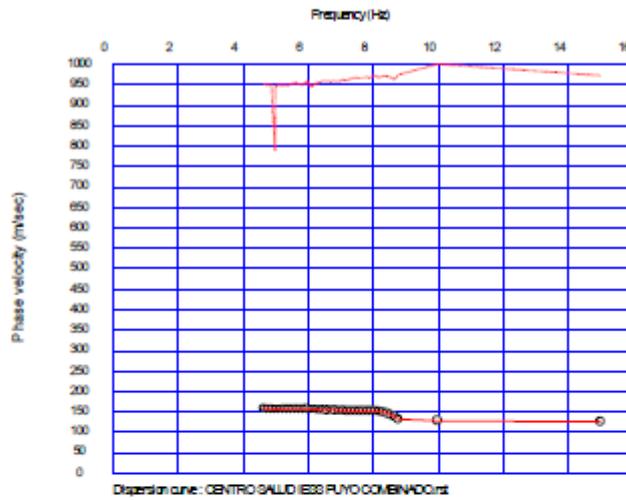


Tabla 5.1 Velocidades de ondas de Corte Vs (30) y clasificación de perfil sísmico

SITIO	LÍNEA SÍSMICA	VS 30 ACTIVO (m/s)	VS 30 PASIVO (m/s)	METODO COMBINADO VS 30 (m/s)	CLASIFICACIÓN DE PERFIL SÍSMICO DE SUELO
PROYECTO HOSPITAL IESS PUYO	LS1	121.8	167.5	160.2	E

6. RESULTADOS ANÁLISIS DE ENSAYOS PERIODO DE VIBRACIÓN MÉTODO NAKAMURA.

6.1. Ensayo y datos obtenidos en campo

El equipo utilizado para los ensayos de campo es un sismógrafo marca Sara, modelo Geobox, capaz de captar de forma simple las ondas de vibración ambientales de los puntos; su funcionamiento está relacionado con los campos magnéticos de la tierra.

Los registros obtenidos serán transmitidos a un computador con el programa de la misma marca SEISMOWIN, mientras que la interpretación de los mismos se desarrolló en el programa GEOEXPLORER HVSR VERSION 2.2.3.

En las figuras 6.2.1, 6.2.2 y 6.2.3 se muestran los registros ya procesados, dando como resultado un pico característico, lo cual era esperado; además, todas las condiciones y relaciones del programa están cumpliéndose correctamente, basta con revisar la parte derecha de la pantalla, donde se pintan las casillas de color verde.

Finalmente, se toman los datos de frecuencia del pico más alto, y repetimos el proceso para todas las lecturas.

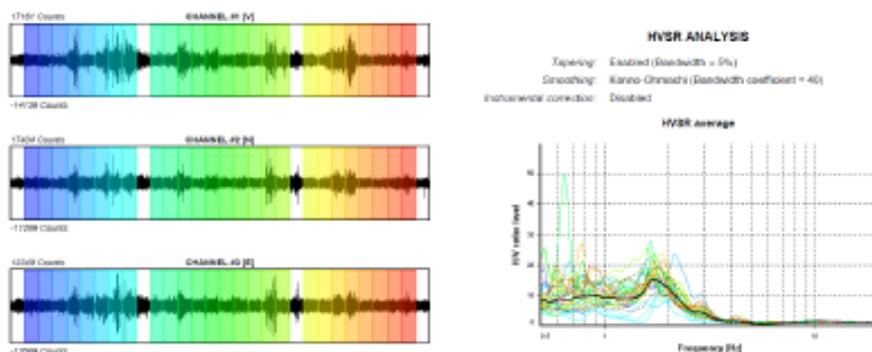
Obteniendo la tabla 6.1 de resumen, donde se destacan algunos puntos donde se tiene más de una frecuencia que cumple con las condiciones antes descritas, y otros donde solo hay un valor característico.

Destaca la transformación del dato obtenido por el programa GEOEXPLORER que es la frecuencia medida en Hertz al período medido en segundos. La fórmula es simple:

$$\text{Período (seg)} = \frac{1}{\text{Frecuencia (Hz)}} \quad (1.0)$$

6.1.1. Ensayos de periodo de vibración en PROYECTO INSTITUTO SUPERIOR CPP

El ensayo Nakamura se realizó sobre un suelo natural. En el ensayo se detectó que el período tiene un valor $T = 0.58$ segundos.



SESAME CRITERIA

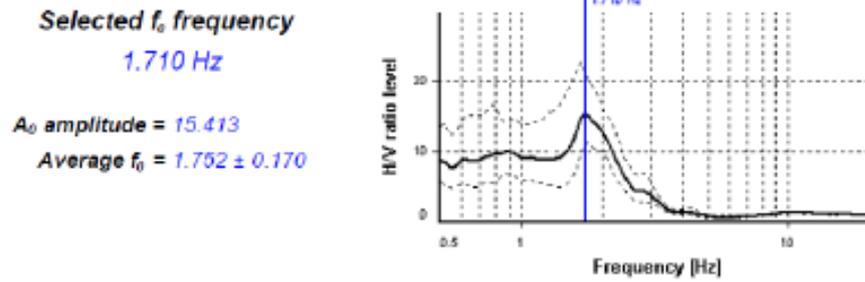


Figura 6.2.1 PROYECTO HOSPITAL IESS PUYO
Ensayo Señales sísmicas y Espectros de Fourier

Código	Lugar	f_{peak} (Hz)	A_{peak}	T (s)
Ensayo 1	PROYECTO HOSPITAL IESS PUYO	1.710	15.413	0.58

ELABORADO POR

REVISADO POR:



Firmado digitalmente por:
JUAN FRANCISCO HARO LEBECANO



Firmado digitalmente por:
HUGO FABIAN BONIFAZ GARCIA

 ING. JUAN HARO
 INGENIERO CIVIL
 Registro Senescyt: 1041-14-1294239

 ING. HUGO BONFAZ
 INGENIERO EN GEOTECNIA Msc.
 Registro Senescyt: 001-02-228818

5.4.3. Formulario Metodología NEC 2015

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES													
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN DE LA EDIFICACIÓN A EVALUARSE						DATOS EDIFICACIÓN Dirección: Calle Luis Molina Celi, entre la avenida Ceslao Marín y Gonzáles Suárez de la parroquia Puyo, cantón y provincia de Pastaza, Ecuador Nombre de la Edificación: Unidad Nueva del Hospital Básico el Puyo (Centro Materno Infantil Tipo C) Sitio de referencia: Frente a la concesionaria Jack Motors Tipo de uso: Hospital Fecha de evaluación: 11 de julio de 2022 Año de construcción: 2016 Año de remodelación: - Área construida: 3525,41 m ² Numero de pisos: 2 DATOS DEL PROFESIONAL Nombre del evaluador: Andrea Carolina Cáceres Vargas Cédula del evaluador: 1600573560 Registro SENESCYT: 1019-2018-1956230							
						FOTOGRAFÍAS							
TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL													
MADERA	W1	Pórtico Hormigón Armado				C1	Pórtico Acero Laminado				S1		
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales				C2	Pórtico Acero Laminado con diagonales				S2		
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo H. Armado prefabricado				C3	Pórtico Acero Doblado en frío				S3		
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX					PC	Pórtico Acero Laminado con muros estructurales estructurales de hormigón armado				S4		
						PC	Pórtico Acero con paredes de mampostería				S5		
PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S													
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje básico	4,4	1,8	2,8	1,8	2,5	2,8	1,6	2,4	2,6	3	2	2,8	2
ALTURA DE LA EDIFICACIÓN													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0,4	0,2	0,4	0,4	0,2	0,2	0,2	0,4	N/A	0,4	0,4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0,3	0,6	0,8	0,3	0,4	0,6	0,8	N/A	0,8	0,8
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN													
Irregularidad vertical	-2,5	-1	-1	-1,5	-1,5	-1	-1	-1	-1	-1,5	-1,5	-1	-1
Irregularidad en planta	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5
CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
Pre-código moderno (construido antes de 1977) o auto construcción	0	-0,2	-1	-1,2	-1,2	-1	-0,2	-0,8	-1	-0,8	-0,8	-0,8	-0,2
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2,8	1	1,4	2,4	1,4	1	1,4	1,4	1	1,6	1
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	0	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4
Tipo de suelo D	0	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,4	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,4
Tipo de suelo E	0	-0,8	-0,4	-1,2	-1,2	-0,8	-0,8	-1,2	-1,2	-1,2	-1,2	-1,2	-0,8
PUNTAJE FINAL							3,9	1,7					
GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA													
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación espacial				X								
2.5 > S > 2.0	Media vulnerabilidad												
S > 2,5	Baja vulnerabilidad												
FIRMA RESPONSABLE EVALUACIÓN													
OBSERVACIONES:													

5.4.4. Formulario Metodología FEMA P-154

DETECCIÓN VISUAL RÁPIDA DE EDIFICIOS PARA POSIBLES RIESGOS SÍSMICOS										Nivel 1																					
Formulario de recopilación de datos DE FEMA P-154										Muy alta sismidad																					
100 FOTOGRAFÍA Y ESQUEMA ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE										101 DATOS EDIFICACION																					
										102	Nombre de la Edificación: Unidad Nueva del Hospital Básico el Puyo (Centro Materno Infantil Tipo C)																				
										103	Dirección: Calle Luis Molina Celi, entre la avenida Ceslao Marín y Gonzáles Suárez de la parroquia Puyo, cantón y provincia de Pastaza, Ecuador																				
										104	Sitio de referencia: Frente a la concesionaria Jack Motors		105	Código Postal		160101															
										106	Tipo de uso: Hospitalaria																				
										107	Coor Y: 9835446.60			108	Coord X:		832721.80														
										109	Ss:			110	S1:																
										111 DATOS DEL PROFESIONAL																					
										112	Nombre del evaluador: Andrea Carolina Cáceres Vargas																				
										113	Cédula del evaluador: 1600573560			114	Fecha:		11 de julio de 2022														
										115	Registro SENESCYT: 10 19 - 2018 - 1956230			116	Hora:		12:00														
117 DATOS CONSTRUCCION																															
118	Numero de Pisos: 2																														
119	Sobre el subsuelo: 2			120	Bajo el subsuelo:		0																								
121	Año de construcción: 2016			122	Área de Construcción:		3525,41 m²																								
123	Código Año: NEC 2015																														
124	Adiciones: Ninguna <input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/>			125	Año(s) Remodelación:		-																								
200 OCUPACION:																															
201	Asambleas		Comercial		Servicio de Emergencia		<input checked="" type="checkbox"/>																								
202	Industria		Oficina		Educación																										
203	Utilidad		Almacén		Residencial #																										
203A	Historico		Albergue		Gobierno																										
204 TIPO DE SUELO:																															
204A	A		B		C		D		E		F		DNK																		
204B	Roca Dura		Roca Débil		Suelo Denso		Suelo Duro		Suelo Blando		Suelo Pobre		Si DNK, ASUMIR tipo D																		
204C																															
205 RIESGOS GEOLÓGICOS																															
206	Licuefacción:			Deslizamiento:			Licuefacción:																								
206A	SI		SI		SI		SI		SI		SI		SI																		
206B	NO		NO		NO		NO		NO		NO		NO																		
206C	DNK		DNK		DNK		DNK		DNK		DNK		DNK																		
207 Adyacencia																															
207A	<input checked="" type="checkbox"/> Golpes			207B	<input type="checkbox"/> Peligro de caída del Edificio Adyacente																										
208 Irregularidades:																															
208A	Elevación (Tipo/severidad): Ninguna																														
208A	<input checked="" type="checkbox"/> Planta (Tipo)		Irregularidad tipo 1: Torsional y tipo 2: Retrocesos excesivos en las esquinas																												
209 Peligro de Caída Exteriores																															
209A	<input type="checkbox"/> Chimeneas sin soporte lateral			209D	<input type="checkbox"/> Apéndices																										
209B	<input type="checkbox"/> Reves. Pesado o de chapa de madera pesada			209E	<input type="checkbox"/> Parapetos																										
209C	<input checked="" type="checkbox"/> Otros		Riesgo de caída de porcelanatos mal instalados en las paredes exteriores																												
210 COMENTARIOS																															
La edificación cuenta con dos bloques separados por una junta estructural con una separación de 2 pulgadas.																															
Dibujos o comentarios en una página aparte																															
307	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo									C3	<input checked="" type="checkbox"/>																				
308	H. Armado prefabricado									PC																					
309	Pórtico Acero Laminado									S1																					
310	Pórtico Acero Laminado con diagonales									S2																					
311	Pórtico Acero Doblado en frío									S3																					
312	Pórtico Acero Laminado con muros estructurales hormigón									S4																					
313	Pórtico Acero con paredes de mampostería de bloque									S5																					
400 PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1																															
TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL																															
401	PARÁMETROS CALIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA (TIPO DE EDIFICIO FEMA)										W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH				
402	PUNTAJE BÁSICO										2,1	1,9	1,8	1,5	1,40	1,6	1,4	1,2	1	1,2	0,9	1,1	1	1,1	1,1	0,9	1,1				
403 IRREGULARIDADES																															
403A	Irregularidad vertical Grave, VL1										-0,9	-0,9	-0,9	-0,8	-0,7	-0,8	-0,7	-0,7	-0,8	-0,6	-0,7	-0,7	-0,7	-0,7	-0,7	-0,6	NA				
403B	Irregularidad vertical Moderada, VL1										-0,6	-0,5	-0,5	-0,4	-0,4	-0,5	-0,4	-0,3	-0,4	-0,4	-0,3	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	NA				
403C	Irregularidad en planta, PL1										-0,7	-0,7	-0,6	-0,5	-0,5	-0,6	-0,4	-0,4	-0,4	-0,5	-0,3	-0,5	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	NA				
405 CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN																															
405A	Pre-código moderno (construido antes de 2001) o auto construcción										-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,2	-0,3	-0,2	-0,1	-0,1	-0,2	0	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	0	0				
405B	Construido en etapa de transición (desde 2001 pero antes de 2015)										0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0				
405C	Post código moderno (construido a partir de 2015)										1,9	1,9	2	1	1,1	1,1	1,5	NA	1,4	1,7	NA	1,5	1,7	1,6	1,6	NA	0,5				
406 SUELO																															
406A	Suelo Tipo A o B										0,5	0,5	0,4	0,3	0,3	0,4	0,3	0,2	0,2	0,3	0,1	0,3	0,2	0,3	0,3	0,1	0,1				
406B	Suelo Tipo E (1-3Pisos)										0	-0,2	-0,4	-0,3	-0,2	-0,2	-0,2	-0,1	-0,1	-0,2	0	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	0	-0,1				
406C	Tipo de suelo E (>3 Pisos)										-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	-0,3	NA	-0,3	-0,1	-0,1	-0,3	-0,1	NA	-0,1	-0,2	-0,2	0	NA				
407	Puntaje Mínimo										0,7	0,7	0,7	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3	0,3	0,2	1				
408	PUNTAJE FINAL NIVEL 1,SL1 > SMIN																				0,6										

500 GRADO DE REVISIÓN	600 OTROS RIESGOS:	700 ACCIÓN REQUERIDA:
501 Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los Lados <input type="checkbox"/> Aereo	Hay peligro que ameriten una evaluación estructural detallada? 601 <input type="checkbox"/> Golpeo Potencial (a menor que SL2>limite, si es conocido)	Requiere evaluación estructural detallada? 701 <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio 702 <input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el límite
502 Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input type="checkbox"/> Visible <input checked="" type="checkbox"/> Completo	602 <input type="checkbox"/> Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos	703 <input checked="" type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes 704 <input type="checkbox"/> NO
503 Planos revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No	603 <input type="checkbox"/> Riesgo geológico o tipo de Suelo F	Evaluación no estructural detallada recomendada? (marque con una x) 704 <input checked="" type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados
504 Fuente del Tipo de suelo: <u>Ensayo de Sísmica de Refracción y Método de Nakamura realizados en el Hospital Básico el Puyo</u>	604 <input type="checkbox"/> Daño significativo / deterioro del sistema estructural	704 <input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada 704 <input type="checkbox"/> No no se identifican peligros no estructurales 704 <input type="checkbox"/> DNK
505 Fuente del Peligro Geológico: <u>Ensayo de Sísmica de Refracción y Método de Nakamura realizados en el Hospital Básico el Puyo</u>		
506 Personas de Contacto: <u>Ing. Antonio Bladimir Lima Villavicencio</u> Celular: <u>099 531 6986</u> Correo: <u>antoniolima@ieess.gob.ec</u>		
Cuando los datos no pueden ser verificados, el inspector deberá anotar lo siguiente: EST=Estimado o dato no fiable O DNK= No sabe		
800 OBSERVACIONES: <div style="border: 1px solid black; height: 40px; width: 100%;"></div>		 FIRMA RESPONSABLE EVALUACIÓN
<small>Referencia del formulario: FEMA P 154 (2015). Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards – A Handbook, 3th edition. FEMA & NEHRP report, ATC, California</small>		

Detección visual rápida de edificios para posibles riesgos sísmicos		Nivel 2 (Opcional)		
Formulario de recopilación de datos DE FEMA P-154		Muy alta sismicidad		
Recopilación de datos de Nivel 2 opcional para ser realizada por un profesional de ingeniería civil o estructural, arquitecto o estudiante de posgrado con experiencia en evaluación sísmica o diseño de edificios.				
Nombre de Edificio: Unidad Nueva del Hospital Básico el Puyo (Centro Materno Infantil Tipo C)	Puntuación de Nivel Final 1:	$S_{L1} = 0,6$	(no considere S_{MIN})	
Inspector: Andrea Carolina Cáceres Vargas	Modificadores de irregularidad de nivel 1:	Irregularidad vertical, $V_{L1} = 0,00$	Irregularidad en Planta $P_{L1} = 0,9$	
Fecha/Hora: 11 de julio de 2022 / 12:00 pm	PUNTAJACIÓN DE LÍNEA DE BASE AJUSTADA:	$S' (S_{L1} - V_{L1} - P_{L1}) = -0,3$		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA AGREGAR AL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO				
Tema	Instrucción (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "S"; de lo contrario tache el modificador.)	Si	Subtotales	
Vertical Irregularidad, VL2	Sitio inclinado	Edificio W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0,9	VL2 = 0,4
		Edificio que no es W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0,2	
	Piso blando y/o débil (círcule un máximo)	Edificio W1 muro atorado: Es visible a través del espacio de revisión un muro corto sin refuerzo.	-0,5	
		Casa W1 sobre garaje: Debajo de un piso ocupado, hay una garaje abierto sin un marco de momento de acero, y hay menos de 20cm de pared en la misma línea (para varios pisos ocupados por encima, utilizar 40cm de pared mínimo).	-0,9	
		Edificio W1A abierto frontalmente: Hay aberturas en la planta baja (por ejemplo, como un parqueadero) supera más del 50% del ancho total del edificio	-0,9	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor al 50% del piso superior o la altura de cualquier piso 2,0 veces es mayor de la altura de piso anterior.	-0,7	
	Entradas	Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso está entre el 50% y el 75% la longitud del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1,3 y 2,0 veces la altura del piso superior.	-0,4	
		Los elementos verticales del sistema lateral situados en un piso superior están fuera del piso inferior causando un diafragma en voladizo en el desfase.	-0,7	
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están situados en el interior del piso inferior.	-0,4	
		Hay un desfase en plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de los elementos.	-0,2	
Columna corta / Pilar Corto	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de una línea de columna en el sistema lateral tienen relaciones de altura/profundidad inferiores al 50% de la longitud nominal en ese nivel.	-0,4		
	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La altura de la columna (o pilar) es menor a la mitad de la altura del antepecho, o hay paredes de relleno o pisos adyacentes que acortan la columna.	-0,4		
Nivel dividido	Hay un nivel dividido en uno de los niveles del suelo o en el techo.	-0,4		
Otro	Hay otra irregularidad vertical grave observable que obviamente afecta el rendimiento sísmico del edificio.	-0,7		
Irregularidad	Hay otra irregularidad vertical moderada observable que puede afectar el desempeño sísmico del edificio.	-0,4		
Irregularidad en Planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no parece relativamente bien distribuido en planta en una o ambas direcciones. (No incluir la irregularidad frontal abierta W1A enumerada anteriormente.)	-0,5	PL2 = 0,7	
	Sistema no paralelo: Hay uno o más elementos verticales principales del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.	-0,2		
	Esquina entrante: Ambas proyecciones de una esquina interior superan el 25% de la dimensión total en planta en esa dirección.	-0,2		
	Apertura del diafragma: Hay una abertura en el diafragma con un ancho mayor al 50% de la longitud total del diafragma en ese nivel.	-0,2		
	Edificio C1, C2 con desfase fuera del plano: Las vigas exteriores no se alinean con las columnas del plano.	-0,2		
Otra irregularidad: Hay otra irregularidad en planta observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-0,5			
Redundancia	El edificio tiene al menos dos vanos de elementos laterales en cada lado del edificio en cada dirección.	0,2	M = 0,0	
Golpeteo	El edificio está separado de una estructura adyacente en menos del 1,5% de la altura del edificio más bajo y la estructura adyacente:	Los pisos no se alinean verticalmente dentro del rango de 0.60m.		-0,7
		Un edificio es 2 o más pisos más alto que el otro.		-0,7
		El edificio está al final de la cuadra o filas del edificio		-0,4
Edificio S2	Es visible una geometría de arriostramiento "K".	-0,7		
Edificio C1	La placa plana sirve como viga en el marco de momento.	-0,3		
PC1/RM1 Bldg	Hay amarres de techo a pared que son visibles o conocidos a partir de planos que no dependen de la flexión de grano cruzado. (No combinar con modificador posterior al punto de referencia o retrofit.)	0,2		
PC1/RM1 Bldg	El edificio tiene paredes interiores estrechamente espaciadas y de altura completa (en lugar de un espacio interior con pocas paredes, como en un almacén).	0,2		
URM	Las paredes a dos aguas están presentes.	-0,3		
MH	Hay un sistema de refuerzo sísmico suplementario previsto entre el transporte y el suelo.	0,5		
Modificación	El reacondicionamiento sísmico completo es visible o conocido a partir de planos	1,2		
NIVEL FINAL 2 SCORE, $S_{L2} (S' + V_{L2} + P_{L2} + M) - S_{MIN}$: (Transferir al forma de Nivel 1) = (-0,3-0,4-0,7-0) = -1,4				
Hay daños o deterioro observables u otra condición que afecta negativamente el rendimiento sísmico del edificio: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No				
En caso afirmativo, describa la condición en el cuadro de comentarios a continuación e indique en el formulario de Nivel 1 que se requiere una evaluación detallada independientemente de la puntuación del edificio.				
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Declaración (Marque "Sí" o "No")	Sí	No	Comentario
Exterior	Hay un parapeto de mampostería no reforzado o una chimenea de mampostería no reforzada sin anclaje		<input checked="" type="checkbox"/>	
	Hay revestimiento pesado o enchapado pesado.	<input checked="" type="checkbox"/>		Riesgo de caída de porcelanatos mal instalados en las paredes exteriores
	Hay un pabellón pesado puertas de salida o pasarelas peatonales que parece insuficientemente apoyado.		<input checked="" type="checkbox"/>	
	Hay un apéndice de mampostería no reforzado sobre las puertas de salida o pasarelas peatonales.		<input checked="" type="checkbox"/>	
	Hay un letrero en el edificio que indica que hay materiales peligrosos.		<input checked="" type="checkbox"/>	
	Hay un edificio adyacente más alto con una pared URM anclado o un parapeto URM no anclado.		<input checked="" type="checkbox"/>	
	Otros peligros de caída no estructurales exteriores observados:		<input checked="" type="checkbox"/>	
Interior	Hay baldosas de arcilla hueca o tabiques de ladrillo en cualquier escalera o pasillo de salida.		<input checked="" type="checkbox"/>	
	Otro peligro de caída no estructural no estructural del interior observado:		<input checked="" type="checkbox"/>	
Desempeño sísmico no estructural estimado (Marque la casilla apropiada y transfiera a conclusiones del formulario de nivel 1)				
<input type="checkbox"/> Potenciales peligros no estructurales con una amenaza significativa para la seguridad de la vida de los ocupantes		Evaluación no estructural detallada recomendada		
<input checked="" type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa para la seguridad de la vida de los ocupantes		Pero no se requiere una evaluación no estructural detallada baja o ninguna amenaza no estructural para la seguridad de la vida de los ocupantes		
<input type="checkbox"/> Pocos o ningún peligro no estructural que amenaza la seguridad vital de los ocupantes		No se requiere una evaluación no estructural detallada		
COMENTARIOS:				
Referencia del formulario: FEMA P 154 (2018), Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards - A Handbook, 3th edition, FEMA & NIEHRP report, ATC, California				

5.4.5. Formulario Metodología FUNVISIS

PLANILLA DE INSPECCIÓN DE EDIFICACIONES (Características Sismorresistentes)			
1. Datos generales			
1.1 Fecha: 11/7/2022	1.2 Hora inicio: 12:00	1.3 Hora culminación: 12:45	1.4 Código: -
2. Datos de los participantes			
Función	Nombre y apellido	Teléfono	Correo electrónico
2.1 Inspector	Andrea Carolina Cáceres Vargas	0987904379	acaceres3560@uta.edu.ec
2.2 Revisor	Ing. Pablo Caiza Ph. D.	0998809848	pecaiza1@espe.edu.ec
2.3 Supervisor			
2. Datos del entrevistado			
3.1 Relación con la Edif.	3.2 Nombre y apellido	3.3 Teléfono	3.4 Correo electrónico
4. Identificación y ubicación de la edificación			
Nombre o N°: Unidad Nueva del Hospital			
4.1 Básico el Puyo (Centro Materno Infantil)	4.2 N° de pisos: 2	4.3 N° de semi-sótanos: -	
4.4 N° de sótanos: -	4.5 Estado: Pastaza, Ecuador	4.6 Ciudad: Puyo	
4.7 Municipio: Pastaza	4.8 Parroquia: Puyo	4.9 Urb., Barrio: Miraflores	
Calle, vereda: Luis Molina Celi,			
4.10 Sector: -	4.11 entre la avenida Ceslao Marín y Gonzáles Suárez	4.12 Pto. de Referencia: Frente a la concesionaria Jack Motors	
4.13 Coord. X: 832721.80	4.14 Coord. Y: 9835446.60	4.15 Huso: -	
5. Uso de la edificación (marcar con "x", múltiples opciones)			
<input type="checkbox"/> Gubernamental	<input type="checkbox"/> Militar	<input checked="" type="checkbox"/> Médico- Asistencial	<input type="checkbox"/> Industrial
<input type="checkbox"/> Bomberos	<input type="checkbox"/> Vivienda Popular	<input type="checkbox"/> Educativo	<input type="checkbox"/> Comercial
<input type="checkbox"/> Protección Civil	<input type="checkbox"/> Vivienda Unifamiliar	<input type="checkbox"/> Deportivo- Recreativo	<input type="checkbox"/> Oficina
<input type="checkbox"/> Policial	<input type="checkbox"/> Vivienda Multifamiliar	<input type="checkbox"/> Cultural	<input type="checkbox"/> Religioso
6. Capacidad de ocupación (rellenar y marcar con "x", múltiples opciones)			
6.1 Número de personas que ocupan el inmueble: 200	6.2 Ocupación durante: <input checked="" type="checkbox"/> Mañana <input checked="" type="checkbox"/> Tarde <input checked="" type="checkbox"/> Noche		
7. Año de construcción (rellenar y marcar con "x", una opción)			
Año: 2016	<input type="checkbox"/> Antes de 1939	<input type="checkbox"/> Entre 1940 y 1947	<input type="checkbox"/> Entre 1948 y 1955
	<input type="checkbox"/> Entre 1968 y 1982	<input type="checkbox"/> Entre 1983 y 1998	<input type="checkbox"/> Entre 1999 y 2001
			<input checked="" type="checkbox"/> Después de 2001
8. Condición del terreno (marcar con "x", una opción por pregunta)			
8.1 Edificación en:	<input checked="" type="checkbox"/> Planicie	8.2 Pendiente del terreno:	<input type="checkbox"/> 20°-45°
	<input type="checkbox"/> Ladera	8.3 Localizada sobre la mitad superior de la ladera:	<input type="checkbox"/> Mayor a 45°
	<input type="checkbox"/> Base	8.4 Pendiente del talud:	<input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No
8.6 Drenajes: <input checked="" type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	<input type="checkbox"/> Cima	8.5 Pendiente del talud:	<input type="checkbox"/> 20°-45°
			<input type="checkbox"/> Mayor a 45°
			<input type="checkbox"/> Menor a H del talud
			<input type="checkbox"/> Mayor a H del Talud
9. Tipo Estructural			
9.1 Marque con "x", múltiples opciones:			
<input type="checkbox"/> 1. Pórticos de concreto armado	de pórticos.		
<input checked="" type="checkbox"/> 2. Pórticos de concreto armado rellenos con paredes de bloques de arcilla o de concreto	<input type="checkbox"/> 10. Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería confinada.		
<input type="checkbox"/> 3. Muros de concreto armado en dos direcciones horizontales	<input type="checkbox"/> 11. Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería no confinada.		
<input type="checkbox"/> 4. Sistemas con muros de concreto armado de poco espesor, dispuestos en una sola dirección (algunos sist. tipo túnel)	<input type="checkbox"/> 12. Sistemas mixtos de pórticos y de mampostería de baja calidad de construcción, con altura no mayor a 2 pisos		
<input type="checkbox"/> 5. Pórticos de acero	<input type="checkbox"/> 13. Sistemas mixtos de pórticos y de mampostería de baja calidad de construcción, con altura mayor a 2 pisos.		
<input type="checkbox"/> 6. Pórticos de acero con perfiles tubulares	<input type="checkbox"/> 14. Viviendas de bahareque de un piso		
<input type="checkbox"/> 7. Pórticos de acero diagonalizados	<input type="checkbox"/> 15. Viviendas de construcción precaria (tierra, madera, zinc, etc.)		
<input type="checkbox"/> 8. Pórticos de acero con cerchas			
<input type="checkbox"/> 9. Sistemas pre-fabricados a base de grandes paneles o			
9.2 Indique el número del tipo estructural predominante:			
10. Esquema de planta (marcar con "x")		11. Esquema de elevación (marcar con "x")	
<input type="checkbox"/> "H"	<input type="checkbox"/> "L"	<input type="checkbox"/> "T"	<input type="checkbox"/> "U"
<input type="checkbox"/> "T"	<input type="checkbox"/> Esbeltez horizontal	<input type="checkbox"/> Pirámide invertida	<input type="checkbox"/> Esbeltez vertical
<input type="checkbox"/> "U" ó "C"	<input type="checkbox"/> Cajón	<input type="checkbox"/> "L"	<input type="checkbox"/> Ninguno
	<input type="checkbox"/> Ninguno	<input type="checkbox"/> Piramidal	<input checked="" type="checkbox"/> Rectangular
	<input checked="" type="checkbox"/> Regular		

12. Irregularidades (marcar con "x", múltiples opciones)

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> 12.1 Ausencia de vigas altas en una o dos direcciones | <input type="checkbox"/> 12.7 Aberturas significativas en losas |
| <input type="checkbox"/> 12.2 Ausencia de muros en una dirección | <input type="checkbox"/> 12.8 Fuerte asimetría de masas o rigideces en planta |
| <input type="checkbox"/> 12.3 Estructura frágil | <input type="checkbox"/> 12.9 Adosamiento: Losa contra losa |
| <input type="checkbox"/> 12.4 Presencia de al menos un entrepiso débil o blando | <input type="checkbox"/> 12.10 Adosamiento: Losa contra columna |
| <input checked="" type="checkbox"/> 12.5 Presencia de columnas cortas | <input checked="" type="checkbox"/> 12.11 Separación entre edificios (cm): 5 cm |
| <input type="checkbox"/> 12.6 Discontinuidad de ejes de columnas o paredes portantes | |

13. Grado de deterioro (marcar con "x", una opción por pregunta)

- 13.1 Est. de Concreto: Agrietamiento en elementos estructurales y/o corrosión en acero de refuerzo: Ninguno Moderado Severo
- 13.2 Est. de Acero: Corrosión en elementos de acero y/o deterioro de conexiones y/o pandeo: Ninguno Moderado Severo
- 13.3 Agrietamiento en paredes de relleno: Ninguno Moderado Severo
- 13.4 Estado general de mantenimiento: Bueno Regular Bajo

14. Observaciones

Estructura de hormigón armado conformada por dos bloques, el bloque 1 presenta losas accesibles en los niveles N+4,32 y N+8,64, mientras que el bloque 2 contiene losas accesibles en los niveles N+4,32 y N+8,64, y cubierta inaccesible en el nivel N+12,09. Los dos bloques están compuestos de losas alivianadas y vigas descolgadas. Están separados por una junta constructiva de 2 pulgadas.

14. Croquis de ubicación, fachada y planta

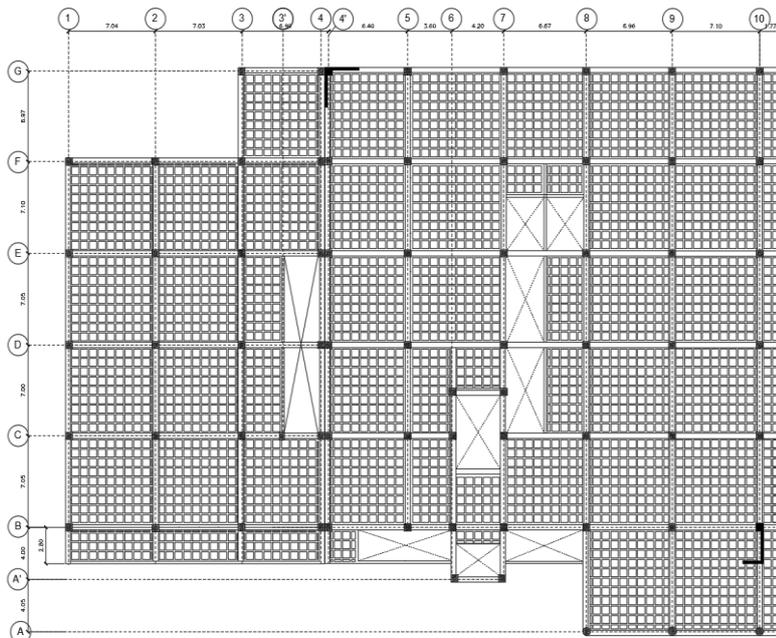
Croquis de ubicación



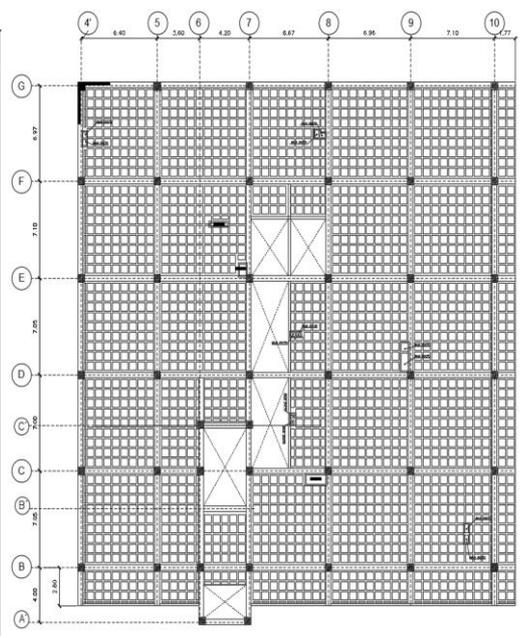
Croquis de fachada



Croquis de planta



Planta Nivel N + 4,32



Planta Nivel N + 8,64

5.4.6. Memoria Técnica de Diseño Estructural

MEMORIA TECNICA DEL CÁLCULO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO UNIDAD MEDICA DEL PUYO

1.- ALCANCE:

Esta memoria comprende una explicación del criterio aplicado en la concepción de la estructura de hormigón para la construcción de un edificio de 2 pisos y un tapa grada de la UNIDAD MEDICA DEL PUYO.

La estructura está constituida con el sistema de losas alivianadas sobre vigas descolgadas, arquitectónicamente está planteada una junta de construcción.

Las losas reparten las cargas gravitacionales de servicio a las vigas descolgadas de diferentes secciones, que están repartidas en las dos direcciones y que en conjunto con las columnas forman un marco espacial dúctil.

La parte numérica abarca dos campos: el del análisis realizado mediante computador con el programa ETABS y la parte de diseño basados en los requerimientos de los Códigos NEC2015 y ACI 318.08.

2.- DEFINICION DE MATERIALES: Los materiales utilizados son los siguientes.

- Hormigón de $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$ para replantillo
- Hormigón = 240 kg/cm^2 para la cimentación
- Hormigón = 280 kg/cm^2 para losas y columnas
- Acero de refuerzo = 4200 kg/cm^2
- Esfuerzo admisible del suelo (q_a) = 0.60 kg/cm^2
- Profundidad de cimentación = -0.60 m

3.- NORMAS DE DISEÑO:

- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION (2011)
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI – 318-08)

4.- CARGAS DE DISEÑO:

4.1.- PESO PROPIO DE LA LOSA.

Según tabla 1.1 NEC 2015

- Peso de los bloques de aliviamiento = $8.50 \times 12.00 \text{kg} = 102.00 \text{ kg/m}^2$
- Peso del volumen de hormigón lo calcula el programa.

PESO PROPIO DE LA LOSA

- Peso de paredes = 200kg/cm^2
- Peso de recubrimientos = 44 kg/cm^2
- Peso de enlucidos = 44 kg/cm^2
- Peso de masillado de losa de cubierta = 44 kg/cm^2
- Peso de instalaciones = 10 kg/m^2
- Pisos de cerámica = 40 kg/m^2

RESUMEN

CARGA MUERTA 484 kg/m²

CARGA VIVA (Tabla 1.2 NEC 2015)

CORREDORES Y SALA DE ESPERA	400 kg/m ²
CONSULTORIOS	200 kg/m ²

EL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA LO CALCULA EL PROGRAMA ETABS QUE SE UTILIZO PARA EL CALCULO.

5.- ANALISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis del esqueleto espacial se utilizó el programa ETABS basado en elementos finitos.

El esqueleto estructural se analizó con cuatro estados de carga básicos y con la fuerza sísmica repartida de acuerdo a las rigideces de los pórticos;

Las combinaciones están proporcionadas por el programa según el código

ACI .318.08 (ACI American Concrete Institute) para los elementos de hormigón.

La fuerza sísmica se calcula de acuerdo a lo especificado en el capítulo 2 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC2015).

6.- DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural de los diferentes elementos se realizó de acuerdo a las normas correspondientes del ACI 318-08.

7.-VERIFICACION DE ESFUERZOS:

Primeramente, se hizo un prediseño con las características geométricas, propiedades, condiciones de apoyo y solicitaciones de carga iniciales de los elementos; con estos resultados se ajustan los elementos para hacer una segunda corrida hasta conseguir que los resultados sean consistentes; finalmente se obtienen los resultados más críticos para la combinación de carga más desfavorable.

8.- CIMENTACION:

Para el diseño de la cimentación se tomó en cuenta las recomendaciones del estudio de suelos. Se diseñó la cimentación sobre vigas con losa de cimentación, la capacidad de carga del suelo es de 0.60 kg/cm².

Es necesario realizar un cambio de suelos para lo cual hay que tomar en cuenta las recomendaciones del estudio de suelos.

9- ANALISIS DE LA DERIVA:

Con los resultados conocidos se verifico que las derivas o desplazamientos laterales, estén dentro de los limites adecuados (deriva máxima = 0.02), así como las deformaciones o flechas.

$$\Delta X = 0.0065 \leq 0.02 \text{ OK}$$

$$\Delta Y = 0.0054 \leq 0.02 \text{ OK}$$

10- RECOMENDACIONES:

Se recomienda que el contratista revise y confirme los datos presentados en este documento.

Quito, abril del 2016

Ing. Daniel Chacón
Registro Senescyt: 1038-15-1374457

PROYECTO: CENTRO SALUD PUYO
 FECHA: 01-abr-16

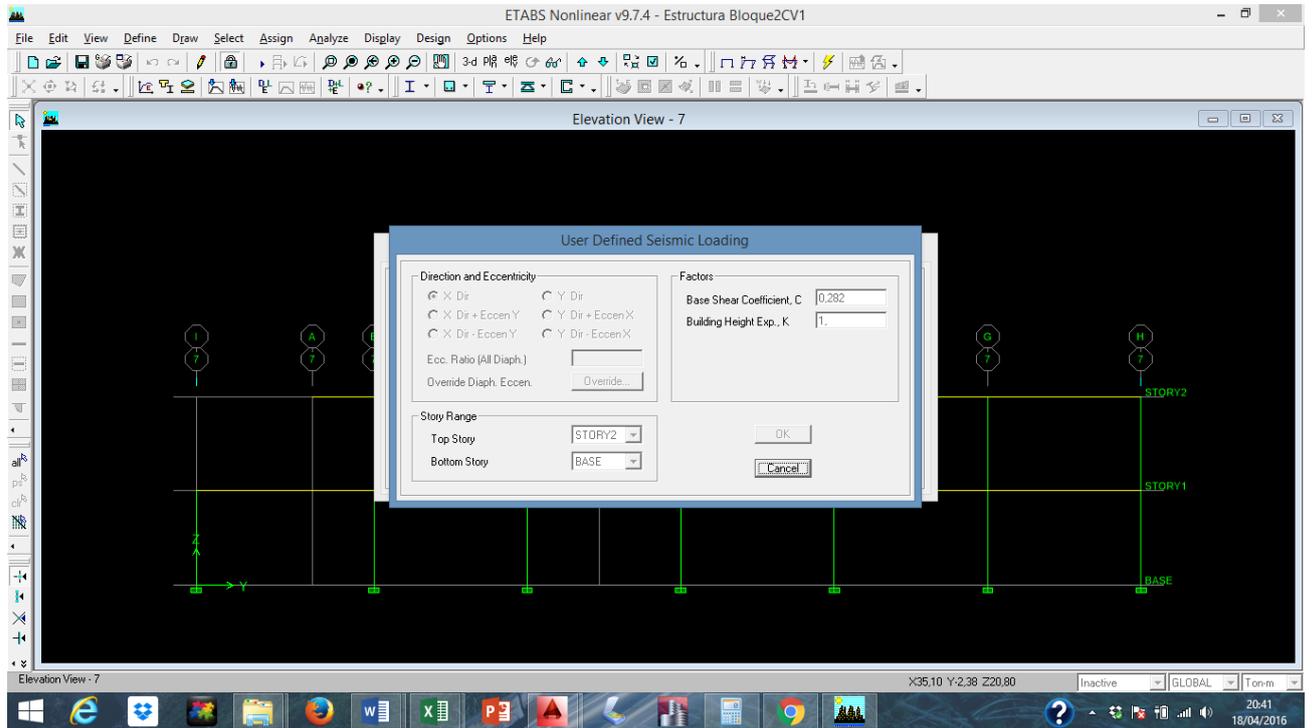
CORTANTE BASAL=V

V=	$I \cdot S_a / (R \cdot Q_p \cdot Q_e) \cdot W$	K*W	NEC-11																
I=coeficiente importancia	1,5	CAP2-49	CAP2-55 Tabla 2.6.4																
T=	$C_t \cdot (h_n)^\alpha$	CAP2-55																	
h_n =altura max.	8,00	CAP2-55	altura máxima de estructura																
C_t =Hormigón	0,047	CAP2-55	Estructuras sin arriostramiento																
α =	0,900	CAP2-55	Estructuras sin arriostramiento																
T=	0,305407																		
Z=	0,3	CAP2-20	Tabla 2.2																
Tipo Suelo=	D	CAP2-36	Tabla 2.3																
Fa=	1,3	CAP2-40	Tabla 2.5																
Fd=	1,6	CAP2-41	Tabla 2.6																
Fs=	1,3	CAP2-41	Tabla 2.7																
Tc=	$0.55F_s \cdot (F_d/F_a)$																		
Tc=	0,88																		
TL=	$2.40 \cdot F_d$																		
TL=	3,84																		
<table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 150px;">$0 \leq T \leq T_c$</td> <td>$n \cdot Z \cdot F_a$</td> <td>CAP2-43</td> <td></td> </tr> <tr> <td>n=</td> <td>2,6</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Sa=</td> <td>1,014</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>				$0 \leq T \leq T_c$	$n \cdot Z \cdot F_a$	CAP2-43		n=	2,6			Sa=	1,014						
$0 \leq T \leq T_c$	$n \cdot Z \cdot F_a$	CAP2-43																	
n=	2,6																		
Sa=	1,014																		
<table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 150px;">$T \geq T_c$</td> <td>$n \cdot Z \cdot F_a \cdot (T_c/T) \cdot r$</td> <td>CAP2-44</td> <td></td> </tr> <tr> <td>r=</td> <td>1</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Sa=</td> <td>2,921741</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Sa=</td> <td>1,014</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>				$T \geq T_c$	$n \cdot Z \cdot F_a \cdot (T_c/T) \cdot r$	CAP2-44		r=	1			Sa=	2,921741			Sa=	1,014		
$T \geq T_c$	$n \cdot Z \cdot F_a \cdot (T_c/T) \cdot r$	CAP2-44																	
r=	1																		
Sa=	2,921741																		
Sa=	1,014																		
R=reduccion de resp. Estructural	6	CAP2-57	Tabla 2.14																
Q_p =coef. Config. Planta	0,9	CAP2-52	Tabla 2.12																
Q_e =coef. Config. Elevación	1	CAP2-53	Tabla 2.13																
V=	$I \cdot S_a / (R \cdot Q_p \cdot Q_e) \cdot W$		CAP2-55																
V=	0,281666667		CAP2-55																
V=	0,282		W																

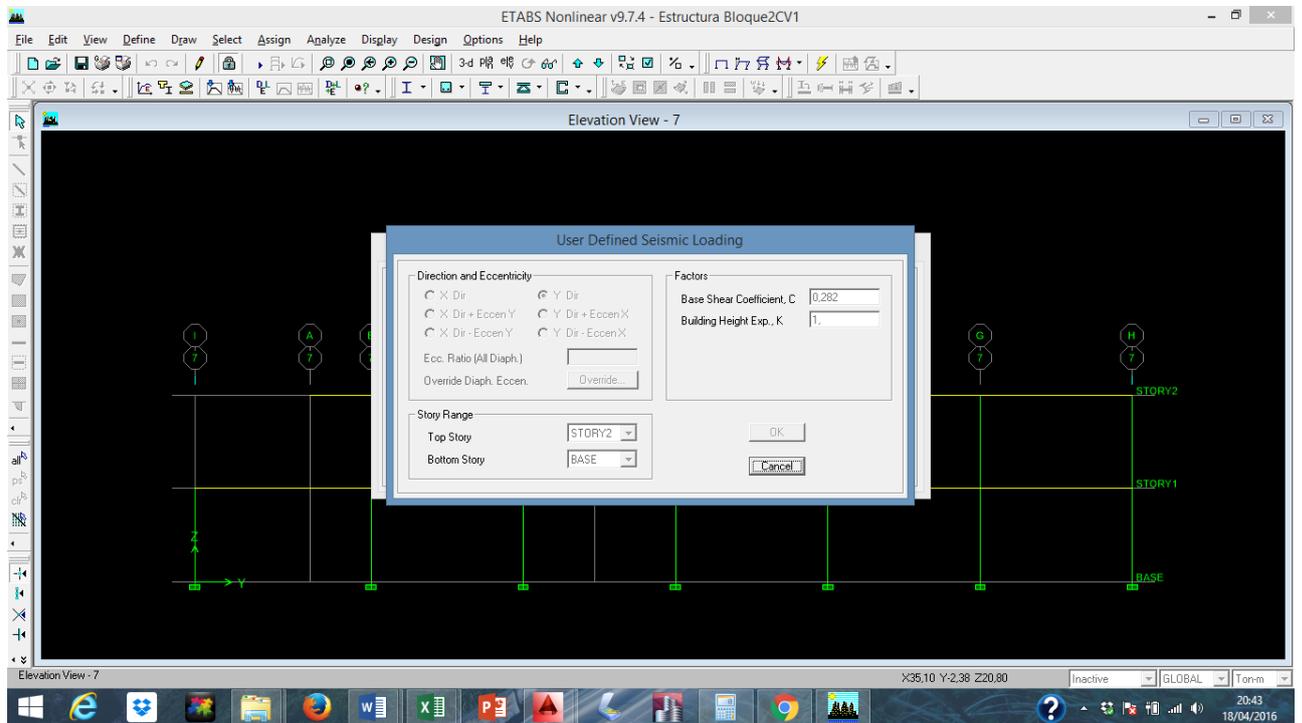
suelo	r
A,B,C,D	1
E	1,5

Lugar	n
Prov. Costa - Esmeraldas	1,8
Prov. Sierra + Esmeraldas +	
Galápagos	2,48
Prov. Oriente	2,6

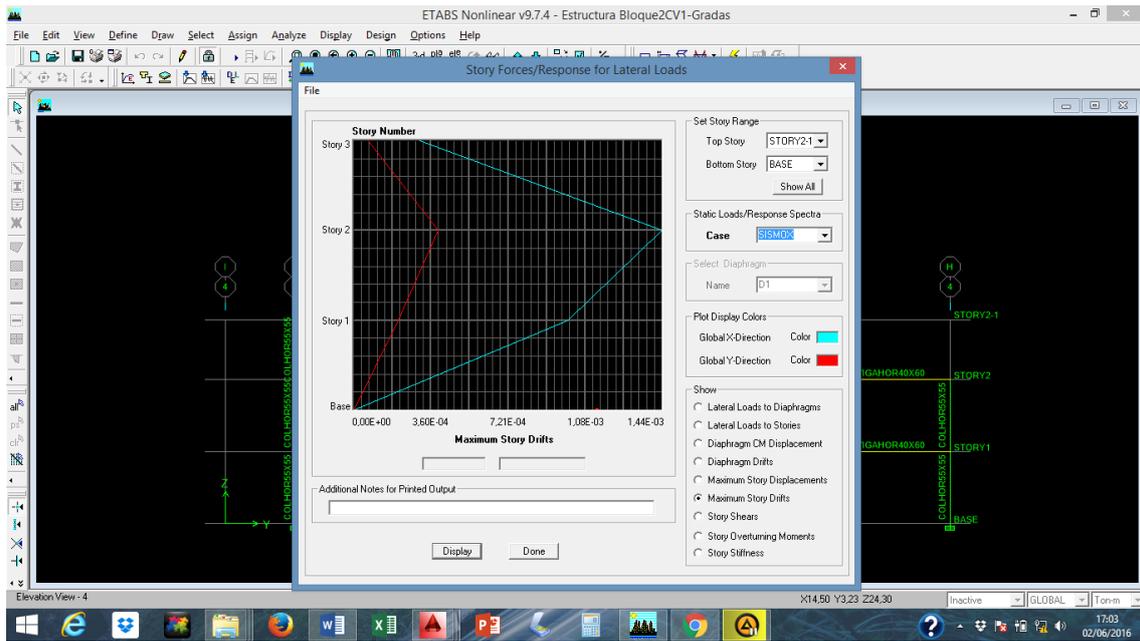
COEFICIENTE SISMICO SENTIDO X



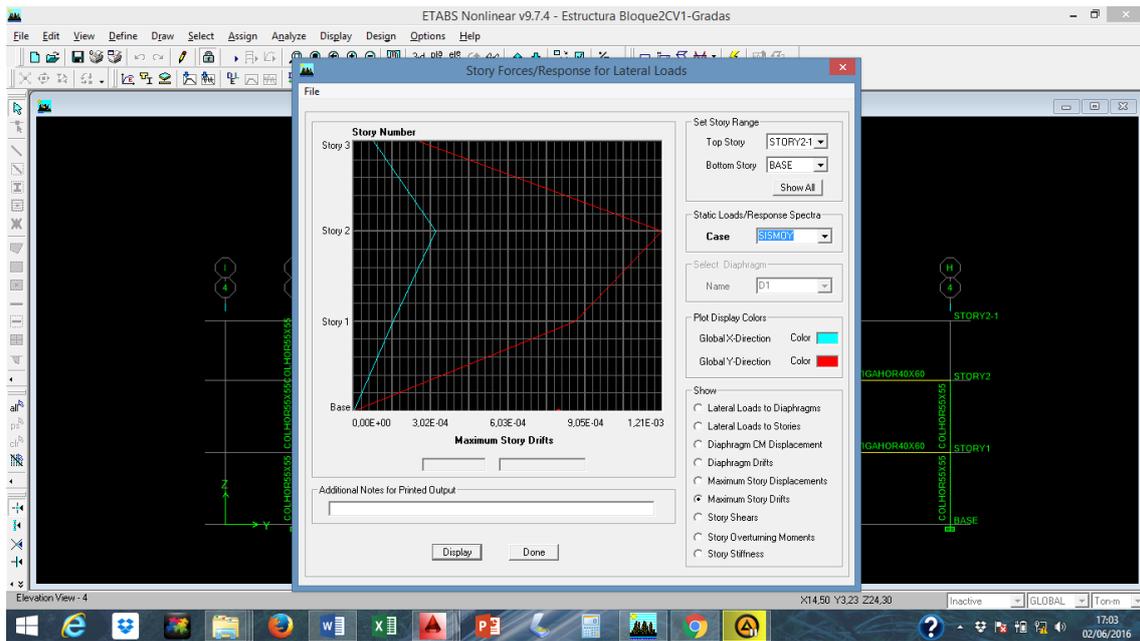
COEFICIENTE SISMICO SENTIDO Y



DERIVAS SENTIDO X



DERIVAS SENTIDO Y



DERIVAS

DERIVAS											
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY	$\Delta x = DfX * 0,75 * R$	$\Delta x = DfX * 0,75 * R$	
STORY2-1	Max Drift X	SISMOX	763	13,75	13,1	12,24	0,000309		0,0014		
STORY2-1	Max Drift Y	SISMOX	938	14,5	-1,2	12,24		0,000065		0,0003	
STORY2-1	Max Drift X	SISMOY	938	14,5	-1,2	12,24	0,000079		0,0004		
STORY2-1	Max Drift Y	SISMOY	938	14,5	-1,2	12,24		0,000257		0,0012	
STORY2	Max Drift X	SISMOX	406	36	37,8	8,64	0,001441		0,0065		
STORY2	Max Drift Y	SISMOX	750	36,9	0,7	8,64		0,000394		0,0018	
STORY2	Max Drift X	SISMOY	284	31,6	0	8,64	0,00032		0,0014		
STORY2	Max Drift Y	SISMOY	729	0	0,7	8,64		0,001206		0,0054	
STORY1	Max Drift X	SISMOX	80	2,8	37,8	4,32	0,000998		0,0045		
STORY1	Max Drift Y	SISMOX	845	35,1	-5,3	4,32		0,000206		0,0009	
STORY1	Max Drift X	SISMOY	938	14,5	-1,2	4,32	0,000153		0,0007		
STORY1	Max Drift Y	SISMOY	284	31,6	0	4,32		0,000865		0,0039	

MODOS DE VIBRACION

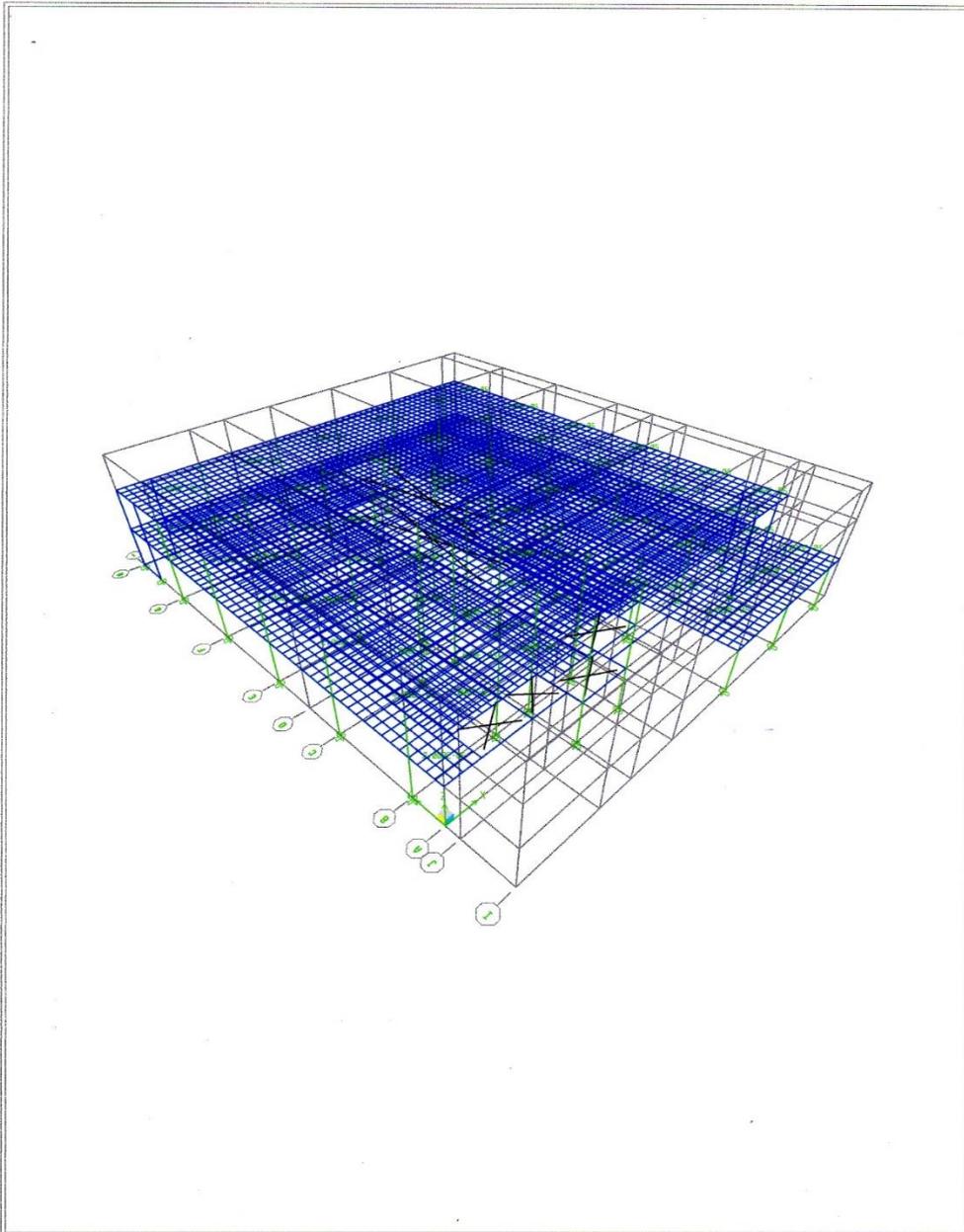
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,344542	50,5877	31,626	0	50,5877	31,626	0	38,0001	60,9615	0,021	38,0001	60,9615	0,021
2	0,28207	31,7549	51,4121	0	82,3426	83,0381	0	61,0562	37,4477	0,9619	99,0563	98,4092	0,9829
3	0,200462	0,267	0,6362	0	82,6096	83,6743	0	0,353	0,8381	80,0337	99,4093	99,2473	81,0166
4	0,120433	2,8947	0,2111	0	85,5043	83,8854	0	0,0075	0,0218	2,4625	99,4168	99,2691	83,4791
5	0,113993	0,2417	3,0094	0	85,746	86,8949	0	0	0,004	0,8241	99,4168	99,2731	84,3031
6	0,104286	0,1587	0,0002	0	85,9047	86,8951	0	0,0007	0,0007	0,1978	99,4176	99,2737	84,5009

REACCIONES

REACCIONES									
	1			3,23	-3,91	30,12	0,249	0,237	-0,002
	1	DX		-68,13	9,32	-301,42	2,057	-62,603	-0,122
	1	DY		17,94	-78,8	308,64	62,468	2,884	-0,131
	1	MAN		0,82	-1,17	3,53	0,31	0,182	0
	1			0,46	-0,67	2,39	0,169	0,096	-0,001
	2			1,04	-0,25	32,12	0,296	1,409	-0,003
	2	DX		-4,78	0,5	-5,35	-1,366	-14,818	0,045
	2	DY		0,56	-7,3	-26,42	17,439	2,034	-0,001
	2	MAN		0,74	-0,11	9,03	0,147	1,017	0
	2			0,49	-0,07	5,99	0,096	0,674	-0,001
	3			1,03	0,04	35,24	-0,111	1,384	-0,003

	3 DX	-4,68	0,36	-7,16	-1,173	-14,466	0,045
	3 DY	0,6	-5,33	3,09	14,674	2,085	-0,001
	3 MAN	0,72	0,01	9,87	-0,024	0,99	0
	3	0,48	0	6,6	-0,011	0,659	-0,001
	4	1,05	0,02	35,38	-0,093	1,396	-0,003
	4 DX	-4,55	0,37	-6,76	-1,19	-14,079	0,045
	4 DY	0,55	-5,42	0,95	14,805	2,002	-0,001
	4 MAN	0,75	0	10,01	-0,016	1,028	0

ETABS



ETABS v9.7.4 - File: Estructura Bloque2CV1-Gradas - junio 2,2016 18:14
3-D View Uniform Loads GRAVITY (LIVE1) - Ton-cm Units

ETABS Concrete Design

Engineer _____
 Project _____
 Subject _____

ACI 318-08/IBC 2009 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Ton-cm (Envelope)						
Level	: STORY2-1	L=360,000				
Element	: C15	B=55,000	D=55,000	dc=4,000		
Section ID	: COLHOR55X55	E=235,938	fc=0,280	Lt.Wt. Fac.=1,000		
		fy=4,200	fys=4,200			
		RLLF=1,000				
Phi(Compression-Spiral):	0,750	Overstrength Factor: 1,25				
Phi(Compression-Tied):	0,650					
Phi(Tension Controlled):	0,900					
Phi(Shear):	-0,750					
Phi(Seismic Shear):	0,600					
Phi(Joint Shear):	0,850					
Axial Force & Biaxial Moment Check for Pu-Mu2-Mu3 Interaction						
Column End	Rebar Area	Rebar %	D/C Ratio			
Top	62,800	2,076	0,076			
Bottom	62,800	2,076	0,127			
Column End	Design Pu	Design Mu2	Design Mu3	Station Loc	Controlling Combo	
Top	8,229	-435,950	-147,664	300,000	DCON5	
Bottom	9,692	176,702	801,823	0,000	DCON4	
Shear Reinforcement for Major Shear (V2)						
Column End	Rebar Av/s	Design Vu	Station Loc	Controlling Combo		
Top	0,024	3,839	300,000	DCON14		
Bottom	0,024	3,839	0,000	DCON14		
Shear Reinforcement for Minor Shear (V3)						
Column End	Rebar Av/s	Design Vu	Station Loc	Controlling Combo		
Top	0,008	1,079	300,000	DCON13		
Bottom	0,008	1,079	-0,000	DCON13		
Joint Shear Check/Design						
	Joint Shear Ratio	Shear VuTot	Shear phi*Vc	Joint Area	Controlling Combo	
Major(V2)	0,091	12,486	136,900	3025,000	DCON3	
Minor(V3)	0,106	14,467	136,900	3025,000	DCON3	
Beam/Column Capacity Ratios						
	(6/5) (B/C) Ratio	Column/Beam Ratio	SumBeamCap Moments	SumColCap Moments	Controlling Combo	
Major(33)	0,110	10,896	554,144	6037,876	DCON14	
Minor(22)	0,127	9,418	641,106	6037,876	DCON14	

DISEÑO DE NUDO E7 NIVEL 1

DATOS COLUMNA		
ancho (cm)	=	55 cm
profu(cm)	=	55 cm
Hcol	=	4,32 m
num	=	20
∅	=	20 mm
As1	=	62,83 cm ²

DATOS VIGA		
b	=	40 cm
h	=	60 cm
recub	=	3 cm
∅ estrib	=	10 mm
VARILLA SUPERIOR		
num	=	3,00
∅	=	20,00 mm
As1	=	9,42 cm ²
VARILLA INFERIOR		
num	=	3,00
∅	=	20,00 mm
As2	=	9,42 cm ²

HORMIGÓN		
f _c	=	280

Alfa	=	1,25
------	---	------

1,25
1,4

T1	=	49,48
T2	=	49,48
dneg	=	55
dposi	=	55
M1	=	25,93
M2	=	25,93

Vc = 12,00

Vj = 86,96

Aj = 2612,5
factor = 5,3

chequeo **BAJE factor**
Factor definitivo = 4

Vn = 174,86

NUDO FUERTE

CONFINAMIENTO COLUMNA		
profundidad	red	4

bc = 47

Ag = 3025

AC = 2209

Ash1 = 3,4723404

ASh2 = 2,82

AS def = 3,4723404

Area de estribi = 0,7854

3,5905271

Ramales = 4

ancho

bc = 47

Ag = 3025

AC = 2209

Ash1 = 3,4723404

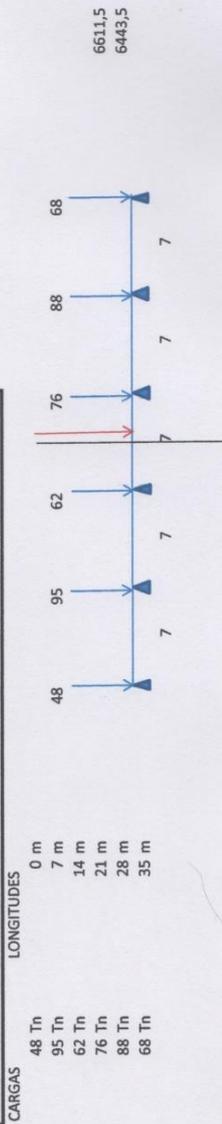
ASh2 = 2,82

Area de estribi = 0,7854

3,5905271

Ramales = 4

DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACION DE 60X70



MOMENTO M1= 7973 Tn.m
FUERZA F= 437 Tn Mmax= 28,65 tn.m
EXCENTR. e= 18,24 f_c= 240 kg/cm²
EXCENTR. Viga e= 17,5 fy= 4200 kg/cm²
 basumido= 70 cm
 w= 0,18
 ϕ= 0,9
 M= ϕ²*b*d²*f_c*w*(1-0,59w)



SAP 2000
 Momento NEGATIVO = 57,30
 Momento POSITIVO = 28,65

Recubrimie r= 5
 d= 34,32 cm

H= d+r
 H= 39,32

DIMENSIONES PARA DISEÑO

b= 0,70 m
 d= 0,60 m

MEDIANTE ANÁLISIS

AREA DE ACERO

As= M/f_c*s*d
 As= 22,106 cm²

Factor de Seguridad s= 0,9

DIAMETRO	AREA	# Varillas=	AREA DE ACERO	VARILLAS
5,5	0,237	7,04	0,502	8
6	0,283	7,04	0,785	10
7	0,385	7,04	1,130	12
8	0,502	7,04	1,539	14
10	0,785	7,04	2,010	16
12	1,130	7,04	2,543	18
14	1,539	7,04	3,140	20
16	2,010	7,04	3,799	22

SE VA A UTILIZAR VARILLA DE 20

Varillas= 7,04

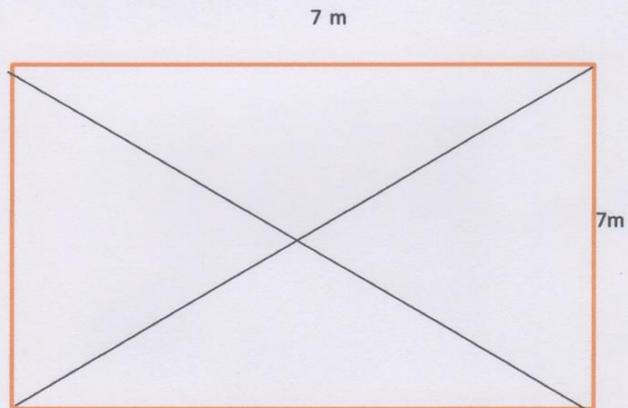
SE COLOCARA 7 VARILLAS DE 20

DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACION

DATOS

CARGA=W= 1,2 T/M²
L= 7 M
S 7 M
F'C= 240 Kg/M²

DIMENSION DEL TABLERO CENTRAL



PARA ESTE TIPO DE TABLERO

$$C = \frac{W \cdot S}{3} = 2,8$$

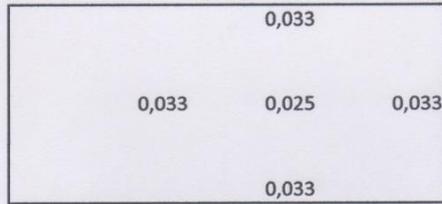
PARA ESCOGER LOS COEFICIENTES TABLA 3,1 DISEÑO DE VIGAS Y PLACAS ACI

$$\frac{L}{S} = \frac{7}{7} = 1$$

CASO 1

MOMENTO NEGATIVO= 0,033

MOMENTO POSITIVO= 0,025



MOMENTO NEGATIVO = COEF*C*S*S 4,528
 MOMENTO POSITIVO = COEF*C*S*S 3,430

DISEÑAMOS PARA EL MOMENTO MAYOR

$$d = \sqrt{\frac{2 M}{0,18*(f_c)*0,9*0,4*100}} \quad \sqrt{\frac{905520}{1555,2}} \quad 24,13$$

d= 24,13
 recub= 5

h= 29,13

ALTURA DE LOSA ADOPTADA = 30 cm

$$AS = \frac{M}{f_s * j * d} \quad \frac{4527,6}{491,4} \quad 9,21$$

por meto 1,536

adoptamos $f_i = 14\text{mm}$

5.4.7. Planos de detalle Estructural



“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD NUEVA DEL HOSPITAL BÁSICO EL PUYO, UBICADO EN LA PROVINCIA DE PASTAZA, ECUADOR.”

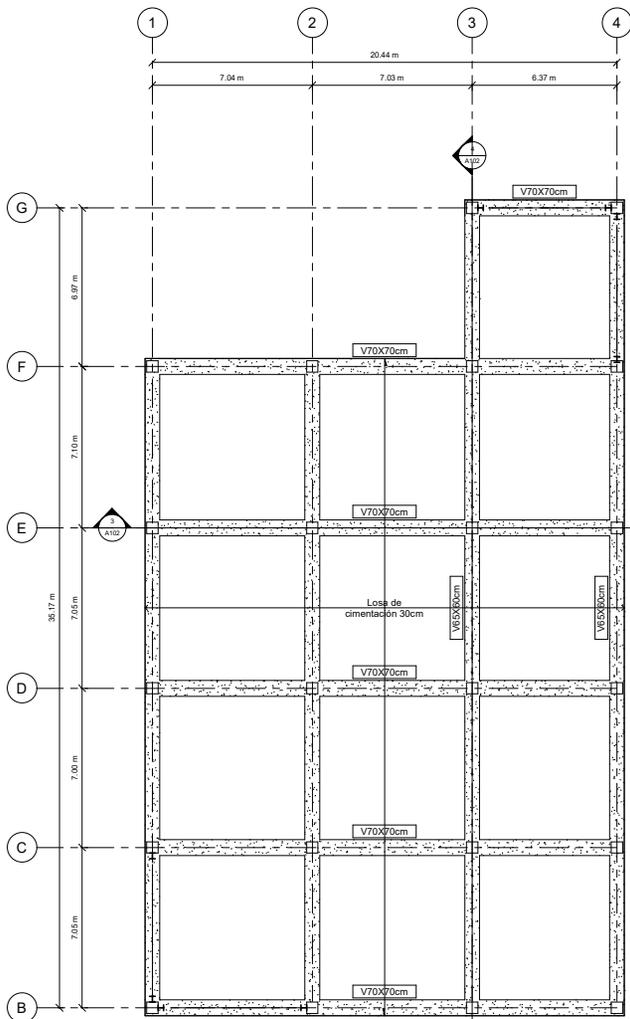
CONTIENE:

- PLANTA DE CIMENTACIÓN
- DETALLE LOSA DE CIMENTACIÓN
- DETALLE UNIÓN VIGAS - COLUMNAS
- DETALLE ENTREPISO

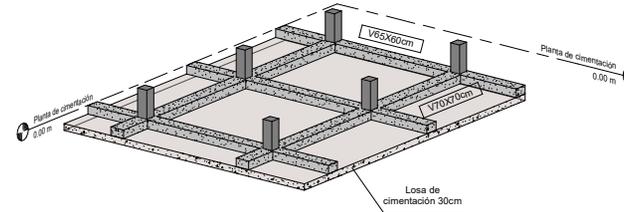
**BLOQUE 1
ING. ANDREA
CACERES**

Número de proyecto	0001
Fecha	Fecha de emisión
Dibujado por	Autor
Comprobado por	Verificador
A103	
Escala	1 : 100

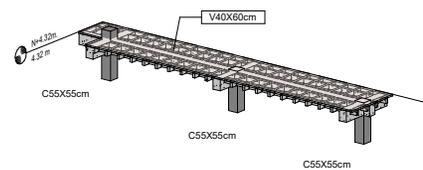
13/03/2023 12:35:46 a. m.



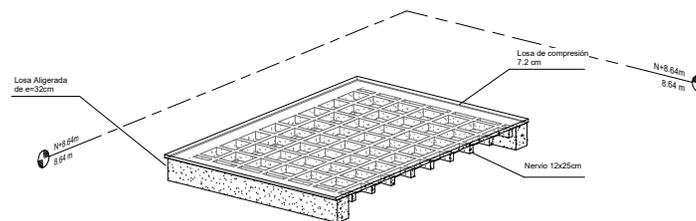
1 Planta de cimentación
1 : 100



2 Detalle Losa de cimentación



3 Detalle Union Vigas - Columnas



4 Detalle Entrepiso



“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD NUEVA DEL HOSPITAL BÁSICO EL PUYO, UBICADO EN LA PROVINCIA DE PASTAZA, ECUADOR.”

CONTIENE:

- PLANTA DE PISO N+4.32m
- PLANTA DE PISO N+8.64m

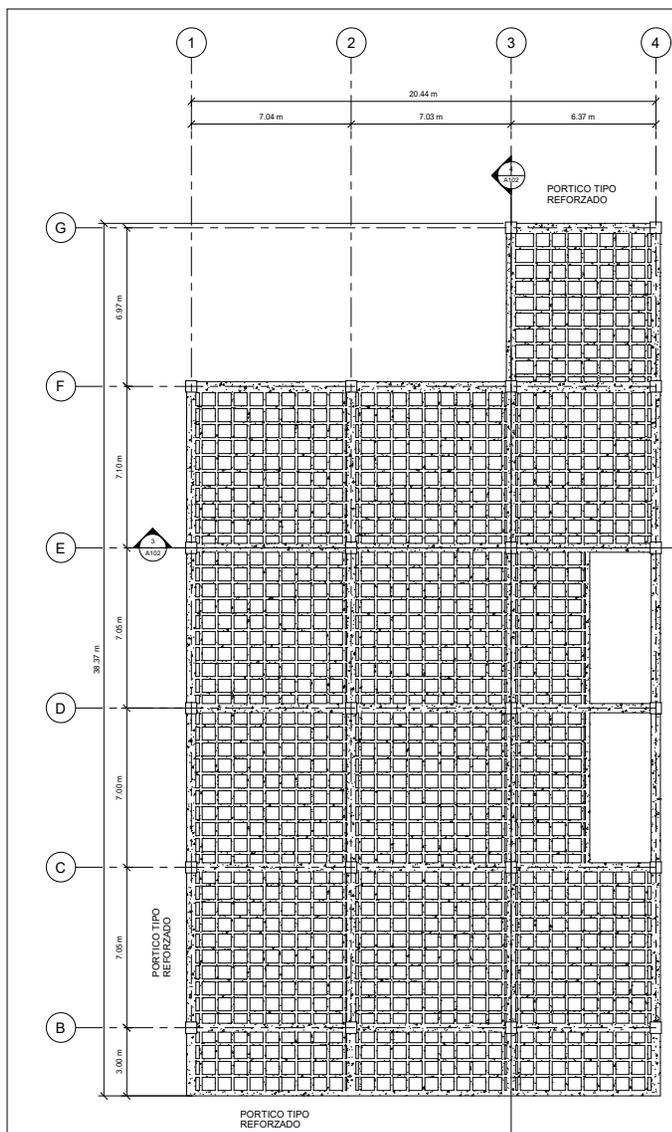
**BLOQUE 1
ING. ANDREA
CACERES**

Número de proyecto	0001
Fecha	Fecha de emisión
Dibujado por	Autor
Comprobado por	Verificador

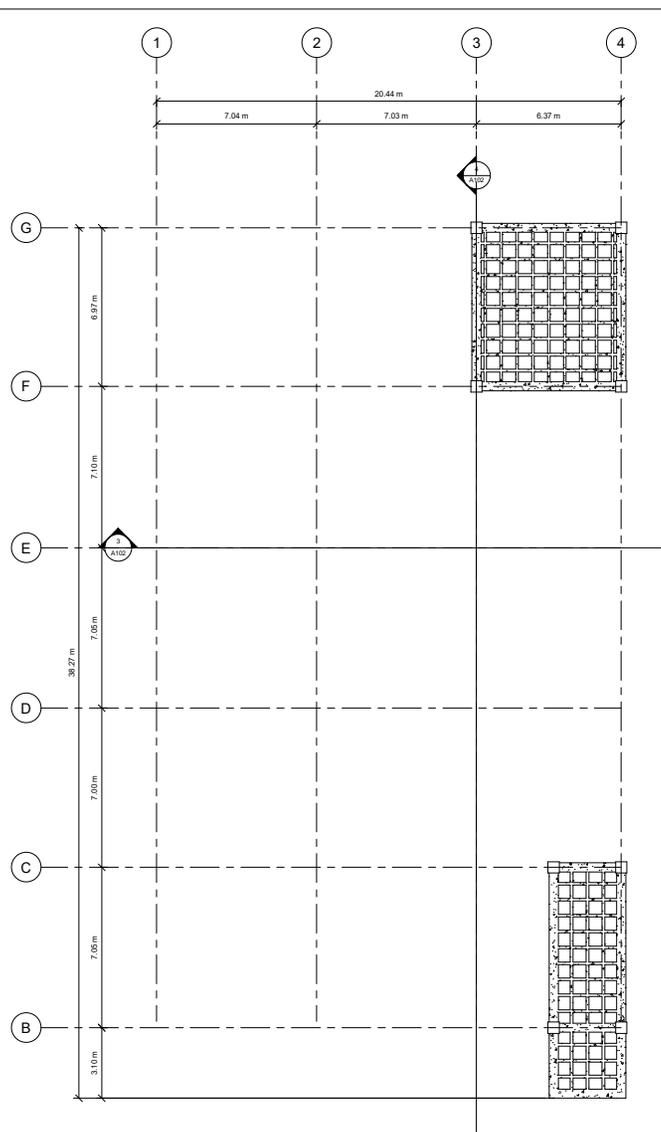
A101

Escala 1 : 100

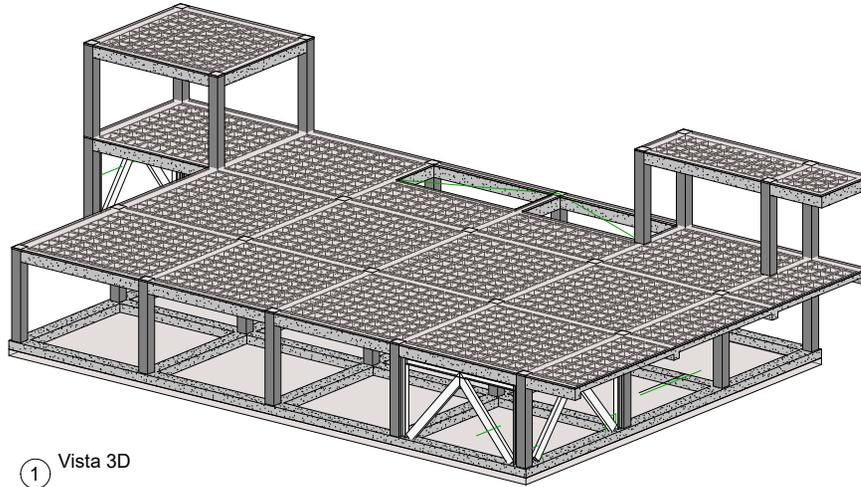
12/03/2023 11:15:35 p. m.



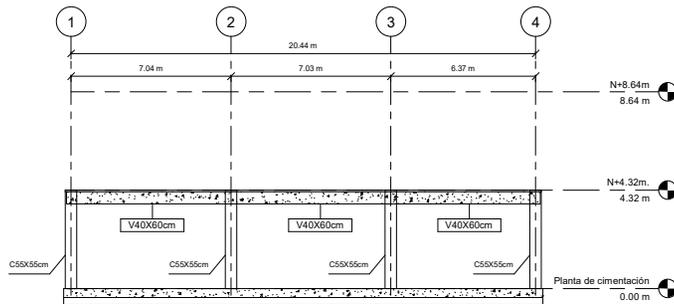
1 N+4.32m.
1 : 100



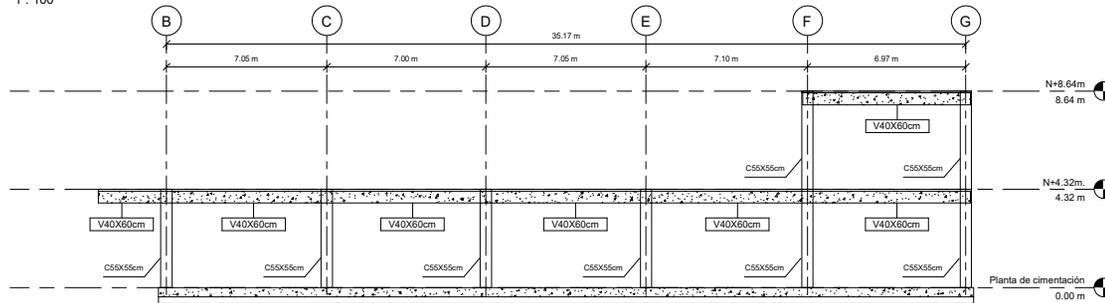
2 N+8.64m.
1 : 100



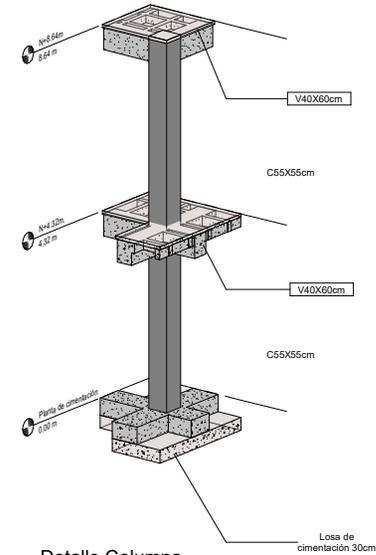
1 Vista 3D



3 Bloque 1 Portico Tipo X
1 : 100



4 Bloque 1 Portico Tipo Y
1 : 100



2 Detalle Columna



“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD NUEVA DEL HOSPITAL BÁSICO EL PUYO, UBICADO EN LA PROVINCIA DE PASTAZA, ECUADOR.”

CONTIENE:

- VISTA 3D
- PORTICO TIPO X
- PORTICO TIPO Y
- DETALLE COLUMNA

BLOQUE 1
ING. ANDREA
CACERES

Número de proyecto	0001
Fecha	Fecha de emisión
Dibujado por	Autor
Comprobado por	Verificador
A102	
Escala	1 : 100



“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD HOSPITAL NUEVA DEL HOSPITAL BÁSICO EL PUYO, UBICADO EN LA PROVINCIA DE PASTAZA, ECUADOR.”

CONTIENE:

-PORTICO REFORZADO

**BLOQUE 1
ING. ANDREA
CACERES**

Número de proyecto 0001

Fecha Fecha de emisión

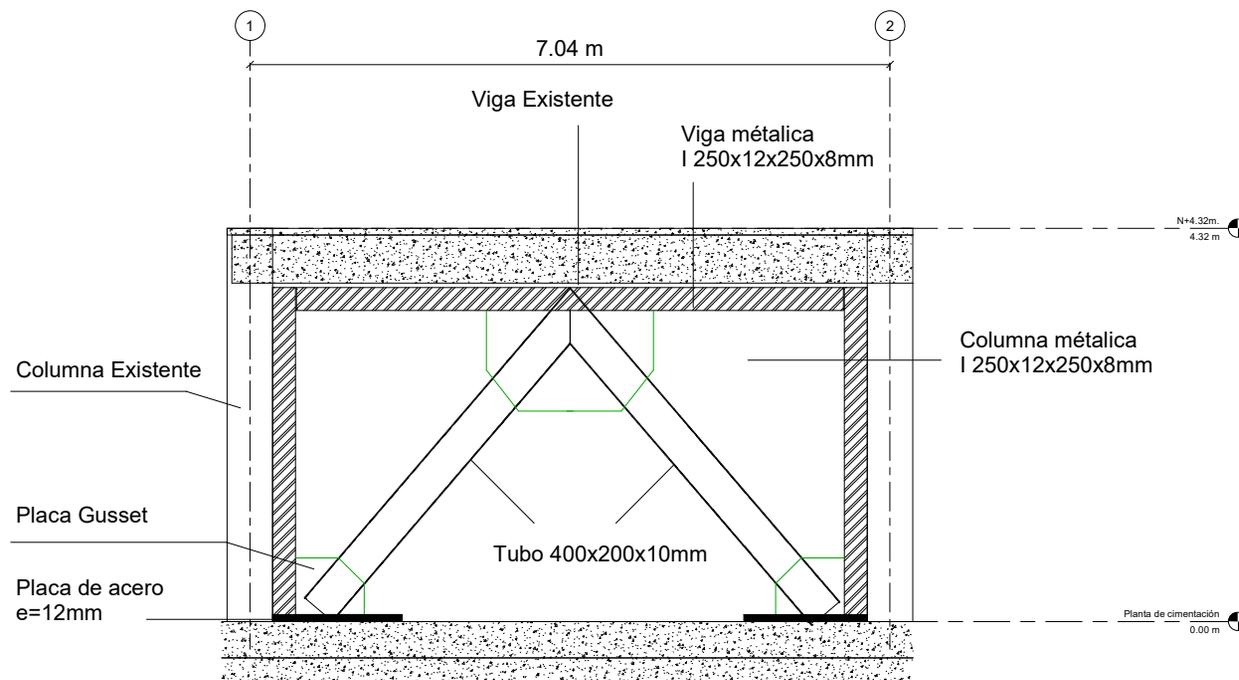
Dibujado por Autor

Comprobado por Verificador

A104

Escala 1 : 25

13/03/2023 12:47:31 a. m.



① PORTICO REFORZADO
1 : 25



“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD HOSPITAL NUEVA DEL HOSPITAL BÁSICO EL PUYO, UBICADO EN LA PROVINCIA DE PASTAZA, ECUADOR.”

CONTIENE:

- VISTA 3D LOSA DE CIMENTACIÓN
- PLANTA DE CIMENTACIÓN
- VISTA 3D BLOQUE 2

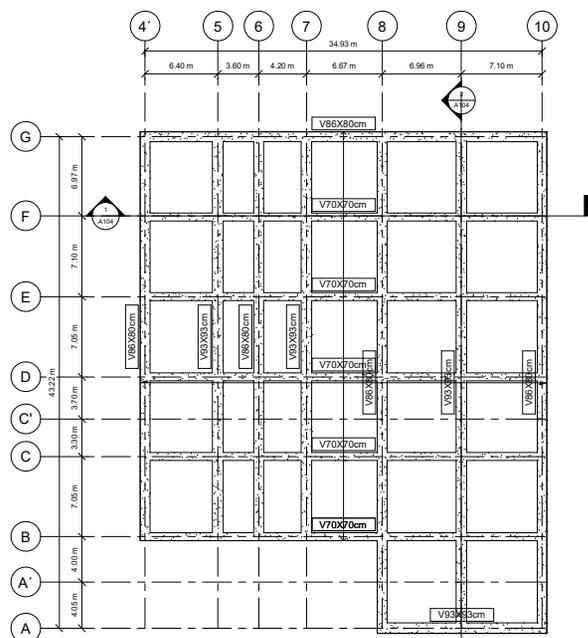
**BLOQUE 2
ING. ANDREA
CACERES**

Número de proyecto	0001
Fecha	Fecha de emisión
Dibujado por	Autor
Comprobado por	Verificador

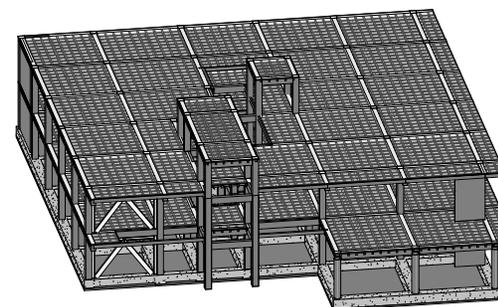
A103

Escala 1 : 200

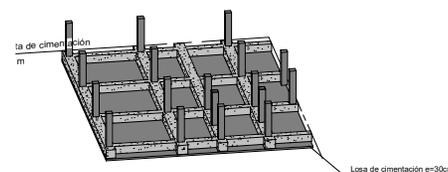
12/03/2023 11:19:23 p. m.



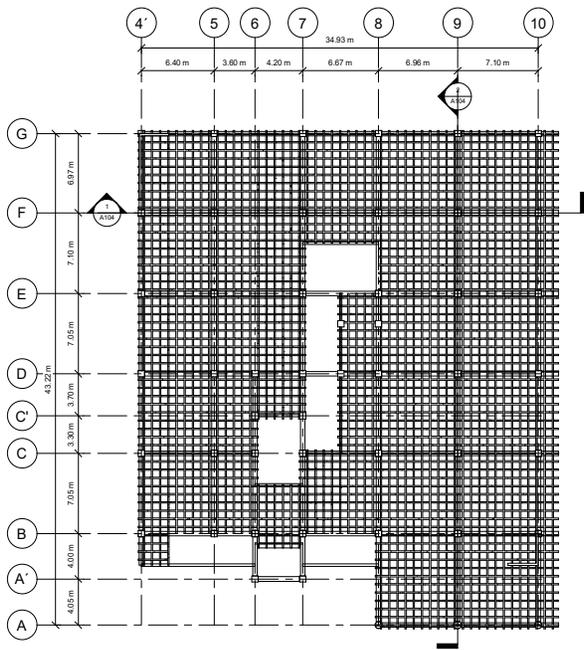
1 Planta de cimentación
1 : 200



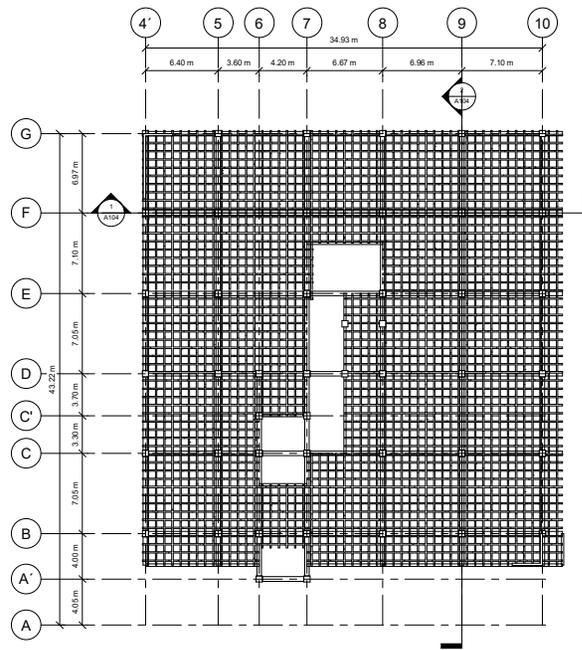
2 Vista 3D bloque 2



3 Vista 3D losa de cimentación



① N+4.32m
1 : 200



② N+8.64m
1 : 200



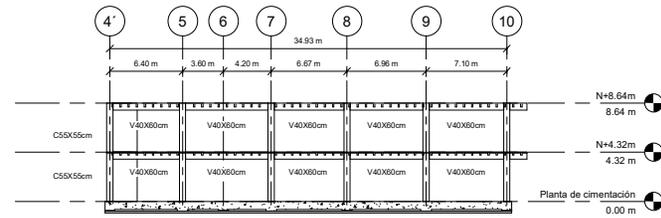
“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD NUEVA DEL HOSPITAL BÁSICO EL PUYO, UBICADO EN LA PROVINCIA DE PASTAZA, ECUADOR.”

CONTIENE:

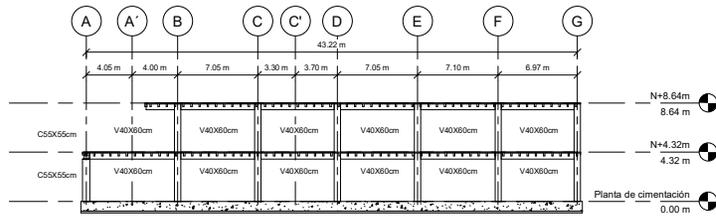
- PLANTA DE PISO N+4.32m
- PLANTA DE PISO N+8.64m

**BLOQUE 2
ING. ANDREA
CACERES**

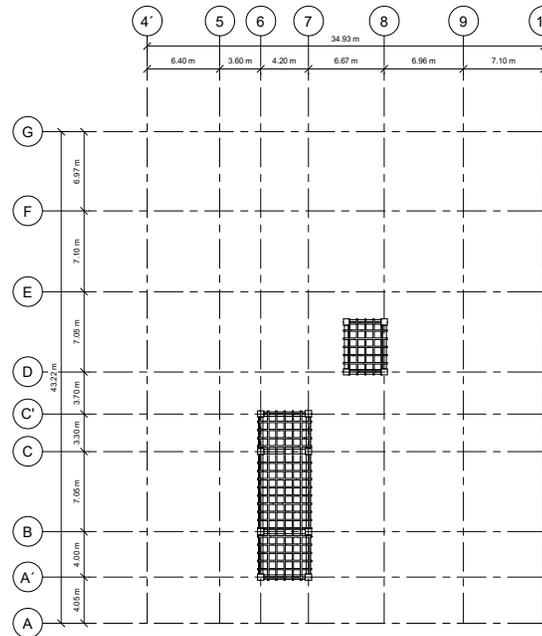
Número de proyecto	0001
Fecha	Fecha de emisión
Dibujado por	Autor
Comprobado por	Verificador
A102	
Escala	1 : 200



① Bloque 2 Portico Tipo X
1 : 200



② Bloque 2 Portico Tipo Y
1 : 200



③ N+12.09m
1 : 200



“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD HOSPITAL BÁSICO EL PUYO, UBICADO EN LA PROVINCIA DE PASTAZA, ECUADOR.”

CONTIENE:

- PLANTA DE PISO N+12.09m
- BLOQUE 2 PORTICO TIPO X
- BLOQUE 2 PORTICO TIPO Y

**BLOQUE 2
ING. ANDREA
CACERES**

Número de proyecto	0001
Fecha	Fecha de emisión
Dibujado por	Autor
Comprobado por	Verificador

A104

Escala 1 : 200