

UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL
INFORME FINAL DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL

MODALIDAD: PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

TEMA:
ANÁLISIS DE LA FACTIBILIDAD TÉCNICO-ECONÓMICA DE LA
INTERVENCIÓN DEL BLOQUE FIIA D08 DE LA CARRERA DE
INGENIERÍA CIVIL DE LA ULEAM MEDIANTE EVALUACIÓN DE SU
VULNERABILIDAD SÍSMICA

ELABORADO POR:
ZAMBONINO LÓPEZ JOSÉ LUIS

TUTOR (A):
ING. DOLLY DELGADO TOALA PhD.

MANTA – MANABÍ – ECUADOR

Septiembre 2025

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

En calidad de docente tutor(a) de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, CERTIFICO:

Haber dirigido, revisado y aprobado preliminarmente el Trabajo de Integración Curricular bajo la autoría del estudiante **Zambonino López José Luis**, legalmente matriculado en la carrera de Ingeniería Civil, período académico 2025-1, cumpliendo el total de 384 horas, cuyo tema del proyecto es **“ANÁLISIS DE LA FACTIBILIDAD TÉCNICO-ECONÓMICA DE LA INTERVENCIÓN DEL BLOQUE FIIA D08 DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL DE LA ULEAM MEDIANTE EVALUACIÓN DE SU VULNERABILIDAD SÍSMICA”**.

La presente investigación ha sido desarrollada en apego al cumplimiento de los requisitos académicos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico y en concordancia con los lineamientos internos de la opción de titulación en mención, reuniendo y cumpliendo con los méritos académicos, científicos y formales, y la originalidad de este, requisitos suficientes para ser sometida a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente.

Particular que certifico para los fines consiguientes, salvo disposición de Ley en contrario.

Lo certifico,



Ing. Dolly Delgado, PhD.

Docente Tutor

Área: Estructuras.

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Yo, Zambonino López José Luis, declaro ser el autor intelectual del presente trabajo de investigación titulado “ANÁLISIS DE LA FACTIBILIDAD TÉCNICO-ECONÓMICA DE LA INTERVENCIÓN DEL BLOQUE FIAD08 DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL DE LA ULEAM MEDIANTE EVALUACIÓN DE SU VULNERABILIDAD SÍSMICA”. Confirmando que he contribuido de manera significativa al origen del contenido de mi trabajo.

La información presentada es original y no ha sido plagiada de ninguna otra fuente, salvo las referencias utilizadas que están debidamente citadas en el documento. Por esto, asumo plena responsabilidad por las ideas, resultados y conclusiones exteriorizadas en este trabajo, mismas que presentan un análisis propio y criterio en relación con el marco de objetivos planteados.

Manta, 8 de septiembre del 2025



José Luis Zambonino López

C.I: 1315901999

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL EXAMINADOR**UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ****FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA**

Los miembros del Tribunal Examinador aprueban el Trabajo de Titulación siguiendo la modalidad de Proyecto de Investigación, titulado: “ANÁLISIS DE LA FACTIBILIDAD TÉCNICO-ECONÓMICA DE LA INTERVENCIÓN DEL BLOQUE FIIA D08 DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL DE LA ULEAM MEDIANTE EVALUACIÓN DE SU VULNERABILIDAD SÍSMICA” elaborado por el egresado: ZAMBONINO LÓPEZ JOSÉ LUIS de la Carrera de Ingeniería Civil.

INGENIERO CIVIL

Aprobado por el Tribunal Examinador

Ing. Efrén Loor, Mg.

Miembro del Tribunal

Ing. Darío Páez Cornejo, Mg.

Miembro del Tribunal

DEDICATORIA

A mis madres, Yesenia López, por su lucha constante y ser la razón entera de mi existencia; Ana Rosa López, por ser la mujer que más admiro en el mundo y mi ejemplo a seguir; Elsitá Palma, por su apoyo, su amor y sus bendiciones que me hacían sentir invencible.

A mis hermanas, María José, por preocuparse todos los días por mí, enseñarme a ser valiente y defender lo que me hace feliz; Carolina, por guiar mi camino desde niño, por enseñarme a no desistir y por siempre impulsarme a alcanzar mis metas.

A mis mejores amigos, María Judith y Moisés, por acompañarme durante tantos años, darme fuerzas, y compartir tantas alegrías y tristezas a mi lado.

A Lenin Lucas, por sus consejos, por su ejemplo de perseverancia y trabajo y por demostrarme su cariño y aprecio todos los días.

A mi compañera de tesis, quien estuvo conmigo durante las madrugadas de estudio y trabajos, mi apoyo emocional cuando sentía que no podía más, mi amor incondicional, mi pequeña Brisa, mi fiel y eterna compañera.

A mi ángel, Monserrate López, porque durante su estancia en la tierra me hizo saber que yo iba a alcanzar todo lo que me propusiera y ahora desde el cielo ilumina cada paso que doy, esto es por ti, porque soñar no cuesta nada.

AGRADECIMIENTOS

A mis hermanos de la carrera, Niurka, Paul, Scarleth y Gerardo, por ser mi soporte durante los años más difíciles de la carrera, por no dejarme rendir, por acompañarme y hacerme disfrutar del proceso; A mis compañeros, que se convirtieron en mis hermanos, Amy, Eduardo, Joe, Lenin y Roxanna, por las risas, las felicidades, las tristezas, y los momentos que compartieron junto a mí durante la carrera; A las mejores personas que conocí en la carrera, mis amigos, Dhagmar, Hipson, Michael, Samuel y Wendy, con quienes compartí los mejores días en la Universidad.

A la Sra. Rossibel Chávez, a su madre y a toda su familia, quienes me recibieron con cariño y amor cada vez que lo necesité y me hicieron sentir como un hijo cuando se preocupaban por mí.

A los profesionales que fueron parte del camino: A la Dra. Dolly Delgado, por ver en mí un potencial que ni yo mismo podía ver, por creer en mí y por la paciencia que demostró a lo largo de este camino; Al Ing. Valentín Cedeño y al Ing. Cristhian Murillo, por aportar con sus conocimientos y consejos para el desarrollo de esta tesis; Al Ing. Darío Páez por su aporte en mi crecimiento profesional y personal durante los últimos años; Al Ing. Geovanny Zambrano, por compartir sus conocimientos, por su apoyo, porque en él encontré un amigo y un ejemplo a seguir.

A las autoridades, personal administrativo y docentes con los que tuve la dicha de compartir y aprender, y, por ende, a la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, que me permitió coincidir con tantos profesionales que me compartieron sus conocimientos y me enseñaron su calidad humana. A mi familia, amigos y compañeros en general, sin la ayuda de cada uno de ellos este logro no habría sido posible.

RESUMEN

El bloque FIIA D08 de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, edificado en 1986, fue concebido bajo condiciones normativas, funcionales y estructurales propias de su época, y actualmente presenta signos de desgaste, insuficiencia espacial y posibles deficiencias estructurales frente a eventos sísmicos, situación crítica dado su uso como infraestructura esencial que alberga a cientos de estudiantes en una zona de alta amenaza sísmica. Para dar respuesta a esta problemática, se planteó como objetivo principal determinar la factibilidad técnico-económica de intervenir dicho bloque mediante una propuesta integral de remodelación, reforzamiento y ampliación, sustentada en la evaluación de su vulnerabilidad sísmica y condiciones actuales de uso. Para llevar a cabo este análisis se aplicó una metodología mixta que incluyó inspecciones visuales con el método FEMA P-154, ensayos no destructivos y revisión documental para diagnosticar el estado estructural, seguida del modelado estructural con software especializado (ETABS), simulaciones sísmicas, y posterior planteamiento de alternativas de intervención cuya viabilidad fue evaluada mediante una matriz multicriterio basada en indicadores técnicos, normativos, funcionales y económicos. Los principales resultados indican que, si bien la edificación presenta una vulnerabilidad estructural significativa, el reforzamiento mediante encamisado de columnas combinado con ampliación de cimentaciones resulta técnica y económicamente factible, mejorando el desempeño sísmico del edificio sin superar los costos estimados de una reconstrucción, lo cual respalda su intervención como una solución viable y sostenible desde el punto de vista institucional y social.

Palabras clave: Vulnerabilidad sísmica, factibilidad técnico-económica, reforzamiento estructural, encamisado de columnas, evaluación estructural, edificaciones educativas.

ABSTRACT

The FIIA D08 building at Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, constructed in 1986, was designed under outdated structural, functional, and regulatory conditions, and currently shows signs of deterioration, spatial inadequacy, and potential seismic vulnerability—an alarming situation given its role as a critical facility serving hundreds of students in a high seismic hazard zone. To address this issue, the main objective was to determine the technical and economic feasibility of intervening the building through a comprehensive proposal that includes remodeling, structural reinforcement, and expansion, based on the evaluation of its seismic vulnerability and current usage conditions. The methodology combined visual inspections using the FEMA P-154 method, non-destructive testing, and document reviews to assess the building's condition, followed by structural modeling using ETABS software and seismic simulations. Intervention alternatives were developed and assessed using a multi-criteria matrix based on technical, regulatory, functional, and economic indicators. The main results indicate that although the building shows significant structural vulnerability, reinforcement through column jacketing combined with foundation enlargement is technically and economically feasible, improving the seismic performance without exceeding the cost of reconstruction, thus supporting the intervention as a viable and sustainable institutional and social solution.

Keywords: Seismic vulnerability, technical-economic feasibility, structural strengthening, column jacketing, structural assessment, educational buildings.

TABLA DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR.....	II
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	III
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL EXAMINADOR.....	IV
DEDICATORIA.....	V
AGRADECIMIENTOS	VI
RESUMEN	VII
ABSTRACT.....	VIII
CAPÍTULO I.	16
GENERALIDADES	16
1.1 Planteamiento del problema.....	16
1.1.1. Formulación del problema.....	17
1.2 Justificación	17
1.3 Objetivos.....	18
1.3.1. Objetivo general	18
1.3.2. Objetivos específicos.....	18
1.4 Hipótesis	18
1.5 Estructura de la tesis	19
CAPÍTULO II.	20
MARCO TEÓRICO.....	20
2.1 Antecedentes	20
2.1.1. Casos de intervención en edificios universitarios.....	20
2.1.2. Evaluación de vulnerabilidad sísmica en edificaciones educativas.....	22
2.1.3. Evaluación de factibilidad técnico-económica de intervenciones estructurales	24
2.2 Vulnerabilidad estructural en edificaciones educativas	26
2.2.1. Vulnerabilidad estructural.....	27
2.2.2. Factores que determinan la vulnerabilidad en edificios existentes.....	27
2.2.3. Métodos de evaluación de vulnerabilidad estructural	29
2.3 Ensayos para caracterización de edificaciones	32
2.3.1. Ensayos en hormigón.....	32
2.3.2. Ensayos geotécnicos	33
2.4 Rehabilitación de estructuras existentes	34
2.4.1. Definición y alcance de la rehabilitación estructural.....	34

2.4.2.	Proceso de rehabilitación en edificaciones educativas	34
2.4.3.	Rehabilitación post-evento sísmico	36
2.5	Técnicas de reforzamiento estructural	37
2.5.1.	Reforzamiento en elementos estructurales	38
2.5.2.	Métodos convencionales.....	39
2.5.3.	Métodos modernos o alternativos.....	41
2.5.4.	Criterios de selección de la técnica de reforzamiento	43
2.6	Análisis de factibilidad técnico-económica	46
2.6.1.	Concepto de factibilidad técnica y económica	46
2.6.2.	Componentes del análisis técnico.....	47
2.6.3.	Componentes del análisis económico.....	48
2.6.4.	Herramientas para evaluar la factibilidad integral.....	48
2.7	Normativas aplicables	49
2.7.1.	Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE y NEC-CG)	49
2.7.2.	Normas técnicas internacionales relevantes	50
2.7.3.	Consideraciones normativas para ampliaciones estructurales.....	52
CAPÍTULO III.....		53
MARCO METODOLÓGICO.....		53
3.1	Caracterización de la edificación	53
3.2	Revisión documental de informes.....	54
3.2.1.	Informe de esclerometría	54
3.2.2.	Informe de detección de aceros	59
3.2.3.	Revisión documental de planos	63
3.3	Técnica de reforzamiento.....	64
3.3.1.	Encamisado de columnas.....	64
3.3.2.	Ampliación de la cimentación	65
3.4	Evaluación técnico-económica	65
3.4.1.	Selección de criterios de evaluación.....	66
3.4.2.	Definición de indicadores y escalas.....	67
3.4.3.	Ponderación de criterios	69
CAPÍTULO IV.....		71
RESULTADOS		71
4.1	Evaluación del estado actual de la edificación	71

4.1.1.	Inspección visual	71
4.2	Alternativa de ampliación	77
4.2.1.	Metrado de cargas.....	77
4.2.2.	Predimensionamiento de losa	78
4.2.3.	Predimensionamiento de columnas	78
4.2.4.	Predimensionamiento de vigas	79
4.3	Configuración Estructural Actual	80
4.3.1.	Definición de materiales.....	80
4.3.2.	Definición de secciones	81
4.3.3.	Detalles del modelo	84
4.3.4.	Comprobación de resultados	86
4.4.	Propuesta de reforzamiento.....	90
4.4.1.	Derivas con respecto al cortante basal.....	92
4.4.2.	Derivas con respecto al análisis modal espectral.....	93
4.4.3.	Verificación de periodos	94
4.4.4.	Análisis estático no lineal	95
4.4.5.	Proceso constructivo de encamisado de columnas de hormigón armado	99
4.5	Análisis de cimentación	100
4.6	Análisis económico	102
4.6.1.	Presupuesto por partidas: Ampliación y reforzamiento.....	102
4.6.2.	Presupuesto por partidas: Demolición y reconstrucción	106
4.6.3.	Comparación.....	109
4.7	Análisis técnico-económico	109
4.7.1.	Ingreso de insumos a la matriz	109
4.7.2.	Obtención y análisis del ranking de alternativas	110
4.7.3.	Ejercicio de sensibilidad.....	111
4.7.4.	Consideraciones metodológicas	112
CAPITULO V.		113
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		113
5.1	Conclusiones	113
5.2	Recomendaciones	114
BIBLIOGRAFÍA		116
ANEXOS		122

Anexo A. Datos para categorizar la región sísmica	122
Anexo B. Formulario de detección visual rápida de vulnerabilidad sísmica para edificaciones (Muy Alta sismicidad).....	128
Anexo C. Formulario de detección visual rápida de vulnerabilidad sísmica para edificaciones (Muy Alta sismicidad) procesado.....	129
Anexo D. Resultados del Ensayo SPT realizado por estudiantes de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura	130
Anexo E. Plano arquitectónico del edificio principal de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura, bloques de civil y eléctrica (Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí)	136
Anexo F. Detalle de metrado de cargas para la sobrecarga de acabados en Piso 1 y Piso 2.	137
Anexo G. Datos para el cálculo de coeficiente y corte basal según la NEC-SE-DS.	138
Anexo H. Carga transmitida por cada columna hasta la cimentación (ETABS)....	139

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Resultados del ensayo de esclerómetro en columnas exteriores. (Elaborado por autor).....	55
Tabla 2. Resultados del ensayo de esclerómetro en columnas interiores. (Elaborado por autor).....	57
Tabla 3. Indicadores y escalas. (Elaborado por autor)	67
Tabla 4. Matriz de comparación por pares. (Elaborado por autor)	69
Tabla 5. Normalización de matriz. (Elaborado por autor)	69
Tabla 6. Vector de pesos. (Elaborado por autor)	69
Tabla 7. Espectro para análisis dinámico. (Elaborado por autor)	71
Tabla 8. Región sísmica a partir de aceleración espectral (FEMA, 2015).....	72
Tabla 9. Fotografía y esquema estructural del esquema (FEMA P-154)	73
Tabla 10. Datos de edificación (FEMA P-154).....	74
Tabla 11. Ocupación, Tipo de suelo, Riesgos geológicos, Adyacencia e Irregularidades (FEMA P-154)	75
Tabla 12. Tipología del sistema estructural (FEMA P-154).....	75
Tabla 13. Parámetros calificativos de la estructura (FEMA P-154).....	76
Tabla 14. Consideración en base al puntaje final del FEMA P-154. (Elaborado por autor).....	76
Tabla 15. Sobrecarga de acabados para Piso 1 y Piso 2. (Elaborado por autor)	78
Tabla 16. Detalle del predimensionamiento de Losa. (Elaborado por autor).....	78
Tabla 17. Solicitaciones para el predimensionamiento de columnas. (Elaborado por autor).....	78
Tabla 18. Predimensionamiento de columnas. (Elaborado por autor)	79
Tabla 19. Predimensionamiento de vigas. (Elaborado por autor)	79

Tabla 20. Detalle de materiales. (Elaborado por autor).....	80
Tabla 21. Columnas con requerimiento de área de cimentación mayor a la actual. (Elaborado por autor).....	100
Tabla 22. Propuesta de cimentación para columnas más críticas. (Elaborado por autor).....	101
Tabla 23 . Cuadro de partidas presupuestarias de encamisado de columna con concreto armado. (Elaborado por autor).....	102
Tabla 24. Cuadro de partidas presupuestarias de columnas nuevas. (Elaborado por autor).....	103
Tabla 25. Cuadro de partidas presupuestarias de ensanche de zapata superficial con concreto armado. (Elaborado por autor)	103
Tabla 26. Cuadro de partidas presupuestarias de losa. (Elaborado por autor)	104
Tabla 27. Cuadro de partidas presupuestarias de vigas. (Elaborado por autor)	104
Tabla 28. Costos indirectos para ampliación y reforzamiento. (Elaborado por autor).....	105
Tabla 29. Cuadro de partidas presupuestarias de demolición de estructura. (Elaborado por autor).....	106
Tabla 30. Cuadro de partidas presupuestarias de columnas nuevas. (Elaborado por autor).....	106
Tabla 31. Cuadro de partidas presupuestarias de cimentación nueva. (Elaborado por autor).....	107
Tabla 32. Costos indirectos para demolición y reconstrucción. (Elaborado por autor).....	108
Tabla 33. Comparación entre presupuesto de las alternativas (Elaborado por autor).....	109
Tabla 34. Ingreso de insumos. (Elaborado por autor)	109
Tabla 35. Ingreso de insumos normalizados. (Elaborado por autor).....	110
Tabla 36. Puntuación global y ranking de alternativas. (Elaborado por autor).....	111
Tabla 37. Ranking bajo escenarios de sensibilidad. (Elaborado por autor)	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Departamento de Formación Básica de la Escuela Politécnica Nacional. (Escuela Politécnica Nacional)	21
Figura 2.2. Facultad de Derecho de la Universidad Autónoma de Guerrero. (Compostela Group of Universities).....	23
Figura 2.3. Irregularidades en planta (NEC-SE-DS)	28
Figura 2.4. Torsión en edificaciones. (Banco de imágenes de google).....	29
Figura 2.5. Esquema de sección del esclerómetro (Banco de imágenes de google)...	32
Figura 2.6. Armado para revestimiento de columna. (Habitissimo).....	35
Figura 2.7. Revestimiento con malla de carbono FRP. (J. Julián y asociados).....	36
Figura 2.8. Refuerzo estructural de viga. (Peritar Arquitectura)	40
Figura 2.9. Pretensado FRP Laminado. (Horse Construction)	42
Figura 2.10. Diagrama de flujo OWA. (Shen-Tsu Wang & Meng-Hua Li).....	45
Figura 3.1. Ubicación del bloque FIIA D08 (Google Earth)	53

Figura 3.2. Vista exterior del bloque FIIA D08 (Autor)	54
Figura 3.3. Desarrollo del ensato de esclerometría (autor)	54
Figura 3.4. Desarrollo del ensayo de pachometría. (Autor).....	59
Figura 3.5. Armado de columnas. (Elaborado por autor)	60
Figura 3.6. Desarrollo del ensayo SPT. (Autor).....	61
Figura 3.7. Diagrama de Perfil Estratigráfico del Suelo (Carrera de Ingeniería Civil, CONSULJOC S.A).	61
Figura 3.8. Excavación para la caracterización de la cimentación. (Autor)	62
Figura 3.9. Esquema de la cimentación vista en planta. (Elaborado por autor)	63
Figura 3.10. Esquema de la cimentación vista frontal (Elaborado por autor)	63
Figura 3.11. Peso para cada criterio (Elaborado por autor)	70
Figura 4.1. Espectro de diseño NEC-15 (Autor en base a (Páez, 2024)).....	71
Figura 4.2. Vista en planta de la propuesta de segundo piso para el bloque FIIA D08 (Autor).....	77
Figura 4.3. Características del hormigón. (Autor)	80
Figura 4.4. Características del acero. (Autor)	81
Figura 4.5. Especificaciones para columna de piso 1. (Autor)	82
Figura 4.6. Especificaciones para columna de piso 2. (Autor)	82
Figura 4.7. Especificaciones para vigas longitudinales. (Autor)	83
Figura 4.8. Especificaciones para vigas transversales. (Autor)	83
Figura 4.9. Especificaciones para losa. (Autor).....	84
Figura 4.10. Sismo estático en X. (Autor)	84
Figura 4.11. Sismo estático en Y (Autor).....	85
Figura 4.12. Recurso de masa para modelado. (Autor)	85
Figura 4.13. Ingreso del Espectro de Respuesta. (Autor)	86
Figura 4.14. Derivas con respecto al cortante basal en Sismo X. (Autor).....	86
Figura 4.15. Derivas con respecto al cortante basal en Sismo Y. (Autor)	87
Figura 4.16. Deriva con respecto al análisis modal espectral en eje X. (Autor).....	88
Figura 4.17. Deriva con respecto al análisis modal espectral en eje Y. (Autor)	88
Figura 4.18. Periodos del modelo. (Autor)	89
Figura 4.19. Características del hormigón con el que va a ser revestido la columna. (Autor).....	90
Figura 4.20. Encamisado de columnas 45x45. (Autor)	91
Figura 4.21. Nueva sección de viga. (Autor).....	91
Figura 4.22. Derivas con respecto al cortante basal en Sismo X de estructura reforzada. (Autor).....	92
Figura 4.23. Derivas con respecto al cortante basal en Sismo Y de estructura reforzada. (Autor).....	93
Figura 4.24. Deriva con respecto al análisis modal espectral en eje X de estructura reforzada. (Autor)	93
Figura 4.25. Deriva con respecto al análisis modal espectral en eje Y de estructura reforzada. (Autor)	94
Figura 4.26. Periodos del modelo reforzado. (Autor).....	95
Figura 4.27. Desplazamiento máximo en X. (Autor)	96

Figura 4.28. Punto de desempeño en X. (Autor)	96
Figura 4.29. Rótulas críticas en X. (Autor).....	97
Figura 4.30. Desplazamiento máximo en Y. (Autor)	97
Figura 4.31. Punto de desempeño en Y. (Autor).....	98
Figura 4.32. Rótulas críticas en Y. (Autor)	98

CAPÍTULO I.

GENERALIDADES

1.1 Planteamiento del problema

El bloque FIIA D08, que actualmente alberga la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, fue diseñado y construido en 1986 bajo condiciones, estructurales y funcionales propias de su época, las cuales han variado significativamente con el tiempo, así como bajo la ausencia de un código nacional de construcción integral, rigiéndose por ordenanzas municipales, normas INEN y la práctica profesional alineada a normativas internacionales. La carrera de Ingeniería Civil recibe grupos de alumnos cada vez más grandes, creando conflictos en la distribución del espacio, afectando a la funcionalidad y eficiencia del edificio, de esta forma, la edificación presenta un desgaste natural derivado del uso continuo, la exposición ambiental y posibles deficiencias estructurales propias de edificaciones con más de tres décadas en servicio.

Surge así, la necesidad de verificar el comportamiento estructural del edificio frente a eventos sísmicos, dado que se encuentra en una zona de alta amenaza sísmica como lo es Manta y por ser el edificio una estructura esencial que alberga cientos de estudiantes debe ser indispensable la evaluación integral de la vulnerabilidad estructural del edificio, como base para la toma de decisiones informadas sobre una posible intervención.

Respondiendo a estas solicitudes, es fundamental evaluar la factibilidad técnico-económica de una propuesta de intervención que contemple tres frentes fundamentales: la remodelación para optimizar la funcionalidad de los espacios, el reforzamiento estructural para mejorar su comportamiento sísmico y garantizar la seguridad de los usuarios, y la ampliación para responder a la creciente demanda académica. Solo a través de un estudio riguroso que

parta del análisis de vulnerabilidad, será posible determinar si la intervención del bloque FIIA D08 es viable desde el punto de vista estructural, funcional y económico.

1.1.1. Formulación del problema

¿Cuál es la factibilidad técnico-económica de intervenir el bloque FIIA D08 de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, a través de su remodelación, reforzamiento y ampliación, en función de la vulnerabilidad sísmica y de las necesidades actuales de uso?

1.2 Justificación

Esta investigación responde a la necesidad de analizar de manera integral la factibilidad técnico-económica del bloque FIIA D08 de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, con el propósito de fundamentar decisiones institucionales que favorezcan la continuidad, modernización y expansión de la carrera.

El estudio parte de una evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio, considerando su antigüedad, condiciones constructivas originales y el desgaste por uso, factores que podrían comprometer la seguridad sísmica y funcional, diagnóstico que constituirá una base técnica para la propuesta de intervención que contempla remodelación, reforzamiento y ampliación.

A nivel técnico, el proyecto permite aplicar conocimientos técnicos del campo de la Ingeniería Civil con el fin de proponer una intervención estructural alineada con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y otras directrices normativas vigentes.

El proyecto contribuye al campo académico y profesional, generando conocimiento sobre intervención en estructuras existentes, una competencia esencial para los ingenieros civiles, especialmente en regiones con amenaza sísmica como Manabí.

1.3 Objetivos

1.3.1. *Objetivo general*

Determinar la factibilidad técnico-económica de intervenir el bloque FIIA D08 de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, mediante remodelación, reforzamiento y ampliación, a partir de la evaluación de su vulnerabilidad sísmica y de sus condiciones actuales de uso.

1.3.2. *Objetivos específicos*

- Caracterizar el estado actual del bloque FIIA D08, desde el punto de vista estructural, funcional y arquitectónico, a través de una revisión documental y análisis de información técnica existente.
- Analizar la vulnerabilidad sísmica del bloque FIIA D08 con base en su configuración resistente, condiciones constructivas y criterios normativos vigentes, como insumo para determinar su necesidad de intervención.
- Proponer alternativas de intervención del bloque FIIA D08, que incluyan remodelación, reforzamiento y ampliación, en función de su vulnerabilidad estructural y de las necesidades actuales de uso.
- Evaluar la factibilidad técnico-económica de las alternativas propuestas, considerando criterios normativos, viabilidad estructural y estimaciones de costo.

1.4 Hipótesis

La intervención del bloque FIIA D08 mediante remodelación, reforzamiento y ampliación no es técnica ni económicamente factible en función de su vulnerabilidad sísmica, sus condiciones actuales de uso y los costos estimados de intervención.

1.5 Estructura de la tesis

La presente tesis está estructurada de cinco capítulos que abordan de manera integral el análisis de la factibilidad técnico-económica de la intervención del bloque FIJA D08 de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, su desarrollo se describe a continuación:

El Capítulo I nos expone el contexto del problema, el objetivo de la investigación y la justificación de esta.

El capítulo II comprende una revisión bibliográfica sobre vulnerabilidad sísmica, técnicas de reforzamiento estructural y análisis de factibilidad, además de la descripción de normas nacionales e internacionales aplicables.

El Capítulo III describe la metodología empleada para caracterizar la edificación, la revisión bibliográfica de ensayos, y la definición de alternativas de intervención.

El capítulo IV detalla los hallazgos de la investigación, desglosa el modelado estructural, la propuesta de reforzamiento y el análisis técnico-económico para comparar alternativas.

El capítulo V sintetiza los principales hallazgos del estudio, proponiendo recomendaciones para futuras intervenciones en edificaciones educativas vulnerables.

Los anexos incluyen información sobre los formularios de evaluación sísmica, resultados de ensayos estructurales y geotécnicos, planos arquitectónicos, y detalles de los datos técnicos utilizados para el modelado, datos que complementan y respaldan la propuesta de intervención.

CAPÍTULO II.

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

2.1.1. *Casos de intervención en edificios universitarios*

Al ser considerados los edificios académicos como edificaciones esenciales, existen múltiples investigaciones sobre propuestas de reforzamiento y rehabilitación de este tipo de construcciones, prueba de eso, en Venezuela se realizó una propuesta para el reforzamiento estructural de la escuela conocida como “Tipo Antiguo II” la cual fue construida antes de la Norma Venezolana Sismorresistente COVENIN 1756. Para esta intervención se llevaron a cabo levantamientos planimétricos, ensayos experimentales, asentamientos diferenciales, estudios geotécnicos y un análisis matemático de la configuración original, siendo la parte clave del estudio los valores de resistencia del concreto obtenidos en los ensayos destructivos y los parámetros del suelo provenientes del estudio geotécnico, mismos que fueron usados para el modelado que reflejó una insuficiente capacidad de respuesta ante las solicitaciones de servicio, alta vulnerabilidad ante la acción sísmica y una deficiente cantidad y distribución del acero de refuerzo. Con los resultados, se planteó un modelo de reforzamiento con muros tipo panel, siendo la solución que cumplía los criterios propios de desempeño estructural, y además era la solución menos invasiva, conservando los parámetros de simetría y aprovechando que las solicitaciones generadas por este modelo no modificaban el sistema de fundaciones existente. Yépez (s. f.)

En Ecuador, los autores Farinango et al. (2022) realizaron la evaluación sísmica y una propuesta de rehabilitación al edificio del Departamento de Formación Básica de la Escuela Politécnica Nacional, ver Figura 2.1., mismo que cuenta con 40 años de construido, y en sus

seis pisos cuenta con patologías como columna corta y torsión en planta. Se realizaron ensayos como extracción de núcleos y esclerómetro para el hormigón, así como la caracterización de su módulo de elasticidad, y esfuerzo de fluencia del acero; Así mismo, se realizó análisis estático lineal, análisis modal-espectral y análisis estático no lineal por método pushover arrojando un resultado de un comportamiento estructural adecuado, a pesar del tiempo de la edificación las derivas de piso se encontraban dentro de los límites permitidos por la NEC-15. Por otro lado, la construcción no presenta capacidad suficiente para soportar un sismo de diseño de 475 años y tanto columnas como vigas no cumplen con los requerimientos necesarios para resistir esfuerzos de corte. El reforzamiento estructural propuesto fue por enchape de paredes de mampostería, permitiendo rigidizar de manera global la estructura, una vez se realizó el modelado se concluyó un buen comportamiento modal, adecuada distribución de masas y cumplimiento en criterios de sismo resistencia.



Figura 2.1. Departamento de Formación Básica de la Escuela Politécnica Nacional.

(Escuela Politécnica Nacional)

Un ejemplo cercano, es el propuesto por Aguiar, Del Castillo, y Mendoza (2016) y se trata de la rehabilitación del edificio de la Carrera de Informática de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, el cuál después del terremoto del 16 de abril del 2016 sufrió daños de moderados a severos en las paredes de la edificación. La propuesta, incluyó el reemplazo de

las paredes de bloque y ladrillo por paredes de Gypsum, modelando la estructura antes y después del cambio en la mampostería determinando el contraste entre los comportamientos sísmicos. La investigación determinó que es recomendable adaptar las estructuras existentes a las solicitudes sísmicas de la zona, cambiando paredes de ladrillo y bloque, que durante un terremoto por lo general explotan, a paredes de Gypsum que son más livianas. Al rigidizar la estructura con las paredes de Gypsum, se pasa de una deriva máxima inelástica de 0.95% a una del 0.90% ante el espectro del terremoto del 16 de abril de 2016.

2.1.2. Evaluación de vulnerabilidad sísmica en edificaciones educativas

Existen múltiples investigaciones acerca de vulnerabilidad sísmica, a nivel de Latinoamérica, específicamente en México, se llevó a cabo un estudio de caso, por la Universidad Autónoma de Guerrero, identificando las causas de vulnerabilidad sísmica del edificio “C” de la Facultad de Derecho de la misma universidad, ver Figura 2.2., a través de técnicas de Ingeniería Estructural Forense. Respondiendo a los sismos del 19 y 7 de septiembre del 2017 y 2021 respectivamente, se realizó una investigación visual y objetiva de los factores que intervienen en el suceso causante de daños, concluyendo de esta forma: deficiencias en el sistema estructural de columnas de concreto interconectadas con losas planas, sistema considerado obsoleto por la susceptibilidad a fallar por cortante y por punzonamiento; el tipo de cimentación de la edificación, siendo mixta de zapatas corridas y aisladas no son las adecuadas para el tipo de suelo que era arcillas expansivas; existen patologías dentro de la edificación, una discontinuidad en el diafragma, marcada por una abertura larga que podría causar deficiencias en la transmisión de fuerzas; finalmente, las propiedades mecánicas de los materiales de la construcción resultaron inadecuados. Por este análisis se propuso la demolición y reconstrucción del edificio. Vázquez Adán et al. (2025)



Figura 2.2. Facultad de Derecho de la Universidad Autónoma de Guerrero. (Compostela Group of Universities)

De manera similar, la Universidad Andina Nestor Cáceres Velázquez, de Perú, realizó una investigación sobre la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de algunos centros educativos primarios, para dar respuesta a la seguridad que ofrecen dichas edificaciones para resistir eventos sísmicos, para esto se llevó a cabo la caracterización del suelo a través de ensayos, la determinación de las características mecánicas de los materiales predominantes en la edificación, así mismo, se realizó el modelado para el análisis sísmico empleando el espectro base de la norma peruana de diseño sismorresistente, concluyendo que no todas las estructuras cumplen con los requisitos mínimos de la norma, en su mayoría presentan deficiencias estructurales considerables reflejado en un balance negativo en el comportamiento sísmico, como desplazamientos máximos mayores a las distancias de junta entre edificaciones. Cáceres (s. f.)

En este mismo contexto, Pizarro et al. (2021) en Mendoza, Argentina, evaluaron por dos métodos cualitativos el nivel de seguridad sismorresistente de cuatro colegios de la provincia de Mendoza, los métodos son, el Índice de Vulnerabilidad y la Determinación Visual Rápida del FEMA P-154 y se planteó una comparación de los resultados mediante una regresión. Se llegó a la conclusión que el método de Índice de Vulnerabilidad arroja valores más seguros y se expresa de forma clara, mientras que la metodología del FEMA P-154 a pesar

de mantenerse coherente con el primer método, resulta ser más general, y necesita de un observador experimentado en calidad y diseño sismorresistente para arrojar resultados exactos. A su vez, el método del Índice de Vulnerabilidad tiene la ventaja de presentar información de forma tal que más adelante puede ser usada en métodos cuantitativos de mayor rigurosidad.

Complementariamente, en Ecuador se llevó a cabo la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones con estructura metálica en Ambato, como parte de un proyecto de investigación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, esta investigación destaca por el alto nivel de peligro sísmico que representa la parroquia Santa Rosa Zona 2 al estar cerca de varias fallas geológicas. Para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estos edificios se usaron tres metodologías, la NEC 15, FEMA P-154 y FUNVISIS, para su análisis, mapeo e identificación de vulnerabilidad y plantear una propuesta de reforzamiento, complementando el modelado de la estructura con análisis estático, modal espectral y Pushover para identificar los puntos críticos de cada estructura. Las conclusiones obtenidas, muestran niveles de vulnerabilidad de media baja a muy elevada, mayor afinidad a la metodología FUNVISIS por tomar en cuenta más factores, y que se considera que se han omitido consideraciones de construcción específicas para estructuras metálicas como la soldadura. Carranza (2023)

2.1.3. Evaluación de factibilidad técnico-económica de intervenciones estructurales

Las intervenciones en estructuras vienen definidas por un factor muy importante que es el de la factibilidad, tanto técnica como económica, múltiples tipos de intervenciones han sido evaluadas a partir de su viabilidad, ya sea por disposición de dinero o de materiales, prueba de esto es, por ejemplo, el proyecto de investigación presentado por Caballero (2022), en Paraguay, donde se propone el uso de un material compuesto por Fibra de Carbono como alternativa para reforzar una estructura de hormigón armado. Se plantea la idea, la justificación

a través del estudio patológico y el análisis de las características técnicas que este material aporta a la construcción, complementariamente, se presenta todo un capítulo sobre el análisis económico, presentando, incluyendo costos generales y análisis de precios unitarios, estableciendo el costo aproximado que representa el reforzamiento con fibra de carbono en contraste con las técnicas tradicionales. Se concluyó que la propuesta resultaba competitiva respecto a las técnicas tradicionales, por su rapidez de ejecución y puesta en carga, siendo su beneficio mayormente técnico pero viable desde el punto de vista económico.

Existen otros artículos sobre evaluaciones técnico-económicas, como la realizada por la Universidad de Concepción, Chile, una propuesta interesando sobre el reemplazo de refuerzo de acero por fibras PET recicladas en losas apoyadas sobre terreno, esta investigación incluye el análisis de su resistencia mecánica, control de fisuración y el comportamiento postfisura. Este proyecto además de realizar una revisión bibliográfica realiza un análisis estadístico de resultados experimentales y la evaluación de los criterios normativos aplicables. Lo más relevante de esta investigación es el diseño comparativo de losas con mallas de acero y con fibras R-PET, dando un enfoque técnico y un análisis económico sobre su uso. En la parte técnica, sustentado a estándares internacionales como ACI 544.4R y ACI 360R-10 se concluyó que una dosificación del 1% en volumen y fibras de entre 30 y 50 mm de longitud se alcanzan las propiedades óptimas del hormigón, manteniendo resistencia a compresión y trabajabilidad, mejora la resistencia a flexión y se controla la fisuración y tenacidad. Por otro lado, en el ámbito económico, a partir de la consideración de precios unitarios de materiales, costos de fabricación y la mano de obra se concluyó la reducción de hasta un 24% el costo por metro cuadrado de superficie de losa, además de la reducción de emisiones de CO₂ en un 12%, siendo esta alternativa de reforzamiento una opción viable que puede sustituir parcialmente el acero en losas apoyadas. Alberto y Canales (2025)

Investigaciones realizadas en Ecuador, como la realizada por la universidad Técnica de Ambato titulada “Estudio comparativo, económico y técnico para el diseño y simulación de un edificio de estructura metálica de tres pisos con pórticos resistentes de perfiles cuadrados huecos y pórticos de perfiles IPS”, responden al análisis de factibilidad contrastando parámetros técnicos con económicos para concluir su viabilidad. El análisis que incluye construcción con columnas y vigas de perfiles cuadrados en comparación con perfiles IPS fue realizado a través de un modelo matemático en software, obteniendo que las derivas en direcciones principales para perfiles IPS y perfiles cuadrados se mantienen dentro del límite permisible establecido por la normativa NEC-SE-DE que es de 0.02, ambas cumplen el requisito de diseño, pero los perfiles IPS cuentan con mayor desempeño estructural y mayor estabilidad elástica. En cuanto a costos, la comparativa destaca por los pesos de los materiales, pues los costos estructurales resultan ser gastos asociados al acero, los perfiles IPS al contar con mayor peso implican costos más elevados de material y transporte, además su manejo y montaje requiere de mano de obra calificada elevando el presupuesto general del proyecto. Sin embargo, debido a su robustez y mayor capacidad de carga es la opción ideal para estructuras que requieren un rendimiento superior.

2.2 Vulnerabilidad estructural en edificaciones educativas

En general, puede definirse a la vulnerabilidad como la susceptibilidad que tiene una estructura y sus elementos arquitectónicos a sufrir daños o pérdidas durante una amenaza, donde la vulnerabilidad va a depender de algunos factores como el tipo de construcción o el sistema estructural usado, de esta forma, se caracteriza la degradación que puede sufrir una estructura ante la acción de un sismo de determinadas características.

2.2.1. Vulnerabilidad estructural

La vulnerabilidad estructural responde a la propensión de la estructura a sufrir daños en sus elementos estructurales resistentes, es decir, vigas, columnas, losas, muros estructurales y cimentaciones, elementos cruciales para mantener en pie la estructura frente a un sismo. La vulnerabilidad estructural suele estar regida por parámetros como la irregularidad de la estructura, el tipo de sistema de construcción, la influencia del terreno o el estado de conservación de la edificación. Bonett (2003)

2.2.2. Factores que determinan la vulnerabilidad en edificios existentes

Parraga et al. (2013) establecen una serie de criterios que pueden incidir en la vulnerabilidad de una estructura:

2.2.2.1. Configuración en planta

Uno de los problemas más grandes en la proyección de edificios, son las plantas con mayores longitudes, debido a la transmisión de ondas que se generan durante un sismo, pues, en edificios largos las ondas no se acomodan tan fácilmente como en edificios cortos. Como solución a esto Parraga et al. (2013) proponen el uso de juntas de dilatación sísmica, separando grandes edificaciones en bloques que tengan menor longitud para tener un mejor desempeño durante el sismo. Otro problema que viene de la mano con la configuración en planta, son los esfuerzos que aparecen en la zona de transición cuando existen irregularidades, causando daños a elementos no estructurales, por la concentración de esfuerzos. En la Figura 2.3 se aprecia los tipos de Irregularidades en planta que describe la NEC-SE-DS.

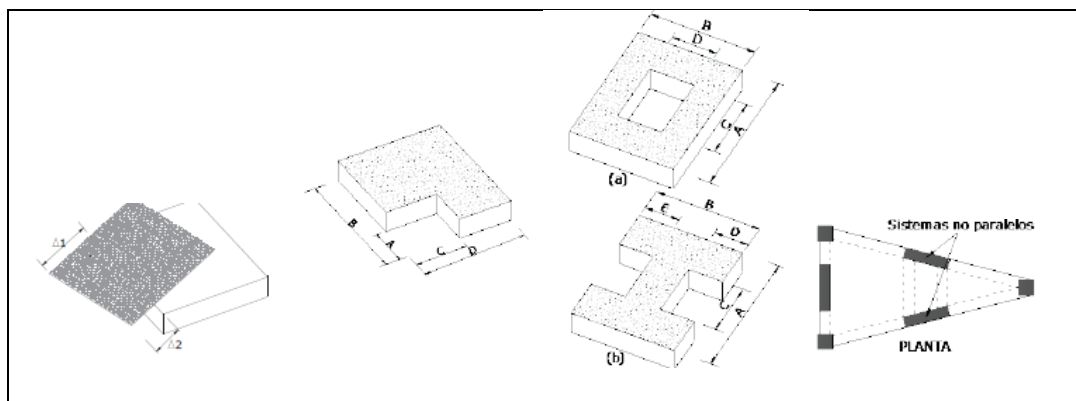


Figura 2.3. Irregularidades en planta (NEC-SE-DS)

2.2.2.2. Piso Débil

Este concepto responde a cuando la rigidez de los pisos superiores es mayor a la del piso de análisis, por lo general pasa en el primer piso, donde se acumulan grandes deformaciones, pudiendo producir un colapso abrupto de la estructura. La NEC establece que el piso blando es aquel en el que su rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior.

2.2.2.3. Columna Débil

Las columnas son un elemento de vital importancia en la estructura por ser las encargadas de transmitir cargas a la cimentación. Un daño a las columnas podría provocar una redistribución de esfuerzos que a su vez resultaría en un colapso parcial o total de la edificación, razón por la que siempre se busca que prioritariamente los daños durante sismos se presenten en vigas y no en columnas. El término “columna débil” puede hacer referencia a columnas de baja resistencia en relación con las vigas o a columnas cortas.

2.2.2.4. Torsión

La torsión es producida por la excentricidad de la estructura, es decir, cuando el centro de masa está distante al centro de rigidez, provocado por asimetrías en la estructura, ya sea en colocación de elementos rígidos o en la colocación de grandes masas, la Figura 2.4. evidencia esto. “Se considera una excentricidad como grande cuando supera el 10% de la dimensión en

planta bajo análisis” Parraga et al. (2013). Las torsiones son consideradas inevitables por la naturaleza del fenómeno y las características de las estructuras en general, solo se pueden atenuar los efectos a través de un cuidadoso planteamiento de la estructura en planta y en altura, proveyendo a la estructura de la mayor simetría posible de la rigidez con respecto a la masa.

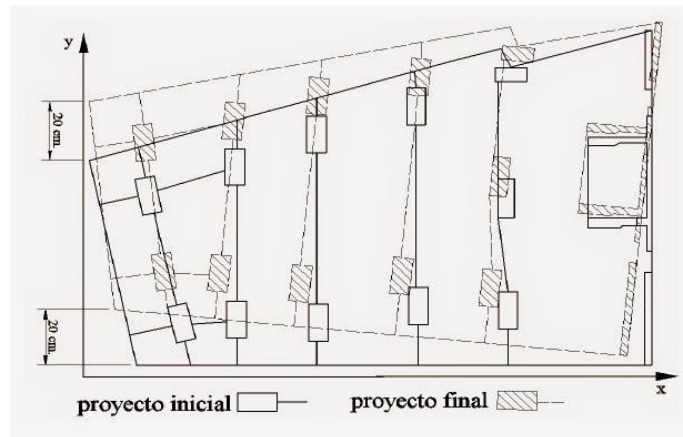


Figura 2.4. Torsión en edificaciones. (Banco de imágenes de google)

2.2.3. *Métodos de evaluación de vulnerabilidad estructural*

Según Calvi et al. (2006) los métodos de evaluación de vulnerabilidad estructural pueden dividirse en dos categorías: métodos empíricos, basados en observaciones y consideraciones estadísticas y métodos analíticos, relacionados a la escala de daño con propiedades mecánicas de la estructura, pero otros autores usan una clasificación más general, dividiendo los métodos en cualitativos y cuantitativos.

2.2.3.1. **Métodos cualitativos**

Los métodos cualitativos destacan por la evaluación rápida y fácil de edificaciones, métodos que pueden ser usados de forma masiva para cuantificar el riesgo sísmico de una región amplia. Se le da una calificación determinada a la construcción de acuerdo con su estado de conservación, irregularidad en planta y en altura, relación con el suelo y otras características. Krauskopf et al. (2004)

2.2.3.1.1. Método FEMA P-154 (ATC-21)

El método FEMA-154 Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency (s. f.) es una herramienta desarrollada por el Applied Technology Council ATC y es encargada de determinar el grado de vulnerabilidad de una estructura y caracterizar aquellos edificios no habitables, por lo que es ampliamente usada en estructuras educativas y establecimientos de salud.

Al ser una herramienta de estudio rápido, se desarrolló la técnica de Investigación Visual Rápida (RVS, Rapid Visual Screening), un formato creado para recaudar información sobre los datos relacionados a su conducta sísmica, y se complementa con una verificación del sistema estructural ante cargas laterales para la obtención del puntaje final.

El puntaje es asignado según el sistema estructural usado, y a partir de este, en función de sus características se pueden sumar o restar puntos, teniendo un puntaje desde 6.5 para edificios de concreto armado bien diseñados y mantenidos, hasta menores a 4 para edificios con irregularidades severas, mala conservación, suelo blando u otras características negativas, según sea el caso.

2.2.3.1.2. Método de Hirosawa

Como lo establecen Oblitas et al. (s. f.), a pesar de que la estructura del método Hirosawa se considerada cuantitativa, el origen de los valores para la fórmula matemática es cualitativo, y es que, este método japonés es ampliamente usado en Japón es capaz de predecir el riesgo y daño de un edificio a partir de su disposición resistente y daño de estructura en el grade de un eventual sismo. Es así como el método Hirosawa establece dos índices, el índice de vulnerabilidad estructural (I_s) y el índice de juicio estructural (I_{so}).

Calculando esos índices se pueden tomar las siguientes consideraciones:

Cuando $I_s \geq I_{so}$ se considera que el edificio tiene un comportamiento sísmico seguro ante un evento sísmico.

Cuando $I_s < I_{so}$ se establece que el edificio tiene un comportamiento incierto ante un evento sísmico, considerándolo así, como inseguro.

2.2.3.1.3. Método Navfac

El método NAVFAC tiene la ventaja de ser aplicable a cualquier tipo de estructura, pues el índice esquemático principal relaciona los daños que un sismo puede causar a una estructura para evaluar su vulnerabilidad, este índice, conocido como índice global de daño (I) lo obtiene a partir de algunos datos como el cortante basal (C_b), el desplazamiento en el nivel más alto (S) y el periodo fundamental (T). Califica el índice de daño en una escala de 0 al 100%, donde estructuras hasta el 60% son consideradas como edificios seguros ante eventos sísmicos, y a partir de 60% a 100% son considerados edificios inseguros ante eventos sísmicos. Su único problema puede ser que no se toma en cuenta la falla prematura en elementos débiles.

2.2.3.2. Métodos cuantitativos

Los métodos analíticos o métodos analíticos se llevan a cabo a través de modelos matemáticos de la edificación, donde se caracterizan aspectos del suelo, la estructura, componentes no estructurales, fuerzas actuantes y otros estudios sobre los eventos sísmicos para estimar esfuerzos y deformaciones, a pesar de ser rigurosos no son necesariamente más precisos que los métodos cualitativos. Enriquez (2022)

Del mismo modo la OPS destaca que los métodos cuantitativos sirven para profundizar los resultados de los métodos cuantitativos y así obtener resultados más determinantes, una desventaja de estos métodos, puede ser la necesidad de características implícitas de materiales, estructuras y suelos.

2.3 Ensayos para caracterización de edificaciones

2.3.1. Ensayos en hormigón

2.3.1.1. Esclerometría

Como lo establece Lozano (2012) el objetivo del ensayo de esclerometría es de realizar mediciones de rebote sobre la superficie del elemento a explorar, al evaluar el rebote se caracteriza la resistencia simple del concreto, que tiene relación con la densidad de la superficie y la dirección en la que el rebote es aplicado.

El vástago del esclerómetro está conectado a un muelle que almacena energía que es liberada en cuanto se alcanza el límite de energía elástica, resultando en rebotes que son cuantificados en una escala del 0 al 100, correspondiendo a la dureza de la superficie en contacto. La Figura 2.5. nos muestra un esquema de las partes de un esclerómetro.



Figura 2.5. Esquema de sección del esclerómetro (Banco de imágenes de google)

Para el procedimiento se recomienda en primer lugar, preparar la zona para que no esté texturizada o con presencia de mortero, se busca lograr una superficie lisa; se sostiene el martillo asegurando que la posición sea perpendicular al elemento, y se impulsa hasta lograr el choque con el concreto, de esta forma se acciona el bloqueo de émbolo y se toma la lectura. Es

importante repetir el proceso diez veces sobre la superficie en distancias de no menos de 25 mm y no más de 50 mm según lo establece la (ASTM C805, 2019)

2.3.1.2. Pachometría

Andrade y Lozano (1992) manifiestan que el pachómetro realiza una evaluación no destructiva en estructuras de hormigón, para detectar barras de refuerzo y caracterizar su ubicación y diámetro estimado, funciona a través de campos electromagnéticos y campos conductores. El ensayo de Pachometría resulta fundamental en la identificación de armaduras sin dañar el hormigón, e incluso puede identificar la cantidad de espesor del revestimiento.

Algunas limitaciones pueden ser la restricción en la profundidad de uso, pues algunos pachómetros no detectan varillas más allá de los 8 cm, por otro lado, cuando las barras están excesivamente próximas no las localiza con precisión. Desde otra perspectiva, la presencia de componentes metálicos como tuberías o conductos pueden intervenir en la medición del pachómetro.

2.3.2. *Ensayos geotécnicos*

2.3.2.1. SPT

El ensayo de penetración estándar consiste en extraer muestras alteradas del suelo a través de ingeniería geotécnica de campo, para identificar en laboratorio sus propiedades, y así encontrar su resistencia para diseñar cimentaciones o estudiar cimentaciones existentes.

Este ensayo se complementa con el ensayo de granulometría, el cual es usado para dividir y separar material mediante tamices para clasificar la granulometría y así categorizar el suelo según el tamaño de las partículas, proceso fundamental en el estudio de las propiedades mecánicas del suelo.

Otro complemento del ensayo de SPT es los Límites de Atterbeg, que no son más que características de los suelos que nos ayudan a saber la manifestación de estos sobre diferentes condiciones de humedad. Estos límites son: el límite líquido, que es el contenido de humedad en el que el suelo pasa de estado plástico a estado líquido; límite plástico, correspondiente al contenido de humedad en el que el suelo pasa de estado semisólido a plástico; y el índice de plasticidad, que no es más que la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

2.4 Rehabilitación de estructuras existentes

Como lo establecen Pakoly et al. (2024), el concepto de rehabilitación responde a la intercepción realizada a una edificación para que vuelva a estar operativa después de ser afectada por un ataque sísmico fuerte. Por otro lado, Enriquez (2022), definen a la rehabilitación como la operación que implica restablecer el comportamiento estructural de una edificación posterior a la existencia de un daño.

2.4.1. Definición y alcance de la rehabilitación estructural

El principal objetivo de la rehabilitación estructural es disminuir el riesgo sísmico, que abarca evitar daños y pérdidas económicas y por supuesto, de ocupantes. Consiste en modificar las características propias de la edificación como resistencia, rigidez, masa, entre otras, para tener un desempeño sísmico aceptable. (Repuello Soto, 2019)

2.4.2. Proceso de rehabilitación en edificaciones educativas

(B. R. Soto y Angel, s. f.) plantea tres sistemas de rehabilitación para evaluar el desempeño de una edificación tipo complejo educativo, revestimiento de concreto reforzado, revestimiento con polímeros reforzados con fibra de carbono y revestimiento metálico.

2.3.2.1. Revestimiento de concreto reforzado

Este tipo de rehabilitación contempla la adición de una capa gruesa de concreto armado con hormigón in situ utilizando refuerzo longitudinal y transversal, útil para aumentar la

resistencia a la flexión y al corte, rigidez y ductilidad de los elementos, muy utilizado en la rehabilitación sísmica de edificios existentes, la Figura 2.6. sustenta esta información. Rodrigues y Pradhan (2018)



Figura 2.6. Armado para revestimiento de columna. (Habitissimo)

2.3.2.2. Revestimiento con polímeros reforzados con fibras de carbono

El polímero reforzado de fibra (FRP) contiene fibras de carbono, vidrio o aramida en una matriz de epoxi o poliéster, y es usado para la rehabilitación de estructuras por su capacidad de formar tiras, láminas y laminados. Se envuelve el miembro con el concreto reforzado con fibra de carbono proporcionando más ductilidad y aumentando la capacidad de disipación de energía mejorando la resistencia sísmica total, como la Figura 2.7. El peso del CFRP es ligero, permitiendo una instalación rápida y con menos gastos de mano de obra, así mismo, representa poca interrupción del edificio durante la rehabilitación. Su resistencia a la corrosión en ambientes de cloruro también es una ventaja, reduciendo costos de mantenimiento. Para rehabilitar columnas, por ejemplo, se analiza el nivel de defectos, y a mayor nivel se colocan más capas de CFRP para alcanzar un rendimiento parecido a las columnas sin daños. Nahavandi (s. f.)



Figura 2.7. Revestimiento con malla de carbono FRP. (J. Julián y asociados)

2.3.2.3. Revestimiento metálico

Uno de los procesos de rehabilitación de estructuras es el revestimiento metálico, que Nahavandi (s. f.) define como el confinamiento en encamisado de acero a columnas de concreto para mejorar la capacidad resistente a sismo. El autor plantea que revestir con acero proporciona más confinamiento al concreto comprimido y evita, además, que el hormigón se desmorone, evitando que las varillas se expongan y se deterioren. Este proceso es considerado disruptivo, por usar menos tiempo y asumir menos gastos. Se lleva a cabo colocando el encamisado con ángulos de acero y correas a lo largo de la altura del elemento para crear una acción compuesta entre la interfaz del acero y el concreto.

2.4.3. Rehabilitación post-evento sísmico

Una de las principales causas por las que se deben rehabilitar edificaciones es por la acción de un evento sísmico, generalmente se busca restablecer y mejorar la seguridad, funcionalidad y vida útil de estos edificios, en especial si se trata de edificios educativos por su nivel de importancia. Este tipo de procesos incluyen evaluación de daños, análisis estructural y aplicación de reforzamiento acorde a la normativa vigente.

Un caso de estudio que ejemplifica la rehabilitación post-evento sísmico en edificaciones es el planteado por Uroš et al. (2023) donde tras el terremoto de 2020 se evaluó un edificio universitario en Croacia, construido en 1963, aplicando modelos numéricos no

lineales para diagnosticar la vulnerabilidad y establecer las estrategias de intervención. El estudio se realizó a través de modelación con elementos finitos, mediante ETABS y marcos equivalentes con 3Muri, así se identificaron las fallas por cortante en columnas de hormigón armado y daños graves en mampostería y losa, la justificación de estos daños era la irregularidad de la estructura, la falta de refuerzo transversal y la desconexión entre sistemas estructurales. La estrategia de rehabilitación sísmica que se propuso fue la reducción de desplazamientos del sistema de marcos de concreto armado, así evitando fallas frágiles. Parte determinante de este estudio fue tomar en cuenta criterios normativos de la zona, como la corrección del índice de daño estructural significativo. Este caso nos evidencia la necesidad de integrar modelos de análisis avanzados aplicados a normativa específica sísmica, así como la importancia de las estrategias predefinidas de intervención estructural en zonas sísmicamente activas.

2.5 Técnicas de reforzamiento estructural

El reforzamiento estructural es un tipo de intervención que propone mejorar el comportamiento estructural de una edificación, para cargas actuantes actuales y para futuras ampliaciones. Estrada (2018)

Por su parte Enriquez (2022) plantea que el reforzamiento estructural viene luego de la rehabilitación, para así permitir a centros educativos funcionar sin riesgo alguno, aplicando técnicas como aumentar rigidez de estructura y revertir los efectos evidenciados en el análisis de vulnerabilidad.

En consecuencia, según lo planteado por (Cucho Salinas & Nuñez Cusma, 2018) las técnicas necesarias para un reforzamiento estructural se definen posterior al diagnóstico de evaluación sísmica, es decir, se determina su estado actual, y la susceptibilidad a sufrir daño

ante un nuevo evento sísmico y a partir de esto se aplican las recomendaciones pertinentes para el reforzamiento.

2.5.1. Reforzamiento en elementos estructurales

Cuando se trata de reforzamiento, como intervención esencial en edificaciones es fundamental estudiar el reforzamiento de elementos estructurales, pues tras eventos sísmicos, la estructura debe adaptarse a nuevas condiciones de carga. De esta forma, se mejora el desempeño de la estructura, aumentando su resistencia, rigidez y ductilidad. Es fundamental que el proceso de reforzamiento se lleve a cabo en los elementos estructurales.

2.4.1.1. Reforzamiento de losas

El reforzamiento de losas está enfocado en aumentar su capacidad a flexión y en algunos casos, su resistencia al corte. Una de las técnicas que más se usan es el incremento de la capacidad de flexión negativa mediante armadura adicional superior cuando es una losa de tramo continuo. Otra alternativa que plantea la ACI (2017) es adherir láminas de acero o bandas de fibra de carbono (CFRP) en la base o cara superior de las losas para mejorar el comportamiento a flexión en ambos sentidos.

Cuando se trata de losas aligeradas se aplica reforzamiento por cortante mediante ensanches corridos o alternados, lo que implica remover los bloques de aligeramiento y vaciar nuevo concreto adherido mediante epóxicos. Cuando se trata de losas macizas el refuerzo a cortante solo es requerido en zonas puntuales.

2.4.1.2. Reforzamiento de vigas

El análisis para refuerzo de vigas es más detallado, por los mecanismos de transferencia de esfuerzos entre el concreto existente y el nuevo, por lo general, se amplía la sección transversal mediante concreto nuevo, buscando una compactación adecuada y preparación de superficie para la correcta adherencia. El reforzamiento de vigas es aplicable a una, tres o a las

cuatro caras de la viga, creando una envoltura total para incrementar la capacidad a flexión y cortante. ACI (2011)

Como lo establece la ACI (2017) si se trata de una intervención invasiva pueden aplicarse bandas de acero o CFRP adheridas a la cara superior e inferior de las vigas. En algunos casos estas intervenciones requieren apuntalamiento previo, demolición controlada, reconfiguración del acero longitudinal y estribos, garantizando mayor anclaje y confinamiento estructural.

2.4.1.3. Reforzamiento de columnas

En el caso de las columnas se busca aumentar su capacidad sísmica, mejorando sus resistencia y ductilidad. Uno de los métodos convencionales es la creación de una funda de concreto armado envolviendo a la columna existente, para esto, se elimina el recubrimiento original, instalando acero longitudinal y transversal adicional, y se utiliza un puente epóxico para la adecuada unión entre el concreto nuevo y el antiguo. ACI (2017)

Para columnas también se aplica confinamiento con fibras de carbono (CFRP) envolviendo la columna en tejido de fibra perpendicular al eje del elemento, es un procedimiento efectivo, rápido y con resultados significativos en la capacidad de confinamiento sin aumenta el volumen del elemento, ideal en espacios reducidos.

2.5.2. Métodos convencionales

Según la ACI (2011) existen métodos convencionales de reforzamiento orientados a mejorar la capacidad de una edificación para resistir cargas laterales, aumentar ductilidad o lograr ambos efectos, plantea que cualquier cambio introducido en elementos estructurales debe considerar sus implicaciones sobre la rigidez y la capacidad de carga global del sistema, es por esto que debe seleccionarse de manera cuidadosa la intervención, para evitar mal

distribución de esfuerzos o generar concentraciones de rigidez que afecten el desempeño sísmico de la estructura.



Figura 2.8. Refuerzo estructural de viga. (Peritar Arquitectura)

En este contexto, existen métodos específicos para cada objetivo, por ejemplo, si se busca aumentar la rigidez lateral existen diversas técnicas para controlar los desplazamientos estructurales frente a cargas sísmicas. Métodos como adición de muros de corte, muros de albañilería confinada, contrafuertes o pórticos adosados o la incorporación de alas de muro a columnas existentes, aumentando inercia y capacidad de resistencia. Con el fin de aumentar la rigidez natural también se puede recurrir al refuerzo de vigas, incrementando la sección o el confinamiento, y también al uso de arriostres metálicos para mejorar estabilidad y reducir esbeltez de sistemas verticales. Estrada (2018)

En adición, Estrada (2018) propone técnicas de reforzamiento estructural si el objetivo es mejorar ductilidad de elementos, es decir, su capacidad de deformarse sin colapsar. Técnicas como el reforzamiento localizado de columnas y vigas, mejorar conexiones estructurales o reforzar la cimentación, absorbiendo así deformaciones diferenciales para distribuir cargas de manera más eficiente. Para mejorar la ductilidad también se incorporan alas de muro para aportar simultáneamente tanto en rigidez como ductilidad.

En consecuencia, hay intervenciones que logran combinar rigidez y ductilidad, es este el caso de los muros de corte o los arriostres metálicos, aumentando la rigidez del sistema diseñados de forma tal que disipen la energía. El refuerzo de vigas es una de las técnicas que puede lograr el doble efecto al aplicar técnicas adecuadas de confinamiento o aumentar sección.

2.5.3. *Métodos modernos o alternativos*

2.4.3.1. Refuerzo utilizando Aleaciones con Memoria de Forma

Este modelo estudiado por Hong et al. (2018) exponen que las aleaciones con memoria de forma tienen la capacidad de recordar su forma original y son capaces de recuperarla cuando son calentadas. Las aleaciones basadas en hierro cuando son calentadas por resistencia eléctrica generan una fuerza de recuperación que se convierte en fuerza de preesfuerzo dentro del concreto. La técnica NSM por su parte, consiste en tiras de refuerzo en ranuras cerca de la superficie de la viga, rellenas luego con mortero, esta técnica no necesita equipos adicionales, basta con calor.

Sus ventajas es el evidente aumento en la carga de fisuración, fluencia y carga última. Aplicando este tipo de refuerzo se mejora la rigidez sin afectar a la ductilidad y promete recuperar el nivel de preesfuerzo aun cuando han existido pérdidas de fluencia o retracción.

Para la validación experimental se probaron siete vigas RC con diferentes cantidades y niveles de predeformación de las tiras Fe-SMA, observando un efecto de deformación hacia arriba inducido por la activación térmica, confirmando la eficacia del preesfuerzo.

2.4.3.2. Refuerzo con barras CFRP pretensadas

De acuerdo con Alcaraz et al. (2019) las barras de polímero reforzado con fibra de carbono (CFRP) surgen como una solución altamente eficiente para reforzamiento de elementos estructurales, pues esta técnica destaca por una resistencia a tracción significativamente superior al acero convencional, notable rigidez, y una ligereza de hasta el

70% en relación con el acero, además de una resistencia sobresaliente frente a la corrosión, siendo el CFRP una solución altamente viable en zonas costeras.

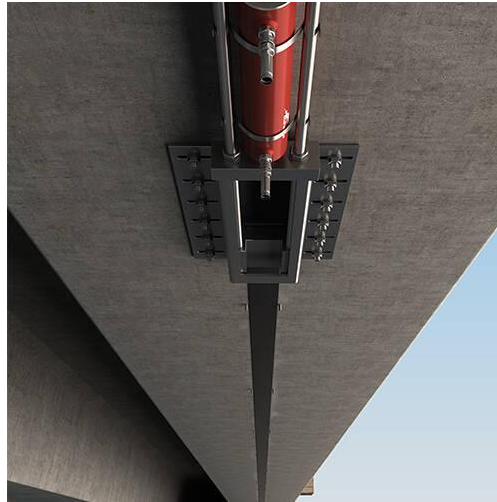


Figura 2.9. Pretensado FRP Laminado. (Horse Construction)

El refuerzo pretensado con barras CFRP consiste en aplicar tensión inicial sobre la barra antes de su colocación en la estructura, de esta forma se inducen esfuerzos de compresión interna que contrarrestan tensiones propias de servicio, aumentando capacidad de carga, disminuyendo posibles fisuras y mejorando la ductilidad del elemento. El pretensado a su vez puede contribuir al comportamiento frente a fatiga y deformaciones diferidas, en especial cuando un elemento es sometido a cargas repetidas o variables.

Para la instalación puede aplicarse el método de sistema NSM (Near-Surface Mounted) alojando las barras en ranuras cortadas en la superficie y fijándolas mediante adhesivos epóxicos o también, el sistema EBR (Externally Bonded Reinforcement) que no es tan aplicable por posibles fallas de desprendimiento prematuro. Su aplicación efectiva se garantiza a través de dispositivos de anclaje mecánico o adhesivos estructurales capaces de conservar la tensión durante el proceso de carga.

En adición, Alcaraz et al. (2019) destacan que además de mejorar sustancialmente la resistencia, se conserva el aspecto original del elemento, minimizando la intervención visual.

Esta técnica se está consolidando como una técnica alternativa de gran valor para la rehabilitación y refuerzo de estructuras de concreto.

2.4.3.3. Refuerzo con arriostres de cuerda de FRP

Abdelmohaymen y Salem (2022) conceptualizan que el uso de cuerdas de polímero reforzado con fibras ha emergido como una técnica eficaz y versátil para el refuerzo de elementos de concreto armado, aplicado como arriostramiento y confinamiento. Las cuerdas, generalmente fabricadas con fibras de carbono o vidrio se emplean mediante sistemas NSM o anclajes estructurales en zonas donde el esfuerzo a cortante y a flexión es crítico.

Estas cuerdas tienen alta resistencia a la tracción, ligereza y flexibilidad, adaptándose a complejas geometrías y con la ventaja de una instalación sin maquinaria pesada. Su instalación consiste en la preparación de ranuras en superficie de concreto para insertar las cuerdas previamente impregnadas y son fijadas con adhesivos epóxicos como Sikadur, garantizando una transferencia adecuada de esfuerzos.

Como resultado, Abdelmohaymen y Salem (2022) argumentan que el uso de cuerdas de FRP como arriostres incrementan la resistencia al cortante hasta en un 74%, dependiendo de los momentos, área de refuerzo y la longitud de desarrollo. Además, existe una mejora significativa en el comportamiento post-falla, reduciendo propagación de fisuras y aumentando su capacidad de deformación antes del colapso.

2.5.4. Criterios de selección de la técnica de reforzamiento

De acuerdo con Bradshaw et al. (2011) para seleccionar la técnica adecuada de refuerzo sísmico debe existir un enfoque multicriterio que considere aspectos técnicos como socioeconómicos, estos criterios incluyen aumento de resistencia, ductilidad, compatibilidad con el sistema estructural existente, costo de instalación y mantenimiento, disponibilidad de material y mano de obra especializada, duración de intervención e impacto en uso del edificio.

Para integrar estos criterios de manera objetiva, se propone el uso de la herramienta de operadores de promedio ponderado ordenado (OWA) para ajustar la selección, ya que prioriza soluciones eficientes, compatibles y sostenibles para cada caso.

Para Gentile y Galasso (2021) la selección de la técnica de reforzamiento debe considerar múltiples niveles más allá del aumento de capacidad resistente. Es fundamental el enfoque de diseño basado en desempeño, analizando cada alternativa para un estado de daño específico bajo una demanda sísmica determinada. Esto excluye el desempeño estructural como criterio de comparación y se enfoca en aspectos como costo, duración, compatibilidad, necesidad de mano de obra y pérdida económica esperada ante eventos sísmicos. Para ello, Gentile y Galasso (2021) proponen dos herramientas de decisión multicriterio: AHP y TOPSIS.

2.4.4.1. Ordered Weighted Averaging (OWA)

Nos permite combinar múltiples criterios de decisión en un solo valor representativo, considerando la posición relativa en un conjunto ordenado de criterios. Se les asigna pesos a los valores ordenados de los criterios y otorga flexibilidad para modelar diferentes actitudes del tomador de decisiones frente al riesgo. Es un operador optimista, que resalta ya que en el campo de la ingeniería la mayoría de los operadores tienen actitudes conservadoras. El método incluye diferentes niveles de confianza o relevancia para las personas involucradas cuando intervienen diferentes expertos o entidades, además tiene alta flexibilidad cuando existe diferentes unidades, transformando valores para que sean comparables, a partir de un proceso de normalización. La Figura 2.10 establece el diagrama de flujo para el análisis.

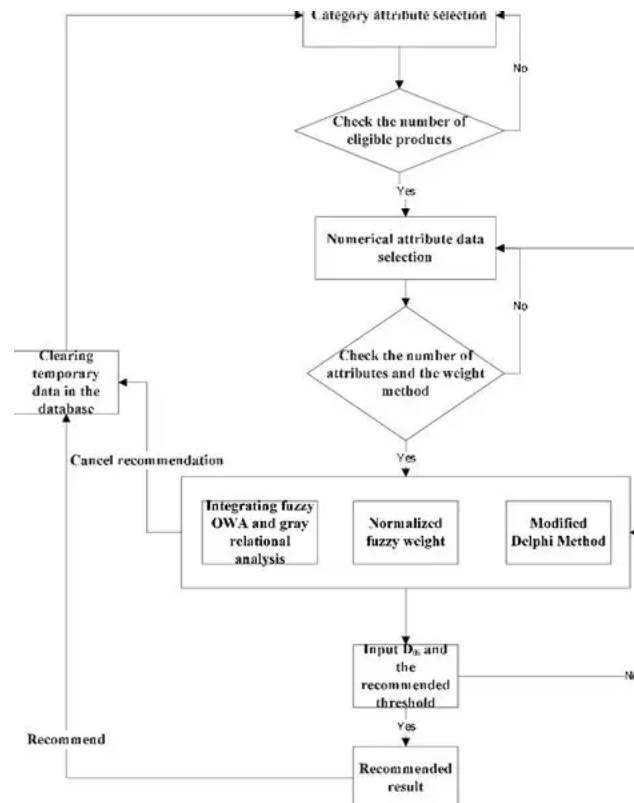


Figura 2.10. Diagrama de flujo OWA. (Shen-Tsu Wang & Meng-Hua Li)

2.4.4.2. Proceso de Análisis Jerárquico (AHP)

Es una herramienta que toma decisiones multicriterio descomponiendo problemas complejos en una estructura jerárquica de objetivos, criterios y alternativas. Facilita la comparación entre criterios mediante juicios pareados, asignando pesos que reflejan la importancia de los criterios. Fundamental en el área de la ingeniería civil porque intervienen factores técnicos, económicos y sociales, funcionando de alta relevancia para seleccionar la técnica de reforzamiento adecuada, pues incorpora tanto datos cuantitativos como cualitativos.

2.4.4.3. Technique for Order Preference by Similarity to Ideal Solution (TOPSIS)

TOPSIS es un método de decisión multicriterio que clasifica las alternativas según su cercanía a la solución ideal (mejor en todos los criterios) y su alejamiento con la solución no ideal (lo peor en todos los criterios). Esta herramienta es óptima para el diseño estructural

porque considera simultáneamente costo, durabilidad, impacto ambiental y eficiencia técnica. La clasificación es clara, cuantificable y facilita decisiones objetivas en entornos con múltiples restricciones como la de elegir la adecuada técnica de reforzamiento estructural.

2.6 Análisis de factibilidad técnico-económica

En el contexto de las intervenciones estructurales es fundamental determinar si dicha propuesta de intervención es viable o no, desde la perspectiva constructiva y financiera, es ahí donde entra la factibilidad técnico-económica. Para edificaciones educativas con vulnerabilidad sísmica, este análisis resulta clave para garantizar la seguridad estructural, optimizar recursos y justificar la inversión institucional.

El análisis debe contemplar la evaluación estructural, la compatibilidad de materiales, la disposición de recursos y estimar detalladamente los costos directos e indirectos, plantean que “La factibilidad técnica considera la capacidad de la estructura para soportar las modificaciones propuestas, mientras que la factibilidad económica evalúa si los beneficios esperados justifican la inversión requerida” Alberto y Canales (2025)

2.6.1. Concepto de factibilidad técnica y económica

La factibilidad técnica determina que la ejecución del proyecto cuente con los recursos, conocimientos y tecnologías necesarias, acorde a la normativa establecida, compatibilidad estructural procesos constructivos y riesgos técnicos. Por su parte, la factibilidad económica analiza si el beneficio supera el costo, considerando la inversión inicial, el mantenimiento, el retorno social y ahorro por mitigar riesgos, en el caso de las rehabilitaciones y reforzamientos estructurales.

Como señalan Galindo Jaramillo y Hernandez (2021) el análisis técnico debe contemplar comportamiento sísmico post-refuerzo, mientras que el económico debe incluir

costo de materiales, mano de obra y tiempo de ejecución, y cuando se trata de estructuras educativas debe ponderarse también el beneficio social y académico.

2.6.2. Componentes del análisis técnico

Para realizar un análisis técnico es fundamental partir de la caracterización detallada del sistema estructural existente, considerando su configuración resistente, materiales, estado de conservación y respuesta ante cargas sísmicas. Debe existir una compatibilidad entre la técnica de reforzamiento propuesta y la estructura actual, pues intervenciones mal integradas pueden generar concentraciones de esfuerzos o alterar el comportamiento dinámico del edificio, debe contemplarse elementos estructurales, condiciones de suelo e interacciones entre ambos. Didier et al. (s. f.)

Un punto clave del análisis técnico es el modelado estructural mediante software especializado como ETABS o SAP2000, permitiendo simular el comportamiento del edificio ante diferentes escenarios de carga, incluyendo sismos representativos de Manta. G. Soto y Esteban (s. f.) plantean que el modelado se realiza a partir de parámetros reales obtenidos a través de las inspecciones visuales, ensayos destructivos y estudios geotécnicos, para garantizar la precisión de los resultados. La aplicación de análisis estáticos lineales, modales espectrales y pushover, se puede identificar zonas críticas, derivas de piso, esfuerzos máximos y modos de falla potenciales. Información esencial para definir las necesidades de reforzamiento.

Un comportamiento técnico relevante es el cumplimiento normativo, toda intervención debe alinearse a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, así como demás estándares internacionales como ASCE 41, FEMA 356 y ACI 318, según los criterios de rehabilitación a aplicar. Dentro de las normativas se encuentran los límites de desplazamiento, requisitos de ductilidad, criterios de aceptación de daños y procedimientos de diseño por desempeño.

Cuando se tratan de edificaciones educativas, el criterio normativo es más relevante por la seguridad de ocupantes y continuidad operativa post-evento según lo establece la NEC.

En definitiva, el componente fundamental del análisis técnico considerar la compatibilidad entre el refuerzo propuesto y los elementos existentes para no generar discontinuidades o interferencias funcionales, este análisis no solo debe ser viable sino también seguro y eficiente.

2.6.3. Componentes del análisis económico

El análisis económico busca determinar si el beneficio esperado justifica la inversión que requiere el proyecto. Para un análisis de intervención es fundamental considerar costos directos, y costos indirectos asociados a remodelación, reforzamiento y ampliación. Como lo exponen Meza y Valverde (2023) los costos directos incluyen materiales, mano de obra, equipos y transporte, mientras que los indirectos abarcan gastos administrativos, de supervisión, permisos, afectación operativa y contingencias. Contemplar cada uno de estos componentes será esencial para garantizar la sostenibilidad financiera de la intervención.

Un componente para incluir en el análisis económico es la comparación entre alternativas de intervención y demolición, pues estudios como el de Estrada (2018) demuestran que el reforzamiento estructural supera el 50% del costo de una nueva construcción, siendo la demolición más rentable.

2.6.4. Herramientas para evaluar la factibilidad integral

Con el fin de determinar la intervención estructural más factible es necesario hacer el uso de herramientas multicriterio que integren los diferentes criterios de decisión. Usando estas herramientas se puede ponderar las variables técnicas, económicas, sociales y normativas para seleccionar la alternativa óptima. Algunas de estas herramientas destacadas son, por ejemplo, el Proceso Analítico Jerárquico (AHP) que aplica comparaciones pareadas y matrices de

prioridad para asignar pesos a cada criterio y obtener una clasificación final de alternativas. En muchos contextos se ha usado la técnica AHP para seleccionar técnicas de reforzamiento.

En contextos de riesgo sísmico, TOPSIS es especialmente útil para evaluar la factibilidad de una intervención, pues considera simultáneamente la distancia a la mejor y peor opción posible. Por otro lado, el operador OWA no depende de comparaciones pareadas, si no de la agregación ordenada de valores, por lo que modela actitudes optimistas, pesimistas e intermedias frente al riesgo.

2.7 Normativas aplicables

Para la intervención estructural de edificaciones existentes, en especial cuando se trata de edificaciones educativas y ubicadas en zonas de alta amenaza sísmica, se debe regir bajo un marco normativo riguroso, que garantice seguridad y funcionalidad al proyecto. En este contexto, se desglosan las normativas nacionales e internacionales que establecen criterios técnicos para el análisis, diseño y rehabilitación de estructuras. La aplicación correcta de la norma puede representar un soporte para validar la factibilidad de la técnica propuesta y también garantizar su alineación a los estándares más conocidos de la comunidad científica y profesional.

2.7.1. Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE y NEC-CG)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) representa el mayor referente técnico para diseño, evaluación y rehabilitación de edificaciones en el Ecuador. En el contexto de las intervenciones a estructuras existentes destacan los capítulos NEC-SE-DS (Diseño Sismo Resistente), NEC-SE-RE (Evaluación y Rehabilitación de Estructuras) y NEC-SE-CG (Cargas gravitacionales) estableciendo parámetros de diseño por desempeño, espectros en demanda sísmica, criterios de aceptación de daño y procedimientos de análisis no lineal.

La entidad responsable de emitir y actualizar la NEC es el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) en coordinación con la Secretaría de Gestión de Riesgos y otras entidades técnicas, en consecuencia, el MIDUVI cuenta con una guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras publicada en el 2016 que complementa a la NEC-SE-RE proporcionando herramientas aplicables a edificaciones educativas

2.7.2. Normas técnicas internacionales relevantes

2.6.2.1. American Society of Civil Engineers (ASCE)

La ASCE emitió la ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, que establece un enfoque basado en desempeño para evaluar y rehabilitar edificaciones existentes. Propone tres niveles de análisis:

- Tier 1: Evaluación rápida mediante listas de chequeo
- Tier 2: Análisis de deficiencias específicas con modelado simplificado
- Tier 3: Evaluación completa con análisis no lineal estático o dinámico

Los niveles de desempeño definidos son ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso y establece criterios de aceptación para elementos estructurales y no estructurales. Esta norma puede respaldar el uso de pushover y espectros de capacidad para validar el comportamiento post-refuerzo de una edificación.

2.6.2.2. Applied Technology Council (ATC)

Por su parte, la ATC desarrolló la ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, enfocada en edificaciones de concreto armado. Introduce el método de espectro de capacidad, para comparar la curva de capacidad estructural con la demanda sísmica mediante un procedimiento gráfico.

Se fundamente en el análisis pushover para obtener la curva fuerza-desplazamiento y convierte esta curva en un espectro de capacidad (S_a vs S_d), con el fin de superponer el espectro de demanda reducido para determinar el punto de desempeño.

Un enfoque útil en estructuras donde se busca validar la efectividad de un reforzamiento propuesto ante sismos representativos. La Norma, además, contiene información sobre cómo estimar el amortiguamiento equivalente, contenido aplicable a criterios de rehabilitación según el daño esperado.

2.6.2.3. Federal Emergency Management Agency (FEMA)

El FEMA contiene dos normas aplicables a la intervención de estructuras, en primer lugar, la FEMA 274 – NEHRP: Commentary on the Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, una guía complementaria al contenido de la FEMA 273 con fundamento teórico sobre el diseño por desempeño. Contiene contenido teórico sobre capacidad, demanda y desempeño, detalla el uso de espectros de respuesta y curvas pushover e incluye recomendaciones para edificios de concreto, acero y mampostería.

Otra norma complementaria de la FEMA es la FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings en colaboración con la ASCE, convirtiendo el contenido de la FEMA 273 a lenguaje normativo donde se establecen procedimientos como tal para la rehabilitación sísmica de edificaciones existentes mediante diseño por desempeño. En consecuencia, parte de definir el nivel de desempeño estructural y no estructura, establece criterios de aceptación para elementos de concreto, acero y mampostería y propone el uso de análisis no lineal estático (pushover) y dinámico. El FEMA 356 destaca por su apertura a evaluar si el reforzamiento propuesto garantiza seguridad a ocupantes, y si la estructura puede mantenerse operativa.

2.7.3. *Consideraciones normativas para ampliaciones estructurales*

Para realizar ampliaciones estructurales en edificaciones ya existentes se debe llevar a cabo una evaluación rigurosa desde el punto de vista normativo, técnico y funcional. La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, establece la importancia de garantizar compatibilidad estructural, continuidad de elementos resistentes y el cumplimiento de requisitos como regularidad en planta y elevación.

Como lo establece la NEC-SE-RE, toda ampliación debe ser considerada parte de un sistema estructural integral, es decir, los nuevos elementos deben interactuar adecuadamente con la estructura existente, sin discontinuidades que generen concentraciones de esfuerzos o comportamientos sísmicos no deseados. Esta norma específicamente exige la evaluación del impacto de la ampliación sobre la rigidez global, distribución de masas y respuesta dinámica en el edificio ante cargas laterales.

Por otro lado, en la NEC-SE-DS se expone que las ampliaciones deben cumplir criterios de regularidad geométrica y resistencia sísmica. Se deben evitar irregularidades en planta, sean estos retrocesos de esquinas o discontinuidades de diafragma, y también se debe evitar irregularidades en elevación, como pisos blandos o cambios abruptos de rigidez.

Como se estableció, la continuidad de elementos estructurales es un principio fundamental en ampliaciones, por lo que, los nuevos muros, columnas y vigas deben estar conectados correctamente con los elementos existentes. Para ampliaciones verticales como la adición de nuevos niveles se debe verificar en primer lugar que la estructura original tenga la capacidad para soportar cargas adicionales. Se analiza así la cimentación, las columnas y los muros portantes, así como algunas patologías existentes como columna corta, impacto entre edificaciones adyacentes y modificaciones en el centro de masa y rigidez.

CAPÍTULO III.

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Caracterización de la edificación

El bloque FIIA D08 está ubicado en la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí a aproximadamente 150 metros del ingreso 3 de la institución, siendo sus coordenadas geográficas 528219.02 m E y 9894773.16 m S, la Figura 3.1., evidencia la vista aérea de la infraestructura y sus alrededores.



Figura 3.1. Ubicación del bloque FIIA D08 (Google Earth)

El edificio cuenta con una estructura de hormigón armado, y un sistema estructural compuesto únicamente por columnas, pues la infraestructura solo cuenta con una planta. Sus instalaciones alojan estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil y la carrera de Ingeniería Eléctrica de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura, contando actualmente con 7 aulas, 4 laboratorios, sala de profesores y oficinas administrativas. En la Figura 3.2. se aprecia el edificio desde el exterior.



Figura 3.2. Vista exterior del bloque FIIA D08 (Autor)

3.2 Revisión documental de informes

Se procedió a la revisión documental de ensayos realizados por estudiantes de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, que se llevaron a cabo con la finalidad de evaluar el estado estructural del edificio de la carrera.

3.2.1. *Informe de esclerometría*

El desarrollo del ensayo de esclerometría se desarrolló con éxito en las instalaciones del bloque FIIA D08, como lo establece la Figura 3.3.



Figura 3.3. Desarrollo del ensato de esclerometría (autor)

			3 9	3 8	4 7	3 5									
I7	Pulida con abrasiv a	Digital Schmid t	3 7	4 0	3 2	3 5	40	31	34.8 3	0	0	35	27.5	207	20.5
			3 7	3 1	3 4	3 4									
			3 5	3 4	3 6	3 3									
H1	Pulida con abrasiv a	Digital Schmid t	4 8	4 7	4 0	4 5	52	36	44.6 7	0	0	44	41.2	300.3	30.6
			5 2	4 6	4 5	3 6									
			4 7	4 4	3 8	4 8									
R7	Pulida con abrasiv a	Digital Schmid t	2 3	2 4	2 2	2 0	29	16	23.3 3	0	0	25	13.7	104	10.2
			2 8	2 6	1 7	2 7									
			2 6	2 9	2 2	1 6									
Q7	Pulida con abrasiv a	Digital Schmid t	3 2	3 1	3 2	3 6	41	30	32.5	0	0	32	23.3	175.4	17.3
			3 0	3 1	3 1	4 1									
			3 2	3 1	3 1	3 2									
N7	Pulida con abrasiv a	Digital Schmid t	4 0	3 6	4 2	3 8	48	36	40.5	0	0	40	34.3	257.7	25.5
			4 1	4 0	4 2	3 7									
			4 8	4 3	4 0	3 9									
D7	Pulida con abrasiv a	Digital Schmid t	4 3	3 7	3 2	3 3	43	29	35.0 8	0	0	35	27.5	207.7	20.5
			3 7	3 8	3 2	2 9									
			3 7	3 1	3 9	3 3									

PROMEDI 25.1 187.9 18.7
O 8 9 3

De la misma forma, para el análisis de los resultados se tomó en cuenta una media entre datos de columnas interiores como lo establece la Tabla 2. a la que, a su vez, se les aplicó una regresión lineal a los resultados para mejorar la precisión.

Tabla 2. Resultados del ensayo de esclerómetro en columnas interiores. (Elaborado por autor)

Área de ensayo	Características de la superficie	Tipo de Martillo	Lecturas				Máx.	Mín.	Lectura Promedio	Corr. Angular o de	Corr. por Humedad	Rebotes prom.	f'c (tabla de resistencia del esclerómetro)	Corr. 1 (r2=0,7437)	Corr. 1 (r2=0,7437)
									Ro	ΔR	ΔRw	R	Mpa	kg/cm2	Mpa
H6	Pulida con abrasiva	Digital Schmidt	39635	3713	355	4031	41	33	36.92	0	0	37	30.4	228.2	22.6
A3	Pulida con abrasiva	Digital Schmidt	293733	3252	4153	4042	42	29	35.92	0	0	35	27.5	212.1	20.5
G5	Pulida con abrasiva	Digital Schmidt	394233	33739	3503	3489	42	33	36.83	0	0	37	30.4	227.4	22.6
I5	Pulida con abrasiva	Digital Schmidt	2835	3300	4313	3210	43	28	34.42	0	0	34	25.5	200.6	19
O3	Pulida con abrasiva	Digital Schmidt	302939	3449	4389	3341	44	29	37	0	0	38	31.4	238.1	23.4

			2 4	2 8	2 9	2 5									
M3	Pulida con abrasiv a	Digital Schmid t	3 6	3 9	4 4	4 2	44	29	35.5 8	0	0	35	27.5	205.3	20.5
			3 4	3 4	3 2	3 3									
			3 4	2 9	3 6	3 4									
PROMEDI													27.8	212.1	20.7
O													5	6	2

De esta forma, se evidencia que las columnas exteriores actualmente presentan una resistencia a la compresión aproximada de 19 MPa y las interiores de 21 MPa, una hipótesis en base a los resultados es que la resistencia a la compresión se ha visto afectada por condiciones del exterior, así como patologías en la estructura, perdiendo la resistencia inicial.

3.2.2. Informe de detección de aceros

Para su uso, el pachómetro debió ser previamente calibrado, así mismo, la superficie de estudio se limpió. El proceso se desarrolló deslizando el pachómetro por el elemento e identificando la posición de varillas y estribos con la señal del equipo, marcando los puntos donde se detectan barras, el trabajo se evidencia en la Figura 3.4.



Figura 3.4. Desarrollo del ensayo de pachometría. (Autor)

De esta forma, se obtuvo el esquema del armado de la columna, mismo que se aprecia en la Figura 3.5.

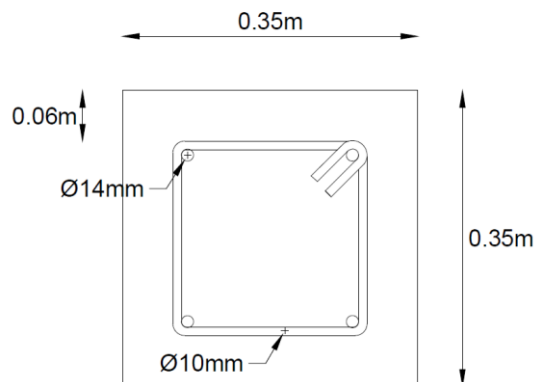


Figura 3.5. Armado de columnas. (Elaborado por autor)

Se evidencia un armado de columna general de 0.35x0.35 m, con varillas de diámetro 14 mm y estribos de diámetro 10 mm y una separación aproximada de 15 cm entre varilla y varilla.

3.2.2.3. Informe geotécnico

Para la caracterización del suelo del bloque FIIA D08, estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil llevaron a cabo el Ensayo SPT fuera de las instalaciones de la edificación, donde se llevó a cabo una primera perforación, y posterior extracción de muestras a los 0.60 m, 1.00 m, 2.00 m, 3.00 m y 3.50 m; del mismo modo, se realizó una segunda perforación y toma de muestras a las profundidades de 0.70 m, 1.00 m, 1.40 m, 2.00 m, 2.45 m, 3.00 m y 3.50 m, podemos ver el desarrollo del ensayo SPT en la Figura 3.6. a continuación.



Figura 3.6. Desarrollo del ensayo SPT. (Autor)

Las tablas con el contenido del Ensayo SPT, se encuentran en el Anexo D., y a continuación se aprecia la estratificación del suelo, en la Figura 3.4.:

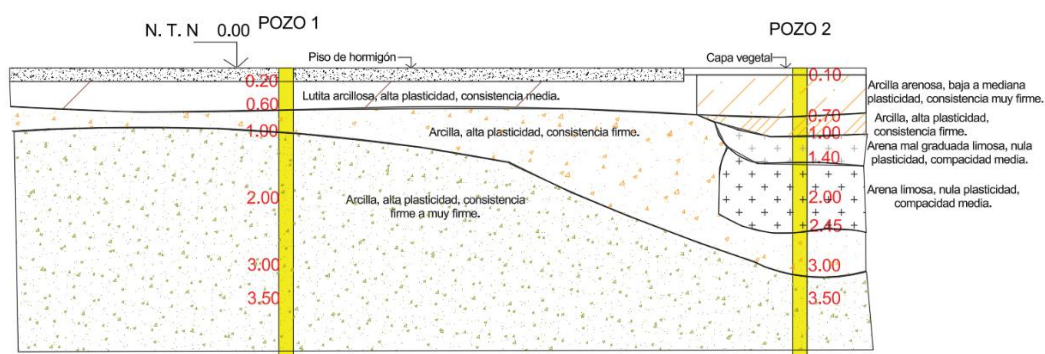


Figura 3.7. Diagrama de Perfil Estratigráfico del Suelo (Carrera de Ingeniería Civil, CONSULJOC S.A).

Se aprecian estratos con características de comportamiento diferentes, predominando suelos arcillosos, limos y arenas. Al existir arcillas de alta plasticidad se destacan retos en capacidad de carga y asentamiento.

Partiendo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, capítulo NEC-SE-GC: Geotecnia y cimentaciones y complementando con la NEC-SE-DS: Peligro sísmico, y tomando en cuenta la presencia predominante de arcillas de alta plasticidad (CH) y limos orgánicos (MH,

ML) y estratos con alto porcentaje de finos se dice que el suelo del bloque FIIA D08 entra en una categoría D, definido como “suelo cohesivo con baja resistencia al corte y baja velocidad de onda de corte” requiriendo especial atención en el diseño, por su susceptibilidad a amplificaciones sísmicas y asentamientos diferenciales.

3.2.2.4. Caracterización de la cimentación

Para definir la sección de la cimentación se realizó una calicata, definida como una excavación de profundidad pequeña a media para realizar una inspección del suelo. Es una técnica sencilla, ágil y de resultados sólidos, además de no resultar ser invasiva, la excavación se evidencia en la Figura 3.8.



Figura 3.8. Excavación para la caracterización de la cimentación. (Autor)

Para su ejecución, se realizó una excavación hasta llegar a una profundidad de 96 cm, resultado de esto se pudo observar la cimentación de la estructura, tomando las medidas para esquematizarla en la Figura 3.5. y en la Figura 3.6.

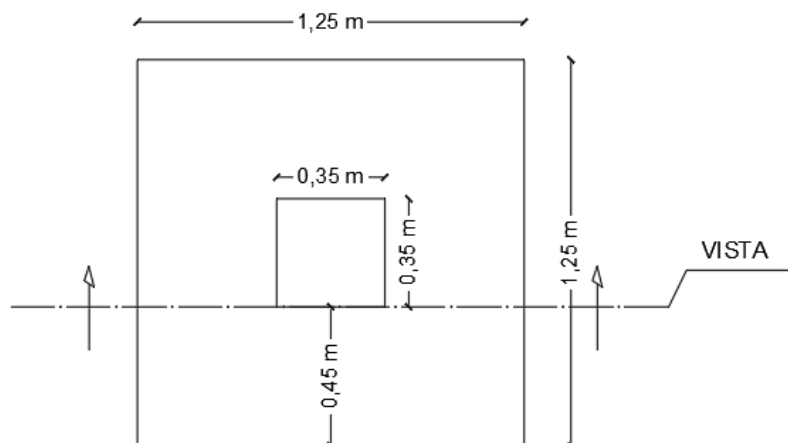


Figura 3.9. Esquema de la cimentación vista en planta. (Elaborado por autor)

HUELLA = 20 cm
 CONTRAHUELLA = 20 cm
 RIOSTRA = 60 cm

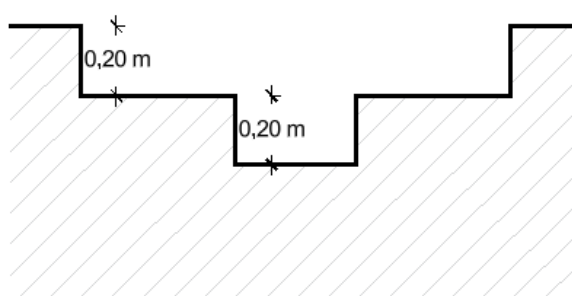


Figura 3.10. Esquema de la cimentación vista frontal (Elaborado por autor)

Se evidencia una cimentación pequeña, de 1.25x1.25 para el tipo de estructura que soporta, lo que puede conllevar a asentamientos en caso de agregar nuevas cargas a la edificación.

3.2.3. *Revisión documental de planos*

A través de revisión bibliográfica, se solicitó a la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, los planos del bloque FIIA D08, los cuales se aprecian en el Anexo E., es importante

destacar que estos planos contienen información de todo el edificio que incluye el bloque de Ingeniería Eléctrica, y el bloque de estudio.

El bloque FIIA D08 cuenta con 18 ejes en el sentido X y 6 ejes en el sentido Y, a partir del eje R existe una junta que es la que une la estructura actual con una ampliación que se realizó años más adelante. A partir de la revisión de planos se realiza un análisis de las características estructurales que debe cumplir la propuesta de ampliación y reforzamiento para que funcione de manera armónica con las condiciones actuales de la edificación.

3.3 Técnica de reforzamiento

3.3.1. *Encamisado de columnas*

La técnica de encamisado de columnas consiste en un refuerzo estructural aplicado a los elementos verticales de hormigón armado que presentan deficiencias en su capacidad resistente, a través del encamisado se incrementa la rigidez, la resistencia a la compresión y su capacidad de absorber energía, mejorando el desempeño de columnas existentes.

Se calcula la necesidad de recubrimiento a partir de las solicitaciones de la estructura, por lo que, en primera instancia, se modela la edificación sin el encamisado para poder evaluar su respuesta, para luego, proponer el refuerzo a través del aumento de la sección como lo establece la norma.

Esta técnica se justifica mediante un análisis de compatibilidad estructural, viabilidad y costo-beneficio, pues es un recurso muy utilizado en el área de la construcción, sobre todo en zonas críticas con alta susceptibilidad a sismos, donde se ha establecido el criterio general de usar mínimo 10 cm de encamisado por cara, por requisitos normativos de espaciamiento, confinamiento, recubrimiento y ejecución constructiva.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción reconoce el encamisado de columnas como técnica de reforzamiento que establece requisitos mínimos de materiales, adherencia y compatibilidad.

3.3.2. Ampliación de la cimentación

Es fundamental comprobar que la cimentación actual soporte las nuevas solicitaciones de la estructura, a través del ensayo de SPT se ha determinado la capacidad portante del suelo del bloque FIJA D08, mediante el método propuesto por Bowles J. (1997). Se conoce que el número de golpes en el primer estrato es de 27 golpes, se procede a aplicar la fórmula para obtener la carga admisible del suelo:

$$q_{adm} = 1.5 * N60 \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

$$q_{adm} = 1.5 * 27 = 40 \text{ ton/m}^2$$

Teniendo en cuenta el valor de la carga admisible del suelo, se calcula el área de cimentación, por columna.

$$A = \frac{F}{Q_{adm}}$$

Obteniendo el área se determina si la sección de la cimentación actual soporta las nuevas solicitaciones o es necesario ampliar el área de la cimentación.

3.4 Evaluación técnico-económica

Para determinar la factibilidad técnico-económica se propone usar la metodología adaptada de AHP de Saaty (1987) buscando integrar la información obtenida del diagnóstico del bloque FIJA D08 a un esquema de toma de decisiones que nos permita comparar de manera objetiva las alternativas de intervención en la edificación.

El protocolo está basado en los principios de vulnerabilidad sísmica establecidos, y los datos obtenidos a través de la revisión documental, constituyendo una base técnica para la estructura de la matriz multicriterio, considerando aspectos económicos, sociales y normativos, así la vulnerabilidad no se analiza de manera aislada, sino como detonante para la priorización de intervenciones.

3.4.1. Selección de criterios de evaluación

Para el diseño del protocolo se deben analizar cuatro dimensiones fundamentales que integran tanto la vulnerabilidad técnica como la factibilidad técnico-económica y operativa de la edificación.

Seleccionar los criterios adecuados responde a la necesidad de evaluar la reducción efectiva de la vulnerabilidad que cada alternativa ofrece, así como establecer la viabilidad integral desde un punto de vista técnico, económico y funcional.

3.4.1.1. Criterios técnicos

Los criterios técnicos para tomar en cuenta en el protocolo multicriterio parten del nivel de vulnerabilidad estructural, a partir del puntaje FEMA P-154 y complementado con la resistencia promedio del concreto que estableció la esclerometría.

Se toma en cuenta, además, la condición de la cimentación y el suelo, basados en los resultados de SPT y los diferentes ensayos que se aplicaron.

Se debe considerar, por otro lado, el comportamiento estructural, definido a través del modelado de la estructura antes y después de la intervención

3.4.1.2. Criterios económicos

En la selección de criterios, debe expresarse el costo relativo de intervención vs reconstrucción, como porcentaje del costo de una edificación nueva. Además, los costos

indirectos asociados, como la suspensión parcial de actividades, medidas de seguridad y logística de obra.

3.5.1.3. Criterios sociales y operativos

Es fundamental considerar el tiempo estimado de intervención, es decir, los meses requeridos para ejecutar la obra según la magnitud de la alternativa, incidiendo también en el grado de afectación al uso educativo durante la obra, en otras palabras, su impacto en la continuidad académica.

3.5.1.4. Normativa

Se consideran criterios como el cumplimiento de la NEC-SE y NEC-SE-RE para reforzamiento y reconstrucción y la compatibilidad con estándares internacionales como ASCE 41 o la ya aplicada, FEMA P-154 para garantizar seguridad y desempeño sísmico.

3.4.2. Definición de indicadores y escalas

Cada criterio se traduce en indicadores cuantitativos o cualitativos normalizados para facilitar su comprensión en la matriz multicriterio, las escalas adoptadas permiten reflejar la condición de la edificación y la efectividad esperada para cada alternativa, la Tabla 3. nos establece cómo quedan definidos los indicadores con sus respectivas escalas.

Tabla 3. Indicadores y escalas. (Elaborado por autor)

Criterio	Indicador	Unidad	Escala original	Normalización
Nivel de vulnerabilidad estructural	Puntaje FEMA P-154 + f'c esclerómetro	0 – 100	0 (peor) – 100 (mejor)	/100
Condición de cimentación y suelo	Factor de confiabilidad geotécnica (SPT)	0 – 1	0 (malo) – 1 (bueno)	-
Análisis estructural	Juicio técnico basado en	Alta / Media / Baja	Alta = 3; Media = 2; Baja = 1	(valor - 1) / 2

	modelado de ETABS			
Costo relativo de intervención	% respecto al costo de reconstrucción	0 – 100 %	0 (mejor) – 100 (peor)	$(100 - \text{valor}) / 100$
Costos indirectos	Nivel de afectación económica secundaria	Alto / Medio / Bajo	Bajo = 1; Medio = 2; Alto = 3	$(3 - \text{valor}) / 2$
Tiempo estimado de obra	Meses de intervención	Número entero	Menor = mejor	$(\text{Max} - \text{meses}) / (\text{Max} - \text{Min})$
Impacto en continuidad académica	Nivel de afectación a las actividades	Bajo / Medio / Alto	Bajo = 1; Medio = 2; Alto = 3	$(3 - \text{valor}) / 2$
Cumplimiento normativo NEC	Grado de cumplimiento	Cumple / Parcial / No cumple	Cumple = 3; Parcial = 2; No cumple = 1	$(\text{valor} - 1) / 2$

La matriz multicriterio cuenta con indicadores cuantitativos como el puntaje del FEMA para poder integrarse de manera correcta a la matriz multicriterio, por otro lado, los indicadores cualitativos se transformarán en escalas ordinales, en la mayoría de los casos del 1 al 3, para el análisis comparativo.

Este punto es clave porque cada criterio mide cosas distintas, pero a través de este proceso se convierten en valores comparables en una misma escala. De otra forma, un criterio podría dominar la decisión frente a otro solo por su magnitud numérica, sin reflejar la relevancia relativa. La normalización nos permite establecer todas las medias como valores adimensionales, equilibrando la influencia de cada criterio y permitiendo que los pesos sean asignados de forma justa.

3.4.3. Ponderación de criterios

Para ponderar los criterios es fundamental partir de la matriz de comparación por pares donde cada criterio se compara frente a los demás asignando valores según la escala de Saaty (1 = igual importancia, 3 = moderadamente más importante, 5 = fuertemente más importante, etc.) Resultando en una matriz cuadrada donde la diagonal principal es 1 y la posición (i, j) es el recíproco de la posición (j, i), tal y como lo establece la Tabla 4.

Tabla 4. Matriz de comparación por pares. (Elaborado por autor)

Criterios	Técnicos	Económicos	Sociales	Normativos
Técnicos	1	3	5	7
Económicos	1/3	1	3	5
Sociales	1/5	1/3	1	3
Normativos	1/7	1/5	1/3	1

Se procede a normalizar la matriz, sumando cada columna y a cada elemento de la matriz se lo divide por la suma de su columna correspondiente como lo establece la Tabla 5.

Tabla 5. Normalización de matriz. (Elaborado por autor)

Criterios	Técnicos	Económicos	Sociales	Normativos
Técnicos	0.597	0.662	0.536	0.438
Económicos	0.199	0.221	0.321	0.313
Sociales	0.119	0.074	0.107	0.188
Normativos	0.085	0.044	0.036	0.063

Para el cálculo del vector pesos se calcula el promedio de cada fila de la matriz normalizada, así se obtiene el peso relativo de cada criterio, se observa en la Tabla 6.

Tabla 6. Vector de pesos. (Elaborado por autor)

Criterios	Peso
Técnicos	0.558

Económicos	0.263
Sociales	0.122
Normativos	0.057

En la Figura 3.11. se puede apreciar en que magnitud actúa cada criterio según su peso.

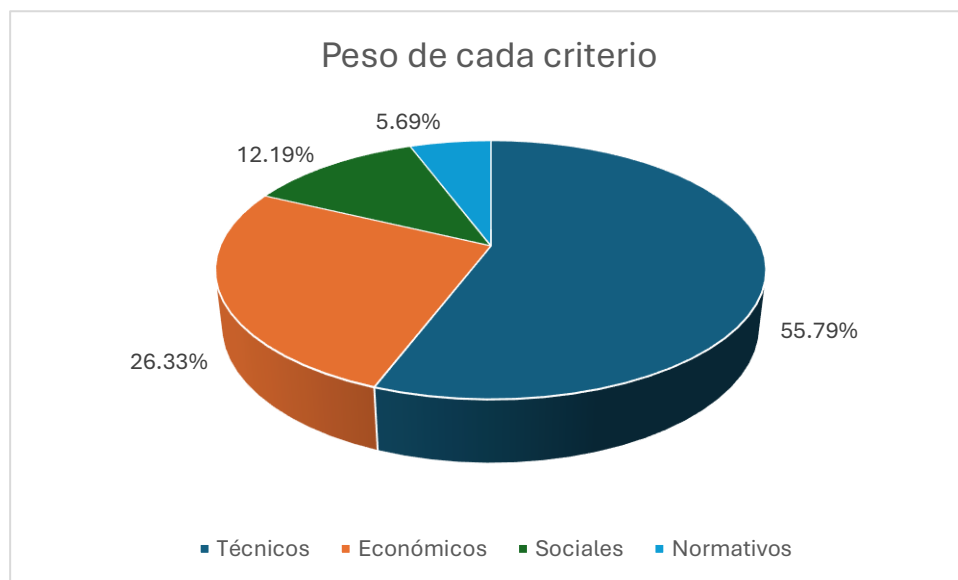


Figura 3.11. Peso para cada criterio (Elaborado por autor)

A partir de este análisis se ingresan los insumos con la puntuación, según los indicadores y se obtiene así el ranking de alternativas.

CAPÍTULO IV.

RESULTADOS

4.1 Evaluación del estado actual de la edificación

4.1.1. Inspección visual

Para la inspección visual se usó el formulario de detección visual rápida de vulnerabilidad sísmica para edificaciones del FEMA P-154, para lo que es necesario caracterizar la región sísmica en la que se encuentra, a partir de los datos del Anexo A., dando como resultado la Figura 4.1. del Espectro de Diseño, donde se encuentra el valor de S_s y S_1 .

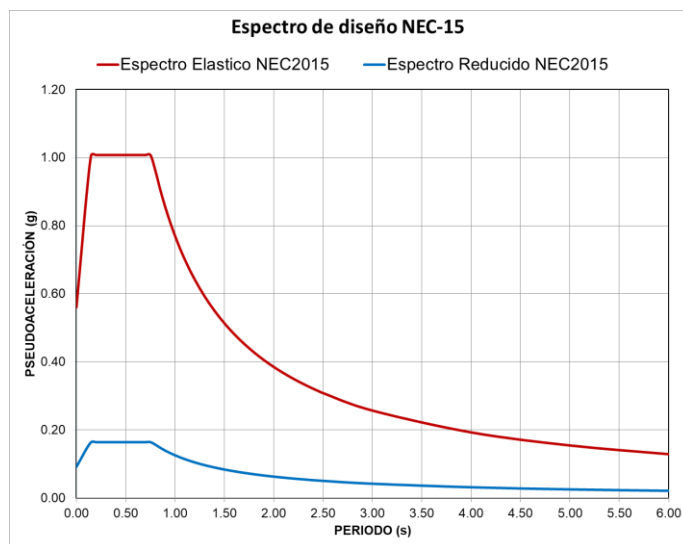


Figura 4.1. Espectro de diseño NEC-15 (Autor en base a (Páez, 2024))

A partir de los valores del espectro se determina S_s y S_1 como lo establece la Tabla 7.

Tabla 7. Espectro para análisis dinámico. (Elaborado por autor)

ESPECTRO PARA ANÁLISIS DINÁMICO		
	Elástico	Reducido
T	Sa	Sa
seg.	(g)	(g)
0.000	0.560	0.091

0.050	0.721	0.117
0.100	0.883	0.143
0.150	1.008	0.164
0.200	1.008	0.164
0.250	1.008	0.164
0.300	1.008	0.164
0.350	1.008	0.164
0.400	1.008	0.164
0.450	1.008	0.164
0.500	1.008	0.164
0.550	1.008	0.164
0.600	1.008	0.164
0.650	1.008	0.164
0.700	1.008	0.164
0.750	1.008	0.164
0.800	0.962	0.156
0.850	0.905	0.147
0.900	0.855	0.139
0.950	0.810	0.132
1.000	0.769	0.125
1.050	0.733	0.119
1.100	0.699	0.114

De esta forma los valores son:

Ss: 1.008

S1: 0.769

Contrastando estos valores con la Tabla 8. de Región sísmica en función de la aceleración, se puede caracterizar nuestra región como Muy Alta.

Tabla 8. Región sísmica a partir de aceleración espectral (FEMA, 2015)

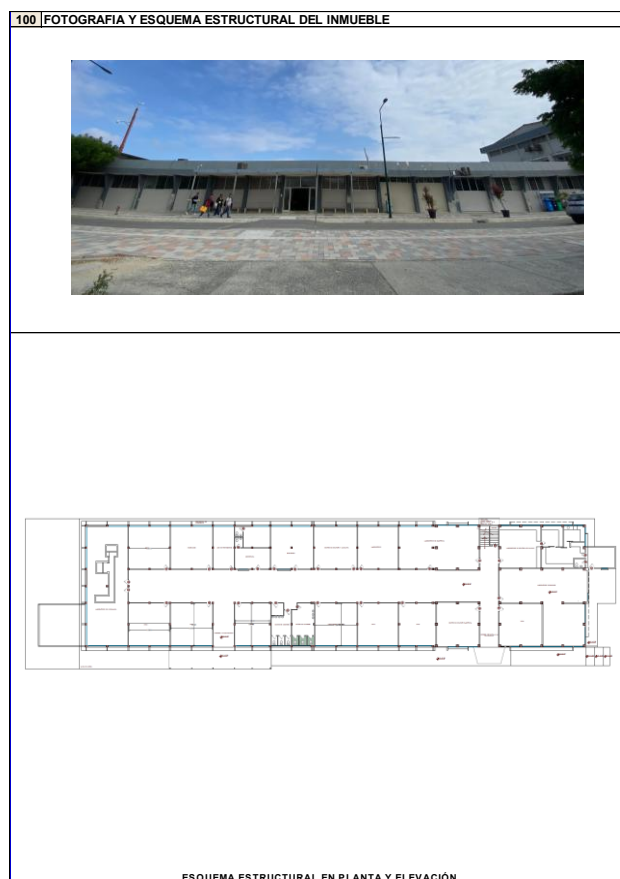
Región sísmica	Respuesta de aceleración espectral, Ss (Periodo corto, o 0.2 segundos)	Respuesta de aceleración espectral, S1 (period largo, o 1.0 segundos)
Baja	$Ss < 0.250g$	$S1 < 0.10g$

Moderada	$0.250g \leq S_s < 0.50g$	$0.100g \leq S_1 < 0.200g$
Moderadamente alta	$0.500g \leq S_s < 1.00g$	$0.200g \leq S_1 < 0.400g$
Alta	$1.000g \leq S_s < 1.50g$	$0.400g \leq S_1 < 0.600g$
Muy alta	$S_s \geq 1.500g$	$S_1 \geq 0.600g$

Al caracterizar nuestra región sísmica como muy alto, se usa el formulario correspondiente que se puede apreciar de forma completa en el Anexo B., y que se desglosa a continuación:

En la Tabla 9. se observa la primera sección del formulario de detección visual que incluye la fotografía y el esquema estructural de la edificación, que incluye el plano arquitectónico del bloque actualmente.

Tabla 9. Fotografía y esquema estructural del esquema (FEMA P-154)



La segunda sección, adjunta en la Tabla 10. que incluye los datos generales de la edificación, donde destaca el área de construcción o los años de construcción, y el ítem de “adiciones” pues el bloque FIIA D08 tuvo una construcción adyacente que corresponde a la carrera de Ingeniería Eléctrica de la misma Facultad.

Tabla 10. Datos de edificación (FEMA P-154)

101	DATOS EDIFICACIÓN			
102	Nombre de la Edificación:		Bloque FIIA D08 de la Carrera de Ingeniería Civil	
103	Dirección:		Av. Circunvalación - Via San Mteo	
104	Sitio de referencia:		Facultad de Ingeniería	105 Código Postal
106	Tipo de uso:		Educativo	130214
107	Latitud:		-0.95165	108 Longitud:
107A	Zona:	107B Norte:	9894807.00 m S	108A Este:
109	Ss:	1.008		528247.00 m E
110	S1:		0.769	
111	DATOS DEL PROFESIONAL			
112	Nombre del evaluador:		José Luis Zambonino López	
113	Cédula del evaluador		1315901999	115 Fecha
114	Registro SENESCYT			Junio 11 del 2025
116	Hora:		11:00 am	
117	DATOS CONSTRUCCIÓN			
118	Numero de Pisos:			
119	Sobre el Suelo		1 piso	120 Bajo el Suelo
121	Año de construcción:		40 años	0 pisos
122	Código Año:			122 Área de Construcción
123	Adiciones:		Ninguna	1210 m2
124	Adiciones:		Ninguna	124 Año(s) Remodelación:
			SI ☒	125 Número de Predio
				126 Clave Catastral
				1-17-43-05-000

La tercera sección del formulario de detección visual rápida de vulnerabilidad está descrita en la Tabla 5. incluyendo información sobre el uso de la edificación, el tipo de suelo, los riesgos geológicos, que en el caso del bloque FIIA D08 no son altos, y las irregularidades, destacando el tipo “adiciones” considerando la construcción adyacente como lo establece el Manual de procedimiento administrativo y técnico para la evaluación de las edificaciones de propiedad del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

Tabla 13. Parámetros calificativos de la estructura (FEMA P-154)

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
					(MRF)	(BR)	(LM)	(RC SW)	(URM ING)	(MRF)	(SW)	(URM INF)	(TU)		(FD)	(RD)		
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	-0.7	-0.8	-0.6	-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
404C	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	CÓDIGO 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 D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
406C	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
406D	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						

Como lo establece el manual de procedimiento administrativo y técnico para la evaluación de las edificaciones de propiedad del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, se compara el puntaje final de la vivienda con el puntaje mínimo según la tipología del sistema estructural, al ser el puntaje final de 0.6 y el Mínimo de 0.3 se toma en cuenta las consideraciones de la Tabla 14.

Tabla 14. Consideración en base al puntaje final del FEMA P-154. (Elaborado por autor)

PUNTAJE FINAL	CONSIDERACIÓN	SELECCIÓN (marcar con x)
NIVEL 1: SL1 < Smin	ALTA VULNERABILIDAD, REQUIERE EVALUACIÓN ESPECIAL	
NIVEL 1: SL1 = Smin	MEDIANA VULNERABILIDAD	
NIVEL 1: SL1 > Smin	BAJA VULNERABILIDAD	x

Se considera así, que la edificación, a pesar de sus años, cuenta con baja vulnerabilidad sísmica, por el tipo de suelo donde se asienta y por ser una estructura de una sola planta, es importante considerar que en los parámetros calificativos no se consideran aspectos como la condición actual de los elementos estructurales, que puede ser determinante para la evaluación de su vulnerabilidad sísmica.

En el Anexo C. se puede apreciar el formulario de detección visual rápida de vulnerabilidad sísmica para edificaciones con todos los datos que corresponden a nuestra infraestructura.

4.2 Alternativa de ampliación

Para el cálculo del reforzamiento estructural del bloque FIIA D08 es esencial realizar un esquema detallado de las cargas que van a actuar sobre las columnas y cimentación existente, por lo que se propone prediseñar una planta adicional en hormigón armado, siguiendo los ejes de la estructura original, y proponiendo una nueva distribución de espacios, tal y como lo establece la Figura 4.2.

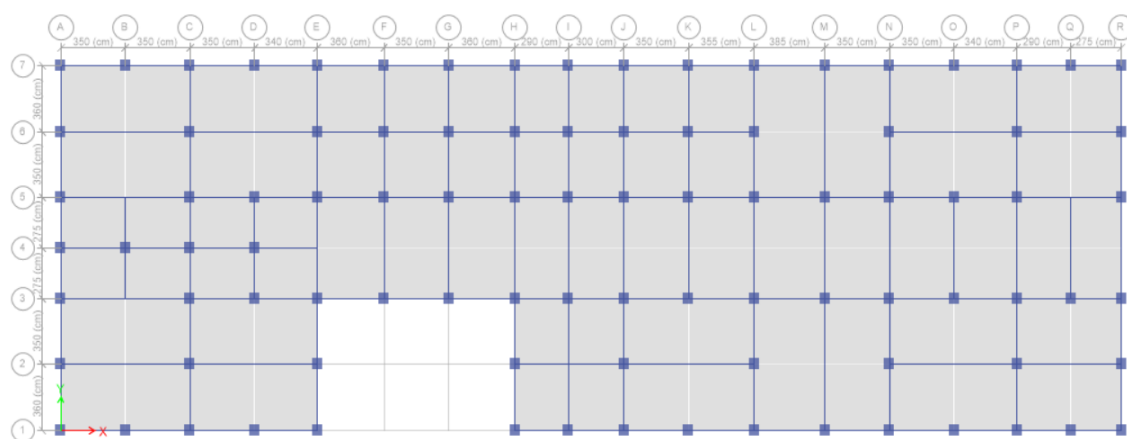


Figura 4.2. Vista en planta de la propuesta de segundo piso para el bloque FIIA D08 (Autor)

A partir del esquema de la Figura 4.2. se calculan las dimensiones provisionales para los elementos estructurales de la segunda planta.

4.2.1. *Metrado de cargas*

Para partir con el predimensionamiento de los elementos de la segunda planta se empieza con la consideración de la sobrecarga de acabados como mampostería, enlucidos y recubrimientos. En el Anexo F. se encuentra un detalle de las consideraciones de cada elemento

para el Piso 1 y el Piso 2 respectivamente, y en la Tabla 15. se nos refleja el total de sobrecarga de acabados para cada piso.

Tabla 15. Sobrecarga de acabados para Piso 1 y Piso 2. (Elaborado por autor)

Sobrecarga de acabados	
Piso 1	390.00 kgf/m ²
Piso 2	260.00 kgf/m ²

4.2.2. *Predimensionamiento de losa*

Se realiza un cálculo preliminar del espesor mínimo necesario para una losa de concreto, utilizando una fórmula que considera la longitud libre de la losa (ℓ_n), el esfuerzo de fluencia del acero (f_y), y un coeficiente β relacionado con las condiciones de apoyo. Se calcula el valor de H_{min} y H_{min} basado en la normativa ecuatoriana (NEC) adoptando un espesor de 20 cm, lo cual cumple con ambos criterios y proporciona un margen de seguridad estructural. La información es descrita en la Tabla 16.

Tabla 16. Detalle del predimensionamiento de Losa. (Elaborado por autor)

Fórmula (Norma Técnica E.060 de Concreto Armado)	Espesores
$h = \frac{\ell_n + (0.8 * \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta}$	$H_{min} = 17.84681818$
	$H_{min} \text{ NEC} = 19.09090909$
	$H = 20 \text{ cm}$

4.2.3. *Predimensionamiento de columnas*

El predimensionamiento de las columnas parte de la definición de las solicitaciones, descritas en la Tabla 17.

Tabla 17. Solicitaciones para el predimensionamiento de columnas. (Elaborado por autor)

Solicitaciones	Valor [kgf/m ²]
----------------	-----------------------------

Losa Aligerada H=20 cm	375
Acabados de cubierta	260
Acabados en interiores	390
Viva interior	480
Viva cubierta no accesible	70
Vigas y columnas	712.5

A partir de las solicitudes, se definen las secciones preventivas de columnas, descritas en la Tabla 18.

Tabla 18. Predimensionamiento de columnas. (Elaborado por autor)

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS									
Piso	Área tributaria (m ²)	Carga distribuida (kgf/m ²)	Carga axial por nivel (kgf)	P _u (kgf)	A _g (cm ²)	Lado (cm)	b ₁ (cm)	b ₂ (cm)	A _{g,dis} (cm ²)
1	28.79	2541.00	73155.39	122933.30	961.92	35.00	35	35	1225
2	28.79	1729.00	49777.91	49777.91	389.50	20.00	30	30	900

4.2.4. Predimensionamiento de vigas

El predimensionamiento de vigas se desarrolló estimando dimensiones mínimas para garantizar un comportamiento estructural adecuado. Se consideraron parámetros como la longitud libre de la viga, el ancho mínimo (b_{min}) y el alto mínimo (h_{min}) según la relación L/12, que es una regla práctica común en diseño estructural. La Tabla 19. evidencia lo descrito.

Tabla 19. Predimensionamiento de vigas. (Elaborado por autor)

VIGAS LONGITUDINALES								
Nivel	Longitud (m)	b ₁ (cm)	b _{min} (cm)	h _{min} (cm)	L/12 (cm)	b _{dis} (cm)	h _{dis} (cm)	Relacion h/b
1	7.10	45	34	38	59	30	40	1.33
2	6.30	35	26	34	53	30	40	1.33

4.3 Configuración Estructural Actual

4.3.1. Definición de materiales

Para definir las propiedades de los materiales se parte de los datos establecidos a través de los ensayos realizados, los cuales están establecidos en el capítulo anterior, la Tabla 20, nos muestra un resumen de las propiedades que se le va a aplicar al modelado inicial

Tabla 20. Detalle de materiales. (Elaborado por autor)

f'_c del hormigón	210 kg/cm ²
f_y del acero	4200 kg/cm ²

En la figura 4.3. se encuentra el detalle de los datos ingresados para el hormigón, que tiene una resistencia de 210 kg/cm², los datos adicionales son calculados automáticamente por el software

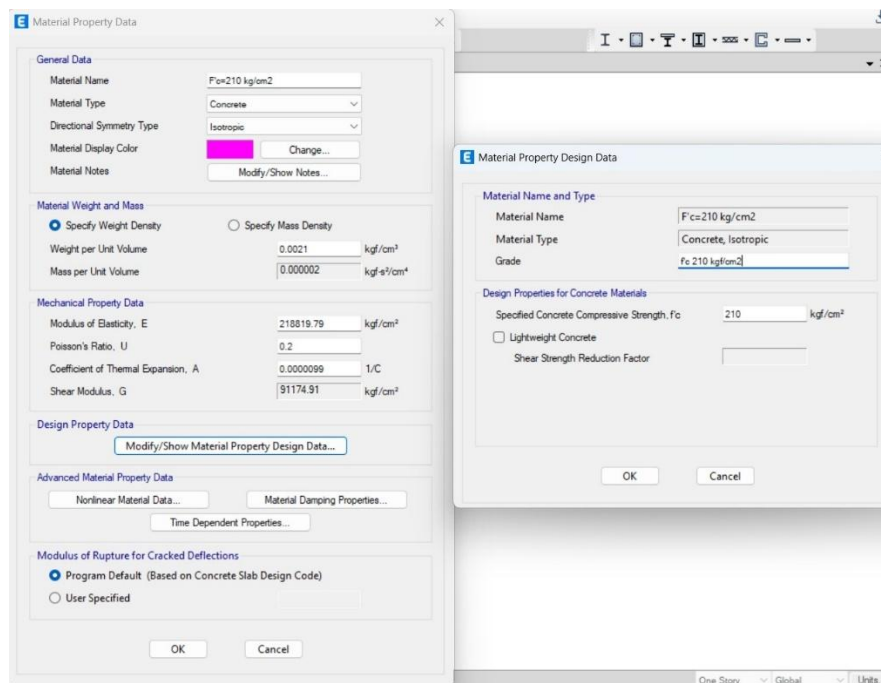


Figura 4.3. Características del hormigón. (Autor)

En la Figura 4.4., se puede observar las características del acero que se ingresaron a ETABS, el cual cuenta con una fluencia de 4200 kg/m², tomando en cuenta que algunas de sus propiedades de diseño fueron mayoradas con coeficientes establecidos en la norma.

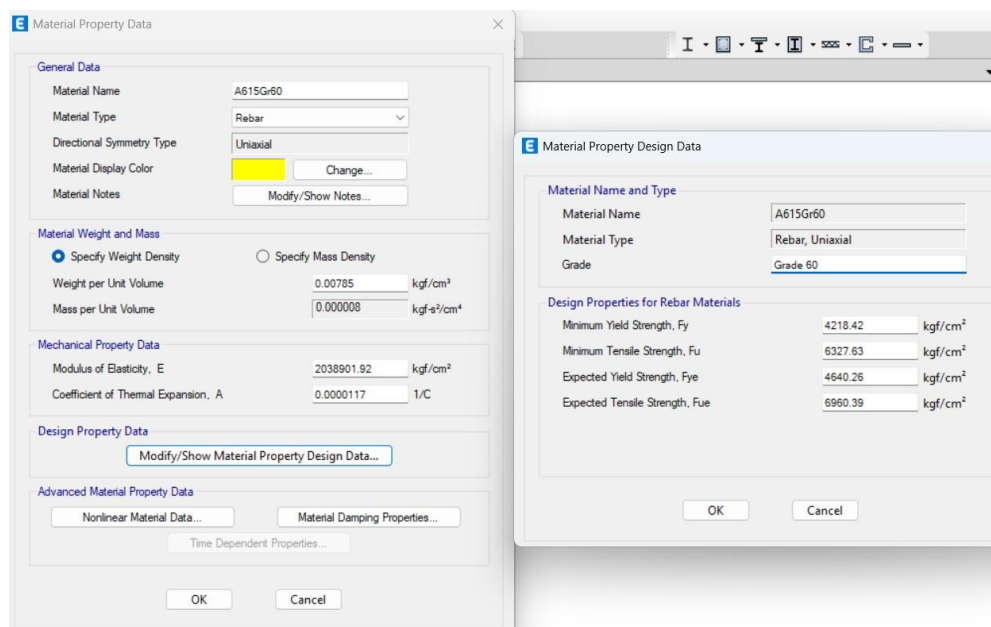


Figura 4.4. Características del acero. (Autor)

4.3.2. Definición de secciones

Para el modelado inicial, las columnas del primer piso conservan las propiedades de la estructura original, mientras que, para el segundo piso, los elementos como vigas, columnas y losa se modelan a partir de los datos del predimensionamiento de la ampliación del Bloque FIIA D08, en la Figura 4.5. se observan las especificaciones de las columnas del primer piso, las cuales cuentan con una sección de 35x35 cm.

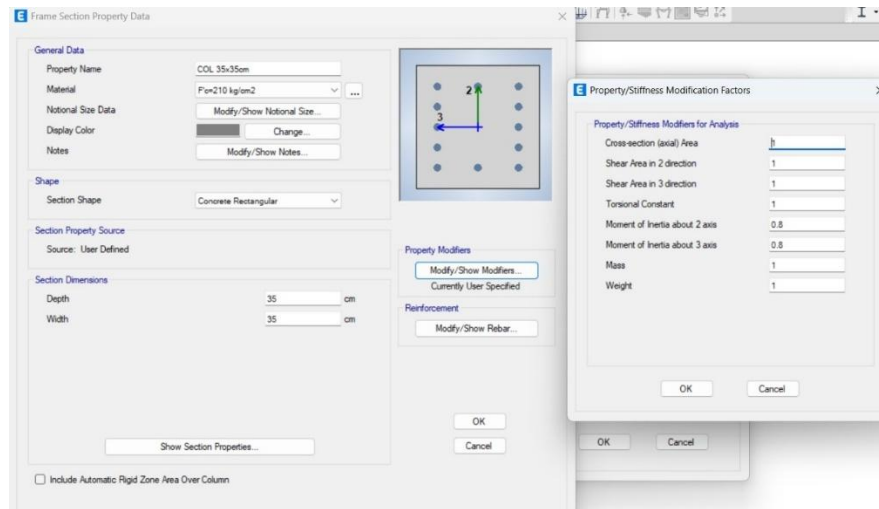


Figura 4.5. Especificaciones para columna de piso 1. (Autor)

En la Figura 4.6. se encuentra el desarrollo de las columnas del segundo piso, cuya sección es de 30x30 cm.

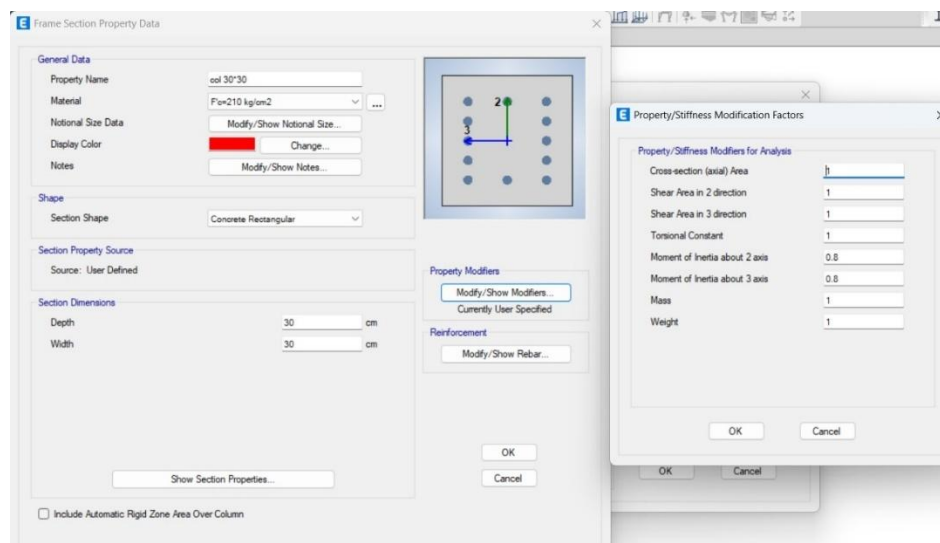


Figura 4.6. Especificaciones para columna de piso 2. (Autor)

En la Figura 4.7. se puede apreciar la programación de la sección de viga longitudinal, siendo esta de 30x40 cm.

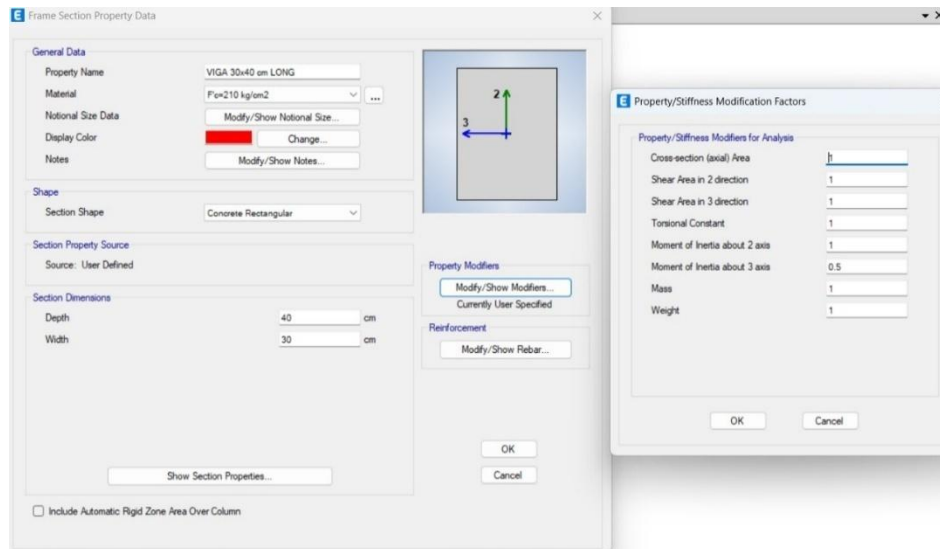


Figura 4.7. Especificaciones para vigas longitudinales. (Autor)

Por otro lado, para las vigas transversales se usó la sección del predimensionamiento de 30x40 cm, lo que se observa en la Figura 4.8.

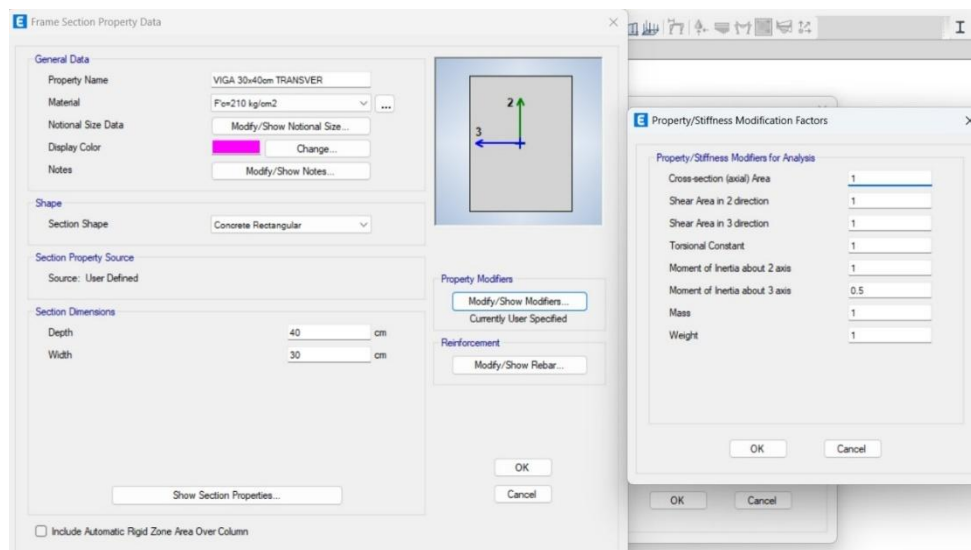


Figura 4.8. Especificaciones para vigas transversales. (Autor)

Finalmente, para el caso de la losa aligerada, se modela como losa maciza equivalente que es igual a un espesor de 14.5 cm, lo que se observa en la Figura 4.9.

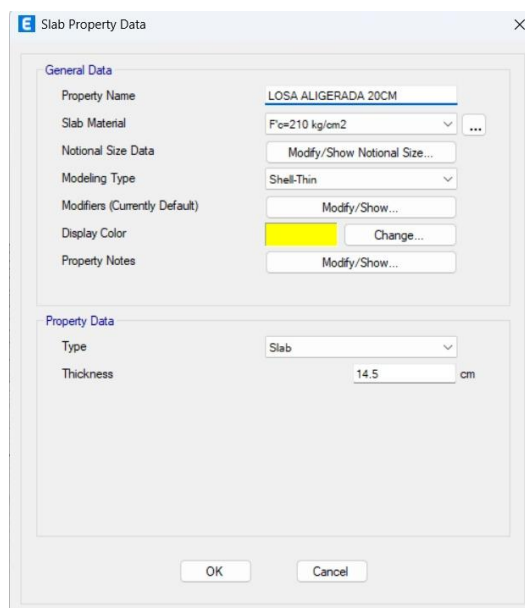


Figura 4.9. Especificaciones para losa. (Autor)

4.3.3. *Detalles del modelo*

Es importante asignar los factores de sismo para el modelado, su cálculo se desglosa en el Anexo G., y en la Figura 4.10 se puede ver cómo se ingresan al software los coeficientes para el Sismo en la dirección X.

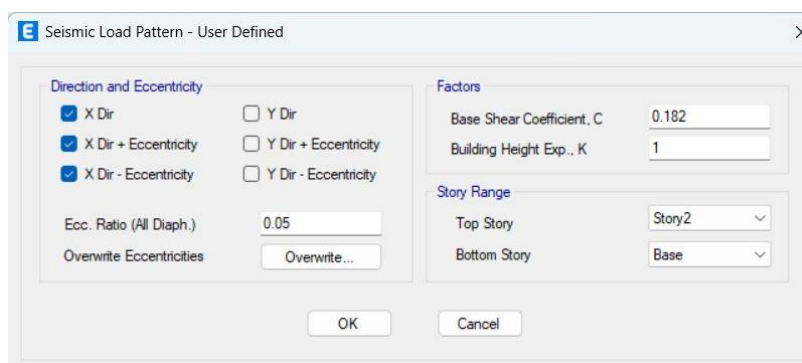


Figura 4.10. Sismo estático en X. (Autor)

En la Figura 4.11. se puede apreciar la configuración utilizada para el Sismo en Y, resaltando los coeficientes utilizados.

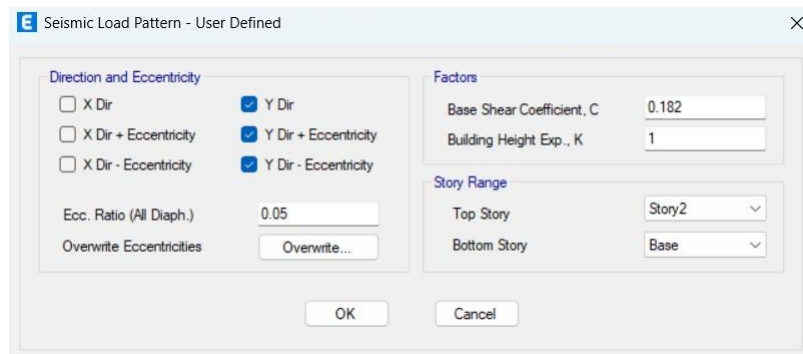


Figura 4.11. Sismo estático en Y (Autor)

En la Figura 4.12. se muestra la asignación del recurso de masa en ETABS, donde se define la fuente de masa considerando la masa propia de los elementos, masa adicional y patrones de carga especificados. Se ajustan los multiplicadores correspondientes para reflejar adecuadamente las cargas gravitacionales en el análisis modal.

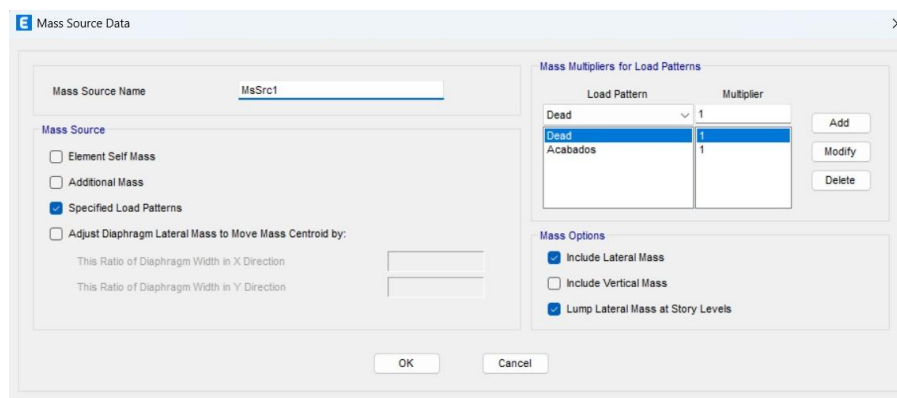


Figura 4.12. Recurso de masa para modelado. (Autor)

Finalmente, se ingresa el espectro de respuesta, que, de la misma forma, es calculado a partir de los datos del Anexo G., se puede apreciar en la Figura 4.13.

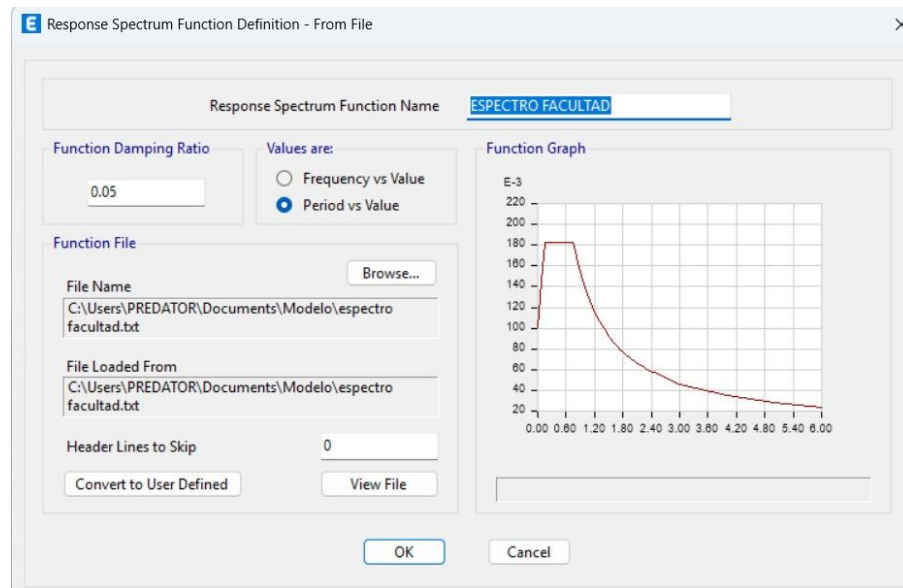


Figura 4.13. Ingreso del Espectro de Respuesta. (Autor)

4.3.4. Comprobación de resultados

Una vez definidos los detalles del modelo se procede a correr el programa para analizar los primeros resultados previo al refuerzo.

4.3.4.1. Derivas con respecto al cortante basal

En la Figura 4.14. se tienen las derivas estáticas del Sismo en X, acompañada de la comprobación para identificar si cumple el criterio normativo de la NEC.

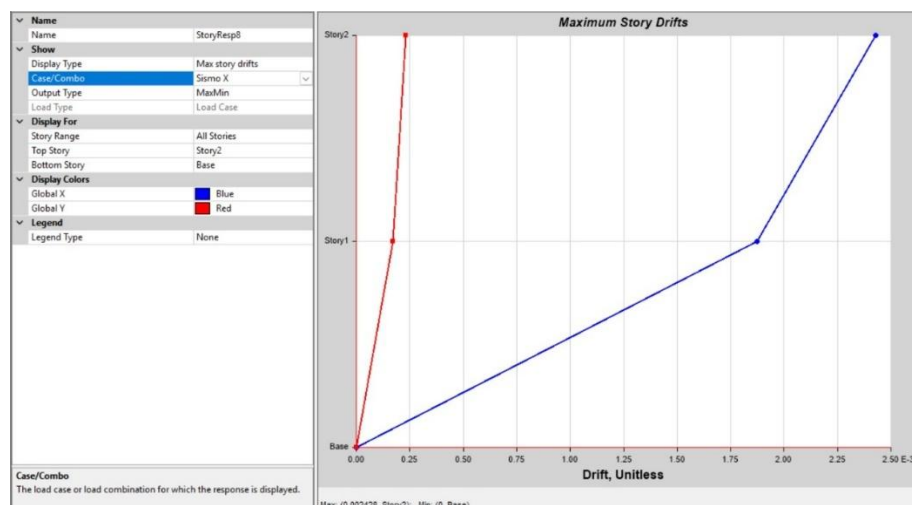


Figura 4.14. Derivas con respecto al cortante basal en Sismo X. (Autor)

Deriva elástica: 0.002428

Deriva inelástica: 1.45%

Cumple con el requerimiento de la NEC.

La Figura 4.15., por otro lado, nos ilustra las derivas estáticas del sismo en Y, y a partir de la proposición adjunta se determina su cumplimiento con la NEC.

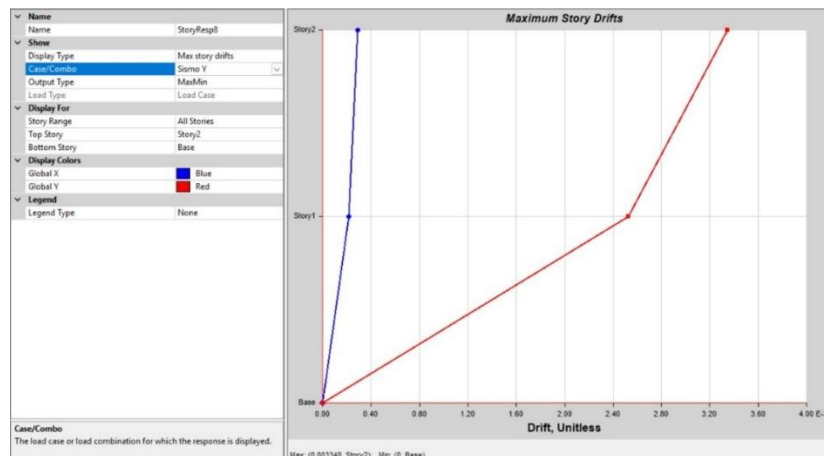


Figura 4.15. Derivas con respecto al cortante basal en Sismo Y. (Autor)

Deriva elástica: 0.003348

Deriva inelástica: 2.0088%

No cumple con el requerimiento de la NEC.

Las derivas con respecto al cortante basal en el sismo Y sobrepasan por poco el requerimiento de 2% que establece la NEC.

4.3.4.2. Derivas con respecto al análisis modal espectral

A partir del ingreso del espectro, se obtienen los datos de las derivas para el espectro X, como lo establece la Figura 4.16., y se procede a realizar la comprobación.

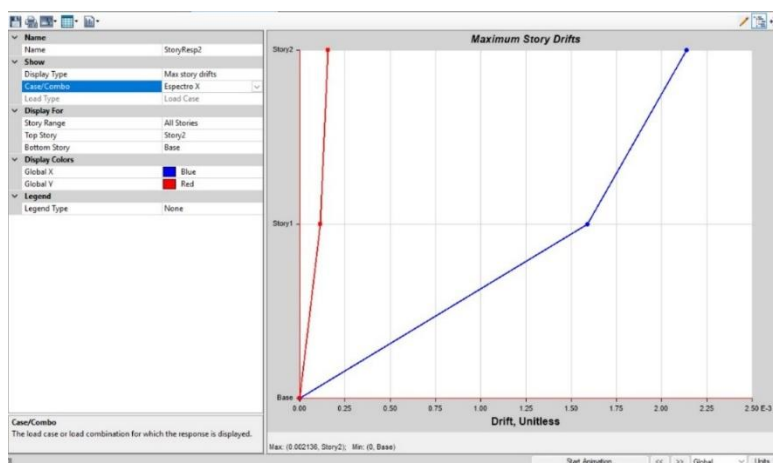


Figura 4.16. Deriva con respecto al análisis modal espectral en eje X. (Autor)

Deriva elástica: 0.002136

Deriva inelástica: 1.258%

Cumple con el requerimiento de la NEC.

Para comprobar derivas en el eje Y, la Figura 4.17. nos muestra las derivas estáticas para el sismo en el mismo eje, con estos datos se realiza la comprobación a continuación.

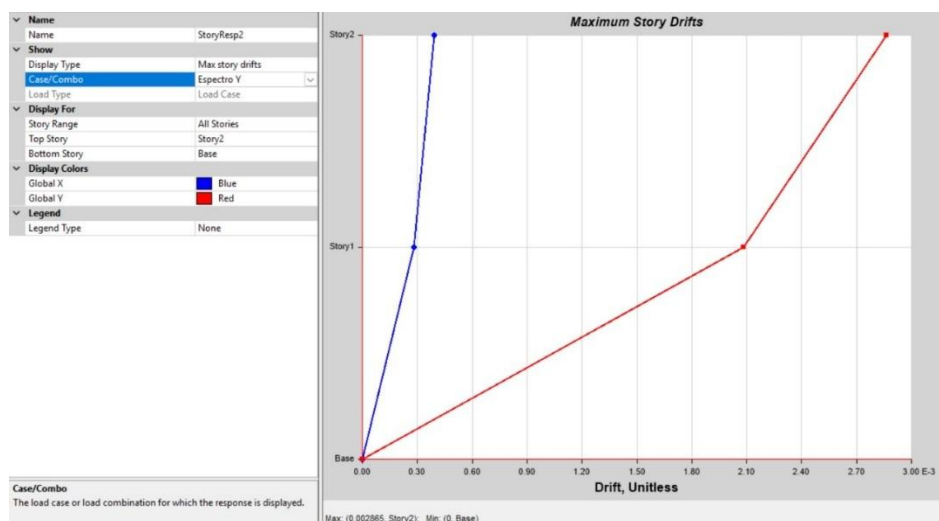


Figura 4.17. Deriva con respecto al análisis modal espectral en eje Y. (Autor)

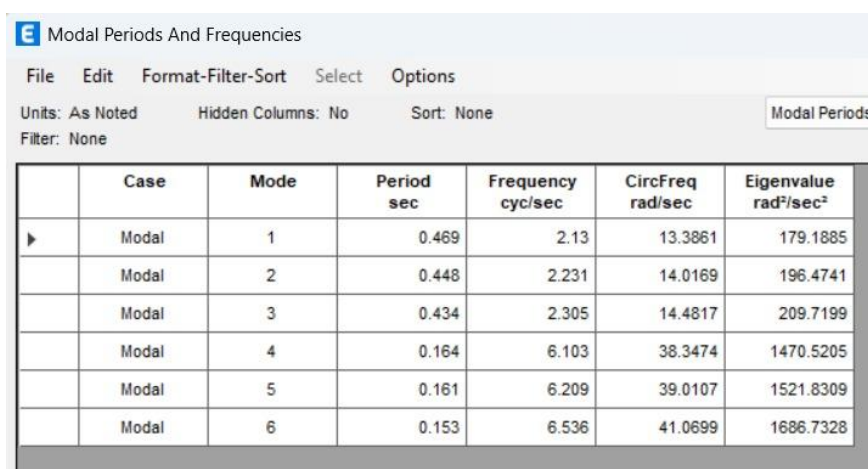
Deriva elástica: 0.002865

Deriva inelástica: 1.719%

Cumple con el requerimiento de la NEC.

4.3.4.3. Periodos

En la Figura 4.18. se pueden apreciar los periodos del modelo, para su comprobación se comprueba el periodo fundamental del modelo con el periodo calculado a partir de los requerimientos de la NEC.



Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad²/sec²
Modal	1	0.469	2.13	13.3861	179.1885
Modal	2	0.448	2.231	14.0169	196.4741
Modal	3	0.434	2.305	14.4817	209.7199
Modal	4	0.164	6.103	38.3474	1470.5205
Modal	5	0.161	6.209	39.0107	1521.8309
Modal	6	0.153	6.536	41.0699	1686.7328

Figura 4.18. Periodos del modelo. (Autor)

Periodo fundamental por método 1 (NEC): 0.280

Periodo fundamental por método 2 (NEC): 0.364

Periodo fundamental (ETABS): 0.469

El periodo de la estructura es superior al 30% permitido por la NEC

Como lo evidencian los resultados del modelado, es indispensable realizar la propuesta de reforzamiento de la estructura.

4.4. Propuesta de reforzamiento

Para el reforzamiento de la estructura actual se plantea el encamisado de las columnas, mismo que es reconocido por la NEC como técnica de reforzamiento en el capítulo NEC-SE-RE: Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras, pues, aunque no se hace mención explícita del término, se reconocen técnicas de adición de secciones, incremento de la capacidad estructural, mejoramiento de capacidad axial y aumento de rigidez. Se toma en cuenta que la resistencia del hormigón no está dentro de los límites normativos, el nuevo material debe estar por encima de los valores normados, en la Figura 4.19. se detallan las características del nuevo hormigón para el encamisado.

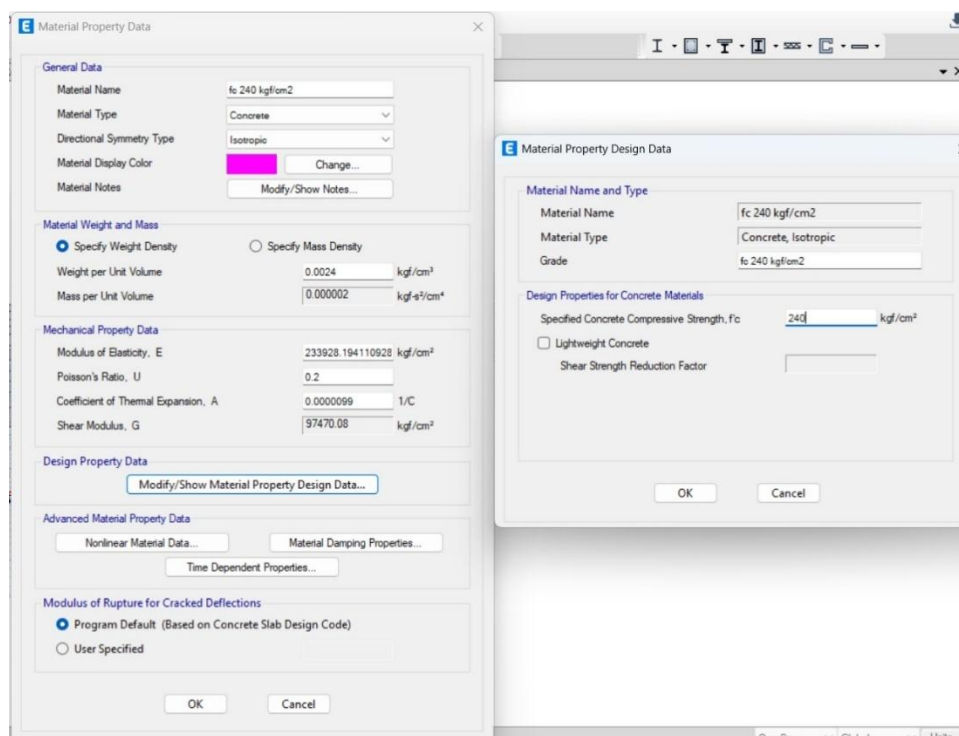


Figura 4.19. Características del hormigón con el que va a ser revestido la columna. (Autor)

Para elegir la nueva sección de columna se adopta una práctica común en proyectos de reforzamiento estructural, y es el criterio de encamisado mínimo de 10 cm por cada cara, con el objetivo de garantizar una adecuada transferencia de esfuerzos entre el concreto existente y el nuevo refuerzo. Este valor permite una correcta distribución de armaduras, mejora la rigidez

de la sección y facilita el confinamiento del núcleo original. Aunque no está explícitamente normado en la NEC, se encuentra respaldado por recomendaciones técnicas como las presentadas en el Manual de diseño y análisis para el refuerzo de vigas y columnas mediante encamisado (Universidad Distrital Francisco José de Caldas). El detalle de la nueva sección se encuentra en la Figura 4.20.

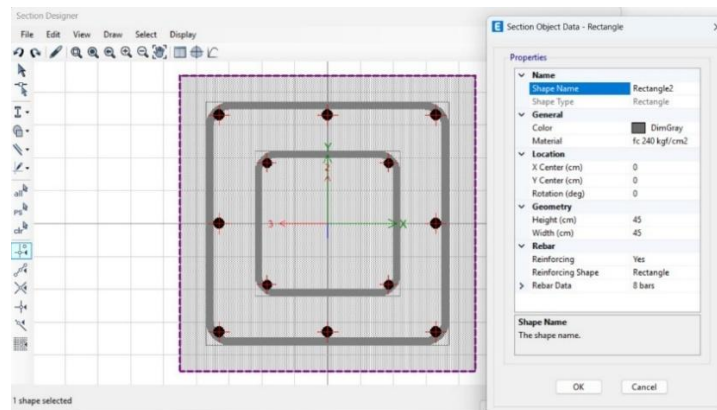


Figura 4.20. Encamisado de columnas 45x45. (Autor)

Al aumentar la sección de la columna es necesario también replantear las secciones de la viga para cumplir con el criterio de tamaños viga-columna, la Figura 4.21. nos detalla las características de la nueva sección.

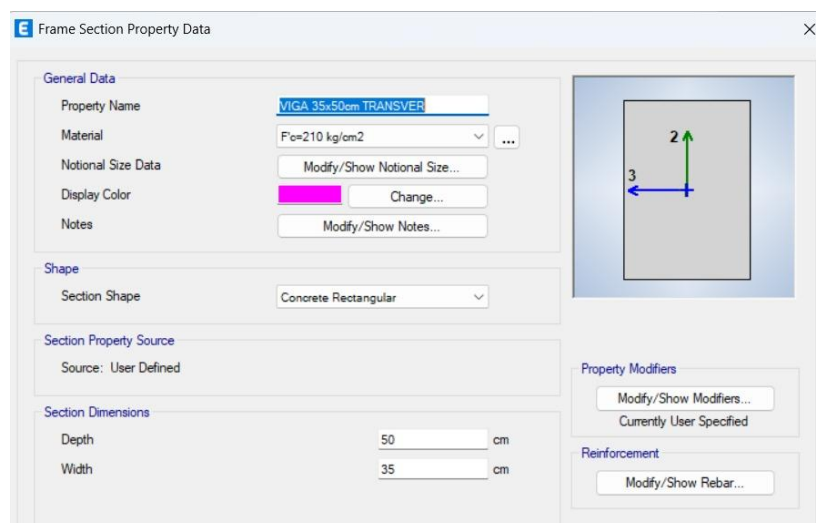


Figura 4.21. Nueva sección de viga. (Autor)

4.4.1. *Derivas con respecto al cortante basal*

En la Figura 4.22. se presenta la evaluación de las derivas de entrepiso obtenidas a partir del análisis estático para Sismo X, considerando el cortante basal aplicado en cada nivel permitiéndonos verificar el cumplimiento de los límites establecidos por la normativa para garantizar el comportamiento adecuado frente a cargas laterales.

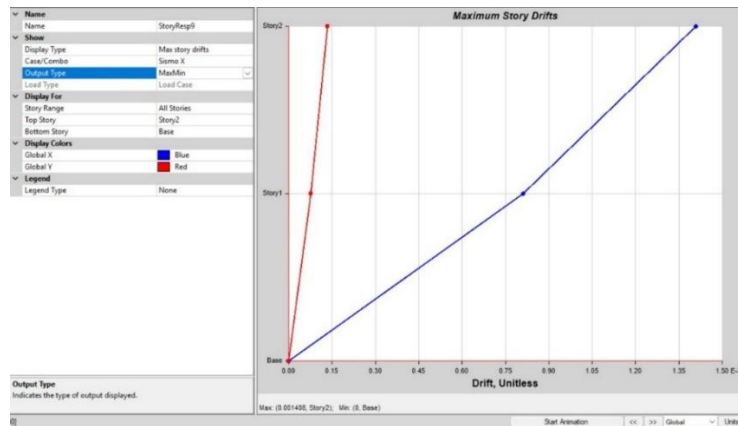


Figura 4.22. Derivas con respecto al cortante basal en Sismo X de estructura reforzada.

(Autor)

Deriva elástica: 0.001409

Deriva inelástica: 0.84%

Cumple con el requerimiento de la NEC.

En la Figura 4.23 se muestra el resultado de las derivas con respecto al cortante basal en el Sismo Y, y más adelante se realiza la comprobación para determinar que cumpla con los requerimientos de la NEC.

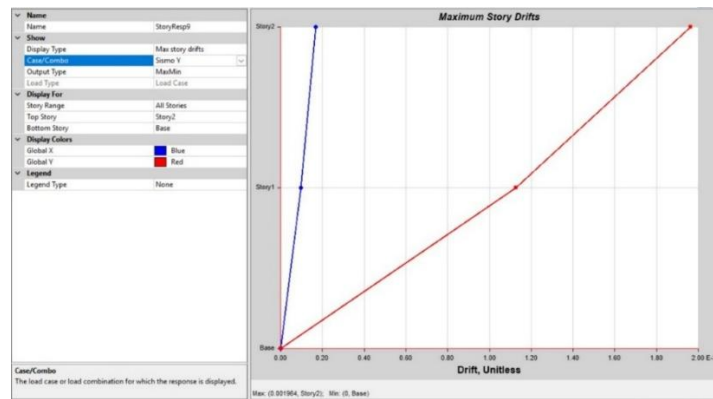


Figura 4.23. Derivas con respecto al cortante basal en Sismo Y de estructura reforzada.

(Autor)

Deriva elástica: 0.001964

Deriva inelástica: 1.14%

Cumple con el requerimiento de la NEC.

4.4.2. *Derivas con respecto al análisis modal espectral*

En la Figura 4.24 se muestran las derivas resultantes del análisis modal espectral para el espectro X, considerando la participación de los modos principales de vibración, así se puede estimar de forma más precisa de la respuesta dinámica de la estructura.

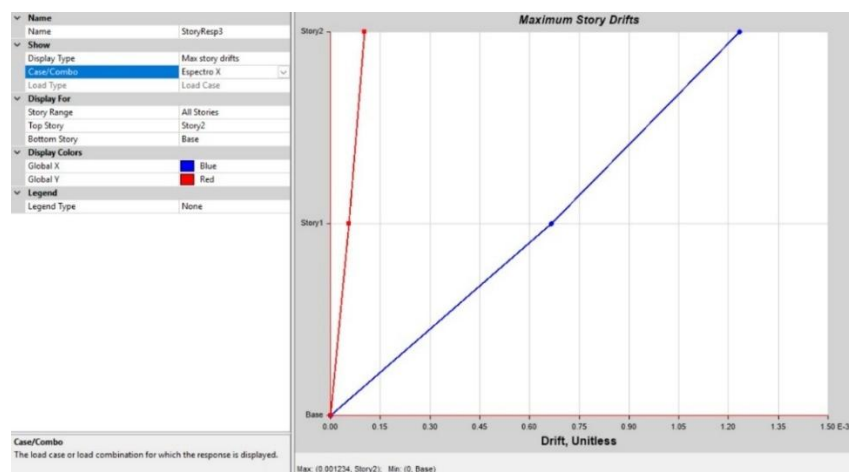


Figura 4.24. Deriva con respecto al análisis modal espectral en eje X de estructura reforzada.

(Autor)

Deriva elástica: 0.001234

Deriva inelástica: 0.74%

Cumple con el requerimiento de la NEC.

En la Figura 4.25 se encuentra el detalle de las derivas con respecto al análisis modal espectral en el eje Y para la estructura reforzada, y más adelante se realiza el chequeo por norma.

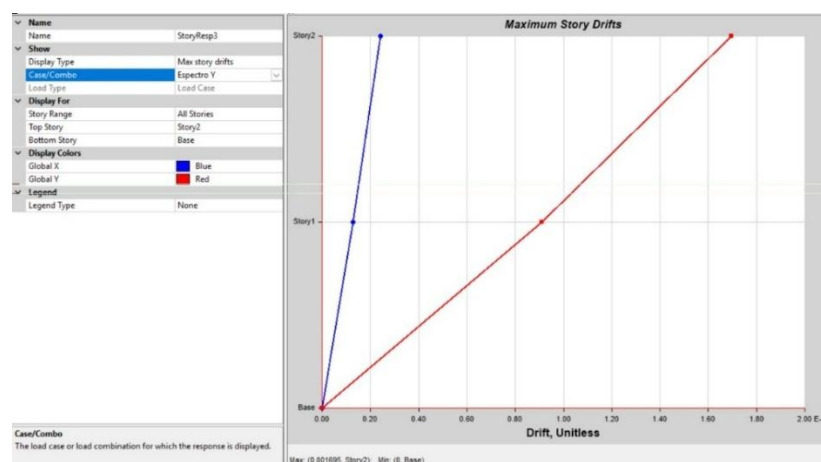


Figura 4.25. Deriva con respecto al análisis modal espectral en eje Y de estructura reforzada.

(Autor)

Deriva elástica: 0.001685

Deriva inelástica: 1.017%

Cumple con el requerimiento de la NEC.

4.4.3. Verificación de periodos

Se puede apreciar los periodos fundamentales de vibración obtenidos en el modelo estructural en la Figura 4.26., comparándolos con los valores recomendados por la normativa ecuatoriana. Esta validación es esencial para asegurar que la estructura responde adecuadamente ante eventos sísmicos.

Modal Periods And Frequencies						
File Edit Format-Filter-Sort Select Options						
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Modal Periods And Fre						
Filter: None						
	Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
▶	Modal	1	0.337	2.971	18.6681	348.4996
	Modal	2	0.318	3.143	19.7488	390.0132
	Modal	3	0.31	3.224	20.2592	410.4337
	Modal	4	0.115	8.733	54.871	3010.8223
	Modal	5	0.112	8.924	56.072	3144.066
	Modal	6	0.107	9.327	58.6036	3434.3868

Figura 4.26. Periodos del modelo reforzado. (Autor)

Periodo fundamental por método 1 (NEC): 0.280

Periodo fundamental por método 2 (NEC): 0.364

Periodo fundamental (ETABS): 0.337

El periodo está entre los valores permitidos por la NEC, es mayor al periodo fundamental por método 1 pero no mayor al periodo fundamental por método 2.

4.4.4. Análisis estático no lineal

A continuación, se desarrolló el análisis estático no lineal (pushover), en el que se busca evaluar la capacidad de deformación y resistencia ante cargas crecientes para identificar puntos de falla, para esto se asignan rótulas plásticas en los extremos de los elementos.

4.4.4.1. Pushover X

La Figura 4.27. nos muestra el desplazamiento máximo alcanzado por la estructura en dirección X, evidenciando su capacidad de deformación ante cargas laterales crecientes. Siendo el valor obtenido igual a 9.31 cm.

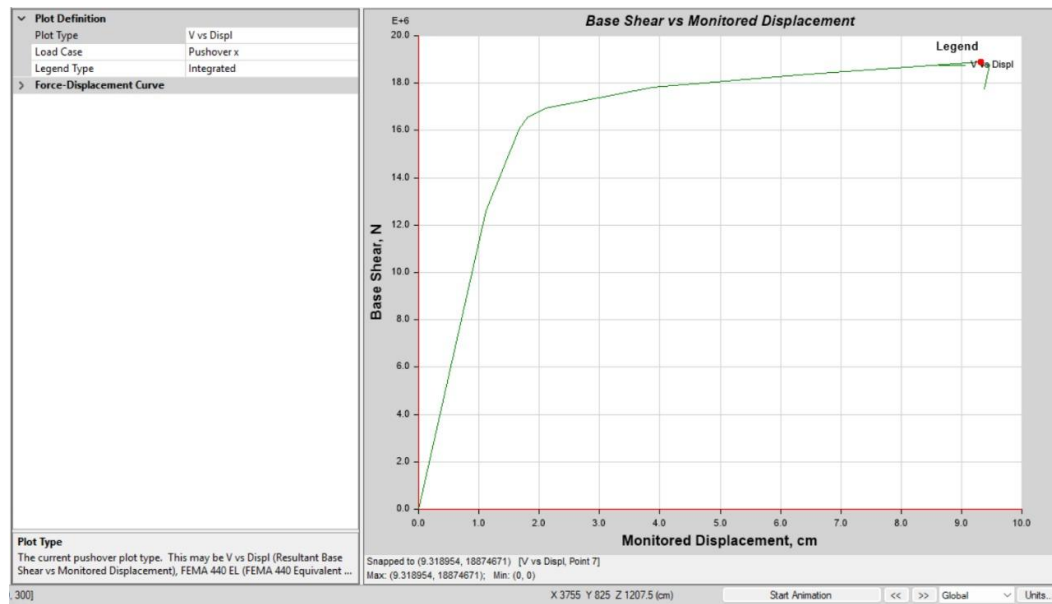


Figura 4.27. Desplazamiento máximo en X. (Autor)

En la figura 4.28. está representado el punto de desempeño estructural en la dirección X, correspondiente a un desplazamiento de 2.27 cm.

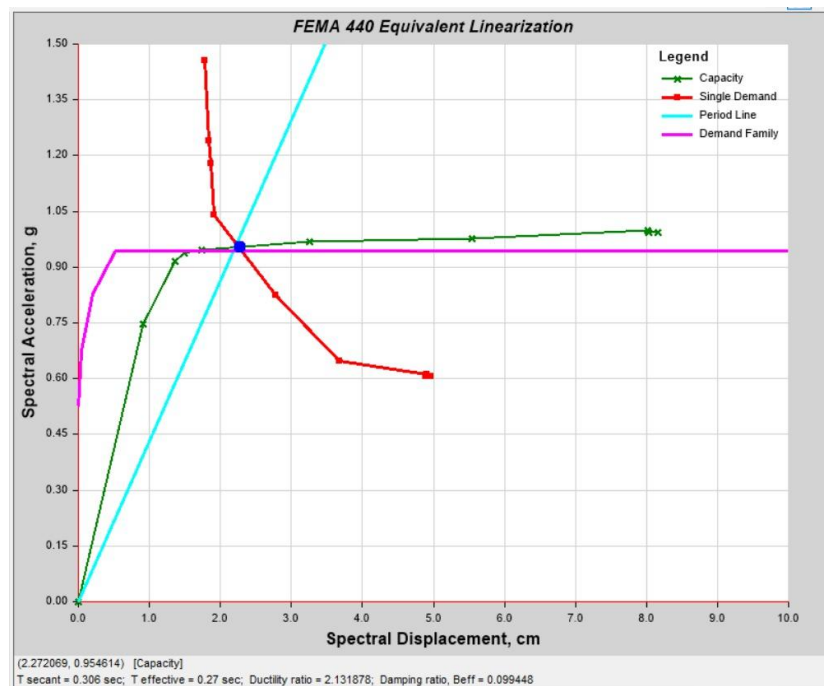


Figura 4.28. Punto de desempeño en X. (Autor)

Para la identificación de rótulas plásticas en los extremos de los elementos en dirección X se observa en la Figura 4.29. donde se indican las zonas donde se concentra la demanda de deformación y posibles mecanismos de falla.

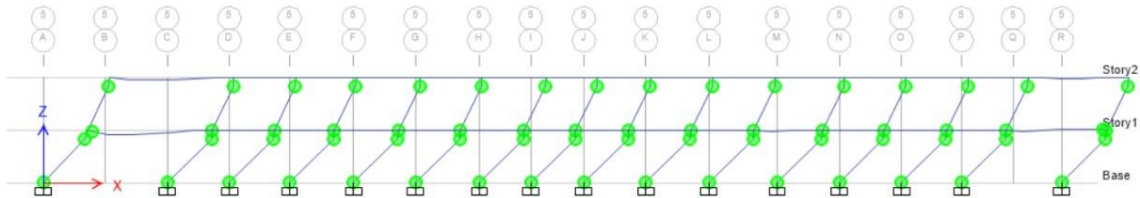


Figura 4.29. Rótulas críticas en X. (Autor)

4.4.4.2. Pushover Y

A través de la Figura 4.30. se presenta el desplazamiento máximo en la dirección Y, alcanzando un valor de 12.99 cm, resultado que nos permite analizar la respuesta estructural transversal y la capacidad de absorción de energía.

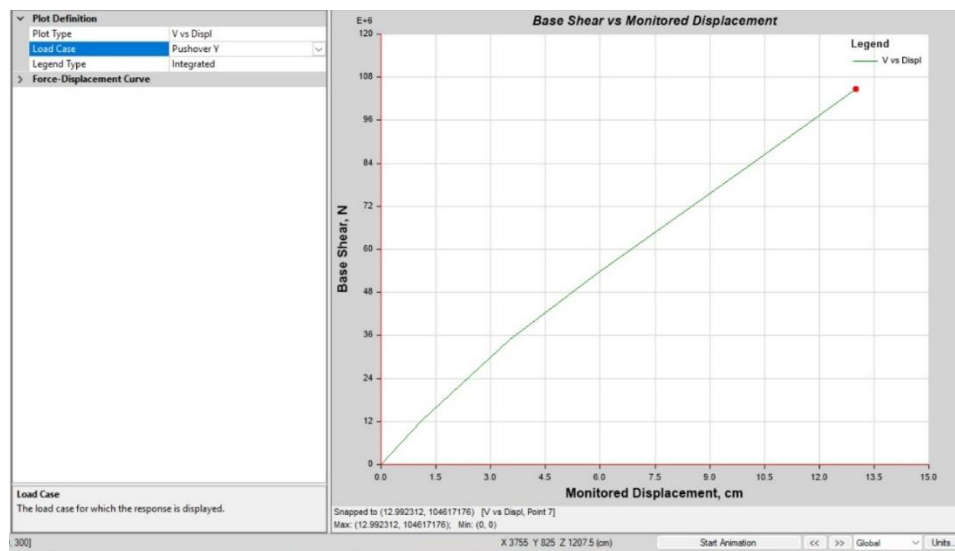


Figura 4.30. Desplazamiento máximo en Y. (Autor)

El punto de desempeño en la dirección Y se muestra en la Figura 4.31. con un desplazamiento de 3.47 cm.

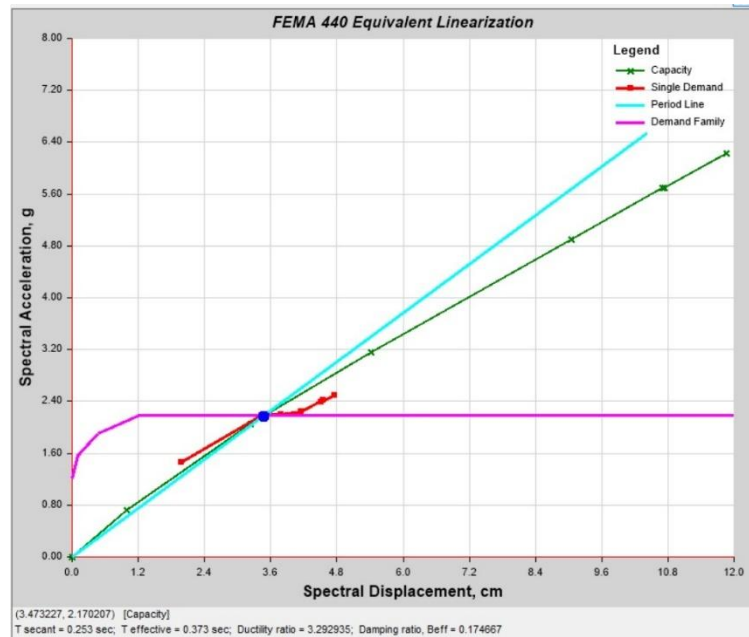


Figura 4.31. Punto de desempeño en Y. (Autor)

En la Figura 4.32. se ilustran las rótulas plásticas generadas en dirección Y, evidenciando zonas de mayor demanda y concentraciones de daño estructural.

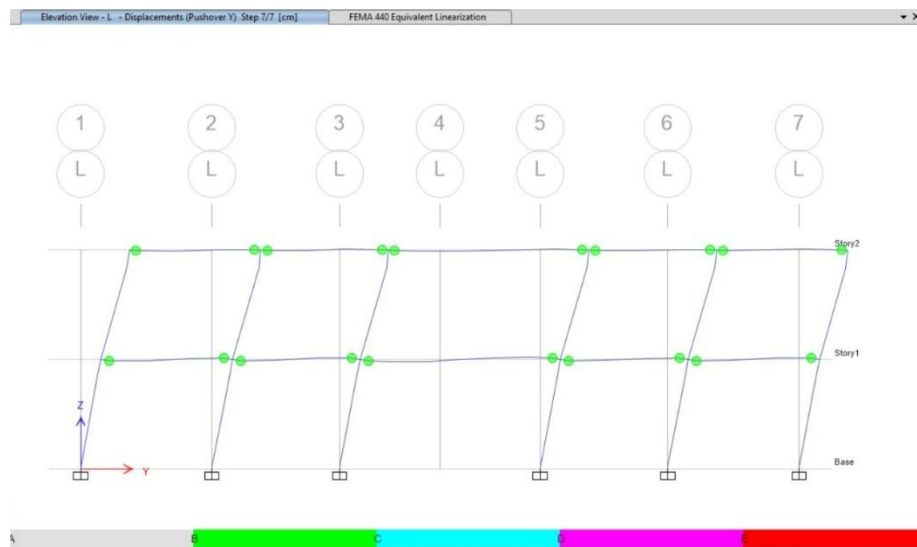


Figura 4.32. Rótulas críticas en Y. (Autor)

4.4.5. Proceso constructivo de encamisado de columnas de hormigón armado

Tudela (2022), destaca siete puntos importantes a considerar al realizar un encamisado de hormigón armado:

1. Se prepara la superficie, eliminando la capa de hormigón deteriorado o el recubrimiento antiguo hasta dejar descubiertas armaduras longitudinales, cuidando no dañar el acero ni generar excesivas vibraciones.
2. Una vez expuesta la armadura se limpia la zona con un cepillo metálico, chorro de arena o lavado a presión para retirar polvos, óxidos, aceites y demás contaminantes que impidan la adherencia.
3. Se recubre la superficie limpia con mortero epóxico o adhesivo de baja viscosidad, para mejorar la unión entre el concreto viejo y el refuerzo futuro, paso clave para lograr un comportamiento monolítico de la sección reforzada.
4. Se incorporan las nuevas barras de acero corrugado alrededor del perímetro de la columna, distribuidas según el diámetro y armado deseado, aumentando así la capacidad axial y flexional de la sección original.
5. Sobre las armaduras longitudinales se colocan estribos cerrados con un espaciamiento y diámetro previamente especificados en el diseño, mejorando la ductilidad y conteniendo el núcleo de hormigón bajo cargas laterales y sísmicas.
6. Se realiza el montaje de encofrado, realizando un molde perimetral que defina la geometría y el espesor del encamisado.
7. Se vierte el concreto nuevo, asegurando la homogeneidad y el llenado total entre el encofrado y el acero.

8. Tras el fraguado inicial, la pieza debe mantenerse húmeda y protegida durante al menos 7 días, para que desarrolle la resistencia necesaria y minimice la aparición de fisuras superficiales.

4.5 Análisis de cimentación

Para determinar el área de cimentación para el caso más crítico es necesario que se analice la carga transmitida de cada columna para el caso más crítico de combinación de carga, este detalle se encuentra en el Anexo H.

A partir de los datos de carga, se analiza el requerimiento de Área de la columna más crítica y compararlo con la sección de la cimentación actual. Sabiendo que el valor de q_{adm} es de 40 ton/m^2 y que este valor debe usarse como denominador para la fórmula de área, teniendo de nominador la fuerza, se presenta en la Tabla 21. las columnas que tienen un requerimiento de área mayor al de nuestra cimentación actual.

Tabla 21. Columnas con requerimiento de área de cimentación mayor a la actual.
(Elaborado por autor)

N Columna	Fuerza (tonf)	Q adm	A teorica
12	90.01423	40	2.25035575
16	89.27378	40	2.2318445
91	81.03497	40	2.02587425
67	79.18524	40	1.979631
66	78.08979	40	1.95224475
92	77.53222	40	1.9383055
89	74.71635	40	1.86790875
49	74.22229	40	1.85555725
9	71.59347	40	1.78983675
60	69.92263	40	1.74806575
70	68.1986	40	1.704965
73	67.96413	40	1.69910325
61	65.45421	40	1.63635525
27	64.67688	40	1.616922
62	64.5489	40	1.6137225
34	63.91563	40	1.59789075
55	63.78228	40	1.594557
30	63.16699	40	1.57917475
76	61.84429	40	1.54610725

72	61.02353	40	1.52558825
71	60.95914	40	1.5239785
56	60.24561	40	1.50614025
26	59.80562	40	1.4951405
77	58.57516	40	1.464379
15	58.5083	40	1.4627075
44	58.45902	40	1.4614755
13	58.32082	40	1.4580205
50	58.23638	40	1.4559095
90	57.67815	40	1.44195375

Sabiendo qué nuestra cimentación actual es de 1.25x1.25 cm, se toma en cuenta un margen de error de 5 centímetros calculando el área actual de cimentación con una sección de 1.20x1.20 cm que es igual a 1.44 cm², se puede determinar que, de realizar la ampliación del segundo piso del bloque FIHA D08 existirán 29 columnas de 93, que no resistirán las nuevas solicitudes.

En la Tabla 22. se nos muestra una propuesta de cimentación para las 3 columnas más críticas de la estructura.

Tabla 22. Propuesta de cimentación para columnas más críticas. (Elaborado por autor)

	Fuerza	Qadm	Ateórica	a	b	a	b	Areal	Verificación
Columna	Tonf	Ton/m ²	m ²	m	m	m	m	m ²	Ateórica/Areal
12	90.01423	40	2.25035575	1.50011858	1.50011858	1.6	1.6	2.56	Cumple
16	89.27378	40	2.2318445	1.49393591	1.49393591	1.5	1.5	2.25	Cumple
91	81.03497	40	2.02587425	1.42333209	1.42333209	1.5	1.5	2.25	Cumple

Una cimentación de 1.6x1.6 cm cumpliría con los requerimientos máximos de carga, aun así, es necesario realizar un análisis específico de cada necesidad para no sobredimensionar la estructura, pues hay columnas con solicitudes menores.

4.6 Análisis económico

El presupuesto referencial de la intervención estructural se elaboró a partir de precios unitarios obtenidos de fuentes confiables como proyectos similares previamente ejecutados, bases de datos del portal del Servicio Nacional de Contratación Pública (SERCOP), presupuestos de obras registradas por entidades públicas y privadas, así como catálogos actualizados de costos de construcción en el Ecuador. Cabe señalar que los valores obtenidos corresponden a estimaciones preliminares, cuyo propósito es proporcionar un marco comparativo entre las alternativas de intervención analizadas, por lo que podrán variar en función de las condiciones reales de ejecución de la obra.

Se tomó en cuenta partidas presupuestarias específicas que puedan establecer una comparativa entre ambas intervenciones, por lo que se omiten uno o más rubros complementarios para desarrollar la totalidad de la obra.

4.6.1. Presupuesto por partidas: Ampliación y reforzamiento

Para el desglose del presupuesto referencial se dividirá el análisis en las partidas que marcan puntos clave para el proyecto: columnas, cimentación, losa y viga.

4.6.1.1. Columnas

La Tabla 23. y la Tabla 24. presenta el presupuesto por partidas de columnas de la estructura, donde se detallan los rubros, cantidades y costos totales correspondientes.

Tabla 23 . Cuadro de partidas presupuestarias de encamisado de columna con concreto armado. (Elaborado por autor)

Encamisado de columna con concreto armado					
	RUBRO	Unidad	Precio	Cant (columna)	Total
1	Limpieza y preparación para reforzamiento	m2	18.00	4.20	75.60
2	Movilización de material	m3-km	2.00	2.88	5.76
3	Corte y desprendimiento de recubrimiento existente de columna	m2	6.00	4.90	29.40
4	Aplicación de adhesivo epoxi concreto nuevo – viejo	kg	12.00	1.50	18.00

5	Suministro y colocación de acero grado 60 en columnas $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	4.50	35.00	157.50
6	Suministro y colocación de estribos y malla electrosoldada para confinamiento	kg	4.50	20.00	90.00
7	Suministro y aplicación de puente de adherencia estructural	kg	10.00	2.00	20.00
8	Concreto $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ en encamisado de columna	m ³	200.00	0.24	48.00
9	Encofrado y desencofrado de columna	m ²	8.00	5.40	43.20
10	Curado del concreto en encamisado	m ²	2.50	5.40	13.50
11	Reposición de acabados (si aplica: enlucido, pintura, etc.)	m ²	5.00	4.00	20.00
12	Andamiaje y protección temporal para trabajos en altura	m ²	2.50	6.00	15.00

\$535.96

Tabla 24. Cuadro de partidas presupuestarias de columnas nuevas. (Elaborado por autor)

Columna nueva (segundo piso)					
	Rubro	Unidad	Precio	Cant (columna)	Total
13	Movilización de materiales	m ³ ·km	2.00	0.54	1.08
14	Andamiaje y protección temporal	m ²	2.50	4.00	10.00
15	Encofrado y desencofrado	m ²	8.00	3.60	28.80
16	Armado acero longitudinal (4Ø16)	kg	4.50	18.90	85.05
17	Armado estribos Ø8 c/0.15 m ($\approx 21 \text{ uds} \approx 1.2 \text{ m c/u}$)	kg	4.50	10.00	45.00
18	Hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	m ³	200.00	0.27	54.00
19	Curado del concreto (riego + protección)	m ²	2.50	3.60	9.00
20	Reposición de acabados (pintura/masillado)	m ²	5.00	3.60	18.00

\$250.93

Considerando que los cálculos se han realizado para una columna en cada caso, se procede a multiplicar por la cantidad de 96 columnas, dando un total de \$75,541.44.

4.6.1.2. Cimentación

El cuadro de partidas presupuestarias de ensanche de cimentación reflejada en la Tabla 25. muestra los valores estimados con base en precios referenciales del sector de la construcción en Ecuador.

Tabla 25. Cuadro de partidas presupuestarias de ensanche de zapata superficial con concreto armado. (Elaborado por autor)

Ensanche de zapata superficial con concreto armado					
	RUBRO	Unidad	Precio	Cant (zapata)	Total

26	Excavación manual para ampliación de zapata	m3	37.76	0.56	21.15
27	Limpieza de superficie existente de zapata para unión	m2	1.36	1.12	1.52
28	Suministro y colocación de acero grado 60 $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	2.42	44.80	108.42
29	Suministro y aplicación de adhesivo epoxi para unión nuevo-viejo	kg	97.04	1.68	163.03
30	Concreto $f'c = 210$ Kg/cm ² para ampliación de zapata	m3	206.30	0.56	115.53
31	Encofrado y desencofrado en zapata extendida	m2	11.89	1.12	13.32
32	Relleno y compactación posterior	m3	23.65	0.56	13.24

\$436.20

El valor por cimentación es de \$436.20, multiplicado por las 96 columnas resulta en un total de \$41,875.28.

4.6.1.3. Losas

En la Tabla 26. se expone el desglose de partidas presupuestarias de losas, con sus respectivas cantidades y costos parciales.

Tabla 26. Cuadro de partidas presupuestarias de losa. (Elaborado por autor)

Losa área de 1200 m2 espesor de 20 cm					
	RUBRO	Unidad	Precio	Cantidad	Total
27	Encofrado de losa	m2	7.50	1200.00	11700.00
28	Desencofrado y limpieza	m2	2.50	1200.00	3900.00
29	Concreto $f'c=210$ kg/cm ²	m3	190.00	312.00	59280.00
30	Acero de refuerzo (95 kg/m ³ x 312 m ³)	kg	3.50	29640.00	103740.00
31	Mano de obra armado	kg	0.40	29640.00	11856.00
32	Curado del concreto (riego+protección)	m2	2.50	1200.00	3900.00
33	Movilización de materiales	m3-km	2.00	312.00	624.00
					\$195000.00

Al tratarse de dos pisos se multiplica el valor total por dos, dando un valor de \$390,000.

4.6.1.4. Vigas

El presupuesto por partidas de vigas, detallado en la Tabla 27, refleja los volúmenes de obra y los precios unitarios considerados para esta intervención.

Tabla 27. Cuadro de partidas presupuestarias de vigas. (Elaborado por autor)

Viga 35x50x350					
	RUBRO	Unidad	Precio	Cant (viga)	Total
34	Movilización de materiales	m ³ ·km	1.00	0.61	0.61
35	Concreto $f'c = 210$ kg/cm ²	m ³	150.00	0.61	91.80
36	Acero refuerzo (≈ 40 kg/viga)	kg	4.00	40.00	160.00

37	Curado (riego y mantas)	m ²	1.00	6.00	6.00
38	Mano obra (colado + armado global)	m ³	10.00	0.61	6.12
39	Encofrado y desencofrado (amortizado)	m ²	3.00	6.00	18.00

\$282.53

Para el valor total se multiplica el valor por viga para las 300 vigas que comprenden el sistema estructural de estudio, siendo este de \$84,759.60.

2.6.1.5. Costos indirectos

La tabla 28. nos muestra un detalle de los rubros contemplados para considerar costos indirectos y su respectiva justificación, estos valores son referenciales y extraídos de prácticas y APU's municipales, documentos oficiales y presupuestos referenciales de proyectos similares y los montos están calculados sobre el total de costos directos que corresponde a \$592,176.32.

Tabla 28. Costos indirectos para ampliación y reforzamiento. (Elaborado por autor)

Rubro	% sobre costo directo	Monto (USD)
Supervisión técnica especializada (ingeniero/residente) — mayor control por intervención localizada	4.00%	23,687.05
Gestión y administración de obra (logística, planificación)	3.00%	17,765.29
Seguridad y salud ocupacional (PPE, señalización, cursos)	1.50%	8,882.64
Ensayos y control de calidad (laboratorio, ensayos no destructivos)	1.50%	8,882.64
Seguro Todo Riesgo Construcción (póliza obra)	0.50%	2,960.88
Movilización / demobilización adicional (operativos por obras en vivo)	1.00%	5,921.76
Andamios / protección temporal adicional (si no está plenamente considerado)	0.50%	2,960.88
Gestión ambiental y disposición (control residuo y limpieza)	0.30%	1,776.53
Contingencia e imprevistos (más alta por daños ocultos en rehabilitación)	8.00%	47,374.11
Gastos generales / Overhead (oficina central, administrativos)	6.00%	35,530.58
Utilidad	10.00%	59,217.63
TOTAL, COSTOS INDIRECTOS (Rehabilitación)		214,960.00
Costo directo + indirectos = Nuevo total estimado		807,136.32

4.6.2. Presupuesto por partidas: Demolición y reconstrucción

Se desarrolla el mismo proceso que las partidas de ampliación y reforzamiento, pero en este punto se destaca que algunas de las partidas se mantienen similares, se desglosarán en los siguientes apéndices:

4.6.2.1. Demolición

El presupuesto por partidas de demolición de la estructura se presenta en la Tabla 29. contiene la descripción de rubros, unidades, cantidades y costo total.

Tabla 29. Cuadro de partidas presupuestarias de demolición de estructura. (Elaborado por autor)

Demolición de estructura (1200 m2)					
	Rubro	Unidad	Precio	Cantidad	Costo (USD)
1	Demolición manual de losas y muros de hormigón	m ²	4.50	1200.00	5400.00
2	Corte y retiro de acero estructural (≈ 12 kg/m ²)	kg	0.30	20280.00	6084.00
3	Carga y acarreo de escombros a volqueta	m ³	2.00	507.00	1014.00
4	Transporte y vertido en botadero (≤ 5 km)	m ³	4.00	507.00	2028.00
5	Relleno y compactación parcial (0.10 m ³ /m ²)	m ³	8.00	169.00	1352.00
6	Mano de obra especializada (obreros + operador de equipo)	global	1500.00	1.00	1500.00
7	Gestión ambiental y permisos municipales	global	900.00	1.00	900.00
8	Cerramiento y señalización temporal	global	600.00	1.00	600.00
					\$18878.00

4.6.2.2. Columnas

En este caso, el estudio de columnas se unifica, pues en los dos pisos se desarrolla el mismo tipo de columna, los valores se desglosan en la Tabla 30. descrita a continuación.

Tabla 30. Cuadro de partidas presupuestarias de columnas nuevas. (Elaborado por autor)

Columna nueva dos pisos					
	Rubro	Unidad	Precio	Cant (columna)	Total
1	Movilización de materiales	m ³ ·km	2.00	0.54	1.08
2	Andamiaje y protección temporal	m ²	2.50	6.00	15.00
3	Encofrado y desencofrado	m ²	8.00	7.20	57.60
4	Armado acero longitudinal (4Ø16)	kg	4.50	37.80	170.10

5	Armado estribos Ø8 c/0.15 m (≈ 21 uds ≈ 1.2 m c/u)	kg	4.50	20.00	90.00
6	Hormigón $f'c=210$ kg/cm ²	m ³	200.00	0.54	108.00
7	Curado del concreto (riego + protección)	m ²	2.50	7.20	18.00
8	Reposición de acabados (pintura/masillado)	m ²	5.00	6.00	30.00

\$489.78

El valor total se obtiene de multiplicar el valor (que corresponde a una única columna) por las 96 columnas que comprenden la estructura, dando un total de \$47,018.88.

4.6.2.3. Cimentación

La Tabla 31. detalla el presupuesto por partidas de cimentación para la nueva edificación, mostrando los costos estimados que sirven como base comparativa entre alternativas.

Tabla 31. Cuadro de partidas presupuestarias de cimentación nueva. (Elaborado por autor)

Cimentación nueva					
	Rubro	Unidad	Precio unitario	Cantidad	Costo por zapata
9	Excavación manual	m ³	37.76	1.02	38.67
10	Limpieza/rep. base	m ²	1.36	2.56	3.48
11	Acero Gr60 (~ 80 kg/m ³ $\times 1.024$ m ³)	kg	4.50	81.92	368.64
12	Concreto $f'c=210$ kg/cm ²	m ³	206.30	1.02	211.25
13	Encofrado lateral (6.40 m perímetro $\times$ 0.40 m alto)	m ²	8.00	2.56	20.48
14	Desencofrado y lavado	m ²	2.50	2.56	6.40
15	Curado del concreto	m ²	2.50	2.56	6.40
16	Relleno y compactación (1.024 m ³)	m ³	23.65	1.02	24.22
17	Movilización de materiales	m ³ ·km	2.00	1.02	2.05

\$681.58

El análisis de costo es por zapata, lo que significa que el valor debe multiplicarse por la cantidad de columnas, en este caso 96, siendo un total de \$65,432.13.

4.6.2.4. Losas

El análisis de losa se mantiene igual al realizado para la ampliación y reforzamiento, por lo que se cita el contenido de la Tabla 26., apéndice 4.6.1.3. Losas, donde se desglosa el valor total en base a los rubros, siendo igual a \$390,000, para los dos pisos.

4.6.2.5. Vigas

De la misma forma que las losas, las vigas se mantienen igual a la ampliación y reforzamiento, obsérvese Tabla 27., para ver el detalle del análisis, cuyo valor total es de \$84,759.60 para la totalidad de la estructura.

4.6.2.6. Costos indirectos

La Tabla 32. presenta el desglose de los rubros incluidos para la estimación de los costos indirectos, junto con su respectiva justificación. A su vez, los valores consignados son de carácter referencial, obtenidos a partir de prácticas habituales de construcción, análisis de precios unitarios municipales, documentos oficiales y presupuestos de proyectos de características similares. Los montos fueron calculados en función del costo directo total, equivalente a \$ 606,088.61.

Tabla 32. Costos indirectos para demolición y reconstrucción. (Elaborado por autor)

Rubro	% sobre costo directo	Monto (USD)
Supervisión técnica (inspección y control)	2.50%	15,152.22
Gestión y administración de obra	2.00%	12,121.77
Seguridad y salud ocupacional (incluye señalización y protecciones)	1.50%	9,091.33
Ensayos y control de calidad (obra nueva)	1.00%	6,060.89
Seguro Todo Riesgo Construcción	0.50%	3,030.44
Movilización / demobilización (maquinaria)	1.50%	9,091.33
Disposición final de escombros (Tarifa referencial: EMGIRS Quito USD 0.57 / m ³ × 507 m ³)	tarifa (unitaria)	288.99
Contingencia e imprevistos (menor que rehabilitación)	4.00%	24,243.54
Gastos generales / Overhead	4.00%	24,243.54
Utilidad	10.00%	60,608.86
TOTAL COSTOS INDIRECTOS (Demolición+Reconstrucción)		163,932.91
Costo directo + indirectos = Nuevo total estimado		770021.52

4.6.3. Comparación

El análisis económico refleja los resultados que se muestran en la Tabla 33. donde se comparan los costos para ambas alternativas, es importante recordar que son valores referenciales para establecer una comparativa, más no valores definitivos de costos de obra.

Tabla 33. Comparación entre presupuesto de las alternativas (Elaborado por autor)

	Costos directos	Costos indirectos	Total
Ampliación+reforzamiento	\$ 592,176.32	\$ 214,960.00	\$ 807,136.32
Demolición+reconstrucción	\$ 606,088.61	\$ 163,932.91	\$ 770,021.52

4.7 Análisis técnico-económico

Como se estableció en el capítulo anterior, se usará la metodología AHP de Saaty (1987) adaptada, por lo que se parte de la matriz realizada y se establecerán sus puntajes.

4.7.1. Ingreso de insumos a la matriz

En la primera etapa se registran las calificaciones directas de cada alternativa de intervención, según los indicadores definidos en la Tabla 16. estos valores son estimados a partir del diagnóstico de vulnerabilidad, la revisión documental y criterios económicos y operativos, se establecen las 2 alternativas principales: Ampliación y reforzamiento, y Demolición y reconstrucción, lo que se evidencia en la Tabla 34.

Tabla 34. Ingreso de insumos. (Elaborado por autor)

Indicador	Ampliación Reforzamiento	Demolición Reconstrucción
Nivel de vulnerabilidad (0–100)	$(85 + 65) / 2 = 75.0$	95.0
Condición de cimentación (0–1)	$(0.8 + 0.7) / 2 = 0.75$	1.0

Compatibilidad estructural (1–3)	$(3 + 2) / 2 = 2.5$	3.0
Costo relativo (%)	$(60 + 80) / 2 = 70.0$	100.0
Costos indirectos (1–3)	$(2 + 3) / 2 = 2.5$	1.0
Tiempo de obra (meses)	$(6 + 10) / 2 = 8.0$	12.0
Impacto en continuidad (1–3)	$(1 + 3) / 2 = 2.0$	3.0
Cumplimiento NEC (1–3)	$(3 + 2) / 2 = 2.5$	3.0

La Tabla 35. nos muestra los valores con los Insumos normalizados, en las escalas que se habían establecido anteriormente.

Tabla 35. Ingreso de insumos normalizados. (Elaborado por autor)

Indicador	Ampliación + Reforzamiento	Demolición + Reconstrucción
Vulnerabilidad	$75 / 100 = 0.75$	0.95
Cimentación	0.75	1.00
Compatibilidad estructural	$(2.5 - 1) / 2 = 0.75$	$(3 - 1) / 2 = 1.00$
Costo relativo	$(100 - 70) / 100 = 0.30$	0.00
Costos indirectos	$(3 - 2.5) / 2 = 0.25$	$(3 - 1) / 2 = 1.00$
Tiempo de obra	$(12 - 8) / (12 - 6) = 0.667$	0.00
Impacto académico	$(3 - 2) / 2 = 0.50$	0.00
Cumplimiento NEC	$(2.5 - 1) / 2 = 0.75$	$(3 - 1) / 2 = 1.00$

4.7.2. *Obtención y análisis del ranking de alternativas*

Para el cálculo de las puntuaciones globales se aplica la siguiente ecuación:

$$w_G = P \times w_c$$

Donde:

P = Matriz de insumos normalizados, correspondiente a la Tabla 35.

w_c = vector de pesos de criterios, correspondiente a la Tabla 6.

La Tabla 36. nos muestra las alternativas con su puntuación global y su ranking, ordenándolas de menos factible a más factible.

Tabla 36. Puntuación global y ranking de alternativas. (Elaborado por autor)

Alternativa	Puntuación Global	Ranking
Ampliación + Reforzamiento	0.601	2
Demolición + Reconstrucción	0.74	1

4.7.3. *Ejercicio de sensibilidad*

Para validar la robustez del protocolo se parte de una simulación de dos escenarios cambiando las prioridades, los escenarios planteados se describen a continuación y se desglosan en la Tabla 37.

- Escenario A: propone un énfasis técnico, Técnica 0.70, Económica 0.18, Social 0.08, Normativa 0.04.
- Escenario B: propone un énfasis económico, Técnica 0.40, Económica 0.40, Social 0.10, Normativa 0.10.

Tabla 37. Ranking bajo escenarios de sensibilidad. (Elaborado por autor)

Alternativa	Base	Escenario A	Escenario B
Ampliación + Reforzamiento	0.60 (2)	0.65 (2)	0.54 (2)
Demolición + Reconstrucción	0.74 (1)	0.82 (1)	0.69 (1)

Se evidencia que, aun mayorando el criterio técnico, la demolición y reconstrucción se sigue posicionando como alternativa más factible, y sucede igual al conservar un margen similar entre el criterio técnico y el económico.

4.7.4. *Consideraciones metodológicas*

El protocolo multicriterio aplica técnicas cuantitativas y cualitativas para ofrecer agilidad y poder ser replicable sin recurrir a métodos numéricos complejos. Algunas limitaciones identificables pueden ser la dependencia del formulario cualitativo (FEMA P-154) como principal índice de vulnerabilidad, o la normalización basada en rangos generales que puede perder matices específicos para determinadas estructuras.

Se plantea la incorporación de análisis de software para calibrar algunos índices y a su vez, validar ponderaciones AHP mediante un panel de expertos. Además, se plantea comparar este método con diferentes métodos multicriterio.

CAPITULO V.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- La investigación determinó que la intervención del bloque FIIA D08 mediante remodelación, reforzamiento y ampliación es factible desde el punto de vista técnico y económico, siempre que se adopten soluciones estructurales compatibles a las condiciones actuales del edificio priorizando el cumplimiento normativo. La propuesta de encamisado de columnas y ampliación de cimentación mejora el desempeño sísmico y optimiza la funcionalidad con una viabilidad integral de intervención.
- La evaluación estructural del bloque FIIA D08 evidenció que las columnas exteriores presentan una resistencia a la compresión promedio de 19 MPa, valor que se encuentra por debajo del mínimo establecido por la Norma Ecuatoria de la Construcción, comprometiendo su capacidad ante solicitaciones sísmicas y justificando su intervención. La sección de la cimentación original comprende un área de 1.44 m² aproximadamente, la cual es insuficiente para soportar la carga máxima es columnas críticas una vez modelada la ampliación del bloque FIIA D08 por lo que requiere una ampliación en su sección.
- A pesar de que el formulario de inspección visual rápida del FEPA P-194 clasifica la edificación con baja vulnerabilidad, el modelado estructural de ETABS evidenció que la estructura original no cumple los límites de deriva establecidos por la NEC en la dirección Y, ni con el periodo fundamental permitido, lo que confirma su vulnerabilidad símica y la necesidad de reforzamiento.
- La técnica de encamisado de columnas para ampliar su sección a 45x45 cm fue seleccionada como la solución estructural óptima mejorando rigidez, ductilidad y

resistencia en los elementos verticales, sustentado en el nuevo modelado donde cumple con los parámetros normativos; esta técnica, de la mano con la ampliación de la sección de la cimentación, califican como las técnicas de refuerzo estructural para el bloque FIIA D08.

- El análisis técnico económico, desarrollado mediante la adaptación de la metodología AHP, permitió establecer que la alternativa de demolición y reconstrucción del bloque FIIA D08 es factible desde una perspectiva integral tanto en escenarios con énfasis técnico, como escenarios de equilibrio de criterios técnicos y económicos.

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda ejecutar de manera prioritaria las medidas de reforzamiento propuestas, consistentes en la consolidación de losas aligeradas y el incremento de secciones en columnas críticas. Dichas acciones deben desarrollarse en función de los resultados obtenidos en el software ETABS, los cuales demuestran que, tras la intervención, las derivas laterales cumplen con el límite máximo de 0.020 establecido en la NEC-SE-DS para edificaciones de concreto armado en zonas sísmicas.
- Una vez concluida la intervención, se debe realizar un nuevo análisis estructural integral del bloque considerando la condición reforzada, con el fin de validar su desempeño bajo escenarios sísmicos de diseño. Adicionalmente, se recomienda implementar un plan de monitoreo que incluya inspecciones periódicas, registro de fisuras y levantamientos topográficos de control, de manera que se pueda evaluar de forma continua la evolución del comportamiento estructural a lo largo del ciclo de vida útil.
- La ejecución de la intervención debe realizarse en estricto apego a la NEC-15, particularmente a los apartados NEC-SE-DS (diseño sismo-resistente) y NEC-SE-CM (diseño en concreto armado), complementándose con las disposiciones de la norma

internacional ACI 318-19 respecto a cuantías mínimas, refuerzos a cortante y confinamiento de nudos viga-columna. Esto garantiza que la solución adoptada cumpla con los estándares nacionales e internacionales de seguridad estructural.

- En caso de ampliaciones o remodelaciones posteriores, se debe verificar rigurosamente que las cargas gravitacionales y sísmicas adicionales no comprometan el desempeño global de la estructura. Para ello se recomienda actualizar el modelo numérico en ETABS e incorporar análisis de demanda-capacidad en elementos reforzados, considerando tanto el estado límite de servicio como el de resistencia última.
- Se recomienda consolidar el uso de metodologías multicriterio, como el Proceso Analítico Jerárquico (AHP), en la evaluación de alternativas de intervención estructural. Estas herramientas permiten integrar criterios técnicos, económicos, sociales y normativos en un único marco de análisis, facilitando la comparación objetiva entre reforzamiento, ampliación o reconstrucción, y ofreciendo soporte técnico a la toma de decisiones institucionales en diferentes escenarios.

BIBLIOGRAFÍA

- Abdelmohaymen, M. G., & Salem, H. M. (2022). Shear retrofitting with manually made NSM FRP sheets (MMFRP) of RC beams. *J. Eng. Appl. Sci.*, 69, 78. doi: <https://doi.org/10.1186/s44147-022-00133-0>
- ACI. (2011). *ACI 369R-11 Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Existing Concrete Frame Buildings*.
- ACI. (2017). *ACI 440.2R-17 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*.
- Aguiar, R., Del Castillo, F., Mizobe, J., & Mendoza, P. (2016). REHABILITACIÓN DE EDIFICIO AFECTADO POR EL TERREMOTO DEL 16 DE ABRIL DE 2016 DE ECUADOR EN LA ULEAM. *Artículo de Investigación. Revista Gaceta Técnica*.
- Alcaraz Carrillo de Albornoz, V., García del Toro, E. M., Más-López, M. I., & Luizaga Patiño, A. (2019). Experimental Study of a New Strengthening Technique of RC Beams Using Prestressed NSM CFRP Bars. *Sustainability*, 11, 1374. doi:<https://doi.org/10.3390/su11051374>
- Andrade, C., & Lozano, J. L. (1992). *Identificación de presencia de cemento aluminoso en hormigones mediante el uso de Pachómetro*. Barcelona: Escuela Técnica Superior de Arquitectura dei Valiés.
- ASTM C805. (2019). *Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete*. Obtenido de https://store.astm.org/c0805_c0805m-18.html
- Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmicos de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Barcelona: Tesis Doctoral: Universidad Politécnica de Cataluña.

- Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design (5th ed.)*. McGraw-Hill.
- Bradshaw, A., Rajeev, P., & Tesfamariam, S. (2011). Multi Criteria Decision Making Tool for the Selection of Seismic Retrofitting Techniques. *Conference: Australian Earthquake Engineering Society 2011 Conference*.
- Caballero Cáceres, D. (2022). *ANÁLISIS DE LA FIBRA DE CARBONO COMO ALTERNATIVA PARA REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EN VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO*. Coronel Oviedo.
- Calvi, G., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J., Restrepo, L., & Crowley, H. (2006). *Development of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies over the Past 30 Years*. ISET Journal of Earthquake Technology.
- Carranza Calero, D. M. (2023). *Evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificaciones de estructuras metálicas en la parroquia Santa Rosa zona 2, Ambato, Ecuador: propuesta de reforzamiento estructural de una edificación representativa*. Ambato.
- Chávez Cachago, C. D., & Gómez Soto, J. E. (2020). *Diseño del reforzamiento estructural para la ampliación del edificio “Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional del Norte”*. Escuela Politécnica Nacional, Quito. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/21197>
- Cucho Nuñez, H., & Nuñez Cusma, K. (2018). *Evaluación de la vulnerabilidad estructural aplicando el método Hidrosiwa para determinar la seguridad sísmica del hospital regional de Lambayaque*. Lima: Repositorio académico USMP.
- Cucho Salinas, H., & Nuñez Cusma, K. (2018). *EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL APLICANDO EL MÉTODO HIROSAWA PARA DETERMINAR LA*

SEGURIDAD SÍSMICA DEL HOSPITAL REGIONAL DE LAMBAYEQUE. Lima:
Repositorio Académico USMP.

Enriquez Porras, R. (2022). *Análisis del índice de daño mediante Hirosawa para evaluar la vulnerabilidad sísmica en los centros educativos del distrito de Reque*. Pimentel: Universidad Señor de Sipán.

Estrada Porras, F. (2018). *ESTUDIO COMPARATIVO DE DOS ALTERNATIVAS PARA LA AMPLIACIÓN DE UN NIVEL DE UN MÓDULO DE AULAS EXISTENTE*. Lima: Universidad Católica de Perú.

F. Pizarro, N., E. Tornello, M., D. Agüera, N., & Gioacchini, G. (2021). VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS EDUCACIONALES. COMPARACIÓN DE DOS MÉTODOS CUALITATIVOS. CASOS DE ESTUDIO. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*.

Farinango, L., Herrera, H., Correa, M., Hernández, L., & Parra, G. (2022). Evaluación Sísmica y Rehabilitación de una Edificación Universitaria Construida hace más de 40 años. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones Vol. 5*.

Federal Emergency Management Agency. (2002). *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: A handbook*. 2nd ed., FEMA Publication No. 154. Obtenido de https://www.fema.gov/sites/default/files/documents/fema_154_2002.pdf

Fernández Párraga, A., & Párraga Catay, C. (2013). *Vulnerabilidad Sísmica de Centros Educativos de Huancayo*. Huancayo: Universidad Nacional del Centro de Perú.

Galindo Jaramillo, P. R., & Hernández Niño, A. L. (2021). *Evaluación estructural, técnica y económica del reforzamiento estructural de dos Edificaciones Patrimoniales en tierra (1 piso y 2 pisos) usando las recomendaciones del documento AIS- 610-EP-2017 y las*

prácticas de los arquitectos/ingenieros restauradores. Trabajo de grado, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá.

Galvez Carrión, R. D., Portal Melendrez, R. A., Solano Osorio, E. M., Meza Pantoja, F. A., & Pinares Luna, M. (2020). *ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO PARA LA TOMA DE DECISIÓN ENTRE EL REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA ACTUAL O UNA NUEVA CONSTRUCCIÓN DE UN CENTRO EDUCATIVO.* PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ, Lima.

Gentile, R., & Galasso, C. (2021). Simplified seismic loss assessment for optimal structural retrofit of RC buildings. *Earthquake Spectra*. doi:<https://doi.org/10.1177/8755293020952441>

Hirosiwa, M. (1984). *Método de evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural.*

Hong, K., Lee, S., Yeon, Y., & Jung, K. (2018). *Flexural Response of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Near-Surface-Mounted Fe-Based Shape-Memory Alloy Strips.* Int J Concr Struct Mater. doi:<https://doi.org/10.1186/s40069-018-0279-y>

Kuroiwa, J. (2002). *Reducción de Desastres: Viviendo en armonía con la naturaleza.* Lima: PNUD.

Lozano Cojal, J., & Olivos Cumpa, L. (2024). *Evaluación del nivel de desempeño y propuesta de reforzamiento del bloque 5 del edificio principal de la Universidad de Piura mediante análisis estático no lineal Pushover.* Piura: Universidad de Piura.

Lozano, A. (2012). *Martillo Schmidt (Esclerómetro).* GEOENGINEERING SERVICES & CONSULTING E.I.R.L.

- Maldonado Canales, L. (2025). *Evaluación Técnica, Económica y Ambiental del Reemplazo de Refuerzo de Acero por Fibras PET Recicladas en Losas Apoyadas sobre Terreno*. Universidad de Concepción, Departamento de Ingeniería Mecánica, Concepción.
- Meza Quispe, F., & Valverde Contreras, A. (2023). *Evaluación técnica y económica para el reforzamiento estructural en columnas de concreto armado en una edificación de 2 niveles en La Molina*. Universidad Ricardo Palma. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.14138/7181>
- Morales, A., & Uzcátegui, Y. (2017). *Diseño y Factibilidad Tecnico-Economico de una propuesta de Techo en el Edificio Álvaro Beltrán Pinzón de la UIS*. Doctoral dissertation, Tesis de grado, Universidad Industrial Santander.
- Nahavandi, H. (2015). *Pushover Analysis of Retrofitted Reinforced Concrete Buildings*. Portland: Portland State University.
- OPS. (2004). *Guía para la reducción de vulnerabilidad en el diseño de nuevos hospitales*. Obtenido de <https://iris.paho.org/handle/10665.2/40791>
- Osorio Gómez, J. C., & Orejuela Cabrera, J. P. (2008). *El proceso de análisis jerárquico (AHP) y la toma de decisiones multicriterio. Ejemplo de aplicación*. Universidad Tecnológica de Pereira. Pereira: Scientia Et Technica.
- Parillo Sosa, E. (2016). *Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de los Centros Educativos Primarios Estatales de la Ciudad de Juliaca - 2015*. Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, Universidad Andina Nestor Cáceres Velásquez.
- Paula Machado, A. (2002). *Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado*. Editoria PINI.

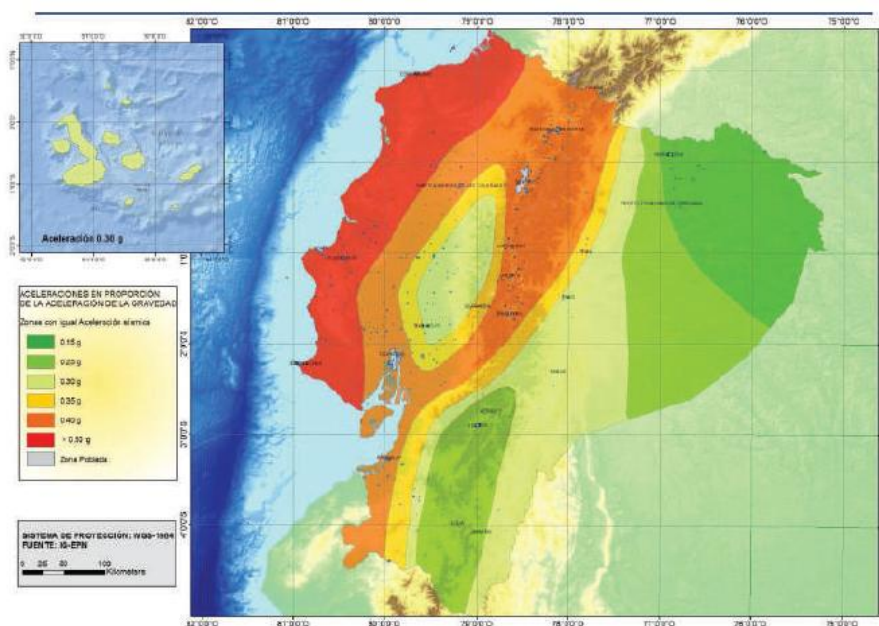
- Repuello Soto, R. (2019). *INFLUENCIA DE SISTEMAS DE REHABILITACIÓN EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL COMPLEJO EDUCATIVO DE SERVICIOS ACADÉMICOS Y ADMINISTRATIVOS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA*. Huancavelica: Universidad Nacional de Huancavelica.
- Rodrigues, H., Pradhan, P., Furtado, A., Rocha, P., & Vila-Pouca, N. (2018). *Structural Repair and Strengthening of RC Elements with Concrete Jacketing. Strengthening and Retrofitting of Existing Structures*.
- Saaty, T. L. (1980). *The Analytic Hierarchy Process*. McGraw-Hill.
- Universidad Distrital Francisco José de Caldas. (s.f.). *ncamisado en concreto armado para el refuerzo de vigas y columnas de una edificación*. Obtenido de <https://repository.udistrital.edu.co/bitstreams/662ef37d-e8f8-4a78-8975-acc4c0a48f4b/download>
- Uroš, M., Demšić, M., Baniček, M., & Pilipović, A. (2023). *Seismic Retrofitting of Dual Structural Systems—A Case Study of an Educational Building in Croatia*. Buildings. doi:<https://doi.org/10.3390/buildings13020292>
- Vásquez Adán, D., Hernández Ruiz, C., Feliciano Morales, S., Cuevas Sandoval, A., Hernández Rodríguez, J., & Ramirez Onofre, O. F. (Marzo-Abril de 2025). Técnicas de ingeniería estructural forense para identificar causas de vulnerabilidad sísmica de un Edificio Educativo en el Estado de Guerrero, México. *Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinaria*. doi:https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v9i2.17213
- Yépez, J., Dikdan, M. Y., Andrade, L., & Rojas, R. (2016). Propuesta de Reforzamiento para Edificación Educativa Tipo Antiguo II-MOP Venezuela. *Artículo de investigación. Revista Gaceta Técnica*.

ANEXOS

Anexo A. Datos para categorizar la región sísmica

Zona sísmica y factor de zona Z

Se parte de la ubicación en el mapa de zonificación sísmica de Ecuador de la NEC-15
NEC-SE-DS Peligro sísmico, y a partir de este dato identificar el valor factor Z.



Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Manta está ubicada sobre la zona sísmica más alta, siendo esta la zona VI, por lo tanto, el valor Z a aplicar será:

$$Z=0.5$$

Tipo de Suelo

Como lo establecen los criterios del estudio geotécnico realizado, se caracteriza el suelo como tipo D, con las especificaciones descritas a continuación:

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Coefficientes de perfil de suelo

Para los coeficientes de perfil de suelo se extraen las tablas de la NEC-SE-DS, para encontrar los tres factores necesarios para la caracterización de nivel de peligro sísmico:

Fa: coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.20	1.10	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85

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

	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI

Tipo de perfil del subsuelo	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	≥ 0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50

Fs: comportamiento no lineal de los suelos

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00

Factor η

Para encontrar el factor η se sitúa en la sección 3.3.1 de la NEC-SE-DS donde se clasifica dicho factor en función de la región del Ecuador en la que se encuentra:

$\eta = 1.8$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.6$: Provincias del Oriente

Siendo, de esta forma el $\eta = 1.8$

Factor de reducción sísmica R

El factor de reducción sísmica se define en función del sistema estructural, catalogando el sistema estructural de el edificio como Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.

Tipo de sistema estructural R

Tipo de sistema estructural	R
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda	5

R=8

Coefficiente de importancia

El coeficiente de importancia se define en función al tipo de uso y ocupación de una estructura, dándonos el Coeficiente I, de acuerdo con las necesidades de la estructura:

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
-----------	------------------------------------	---------------

Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, centros de salud o instalaciones sanitarias de emergencia. Estaciones militares, policiales, de bomberos y defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aeronaves que atienden emergencias. Torres de control de tráfico aéreo. Estructuras de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras usadas para almacenamiento de agua u otras sustancias contra incendios. Estructuras que almacenan sustancias tóxicas, explosivas, químicas u otras peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros educativos o deportivos con capacidad para más de 300 personas. Cualquier estructura que albergue más de 5,000 personas. Edificios públicos que requieren funcionamiento continuo.	1.3
Otras estructuras	Todas las edificaciones y otras estructuras que no se clasifican en las categorías anteriores.	1.0

$I=1.3$

A partir de estos datos, se puede obtener el espectro de respuesta elástico de la edificación.

Anexo B. Formulario de detección visual rápida de vulnerabilidad sísmica para edificaciones (Muy Alta sismicidad)

CONSEJO TÉCNICO DE USO Y GESTIÓN DEL SUELO	
Anexo 1. FORMULARIO DE DETECCIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES	
Formulario de recopilación de datos con base al FEMA P-154	
Nivel 1	
Muy alta sismicidad	
100 FOTOGRAFÍA Y ESQUEMA ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE	101 DATOS EDIFICACIÓN 102 Nombre de la Edificación: 103 Dirección: 104 Sitio de referencia: 105 Tipo de uso: 106 Latitud: 107 Zona: 107A Norte: 108 Este: 109 S1: 110 S2: 111 DATOS DEL PROFESIONAL 112 Nombre del evaluador: 113 Cédula del evaluador: 114 Registro SENESCYT: 115 Fecha: 116 Hora: 117 DATOS CONSTRUCCIÓN 118 Numero de Pisos: 119 Sobre el Suelo: 120 Bajo el Suelo: 121 Año de construcción: 122 Área de Construcción: 123 Código Año: 124 Año(s) Remodelación: 125 Numero de Predio: 126 Cline Catastral: 200 OCUPACIÓN: 201 Asambleas: 202 Industria: 203 Utilidad: 203A Histórico: 204 TIPO DE SUELO: 204A Roca: 204B Roca Débil: 204C Suelo Duro: 204D Suelo Blando: 204E Suelo Pobre: 204F Suelo Duro: 205 RIESGOS GEOLÓGICOS 205A Licuación: 205B SI: 205C NO: 205D DNK: 206 Ruptura de Superficie: 206A SI: 206B NO: 206C DNK: 207 Adyacencia: 207A Golpes: 207B Peligro de caída del Edificio Adyacente: 208 Irregularidades: 208A Elevación (Tipo/severidad): 208B Planta (Tipo): 209 Peligro de Caída Exteriores: 209A Chimeneas sin soporte lateral: 209B Reves. Pesado o de chapa de madera pesada: 209C Otros: 209D Apéndice: 209E Parapetos: 210 COMENTARIOS: Dibujos o comentarios en una página aparte
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN	
TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	
300 Porticos de Madera Livianos viviendas multifamiliares de uno a 2 pisos: 301 Porticos de madera Livianos múltiples unidades, múltiples pisos para edificios residenciales con áreas en planta en cada piso de más de 300m2: 302 Porticos de madera para edificios comerciales e industriales con un área de piso mayor a 500m2: 303 Pórtico Acero Laminado (Pórtico Resistente a Momento): 304 Pórtico Acero Laminado con diagonales: 305 Pórtico Acero Liviano o Conformado en frío: 306 Pórtico Acero Laminado con muros estructurales hormigón: 307 Pórtico Acero con paredes de mampostería de bloque: 308 Pórtico Acero con paredes de mampostería de bloque: 309 Pórtico Hormigón Armado: 310 Pórtico H. Armado con muros de corte: 311 Pórtico H. Armado con mampostería de relleno sin refuerzo: 312 Losas Prefabricada de Hormigón (Tilt-up): 313 Pórtico de H. Armado prefabricados: 314 Edificios de mampostería reforzada con diafragmas flexibles: 315 Edificios de mampostería reforzada con diafragmas rígidos: 316 Edificios de Mampostería no reforzada: 317 Vivienda prefabricada: 400 PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1	309 Pórtico Hormigón Armado: 310 Pórtico H. Armado con muros de corte: 311 Pórtico H. Armado con mampostería de relleno sin refuerzo: 312 Losas Prefabricada de Hormigón (Tilt-up): 313 Pórtico de H. Armado prefabricados: 314 Edificios de mampostería reforzada con diafragmas flexibles: 315 Edificios de mampostería reforzada con diafragmas rígidos: 316 Edificios de Mampostería no reforzada: 317 Vivienda prefabricada: 400 PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1
401 PARÁMETROS CALIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA (TIPO DE EDIFICIO FEMA) 402 PUNTAJE BÁSICO 403 IRREGULARIDADES 403A Irregularidad vertical Grave.VL1 403B Irregularidad vertical Moderada.VL1 403C Irregularidad en planta. PL1 404 CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN 405A Pre-código moderno (construido antes de 2001) o auto construcción 405B Construido en etapa de transición (desde 2001 pero antes de 2015) 405C Post código moderno (construido a partir de 2015) 406 SUELO 406A Suelo Tipo A o B 406B Suelo Tipo D 406C Suelo Tipo E (1-3Pisos) 406D Tipo de suelo E (>3 Pisos) 407 Puntaje Mínimo 408 PUNTAJE FINAL NIVEL 1,SL1 > SMIN	
500 GRADO DE REVISIÓN 501 Exterior: 502 Interior: 503 Planos revisados: 504 Fuente del Tipo de suelo: 505 Fuente del Peligro Geológico: 506 Personas de Contacto: 507 Celular: 508 Correo:	
600 OTROS RIESGOS: 601 Hay peligro que ameriten una evaluación estructural detallada? 601 Golpeo Potencial (a menor que SL2=limite, si es conocido) 602 Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos 603 Riesgo geológico o tipo de Suelo F 604 Daño significativo/deterioro del sistema estructural	
700 ACCIÓN REQUERIDA: 701 Requiere evaluación estructural detallada? 701 SI, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio 702 SI, puntaje menor que el límite 703 SI, otros peligros presentes 704 NO 705 Evaluación no estructural detallada recomendada? (marque con una x) 705 SI, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados 706 No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada 707 No, no se identifican peligros no estructurales 708 DNK= no conoce	
800 OBSERVACIONES: Cuando los datos no pueden ser verificados, el Inspector deberá anotar lo siguiente: EST=Estimado o dato no fiable O DNK= No conoce	
FIRMA RESPONSABLE EVALUACIÓN 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 Modificado: Diciembre, 2021 Modificado por: Ing. Pablo Cárdenas Revisado por: Ing. Jacobo Moral Aprobado por: Ing. Jacobo Moral SHEP-MIDUVI	

Anexo C. Formulario de detección visual rápida de vulnerabilidad sísmica para edificaciones (Muy Alta sismicidad) procesado.

CONSEJO TÉCNICO DE USO Y GESTIÓN DEL SUELO

Anexo 1. FORMULARIO DE DETECCIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES

Formulario de recopilación de datos con base al FEMA P-154

100 FOTOGRAFÍA Y ESQUEMA ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE

Nivel 1
Muy alta sismicidad

101 DATOS EDIFICACIÓN

102 Nombre de la Edificación: **Bloque FIA D08 de la Carrera de Ingeniería Civil**

103 Dirección: **Av. Circunvalación - Via San Mateo**

104 Sitio de referencia: **Facultad de Ingeniería** 105 Código Postal: **130214**

106 Tipo de uso: **Educativo**

107 Latitud: **-0.95165** 108 Longitud: **-80.74613**

107A Zona: **107B Norte** 108A Este: **8894807.00 m S** 108B Sur: **528247.00 m E**

109 S: **1.008** 110 ST: **0.769**

111 DATOS DEL PROFESIONAL

112 Nombre del evaluador: **José Luis Zambonino López**

113 Cédula del evaluador: **1319901999** 115 Fecha: **Junio 11 del 2025**

114 Registro SENESCYT: **116** Hora: **11:00 am**

117 DATOS CONSTRUCCIÓN

118 Número de Pisos: **1 piso** 120 Bajo el Suelo: **0 pisos**

121 Año de construcción: **40 años** 122 Área de Construcción: **1210 m2**

123 Código Año: **124** Año(s) Remodelación: **125** Número de Paredes: **126** Clave Catastral: **1-17-43-05-000**

124 Adiciones: **Ninguna** Si ☒ No ☐ DNK ☐

200 OCUPACIÓN:

201 Asistencia: **Comercial** 202 Educación: **Emergencia** ☒

203 Utilidad: **Almacén** 204 Residencial: **#**

203A Histórico: **Albergue** 204 Público: **Albergue**

204 TIPO DE SUELO:

204A I A B C D E F DNK

204B Roca Dura Roca Débil Suelo Duro Suelo Blando Suelo Pobre

205 **RIESGOS GEOLÓGICOS**

206 Licuación: **SI** Deslizamiento: **SI** Ruptura de Superficie: **SI**

206A NO ☒ DNK ☐ SI ☐ NO ☐ DNK ☐

206B NO ☒ DNK ☐ SI ☐ NO ☐ DNK ☐

206C NO ☒ DNK ☐ SI ☐ NO ☐ DNK ☐

207 Adyacencia

207A Golpes 207B Peligro de caída del Edificio Adyacente

208 Irregularidades:

208A Elevación (Tipo/severidad)

208B Planta (Tipo) Adiciones

209 Peligro de Caída Exteriores

209A Chimeneas sin soporte lateral 209B Reves. Pesado o de chapa de madera pesada 209C Otros

209D Apéndice 209E Parapetos

210 COMENTARIOS

ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN

300 TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

301 Porticos de Madera Livianos viviendas multifamiliares de uno a 2 pisos **W1**

302 Porticos de madera Livianos múltiples unidades, múltiples pisos para edificios residenciales con áreas en planta en cada piso de más de 300m2 **W1A**

303 Porticos de madera para edificios comerciales e industriales con un área de piso mayor a 500m2 **W2**

304 Pórtico Acero Laminado (Pórtico Resistente a Momento) **S1**

305 Pórtico Acero Laminado con diagonales **S2**

306 Pórtico Acero Liviano o Conformado en frío **S3**

307 Pórtico Acero Laminado con muros estructurales hormigón **S4**

308 Pórtico Acero con paredes de mampostería de bloque **S5**

309 Pórtico Hormigón Armado **C1**

310 Pórtico H. Armado con muros de corte **C2**

311 Pórtico H. Armado con mampostería de relleno sin refuerzo **C3**

312 Losas Prefabricada de Hormigón (Tilt-up) **PC1**

313 Pórtico de H. Armado prefabricados **PC2**

314 Edificios de mampostería reforzada con diafragmas flexibles **RM1**

315 Edificios de mampostería reforzada con diafragmas rígidos **RM2**

316 Edificios de Mampostería no reforzada **URM**

317 Vivienda prefabricada **MH**

400 PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1

401 PARAMETROS CALIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA (TIPO DE EDIFICIO FEMA)

402 PUNTAJE BÁSICO

403 IRREGULARIDADES

403A 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

403B Irregularidad vertical Moderada, VL1 -0.6 -0.5 -0.5 -0.4 -0.4 -0.4 -0.5 -0.4 -0.3 -0.4 -0.4 -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

404 CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN

404A 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

404B 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

404C 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

405 SUELO

405A 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

405B Suelo Tipo D 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0

405C 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

405D 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

500 GRADO DE REVISIÓN

501 Exterior: ☒ Parcial ☐ Todos los Lados ☐ Aéreo

502 Interior: ☐ Ninguno ☒ Visible ☐ Completo

503 Planos revisados: ☒ Sí ☐ No

504 Fuente del Tipo de suelo: **Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí**

505 Fuente del Peligro Geológico: **Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí**

506 Personas de Contacto: **Celular:** **Correo:**

600 OTROS RIESGOS:

601 Hay peligro que amerite una evaluación estructural detallada?

601 Golpeo Potencial (a menor que SL2-límite, si es conocido)

602 Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos

603 Riesgo geológico o tipo de Suelo F

604 Daño significativo/deterioro del sistema estructural

700 ACCIÓN REQUERIDA:

701 Requiere evaluación estructural detallada?

701 Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio

702 Si, puntaje menor que el límite

703 Si, otros peligros presentes

704 NO

Evaluación no estructural detallada recomendada? (marque con una x)

705 Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados

706 No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada

707 No, no se identifican peligros no estructurales

708 DNK= no conoce

800 OBSERVACIONES:

Cuando los datos no pueden ser verificados, el inspector deberá anotar lo siguiente: EST=Estimado o dato no fiable D DNK= No conoce

FIRMA RESPONSABLE EVALUACIÓN

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

Modificado: Diciembre, 2021

Modificado por: Ing. Paul Omedo

Revisado por: Ing. Jacobo Moral

Aprobado por: Ing. Jacobo Moral

SHEP-MIDUVI

Anexo D. Resultados del Ensayo SPT realizado por estudiantes de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería, Industria y

Arquitectura

Humedad natural [Perforación 1]

HUMEDAD NATURAL – PERFORACIÓN #1											
Profundidad	0.00 - 0.20	0.20 - 0.60		0.60 - 1.00		1.00 - 2.00		2.00 - 3.00		3.00 – 3.50	
Peso Húmedo	PISO DE HORMIGÓN	73.54	89.10	93.53	76.08	96.40	102.67	92.68	85.87	90.18	72.40
Peso Seco		64.09	75.74	75.87	62.40	80.18	83.84	76.75	73.56	77.99	63.09
Tara		37.72	38.62	34.91	31.72	35.59	34.04	31.56	36.66	41.91	34.33
% Humedad		35.84%	35.99%	43.12%	44.59%	36.38%	37.81%	35.25%	33.36%	33.79%	32.37%
		35.91%		43.85%		37.09%		34.31%		33.08%	

Granulometría [Perforación 1]

GRANULOMETRÍA – PERFORACIÓN #1											
Profundidad	0.00 - 0.20	0.20 - 0.60		0.60 - 1.00		1.00 - 2.00		2.00 - 3.00		3.00 – 3.50	
4	PISO DE HORMIGÓN	21.48	78.52	1.44	98.56	13.26	86.74	11.35	88.65	14.25	85.75
10		8.96	69.56	7.62	90.94	10.33	76.41	8.05	80.60	11.16	74.59
40		9.39	60.17	13.12	77.82	12.82	63.59	12.41	68.19	13.86	60.73
200		7.17	53.00	13.59	64.23	10.19	53.40	10.96	57.23	9.68	51.05
#200		<u>53.00</u>		<u>64.23</u>		<u>53.40</u>		<u>57.23</u>		<u>51.05</u>	

Límites de Atterbeg [Perforación 1]

LÍMITES – PERFORACIÓN #1																			
0.00 – 0.20				0.20 – 0.60				0.60 – 1.00				1.00 – 2.00				2.00 – 3.00			
LÍQUIDO	PLÁSTICO			LÍQUIDO	PLÁSTICO			LÍQUIDO	PLÁSTICO			LÍQUIDO	PLÁSTICO			LÍQUIDO	PLÁSTICO		
PISO DE HORMIGÓN				28.56	27.43	8.97	9.28	35.45	40.12	12.85	12.99	33.01	35.03	17.16	13.52	30.74	29.89	13.63	14.73
				24.81	23.28	8.28	8.55	28.55	31.55	11.44	11.78	26.13	28.22	14.96	11.68	25.45	25.10	12.41	13.41
				17.55	15.44	6.44	6.68	17.55	17.98	6.78	7.88	15.33	17.63	9.91	7.50	17.08	17.57	9.04	9.85
				51.65	52.93	37.50	39.04	62.73	63.15	30.26	31.03	63.70	64.31	43.56	44.02	63.20	63.61	36.20	37.08
LL	/	/		LL	52.29	MH		LL	62.94	CH		LL	64.00	MH		LL	63.41	MH	
LP	/			LP	38.27			LP	30.64			LP	43.79			LP	36.64		
IP	/	/		IP	14.02	4		IP	32.30	4		IP	20.21	4		IP	26.77	4	

3.00 – 3.50			
LÍQUIDO	PLÁSTICO		
27.25	29.30	13.66	13.79
23.55	25.27	12.62	12.70
17.42	18.56	10.00	9.92
60.36	60.06	39.69	39.21
LL	60.21	CL	
LP	39.45		
IP	20.76	4	

Resumen de estratos [Perforación 1]

Fecha / Date **17-mar-25**

Ensayado / Performed by **D.M**

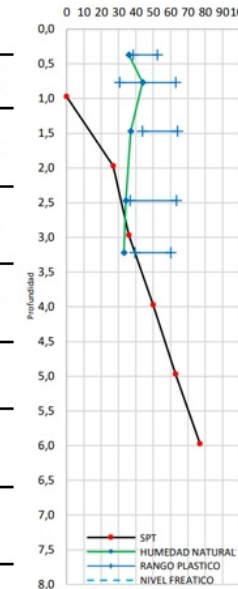
Perforación **01**

Cota de referencia **S/D**

Cota boca de perforación **S/D**

Nivel freático desde boca perforación **S/D**

N°	Muestra Profundidad		Humedad Natural (%)	Granulometría % que pasa tamiz				Limites de Atterberg			Clasif. S.U.C.S.	Golpes por metro (S.P.T.), Contenido de Humedad, Rango Plástico	Descripción y Detalle a la Clasificación
	Desde	Hasta		N° 4	N° 10	N° 40	N° 200	Líquido %	Plástico %	Índice PL %			
1	0.00	0.20											Piso de hormigón
2	0.20	0.60	35.91	78.52	69.56	60.17	53.00	52.29	38.27	14.02	MH	27	Lutita arcillosa, alta plasticidad, consistencia media.
3	0.60	1.00	43.85	98.56	90.94	77.82	64.23	62.94	30.64	32.30	CH	36	Arcilla, alta plasticidad, consistencia firme.
4	1.00	2.00	37.09	86.74	76.41	63.59	53.40	64.00	43.79	20.21	MH	50	Arcilla, alta plasticidad, consistencia firme a muy firme.
5	2.00	3.00	34.31	88.65	80.60	68.19	57.23	63.41	36.64	26.77	MH	63	Arcilla, alta plasticidad, consistencia firme a muy firme.
6	3.00	3.50	33.08	85.75	74.59	60.73	51.05	60.21	39.45	20.76	MH	77	Arcilla, alta plasticidad, consistencia firme a muy firme.



Humedad natural [Perforación 2]

HUMEDAD NATURAL – PERFORACIÓN #2															
Profundidad	0.00-0.10	0.10-0.70		0.70-1.00		1.00-1.40		1.40-2.00		2.00-2.45		2.45–3.00		3.00-3.50	
Peso Húmedo	CAPA VEGETAL	89,56	70,45	43,51	54,11	44,92	38,94	58,22	59,45	66,66	49,36	60,45	58,12	58,58	64,53
Peso Seco		80,12	63,5	38,19	46,77	42,31	36,46	55,39	56,44	62,36	46,63	49,54	48,5	52,99	58,74
Tara		17,02	17,64	17,61	17,69	17,57	14,19	17,75	17,29	17,57	17,51	15,07	17,77	16,91	17,36
% Humedad		14.96%	15.15%	25.85%	25.24%	10.55%	11.14%	7.52%	7.69%	9.60%	9.37%	31.65%	31.30%	15.49%	13.99%
		15.06%		25.55%		10.84%		7.60%		9.49%		31.48%		14.74%	

Granulometría [Perforación 2]

GRANULOMETRÍA – PERFORACIÓN #2															
Profundidad	0.00 - 0.10	0.10 - 0.70		0.70 - 1.00		1.00 - 1.40		1.40 - 2.00		2.00 - 2.45		2.45 – 3.00		3.00-3.50	
4	CAPA VEGETAL	0,00	100,00	0,00	100,00	0,31	99,69	0,00	100,00	5,58	94,42	20,99	79,01	9,06	90,94
10		0,00	100,00	0,00	100,00	1,52	98,17	0,32	99,68	2,31	92,11	15,19	63,82	5,97	84,97
40		1,87	98,13	2,81	97,19	1,16	97,01	2,16	97,52	5,19	86,92	16,06	47,76	8,30	76,67
200		8,56	89,57	24,02	73,17	40,43	56,58	79,87	17,65	66,47	20,45	12,20	35,56	37,48	39,19
#200		<u>89.57</u>		<u>73.17</u>		<u>56.58</u>		<u>17.65</u>		<u>20.45</u>		<u>35.56</u>		<u>39.19</u>	

Límites de Atterbeg [Perforación 2]

LÍMITES – PERFORACIÓN #2																											
0.00 – 0.10				0.10 – 0.70				0.70 – 1.00				1.00 – 1.40				1.40 – 2.00											
LÍQUIDO		PLÁSTICO		LÍQUIDO		PLÁSTICO		LÍQUIDO		PLÁSTICO		LÍQUIDO		PLÁSTICO		LÍQUIDO		PLÁSTICO									
CAPA VEGETAL				35.45	28.78	12.01	11.78	35.78	35.56	13.56	12.45	NO PLÁSTICO				NO PLÁSTICO				NO PLÁSTICO				NO PLÁSTICO			
				31.15	26.01	11.45	11.38	30.05	30.02	12.81	12.11																
				17.83	17.54	8.78	9.45	17.56	17.78	10.12	10.89																
				32.28	32.70	20.97	20.73	45.88	45.26	27.88	27.87																
LL	/	/		LL	32.49	CL		LL	45.57	ML		LL	/	/		LL	/	/									
LP	/			LP	20.85			LP	27.87			LP	/			LP	/										
IP	/	/		IP	11.64	4		IP	17.69	4		IP	/	/		IP	/	/									
2.00 – 2.45				2.45 – 3.00				3.00 – 3.50																			
LÍQUIDO		PLÁSTICO		LÍQUIDO		PLÁSTICO		LÍQUIDO		PLÁSTICO																	
NO PLÁSTICO		NO PLÁSTICO		40.56	40.12	15.22	13.85	35.41	28.19	16.21	12.08																
				32.55	32.55	14.05	12.80	29.55	24.08	15.08	11.48																
				17.45	18.78	9.85	9.10	17.80	15.54	10.47	8.98																
				53.05	54.97	27.86	28.38	49.87	48.13	24.51	24.00																
LL	/	/		LL	54.01	CH		LL	49.00	CL																	
LP	/			LP	28.12			LP	24.26																		
IP	/	/		IP	25.89	4		IP	24.74	4																	

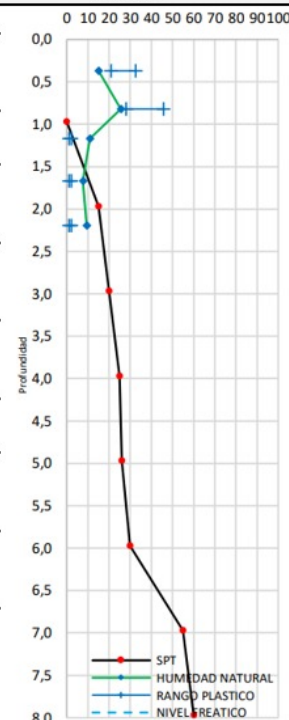
Resumen de estratos [Perforación 2]

Fecha / Date **17-mar-25**
Ensayado / Performed by **D.M**

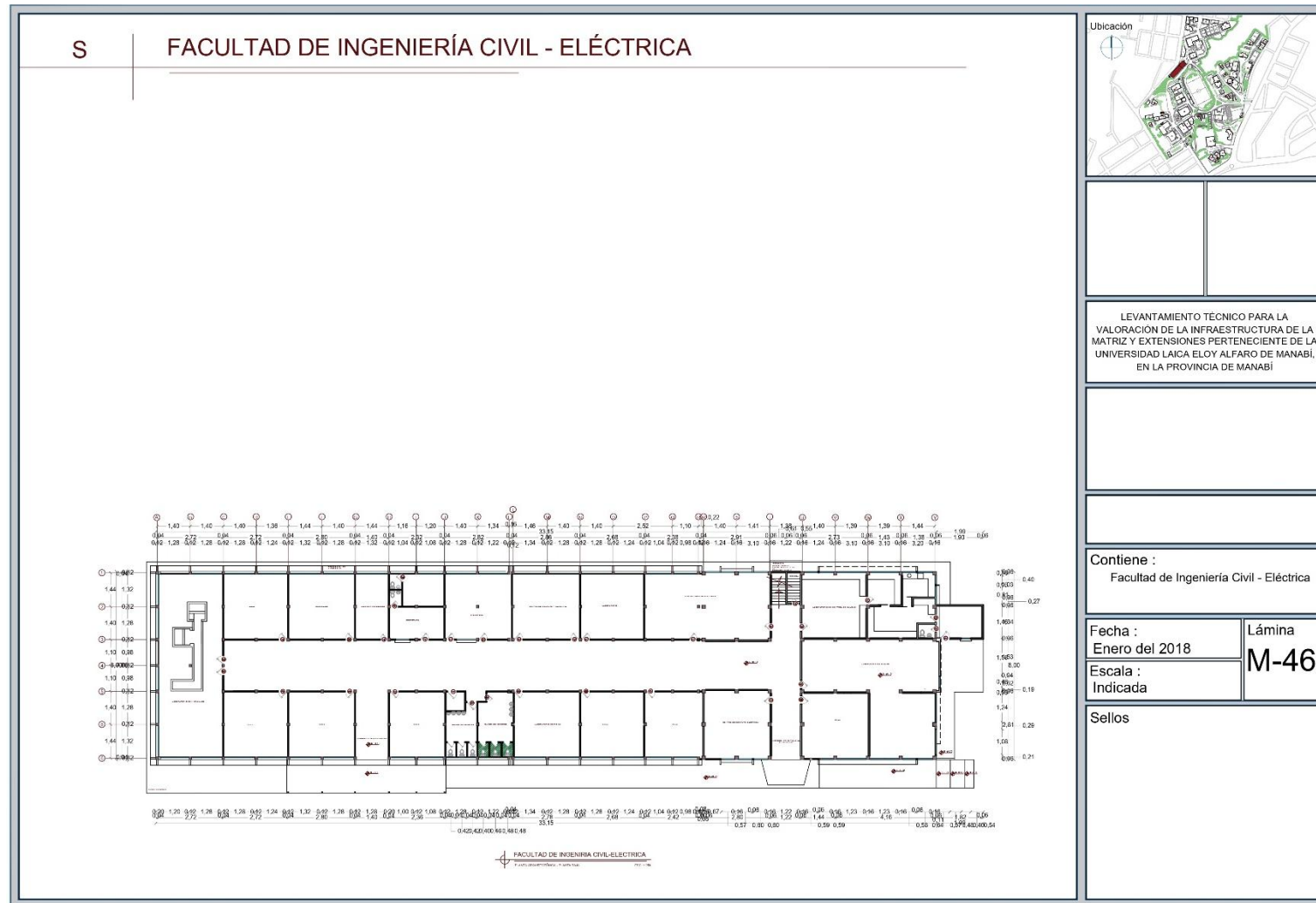
Perforación **02**
Cota de referencia **S/D**

Cota boca de perforación **S/D**
Nivel freático desde boca **S/D**
perforación

Nº	Muestra		Humedad Natural (%)	Granulometría % que pasa tamiz				Límites de Atterberg			Clasif. S.U.C.S	Golpes por metro (S.P.T.), Contenido de Humedad, Rango Plástico	Descripción y Detalle a la Clasificación
	Profundidad Desde	Hasta		Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200	Líquido %	Plástico %	Índice PL %			
1	0.00	0.10											Capa Vegetal
2	0.10	0.70	15.06	100.00	100.00	98.13	89.57	32.49	20.85	11.64	CL	15	Arcilla arenosa, baja a mediana plasticidad, consistencia muy firme
3	0.70	1.00	25.55	100.00	100.00	97.19	73.17	45.57	27.87	17.70	ML	20	Arcilla, alta plasticidad, consistencia firme.
4	1.00	1.40	10.84	99.69	98.17	97.01	56.58		NO PLÁSTICO		SM	25	Arena mal graduada limosa, nula plasticidad, compacidad media.
5	1.40	2.00	7.60	100.00	99.68	97.52	17.65		NO PLÁSTICO		SM	26	Arena limosa, nula plasticidad, compacidad media.
6	2.00	2.45	9.49	94.42	92.11	86.92	20.45		NO PLÁSTICO		SM	30	Arena limosa, nula plasticidad, compacidad media.
7	2.45	3.00	31.48	31.48	63.82	47.76	35.56	54.01	28.12	25.89	CH	55	Arcilla, alta plasticidad, consistencia firme.
8	3.00	3.50	14.74	14.74	84.97	76.67	39.19	49.00	24.26	24.74	CL	60	Arcilla arenosa, alta plasticidad, consistencia muy firme



Anexo E. Plano arquitectónico del edificio principal de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura, bloques de civil y eléctrica
(Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí)



Anexo F. Detalle de metrado de cargas para la sobrecarga de acabados en Piso 1 y Piso 2.

Piso 1						
Elemento	Longitud	Altura de mampostería	Espesor del bloque	Área portante	Peso	Sobrecarga
Mampostería en X	217.21 m	3.00 m	0.15 m	1155.00 m ²	185714.55 kgf	160.79 kgf/m ²
Mampostería en Y	125.69 m	3.00 m	0.15 m	1155.00 m ²	107464.95 kgf	93.04 kgf/m ²
Enlucidos y masillados	0.04 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m ²	88.00 kgf	88.00 kgf/m ²
Recubrimientos de piso	0.02 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m ²	44.00 kgf	44.00 kgf/m ²
					TOTAL	390.00 kgf/m²

Piso 2						
Elemento	Longitud	Altura de mampostería	Espesor del bloque	Área portante	Peso	Sobrecarga
Mampostería en X	217.21 m	1.50 m	0.15 m	1155.00 m ²	92857.28 kgf	80.40 kgf/m ²
Mampostería en Y	125.69 m	1.50 m	0.15 m	1155.00 m ²	53732.48 kgf	46.52 kgf/m ²
Enlucidos y masillados	0.04 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m ²	88.00 kgf	88.00 kgf/m ²
Recubrimientos de piso	0.02 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m ²	44.00 kgf	44.00 kgf/m ²
					TOTAL	260.00 kgf/m²

Anexo G. Datos para el cálculo de coeficiente y corte basal según la NEC-SE-DS.

Factor de importancia	$I=$	1.300
Categoría Sísmica	Zona Sísmica=	VI
Valor de factor Z	$Z=$	0.500
Perfil del Suelo	Suelo Tipo=	D
Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	$F_a=$	1.120
Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	$F_d=$	1.110
Comportamiento no lineal de los suelos	$F_s=$	1.400
Factor usado en el espectro de diseño elástico	$r=$	1.000
relación de amplificación espectral	$\eta=$	1.800
Altura de la edificación en metros	$h_n=$	6.100
Tipo Estructura	Pórticos Espaciales de H.A. sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores	
Coeficiente que depende del tipo de edificio	$C_t=$	0.055
	$\alpha=$	0.900
Periodo de Vibración Método 1	$T_a \text{ CODIGO}=$	0.280
Periodo de Vibración Método 2	$1.3 * T_a \text{ Código}$	0.364
Periodo Límite de Vibración	$T_o=$	0.139
Periodo de Vibración	$T_a=$	0.280
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	$T_c=$	0.763
Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T	$k=$	1.000
Aceleración Espectral	$S_a(T_a)=$	1.008
Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural	$R=$	8
Irregularidad en planta	$\Phi_P=$	0.900
Irregularidad en elevación	$\Phi_E=$	1.000
	$C=$	0.182

Anexo H. Carga transmitida por cada columna hasta la cimentación (ETABS)

Columna	Combinación	Carga Total
1	1.2 D+1.6 L	12450.34
2	1.2 D+1.6 L	44649.36
3	1.2 D+1.6 L	33930.45
4	1.2 D+1.6 L	17075.83
5	1.2 D+1.6 L	34017.2
6	1.2 D+1.6 L	44657.81
7	1.2 D+1.6 L	12589.75
8	1.2 D+1.6 L	30921.8
9	1.2 D+1.6 L	71593.47
10	1.2 D+1.6 L	31001.68
11	1.2 D+1.6 L	24736.28
12	1.2 D+1.6 L	90014.23
13	1.2 D+1.6 L	58320.82
14	1.2 D+1.6 L	33028.79
15	1.2 D+1.6 L	58508.3
16	1.2 D+1.6 L	89273.78
17	1.2 D+1.6 L	25035.39
18	1.2 D+1.6 L	29538.7
19	1.2 D+1.6 L	45141.37
20	1.2 D+1.6 L	38621.08
21	1.2 D+1.6 L	43730.81
22	1.2 D+1.6 L	27762.26
23	1.2 D+1.6 L	13269.38
24	1.2 D+1.6 L	37834.91
25	1.2 D+1.6 L	48639.68
26	1.2 D+1.6 L	59805.62
27	1.2 D+1.6 L	64676.88
28	1.2 D+1.6 L	25668.78
29	1.2 D+1.6 L	36270.78
30	1.2 D+1.6 L	63166.99
31	1.2 D+1.6 L	43951.46
32	1.2 D+1.6 L	24879.1
33	1.2 D+1.6 L	36385.93
34	1.2 D+1.6 L	63915.63
35	1.2 D+1.6 L	47130.54
36	1.2 D+1.6 L	25821.18
37	1.2 D+1.6 L	11782.13
38	1.2 D+1.6 L	30695.22
39	1.2 D+1.6 L	46769.9
40	1.2 D+1.6 L	57428.28
41	1.2 D+1.6 L	43349.1
42	1.2 D+1.6 L	23754.03

43	1.2 D+1.6 L	27992.09
44	1.2 D+1.6 L	58459.02
45	1.2 D+1.6 L	50308.13
46	1.2 D+1.6 L	38778.1
47	1.2 D+1.6 L	21257.95
48	1.2 D+1.6 L	24418.94
49	1.2 D+1.6 L	74222.29
50	1.2 D+1.6 L	58236.38
51	1.2 D+1.6 L	56666.61
52	1.2 D+1.6 L	43731.4
53	1.2 D+1.6 L	23872.91
54	1.2 D+1.6 L	28820.39
55	1.2 D+1.6 L	63782.28
56	1.2 D+1.6 L	60245.61
57	1.2 D+1.6 L	45685.19
58	1.2 D+1.6 L	24738.76
59	1.2 D+1.6 L	27345.83
60	1.2 D+1.6 L	69922.63
61	1.2 D+1.6 L	65454.21
62	1.2 D+1.6 L	64548.9
63	1.2 D+1.6 L	54858.27
64	1.2 D+1.6 L	27190.2
65	1.2 D+1.6 L	39269.43
66	1.2 D+1.6 L	78089.79
67	1.2 D+1.6 L	79185.24
68	1.2 D+1.6 L	40372.21
69	1.2 D+1.6 L	25581.17
70	1.2 D+1.6 L	68198.6
71	1.2 D+1.6 L	60959.14
72	1.2 D+1.6 L	61023.53
73	1.2 D+1.6 L	67964.13
74	1.2 D+1.6 L	25786.83
75	1.2 D+1.6 L	28089.38
76	1.2 D+1.6 L	61844.29
77	1.2 D+1.6 L	58575.16
78	1.2 D+1.6 L	27989.61
79	1.2 D+1.6 L	22295.9
80	1.2 D+1.6 L	54775.09
81	1.2 D+1.6 L	22579.75
82	1.2 D+1.6 L	11574.11
83	1.2 D+1.6 L	33063.14
84	1.2 D+1.6 L	26244.06
85	1.2 D+1.6 L	46585.94
86	1.2 D+1.6 L	35189.76
87	1.2 D+1.6 L	11341.74
88	1.2 D+1.6 L	24014.95

89	1.2 D+1.6 L	74716.35
90	1.2 D+1.6 L	57678.15
91	1.2 D+1.6 L	81034.97
92	1.2 D+1.6 L	77532.22
93	1.2 D+1.6 L	23938.55