

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque aplicando el análisis estático y dinámico no lineal

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

AUTOR

Carlos Enrique Curo Paredes

ASESOR

Jorge Enrique Alvarez Ruffran

<https://orcid.org/0000-0002-5321-8500>

Chiclayo, 2023

**Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de sala multiusos
de una universidad de Lambayeque aplicando el análisis estático y
dinámico no lineal**

PRESENTADA POR
Carlos Enrique Curo Paredes

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
para optar el título de

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR

Jose Alfredo Rolando Cespedes Deza
PRESIDENTE

Jose Alberto Acero Martinez
SECRETARIO

Jorge Enrique Alvarez Ruffran
VOCAL

Dedicatoria

Dedico mi tesis a mis padres, quienes nunca dejaron de apoyarme incondicionalmente durante los peores momentos y por haber forjado a la persona que soy en la actualidad. A mis hermanos por ser comprensivos conmigo a lo largo de mi carrera. A mis amigos quienes me compartieron muchos de sus conocimientos para el desarrollo de esta investigación. A mi enamorada Ariana, por haberme motivado en todo momento a seguir adelante y no rendirme para lograr mis objetivos.

Agradecimientos

Agradezco a Dios por haber apoyado a cumplir una de mis metas propuestas. A mi madre Lilian Roxana Paredes López y mi padre Luis Alberto Curo Maquen, quienes me dieron su apoyo y amor incondicional. A mi asesor Jorge Enrique Álvarez Ruffrán por haber acompañarme y guiado en la ejecución de esta investigación. A mis amigos y a los docentes de mi universidad, por haberme compartido sus conocimientos durante el proceso de mi carrera. A mi enamorada quien me apoyo en todo momento a seguir adelante.

Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque aplicando el análisis estático y dinámico no lineal

INFORME DE ORIGINALIDAD



FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	6%
2	tesis.usat.edu.pe Fuente de Internet	6%
3	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	1%
4	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1%
5	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	1%
6	repositorio.uss.edu.pe Fuente de Internet	<1%
7	Submitted to Universidad Católica de Santa María Trabajo del estudiante	<1%
8	repositorio.upt.edu.pe Fuente de Internet	<1%

Índice

Resumen	12
Abstract	13
Introducción	14
Revisión de la Literatura	17
Antecedentes.....	17
Bases teóricas – científicas	23
Materiales y métodos	35
Tipo y nivel de investigación.....	35
Diseño metodológico.....	35
Población, muestra de estudio y muestreo.....	35
Criterios de selección.....	36
Formulación de la hipótesis.....	36
Operacionalización de variables	36
Técnicas e instrumentos de recolección de datos	37
Procedimiento.....	37
Plan de procesamiento y análisis de datos.....	38
Matriz de consistencia	39
Consideraciones éticas.....	40
Resultados	41
Estudios preliminares	41
Informe de estado situacional	41
Exploración de suelos	43
Ensayo de escaner de acero.....	43
Ensayo de diamantinas.....	44
Ensayo de compresión de concreto.....	46
Ensayo de carbonatación del concreto	46

Modelado en el software ETABS	47
Análisis lineal	51
Análisis estático lineal	51
Análisis dinámico modal espectral	52
Análisis no lineales	57
Análisis no lineal Pushover	57
Análisis no lineal tiempo historia	69
Reforzamiento estructural.....	78
Discusión.....	88
Conclusión.....	90
Recomendaciones.....	93
Referencias	94

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Objetivo de diseño de la norma E.030 según Visión 2000.....	26
Figura 2: Curva esfuerzo-deformación del concreto – Modelo de Hognestad	27
Figura 3: Curva esfuerzo deformación del concreto confinado	27
Figura 4: Curva esfuerzo - deformación Park & Paulay	28
Figura 5: Modelos de plasticidad	28
Figura 6: Secuencia del Proceso de Análisis Pushover.....	29
Figura 7: Curva de Capacidad.....	29
Figura 8: Criterio de áreas iguales.....	30
Figura 9: Desplazamiento elástico e inelástico de la estructura.....	31
Figura 10: Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad, por medio de sus características dinámicas	31
Figura 11: Secciones de la curva de capacidad según SEAOC.....	34
Figura 12: humedad y eflorescencia.....	41
Figura 13: Grieta	41
Figura 14: Fisura	41
Figura 15: Ubicación de patologías elevación 3	41
Figura 16: Ubicación de patologías Corte C	41
Figura 17: Ubicación de patologías Elevación 1	42
Figura 18: Ubicación de patologías Elevación 4.....	42
Figura 19: Ubicación de patologías Elevación 2.....	42
Figura 20: Ubicación de extracción de Diamantinas – Primera Planta.....	45
Figura 21: Ubicación de extracción de Diamantinas – Segunda Planta.....	45
Figura 22: Ubicación de extracción de Diamantinas – Tercera Planta	45
Figura 23: Modelamiento en ETABS.....	47
Figura 24: Vista en Planta Típica	47
Figura 25: Corte Típico de Aligerado $e=25\text{cm}$	48
Figura 26: Asignación de las propiedades no lineales del concreto.....	57
Figura 27: Asignación de las propiedades no lineales del acero.....	57
Figura 28: Definición de rotulas plásticas tipo fibra	58
Figura 29: Asignación de longitud de las rotulas plásticas tipo fibra	58
Figura 30: Asignación de rotulas para muros de corte.....	59
Figura 31: Asignación de carga gravitacional.....	59
Figura 32: Creación del caso de carga lateral en X-X.....	60

Figura 33: Desempeño por rotulas para placas por la ATC 40	61
Figura 34: Desplazamiento de control eje X	61
Figura 35: Desplazamiento de control eje Y	61
Figura 36: Ingreso de desplazamientos de control en ambos ejes.....	62
Figura 37: Corrección por Línea base del registro A -X.....	70
Figura 38: Definición del espectro elástico y rangos mínimos de periodos:	70
Figura 39: Propuesta de encamisado por el Ingeniero Blanco Blasco	79
Figura 40:Columna C-1 para el encamisado	80
Figura 41: Sección encamisada C-1	82
Figura 42: Placa de concreto para reforzamiento.....	82

LISTA DE TABLAS

TABLA 1: Operacionalización de Variables	36
TABLA 2: Matriz de Consistencia.....	39
TABLA 3: Historial de Daños	42
TABLA 4: Resumen de EMS.....	43
TABLA 5: Resumen de Escaneo de Columnas	43
TABLA 6: Resumen de Escaneo de Vigas	44
TABLA 7: Resumen de Escaneo de Placas	44
TABLA 8: Resumen extracción de Diamantinas	44
TABLA 9: $f'c$ por elemento estructural	46
TABLA 10: Resumen $f'c$ Corregidos	46
TABLA 11: Resumen Ensayo de Carbonatación.....	46
TABLA 12: Tabla de Columnas	48
TABLA 13: Tabla de Vigas	48
TABLA 14: Tabla de Placas	49
TABLA 15: Propiedades de los Materiales.....	49
TABLA 16: Cargas Vivas	50
TABLA 17: Cargas Muertas	50
TABLA 18: Parámetros Sísmicos	51
TABLA 19: Peso Sísmico	51
TABLA 20: Espectro de Pseudo Aceleraciones	52
TABLA 21 Participación Modal	53
TABLA 22: Periodos y participaciones modales	54
TABLA 23: Irregularidad en Elevación	54
TABLA 24: Derivas de Análisis Estático Lineal	54
TABLA 25 : Derivas del Análisis Dinámico Modal Espectral	55
TABLA 26: Desplazamientos máximos del Análisis dinámico modal espectral	55
TABLA 27: Desplazamientos máximos de Análisis estático lineal	55
TABLA 28: Junta Sísmica	55
TABLA 29: Cortantes Basales para ambos análisis.....	56
TABLA 30: Verificación de cortantes basales.....	56
TABLA 31: Verificación de Sistema Estructural SDN	56
TABLA 32: Verificación de Sistema estructural SEL	56

TABLA 33: Tabla 7-5 de la ASCE 41-17 para Valores de C_o	63
TABLA 34: Tabla 7-4 de la ASCE 41-17 para Valores de C_m	64
TABLA 35: Datos de ETABS sobre la curva Bilineal en X.....	65
TABLA 36: Tabla 7-5 de la ASCE 41-17 para Valores de C_o	65
TABLA 37: Tabla 7-4 de la ASCE 41-17 para Valores de C_m	66
TABLA 38: Datos de ETABS sobre la curva Bilineal en Y	67
TABLA 39: Registros Sísmicos Pre Seleccionados.....	69
TABLA 40: Registros compatibilizados	71
TABLA 41: Registros seleccionados	71
TABLA 42: Comparación de cortantes y desplazamientos en el eje X-X.....	76
TABLA 43: Comparación de cortantes y desplazamientos en el eje X-X.....	76
TABLA 44: Comparación de derivas en el eje X	77
TABLA 45: Comparación de derivas en el eje Y	77
TABLA 46: Tabla 6.4b HAZUS Nivel de diseño sísmico de código moderado	78
TABLA 47: N.º de Pisos para una edificación C2L.....	78
TABLA 48: Acero de refuerzo para columnas encamisadas	81
TABLA 49 Verificación de derivas con el análisis dinámico lineal.....	83
TABLA 50: Verificación de derivas con el análisis estático lineal	83
TABLA 51: Verificación de irregularidad torsional.....	83
TABLA 52: Desempeño con programa HAZUS eje X.....	87
TABLA 53: Presupuesto total del reforzamiento.....	87

LISTA DE GRÁFICAS

Gráfica 1: Espectro de Pseudo Aceleración vs Periodo, X-X	53
Gráfica 2: Espectro de Pseudo Aceleración vs Periodo, Y-Y	53
Gráfica 3: Curva de capacidad en la dirección X-X.....	62
Gráfica 4: Curva de capacidad en la dirección Y-Y.....	63
Gráfica 5: Punto de Desempeño en la dirección X	65
Gráfica 6: Punto de Desempeño en la dirección Y	67
Gráfica 7: Desempeño en la dirección X-X	68
Gráfica 8: Desempeño en la dirección Y-Y	68
Gráfica 9: Espectros compatibles	71
Gráfica 10: Cortante - Registro Loreto - XX - 2019	72
Gráfica 11: Desplazamientos - Registro Loreto - XX- 2019	72
Gráfica 12: Cortante - Registro Loreto -YY- 2019	73
Gráfica 13: Desplazamientos - Registro Loreto - YY- 2019	73
Gráfica 14: Cortante - Registro Amazonas - XX - 2021	73
Gráfica 15: Desplazamientos - Registro Amazonas- XX- 2021	74
Gráfica 16: Cortante - Registro Amazonas - YY – 2021	74
Gráfica 17: Desplazamientos - Registro Amazonas - YY- 2021	74
Gráfica 18: Cortante - Registro Amazonas - XX – 2022	75
Gráfica 19: Desplazamiento - Registro Amazonas - XX – 2022	75
Gráfica 20: Cortante - Registro Amazonas - YY – 2022	75
Gráfica 21: Desplazamiento - Registro Amazonas - YY – 2022	76
Gráfica 22: Comparación de derivas en el eje X.....	77
Gráfica 23: Comparación de derivas en el eje Y.....	77
Gráfica 24: Diagrama de interacción para M3 - C1 encamisada Sismo X	84
Gráfica 25: Diagrama de interacción para M2 - C1 encamisada Sismo X	84
Gráfica 26: Diagrama de interacción para M3 - C1 encamisada Sismo Y	85
Gráfica 27: Diagrama de interacción para M2 - C1 encamisada Sismo Y	85
Gráfica 28: Diagrama de interacción para M3 - Placa Sismo X	85
Gráfica 29: Diagrama de interacción para M2 - Placa Sismo X	86
Gráfica 30: Diagrama de interacción para M3 - Placa Sismo Y	86
Gráfica 31: Diagrama de interacción para M2 - Placa Sismo Y	86

Resumen

El presente proyecto tiene como finalidad evaluar el desempeño sísmico de un edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque aplicando los análisis no lineales Pushover y Tiempo historia utilizando el software ETABS como herramienta, esto con el fin de proponer una alternativa de reforzamiento estructural tomando en cuenta los resultados obtenidos. Para ello se tomó en consideración datos actuales sobre la muestra a evaluar. El análisis estático no lineal (AENL) proporcionó dos curvas de capacidad, una en el eje X con una cortante última de 1245.696 Tonf y un desplazamiento de 10 cm, y otra en el eje Y con una cortante última de 1101.905 Tonf y 8 cm de desplazamiento, la dirección X y Y resultaron tener un desempeño sísmico de “Funcional” y “Seguridad de vida”. Para el análisis dinámico no lineal (ADNL) se empleó un registro sísmico de Arequipa del 2018 y dos registros sísmicos del Amazonas del 2021 y 2022, los cuales fueron tratados y escalados al espectro elástico; las máximas derivas resultantes en el eje X y Y fueron de 0,0068 y 0.0093 respectivamente, lo cual, según la metodología HAZUS, correspondería a un nivel de desempeño extenso en el eje Y; conociendo la diferencia de resultados entre el AENL y el ADNL y la pérdida de eficacia del AENL ante estructuras irregulares, se consideraron los resultados del ADNL para el reforzamiento dentro del cual se implementó un encamisado en la dirección más desfavorable para mejorar el desempeño de la estructura.

Palabras Clave: Análisis estático no lineal, análisis dinámico no lineal, desempeño sísmico.

Abstract

The purpose of this project is to assess the seismic performance of a multi-purpose hall building at a university in Lambayeque using non-linear Pushover and Time History analyses employing ETABS software as a tool. This is in order to propose an alternative structural reinforcement, considering the obtained results. Current data regarding the sample to be evaluated was taken into account. The non-linear static analysis (NLSA) provided two capacity curves, one along the X-axis with an ultimate shear of 1245.696 Tonf and a displacement of 10 cm, and another along the Y-axis with an ultimate shear of 1101.905 Tonf and 8 cm displacement. The X and Y directions were found to have a seismic performance of "Functional" and "Life Safety." For the non-linear dynamic analysis (NLDA), a seismic record from Arequipa in 2018 and two seismic records from the Amazon in 2021 and 2022 were used, which were processed and scaled to the elastic spectrum. The maximum resulting drifts in the X and Y axes were 0.0068 and 0.0093 respectively. According to the HAZUS methodology, this would correspond to an extensive performance level in the Y-axis. Considering the difference in results between NLSA and NLDA and the reduced effectiveness of NLSA for irregular structures, the results of NLDA were considered for reinforcement, implementing jacketing in the most unfavorable direction to enhance the structure's performance.

Keywords: Nonlinear static analysis, nonlinear dynamic analysis, seismic performance.

Introducción

La muestra de estudio afectada es un edificio de sala multiusos ubicado en Lambayeque. La situación problemática de esta edificación radica en que su desempeño sísmico es una interrogante y actualmente sufre una serie de condiciones que la podrían llevar al colapso como, por ejemplo, los sismos. Estos fenómenos naturales producen fuerzas laterales que doblan y quiebran los muros y columnas de las estructuras, dando lugar al colapso parcial o total de las mismas debido a la acción de la gravedad, provocando así muertes y accidentes de las personas que las ocupan [1]; asimismo, debido a los 500.000 sismos que se producen anualmente en nuestro planeta, se ha considerado a este fenómeno natural en un serio problema para la Ingeniería, para la unidad de estudio y para el resto de las edificaciones del planeta. A día de hoy, se sabe que desde hace 15 años hemos estado presenciando los sismos más devastadores registrados [2] como, por ejemplo: Ecuador con 600 muertos en 2016 [3], Chile con 525 muertos en 2010 [4] y México con 370 muertos, 7289 heridos y media docena de edificios construidos hace menos de un año prácticamente inhabitables [5]; como dijo el Ingeniero Christian Malaga Chuquitaype, “Los edificios necesitan ser inspeccionados, a veces, en los países en vías de desarrollo tratamos de ahorrar haciendo recortes, sin embargo, la falta de supervisión deja edificios derrumbados” [6], pese a ello, países como el Perú aún no logran forjar una sólida cultura de prevención para afrontar estos fenómenos, como por ejemplo, aplicando evaluaciones sísmicas.

La muestra de estudio se encuentra ubicada en Perú, una de los países de América Latina con mayor vulnerabilidad sísmica dado su localización dentro del “Cinturón de fuego del pacífico”, esta zona tiene una amplitud de 40.000 km donde se producen el 90% de los sismos del planeta [7]. Tan solo en el año 2020 se registraron 811 sismos en el Perú y 612 a lo largo de los 8 meses de haber iniciado el año 2021 [8]; básicamente, la muestra de estudio se encuentra en un contexto que agudiza su probabilidad de colapso; por si fuera poco, en Perú se utilizan análisis sísmicos fundamentados en la norma NTE E.030 para el diseño de estructuras sismorresistentes, sin embargo, esta norma se enfoca en el desempeño lineal elástico de los materiales, excluyendo sus parámetros no lineales e impidiendo la estimación de los posibles niveles de desempeño de las estructuras durante una demanda sísmica. La escasa utilización de los análisis no lineales era originada por la falta de herramientas computacionales en el pasado, sin embargo, a pesar que ahora contamos con la tecnología suficiente, tanto Perú como otros países continúan utilizando primordialmente los análisis lineales [9].

Dentro del Perú, se encuentra el departamento de Lambayeque, lugar donde se ubica la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, centro educativo donde se halla el edificio de sala multiusos. Según la Municipalidad Provincial de Lambayeque [10], este sector enfrenta riesgos naturales antrópicos (sismos, lluvias, inundaciones, etc.); además, según el mapa de zonificación sísmica de la empresa ACOMISA [11], este departamento se encuentra inmerso en las zonas 3 y 4 con una sismicidad alta y muy alta, propensa a eventos sísmicos; peor aún, Guerrero [12] menciona que Lambayeque ha estado presentado una incertidumbre sobre el desempeño sísmico de muchas de sus actuales estructuras, como también, un silencio sísmico constante en el tiempo debido al continuo almacenamiento de esfuerzos en la zona, este tipo de áreas se catalogan como asperezas sísmicas y son proclives a producir sismos de altas magnitudes debido a la subducción de la placa oceánica de Nazca por debajo de la placa continental, específicamente sismos con magnitudes mayores o similares a 7Ms y con periodos de ocurrencia de 40 - 70 años. [13]

El problema a nivel de muestra es su diseño. Esta edificación fue construida en el año 2010, por ende, para su diseño se utilizó la tercera modificación de la Norma E.030 del año 2003, la cual volvió a ser corregida en el año 2016, 2018 y 2019 por continuas deficiencias en sus especificaciones, como por ejemplo: la inclusión de una nueva zona a causa de la renovación de la información neotectónica, recategorización del coeficiente de amplificación sísmica (C), cambios en las generalidades, categorización de las edificaciones, perfiles de suelo, factores del espectro de diseño, procedimientos en el análisis estructural, desplazamientos, evaluación, reparación y reforzamiento, etc. [14]; además, el edificio de sala multiusos ha estado presentando grietas y problemas de salitre en diferentes partes de su estructura (Anexo N^o4), por ende, es necesario aplicarle un diagnóstico previo para determinar su verdadera condición.

Todas estas consideraciones forjan un problema en común, la incertidumbre sobre el desempeño sísmico del edificio de sala multiusos, un problema que no existiese si es que la estructura hubiese sido sometida a una evaluación sísmica o a un mantenimiento estructural previo, sin embargo, ese no es el caso; a día de hoy, el desempeño sísmico de esta estructura es una incógnita, en concordancia con esta problemática vigente se establece la necesidad de realizar el siguiente objetivo general: evaluar el desempeño sísmico de un edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque aplicando el análisis estático y dinámico no lineal; a su vez, ejecutar los siguientes objetivos específicos: determinar las condiciones actuales del edificio de sala multiusos mediante el ensayo de diamantina, carbonatación del concreto y pachómetro para la evaluación sismorresistente y propuesta

de reforzamiento, realizar un estudio de mecánica de suelos del edificio de sala multiusos, aplicar el análisis estático y dinámico no lineal en el edificio de sala multiusos mediante el software ETABS, realizar una comparación de los resultados obtenidos del análisis estático y dinámico no lineal del edificio de sala multiusos para evaluar la variación de los resultados, establecer propuesta de diseño o reforzamiento estructural a nivel de expediente técnico tomando en cuenta los resultados adquiridos y determinar el costo de la propuesta de diseño o reforzamiento; al cumplir los puntos ya mencionados se estaría respetando la filosofía de la norma E.030, fomentando la optimización de los sistemas estructurales modernos y respondiendo a la siguiente pregunta: ¿Cuál es el desempeño sísmico de un edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque evaluado aplicando el análisis estático y dinámico no lineal?; así mismo, debido a que se cuenta con los planos de la estructura (Anexo 2), los permisos para la ejecución de los ensayos (Anexo 1) y la información requerida, no habría limitantes para la ejecución de este proyecto.

Cabe resaltar que este proyecto tiene tres razones fundamentales; la primera es la parte económica, esto es debido a que la evaluación del desempeño sismorresistente contribuirá a la reducción monetaria que se invertiría en la reparación de daños estructurales generados por movimientos telúricos; la segunda es la parte social, pues ejecutar una evaluación del comportamiento sísmico del edificio de sala multiusos aplicando ambos análisis no lineales permitirá prevenir muertes y/o accidentes de docentes y estudiantes durante estos fenómenos naturales; cada una de sus 20 aulas, 02 laboratorios y 12 baños tienen capacidad para 48, 40 y 12 estudiantes respectivamente, es decir, esta edificación esencial involucra a muchas personas, a partir de esta evaluación las personas podrían decidir en emplear la estructura como un refugio ante fenómenos naturales o, caso contrario, someterla a un mantenimiento estructural para preservar el bienestar de sus ocupantes; esto es debido a que la principal causa de muerte durante sismos es el colapso de las estructuras [15]; la tercera razón es la práctica, debido a que la presente investigación propone la utilización de métodos innovadores enfocados a la evaluación del comportamiento sísmico abarcando tipologías no lineales de los componentes estructurales, en este caso, el análisis dinámico y estático no Lineal; la Norma Técnica de edificaciones NTE E.030(2016) no considera el efecto de la estructura cuando empieza a perder su comportamiento elástico, esto, sumado al bajo desarrollo de los recursos tecnológicos en los años pasados ocasionaba que estos métodos sean poco aplicados en nuestra nación [9]. Hoy en día estos métodos contribuirán a resolver la incertidumbre sobre el desempeño sísmico de muchas estructuras que se encuentran en condiciones vulnerables a sismos.

Revisión de la Literatura

Antecedentes

Dentro de las diferentes investigaciones vinculadas con el tema de “Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de sala multiusos aplicando el análisis estático y dinámico no lineal” se encontraron y seleccionaron tres tesis de carácter internacional, nacional y local.

Antecedentes a nivel internacional

Duarte et al. [16] confirma que, muchas de las estructuras localizadas en el Salvador se encuentran con daños significativos debido a la alta sismicidad, sobre todo en aquellas que han sido diseñadas con métodos poco refinados y que, a día de hoy, han sido perfeccionados; por ellos, es importante poder evaluar su comportamiento ante futuros movimientos telúricos. Por este motivo, Duarte se propuso evaluar el desempeño del Cuerpo central de la estructura destinada a la facultad de medicina de la Universidad del Salvador, haciendo uso del análisis no lineal; como también, identificar el nivel de comportamiento de la estructura, verificar si su ocupación es segura, evaluar si obedece a las exigencias mínimas de calidad y diseño. Para lograrlo, se ejecutarán ensayos no destructivos en los componentes estructurales, se pondrá en práctica el análisis no lineal para adquirir la curva de capacidad y nivel de desempeño general de la edificación, se hará uso de softwares para modelar la estructura, entre otros. La inspección de la estructura mostraba agravios por cortante y flexo-compresión; a su vez, a través del uso del Sap2000 junto con la ATC-40, se consiguió un punto de desempeño con una cortante de 2258.87 ton y un traslado de 10.94 cm; además, logra un nivel de comportamiento sísmico de “Seguridad de vida” conservando un excelente margen de deformaciones previo al límite de agravios admisibles. Se recomienda ejecutar restauraciones de los componentes perjudicados, implementar los análisis no lineales para las estructuras presentes en el Salvador, ejecución de mantenimientos periódicos de las edificaciones, etc.

Galarza [17], asegura que muchas de las edificaciones existentes en Ecuador presentan una alta vulnerabilidad ante movimientos sísmicos, esto es debido a que la normativa con la que fueron construidos no contemplaba parámetros asociados a la ingeniería sísmica que vemos hoy en día; a medida que los ingenieros tomaban en cuenta la no linealidad de las estructuras durante eventos sísmicos, agencias internacionales

empezaron a publicar procedimientos no lineales para la evaluación sísmica de las estructuras, como por ejemplo, la ATC -40, FEMA – 273, ATC 55, FEMA 356 y FEMA 440, la cuales tienen como finalidad facilitar las pautas necesarias para ejecutar evaluaciones sísmica; a partir de ello, se planteó realizar una evaluación del comportamiento sísmico la estructura OSCUS a través de una comparación del análisis estático modal, análisis dinámico no lineal y el análisis estático no lineal, teniendo como objetivos específicos: realizar métodos dinámicos no lineales (NL-RHA), estáticos no lineales (NSP) y estáticos modales en el edificio de OSCUS, a su vez, corroborar la efectividad del análisis modal y no lineal comparando sus resultados con el análisis dinámico no Lineal; además, determinar el desempeño de la edificación a para niveles de amenaza requeridos por la NEC 2015 y finalmente, comparar los datos obtenidos de los tres análisis para determinar los beneficios y las desventajas de cada uno de ellos. Concluida la tesis se determinó que la edificación llegaba a su desplazamiento límite antes de culminar con su desplazamiento objetivo, lo cual denota una inconsistencia en su comportamiento sísmico, evidenciando la elevada vulnerabilidad del edificio y el posible riesgo a colapso.

Calle [18] afirma que Ecuador sufre oscilaciones sísmicas consecutivas debido al deslizamiento e impacto de las placas tectónicas de Nazca y Sudamérica, denotando la importancia de un óptimo diseño sísmico en las edificaciones, a partir de esto se planteó realizar una evaluación de desempeño de una edificación de concreto armado fija en la superficie con la utilización del análisis dinámico no lineal, como también, una evaluación de la misma pero incluyéndose aisladores sísmicos para una similar demanda sísmica; la edificación denominada “Jardín del Cielo” cuenta con 6 niveles, tiene una tipología estructural de componentes de concreto armado y está localizado en la ciudad de Azogues, provincia del Cañar .La investigación busca conocer las ventajas de la aplicación de los aisladores sísmicos en las estructuras, promoviendo su uso en las edificaciones de alto uso e importancia, además, proponer métodos para fortalecer la seguridad de la edificación ante eventos sísmicos, denotar las desventajas y ventajas de los aisladores sísmicos y, finalmente, calcular el porcentaje de incidencia que conlleva la aplicación de aisladores sísmicos sobre el presupuesto total de obra; para ello, se diseñara y seleccionara a través del análisis dinámico no lineal el aislador sísmico que mejor accesibilidad y respuesta tenga Los resultados evidenciaron una disminución altamente notable de la aceleración que soportan los pisos de las

estructuras aisladas, a comparación de las estructuras con base fija luego de aplicar el análisis dinámico no lineal.

Antecedentes a nivel nacional

Escarcena [19] asegura que, en el Perú, la infiltración de la placa de Nazca por debajo de la Sudamericana está ocasionando la mayoría de los movimientos telúricos del Perú, produciendo daños o colapsos en las estructuras, como también, ocasionado la muerte de muchas personas, yendo en contra de uno de los principios de la Norma E.030, la cual menciona que la infraestructura no deberá ocasionar un daño a los ocupantes en caso de sismo. En esta investigación se evaluó el comportamiento sísmico de una estructura de 15 niveles mediante el estático no lineal; como también, ejecutar el análisis sísmico según lo indicado en la norma E.030, establecer la curva de capacidad de la edificación a través del análisis estático no lineal y fijar el punto de desempeño según el FEMA 356. Los resultados mostraron que la edificación era operacional en caso de darse un sismo frecuente, como también, de nivel operacional en caso de sismos muy raros y raros; por otro lado, se obtuvo un punto de desempeño de 8 centímetros con una cortante de 1372.37 ton.f. Se llegó a la conclusión que, para un sismo diseñado con 10% de excedencia, la estructura en 50 años se encontraría en un nivel de ocupación inmediata; además, la edificación evaluada cumple con el objetivo de la norma peruana E.030 para estructuras de su tipo de importancia; finalmente, se determinó que el método utilizado es accesible y permite establecer eficazmente el comportamiento sísmico de diferentes demandas sísmicas impuestas por el ATC-40, es decir, sismo muy raro, raro y frecuente.

Calcina [9] menciona que, debido a la liberación de energía aglomerada en la litosfera, se están produciendo pérdidas materiales y humanas en países como Perú, por ello es indispensable aplicar los nuevos desarrollos de la ingeniería sísmica en las edificaciones, como por ejemplo con el uso de los análisis no lineales. Para ello, se propuso determinar la medida en que los análisis no lineales posibilitan la evaluación del comportamiento sísmico de una edificación de 11 pisos ubicado en la ciudad de Arequipa; para lograr esto se aplicó el análisis no lineal tiempo historia, tratamiento de registros sísmicos, definición de las rótulas plástica y los modelos no lineales de los materiales; a su vez, se planteó utilizar el análisis estático no lineal para evaluar su desempeño sísmico y capacidad estructural de la edificación. Se concluyó que el uso

del análisis dinámico incremental y el análisis Pushover se convertirán en algo cotidiano en la ingeniería estructural a la hora de predecir y simular el desempeño de las estructuras; a su vez, estos análisis no lineales nos permiten visualizar la intensidad de daño a través del monitoreo de la deformación de desempeño, calificando su aceptabilidad a través de rangos y niveles de desempeño, por otro lado, el análisis Pushover e IDA posibilitan la comprensión de los mecanismos de falla que rigen la ductilidad; finalmente, se recomienda promover en la entidades públicas el manejo de este tipo de evaluaciones no lineales para asegurar la calidad de las edificaciones.

Esteba [20] afirma que el diseño y análisis estructural está siendo aplicado a través de metodologías tradicionales, los cuales no consideran diferentes variables que influyen en el desempeño de las edificaciones, obteniendo resultados alejados a la realidad, sin embargo, se cuenta con los análisis no lineales, estos métodos posibilitan el modelamiento del desempeño de las estructuras aplicando cargas verticales y horizontales para conocer su desempeño y capacidad ante sollicitaciones sísmicas. A partir de esto, se planteó realizar el análisis dinámico y estático no lineal en una edificación de hormigón armado diseñado con la Norma E.030 en la ciudad de Puno. La tesis tiene como finalidad poder determinar su nivel de desempeño sísmico, comparar el nivel de desempeño sísmico adquirido por ambos métodos no lineales y evaluar el nivel de comportamiento sísmico de una edificación propuesta con sus dimensiones reducidas a través del análisis Pushover. Los resultados de la investigación establecieron que para el análisis no lineal Pushover, se alcanzó un nivel de desempeño sísmico de “Ocupación inmediata” debido a que el punto de desempeño presenta una deformación máxima de 4.46 cm, esto quiere decir que ante un evento sísmico con un periodo de 50 años de ocurrencia, la estructura estaría preparada para una ocupación inmediata, por otro lado, gracias a la utilización del análisis dinámico no lineal se logró visualizar la historia de respuestas de esfuerzos en los componentes estructurales, como también, las deformaciones a lo largo del tiempo. Del mismo modo, el análisis dinámico no lineal demostró que la edificación tiene un nivel de ocupación inmediata en caso de sismos, lo cual representa una estructura conservadora en caso de producirse estos fenómenos.

Antecedentes a nivel local

Gamonal y Yaipen [21] asienten que, Chiclayo se encuentra ubicado en un territorio con elevado riesgo sísmico, lugar donde se dan el 80% de los terremotos del planeta, a causa de esto se han generado grandes cantidades de daños estructurales y muertes en muchas partes de la nación peruana, por ello, decidieron evaluar el comportamiento sísmico del Hospital Naylamp, mediante la aplicación del análisis no lineal Pushover; como también, identificar el nivel de desempeño de su estructura, determinar su comportamiento estructural en caso de sismo, conocer su capacidad estructural, verificar la demanda sísmica y determinar el desempeño sísmico característico. Para lograr esto se basaron en el espectro de demanda de la norma E.030, imponiendo una serie de cargas laterales en los centros de masa de cada uno de los entresijos, para lograr identificar las rótulas plásticas que se generaban en cada uno de los componentes estructurales y así realizar la curva de capacidad. Los resultados mostraron que, para un sismo de servicio, la aceleración espectral disminuye un 47%, en un sismo de diseño esta se mantiene y, para un sismo máximo, la aceleración espectral disminuye un 33%; también, se halló que cada componente estructural tiene una deplorable repartición de energía a causa de la irregularidad torsional excesiva, entre otros resultados. Se llegó a la conclusión que los componentes estructurales de la edificación son susceptibles a sufrir complicaciones debido a la irregularidad de la misma, a su vez, se determinó que la estructura permanecerá ocupacional frente a un sismo de servicio.

Samillán [22] menciona que, los sismos son cada vez más agresivos y constantes a causa de la liberación energía provocado por las placas tectónicas al colisionar, provocando así asentamientos, grietas, rajaduras, etc., en las edificaciones, comprometiendo la integridad y seguridad de las personas que las habitan. Por ello, se buscó evaluar el comportamiento sísmico de una estructura de 8 niveles ubicada en Chiclayo-Lambayeque, por medio del análisis estático no lineal PUSHOVER; como también, precisar los desplazamientos horizontales provocados por la atribución de cargas graduales, identificar los componentes estructurales que llegan a presentar rótulas plásticas y establecer la curva de capacidad por medio de los puntos de desempeño; trabajando con las normas E-020, E-030 y E-060, utilizando el software SAP2000 para el modelamiento de la estructura, tomando en cuenta las recomendaciones facilitadas por el ASCE/SEI 41-13 y, para obtener el punto de

desempeño se utilizaron dos métodos: el método de coeficientes impuesto y el método de espectro de capacidad. Gracias a la atribución de cargas laterales incrementales, se obtuvieron desplazamientos horizontales máximos de 58 cm en el eje X y 31 cm en el eje Y; a su vez, se determinó que las rótulas plásticas iniciales se producían en las vigas, manteniendo un criterio de columna fuerte – viga débil; finalmente, se llegó a obtener la curva desplazamiento espectral vs espectro de aceleración y la curva desplazamiento vs cortante, alcanzando así los puntos de desempeño para la dirección en Y (10.8 cm, 1689.7 ton) y para la dirección en X (18.89, 951.0 ton).

Chuquicahua [23] menciona que, el Perú es un país vulnerable debido a su localización dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, en esta zona la velocidad con la que se realiza la convergencia de la placa de Sudamérica y de Nazca es mucho más rápido, además de ello, las normas sismorresistentes actuales como la E.030 carece de métodos que toman como referencia consideraciones locales para la verificación del desempeño dinámico de las estructuras, peor aún, esta norma peruana origina incertidumbre sobre el comportamiento que vayan a adoptar las edificaciones ya que considera un solo nivel de intensidad de sismo para el diseño de las edificaciones; por ello, se aplicó el análisis dinámico y estático no lineal de una edificación de hormigón armado con disipadores SLB en Chiclayo, debido a que estos métodos no lineales posibilitan la predicción del desempeño de las edificaciones de manera más cercana a la realidad, para lograr se esto realizo los siguientes puntos específicos: ejecutar el ensayo de módulo elástico del concreto y el estudio de mecánica de suelos con equipos SPT, estructurar y modelar eficazmente la estructura, obtener la curva de capacidad, los puntos de desempeño, el factor de ductilidad, energía disipada, entre otros. Los resultados de la tesis mostraron que la estructura tiene una ductilidad global óptima, lo cual indica una mayor probabilidad de salvaguardar vidas en caso de un sismo, además de ello, esta edificación obedece al nivel de desempeño deseado de “Life Safety” en la dirección X, a diferencia de la dirección en Y

Bases teóricas – científicas

Bases legales

- **NTP E.020. Cargas**

Esta norma describe las cargas mínimas que deberán emplearse en el diseño de las edificaciones, las cuales deberán poder resistirlas sin ocasionar deformaciones ni esfuerzos que superen los parámetros de diseño de cada uno de los materiales estructurales en su norma específica. [24].

- **NTP E.030. Diseño sismorresistente**

Esta Norma describe los parámetros que deberán cumplir las estructuras para que puedan alcanzar un adecuado desempeño sísmico, previniendo pérdidas humanas, procurando la continuidad de los servicios básicos y asegurando daños mínimos a la edificación. La norma NTP E.030 es aplicada para el diseño de las nuevas estructuras, para el reforzamiento y evaluación de las ya construidas, como también, para la reparación de aquellas que sufrieron daños por acciones sísmicas [25] .

- **NTP E.050. Suelos y Cimentaciones**

La Norma Técnica Peruana E.050 busca establecer las condiciones mínimas para la realización de estudio de mecánicas de suelos, estos estudios se ejecutan con el objetivo de determinar la constitución del suelo y sus características, como también, garantizar la estabilidad y permanencia de las edificaciones [26].

- **NTP E.060. Concreto armado**

Establece los requisitos y exigencias para el diseño, análisis, construcción, monitoreo de calidad y seguimiento de las estructuras de concreto armado, simple y pree forzado [27].

- **NTP 339.059 (2011).**

Esta norma técnica peruana fija el método normalizado para la adquisición y ensayo de corazones de diamantino para la precisión de la resistencia a la flexión, tracción y compresión del concreto. Estos especímenes serán adquiridos cuando haya duda sobre la calidad del concreto, debido a resultados deplorables de resistencia en el transcurso de la construcción o por indicios de daños en la edificación [28].

- **ASTM C-4262**

Método para determinación del pH del concreto mediante agua destilada, concreto pulverizado y un equipo multiparamétrico con sondas respectivas para la acides. [29]

- **HAZUS 1999**

La metodología HAZUS presenta estimaciones de pérdidas ante diversos tipos de riesgo, por ejemplo, los sismos. HAZUS propone diferentes estados de daño asociándolos con la deriva máxima del entrepiso, el sistema estructural y el número de pisos de edificio. [30]

- **ASCE/SEI 41-17**

Describe procedimientos sistemáticos fundamentados en el desempeño para evaluar y reacondicionar edificios existentes para que sean capaces de resistir sismos de grandes magnitudes. [31]

- **ATC – 40**

Esta propuesta detalla minuciosamente el grado de rendimiento asignado a la estructura y, por separado, el rendimiento destinado a los componentes no estructurales. Dicha combinación es determinante para definir el nivel global de desempeño de la edificación [32]

Bases teóricas

○ **Sismos:**

Según la INDECI [33], los sismos son fenómenos basados en la liberación de energía en el interior de nuestro planeta mediante la fractura de las capas de corteza, se presentan como movimientos ondulatorios capaces de lograr diversas magnitudes. Cuando estos sismos alcanzan magnitudes mayores, se les denomina Terremotos, caso contrario, se les denomina temblores.

○ **Peligro sísmico:**

Posibilidad que en un área en específico suscite un evento sísmico con una intensidad superior o igual a un valor previamente fijado. El peligro sísmico está relacionado con la vida útil de la edificación, la probabilidad de excedencia y con el periodo de retorno [34].

○ **Riesgo sísmico**

Probabilidad que una estructura sea afectada por algún daño debido al impacto de un peligro, en un tiempo dado y en una localización [35]. Riesgo Sísmico = Vulnerabilidad*Peligro sísmico; esta ecuación se refiere a que no puede haber un riesgo con la ausencia de un peligro sísmico; como también, no puede haber riesgo si es que no hay vulnerabilidad, pese a que haya peligro alguno.

○ **Vulnerabilidad sísmica**

Es la falta de resistencia que opone las edificaciones ante un peligro sísmico, esto es causado por diversos factores, uno de ellos es la condición de la edificación.

Objetivo de desempeño

- Según el criterio de la Vision2000, la norma E.030 tiene como objetivo de diseño que una edificación de carácter esencial sometida a un sismo máximo con un tiempo de retorno de $T=2500$ años debe tener un nivel de comportamiento sísmico de resguardo de vida. El sismo máximo se calcula multiplicando el factor de zona por 1.5 el cual, coincidentemente, tiene la misma magnitud que el factor de uso de la edificación esencial evaluada, por ende, al hacer esta multiplicación se estaría dejando de trabajar con un sismo de diseño de 475 años de tiempo de retorno, para trabajar con un sismo máximo de un tiempo de retorno de 2500 años.

Figura 1: Objetivo de diseño de la norma E.030 según Visión 2000

ACELERACIÓN DEL SUELO (G)	NIVEL DE MOVIMIENTO DEL SISMO	NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS EDIFICIOS				
		TOTALMENTE OPERACIONAL	OPERACIONAL	RESGUARDO DE VIDA	CERCA AL COLAPSO	COLAPSO
-----	FRECUENTE	Yellow	Orange	Brown	Brown	Red
----	OCASIONAL	Light Green	Yellow	Orange	Brown	Red
0.45g	SISMO DE DISEÑO	Dark Green	Light Green	Yellow (NORMA E030 Edificio Común)	Orange	Red
0.45x1.5= 0.675g	SISMO MÁXIMO	Dark Green	Dark Green	Light Green (NORMA E030 Edificio Esencial)	Yellow	Red

Fuente: Conservación, Intervención, Adecuación y Refuerzo de Construcciones Existentes [36]

○ Desempeño sísmico

Es el comportamiento que tendrá una edificación sometida a una demanda sísmica; a su vez, Campos y morales [37] la precisan como la magnitud de daño que muestra una estructura durante un movimiento telúrico. Existen diferentes niveles de desempeño sísmico, los cuales están ligados a los probables agravios físicos que puedan presentar los elementos de la estructura, riesgo de la seguridad de los residentes y operatividad de la estructura luego del sismo. La ATC 40 y el comité Visión 2000 proponen una serie de niveles de desempeño sísmico:

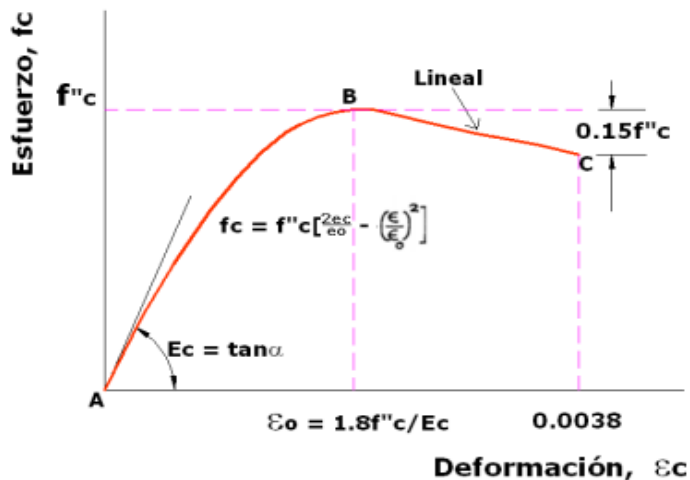
○ Niveles de desempeño propuestos por el comité visión 2000

- ✓ Totalmente Operacional: según Vega y Casimiro [38], el Comité Visión 2000 la propone cuando no llegan a darse daños sustanciales. Su operatividad es asegurada y no se necesitan reparaciones.
- ✓ Operacional: Ocupación casi inmediata. El daño en el interior y en los elementos no estructurales pueden suspender algunos servicios. Se necesitan pequeñas reparaciones.
- ✓ Seguridad de vida: Daños que imposibilitan que la ocupación del edificio sea rápida.
- ✓ Cerca al colapso: Habría una desestabilidad de la estructura, como también, susceptible al colapso. La edificación dejaría de ser segura para los residentes y, desde una perspectiva económica, el costo monetario sería inviable.

○ **Modelo esfuerzo deformación del concreto para los elementos no reforzados**

Se aplicará el modelo de Hognestad para la curva esfuerzo deformación del concreto para los elementos no reforzados debido a su bajo $f'c$ del concreto [39]

Figura 2: Curva esfuerzo-deformación del concreto – Modelo de Hognestad

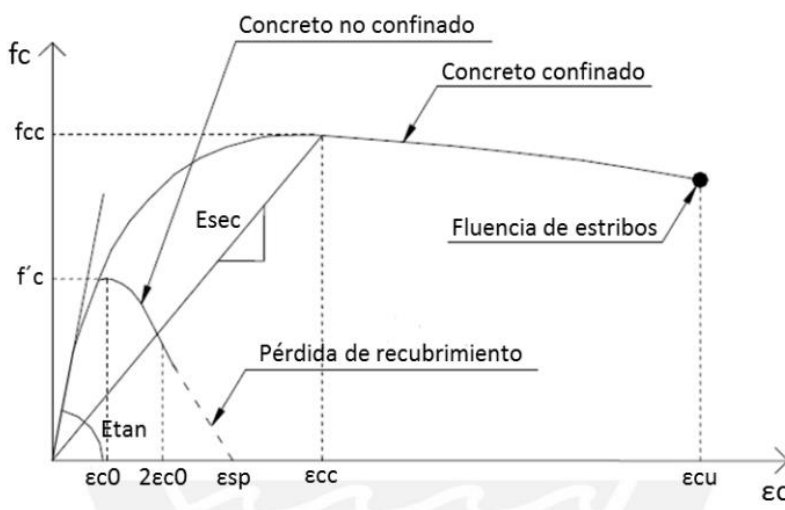


Fuente: Desempeño sísmico de un edificio aporricado de 5 pisos aceptando una deriva máxima de 1% [39]

○ **Modelo esfuerzo - deformación del concreto para los elementos reforzados**

Para el concreto confinado se aplicará el modelo de Mander, el cual nos menciona que la existencia de estribos aumenta el esfuerzo de concreto y la deformación unitaria; este modelo es útil tanto para elementos circulares como rectangulares [40].

Figura 3: Curva esfuerzo deformación del concreto confinado

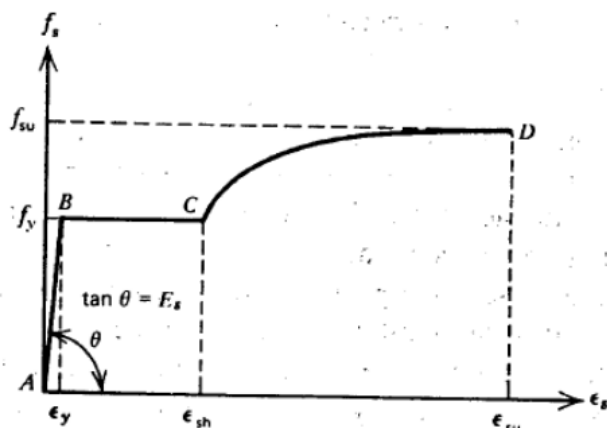


Fuente: Estudio de relaciones momento-curvatura en secciones de concreto armado y concreto presforzado sometidas a flexión [40]

○ **Modelo esfuerzo deformación para el acero**

De la misma forma que el concreto, existen varios modelos para la curva esfuerzo-deformación del acero con el que se reforzara, entre ellos es el modelo de Paulay & Park [41]. En este modelo existen tres secciones definidas de la siguiente forma:

Figura 4: Curva esfuerzo - deformación Park & Paulay

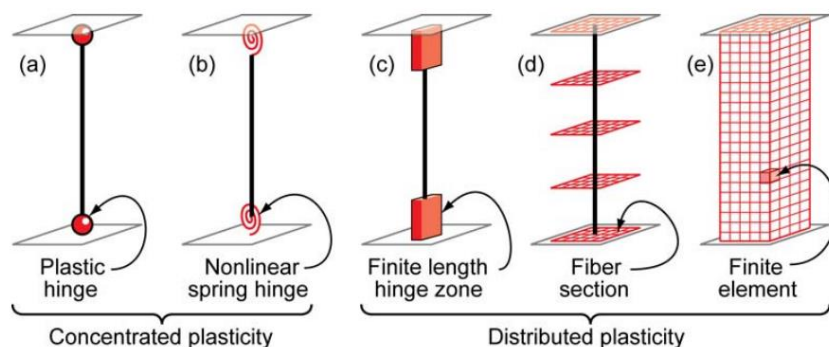


Fuente: Evaluación del factor de reducción R en el análisis no elástico de estructuras de concreto armado según las disposiciones del NEC-11.[41]

○ **Clases de plasticidad para concreto armado**

A continuación, se presentan dos modelos de plasticidad concentrada y tres modelos de plasticidad distribuida, ambos nos dan la posibilidad de simular el comportamiento de los elementos de concreto armado en su rango no lineal. Los primeros tipo de modelos concentran los efectos de la no linealidad en articulaciones o resortes de longitud cero, sin embargo, requieren resultados experimentales para determinar los parámetros de calibración; los segundos tipo de modelo discretizan los elementos en un número de elementos finitos [42].

Figura 5: Modelos de plasticidad

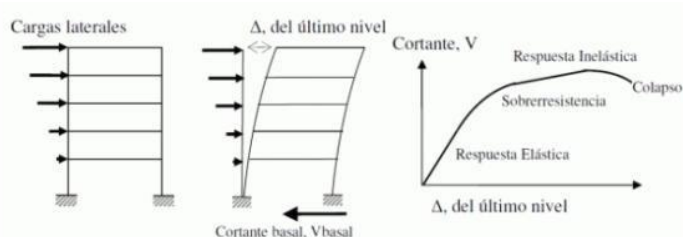


Fuente: Análisis estructural no lineal para diseño sísmico [42]

○ **El Análisis estático no lineal (Push-over)**

También denominado método de curva de capacidad, es un método que se basa en la aplicación de cargas laterales a una estructura con pequeños incrementos monotónicos hasta llegar al desplome, con el objetivo de identificar alteraciones sustanciales en el comportamiento de cada uno de los elementos, ya sea por falla, fluencia o pandeo; algo que el análisis lineal no posibilita. Según González [43] este método es de mucha utilidad en la evaluación del desempeño sísmico, como también, para cuantificar la capacidad de una edificación.

Figura 6: Secuencia del Proceso de Análisis Pushover

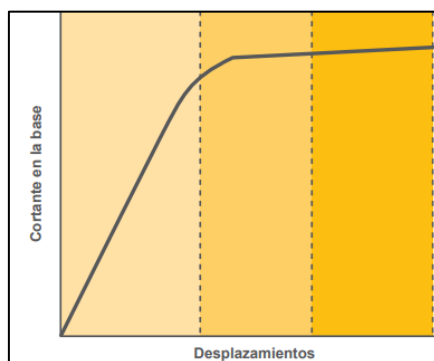


Fuente: Método del Pushover- Análisis estático no lineal (Webinar) [44]

○ **Curva de capacidad**

Según López [45] es la relación entre el desplazamiento lateral de una estructura y su oposición a cargas laterales. Comúnmente se adquiere a través del análisis no lineal estático, debido a que este método involucra aplicar una serie de cargas laterales a una estructura hasta llegar a su capacidad máxima o desplome, por consecuencia, tanto la cortante basal como el desplazamiento en el último piso de la estructura empiezan a incrementar, pudiéndose representar en una gráfica. En la figura N°7 se visualiza una curva de capacidad.

Figura 7: Curva de Capacidad



Fuente: Manual para la inspección de construcciones ya existentes con el propósito de mejorar su resistencia sísmica. [45]

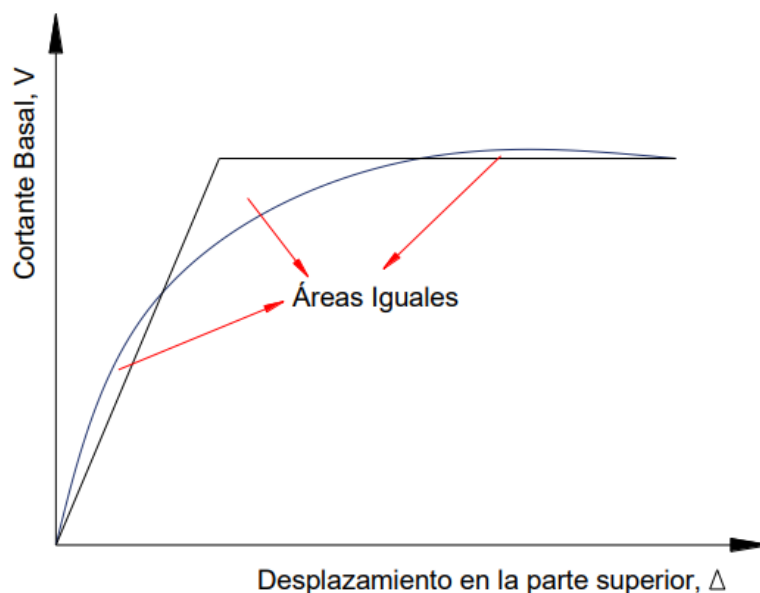
○ **Representación bilineal de la curva de capacidad**

Cuando se presenta la primera rotula plástica en la estructura, significa el inicio del comportamiento no lineal, sin embargo, no hay una alteración significativa de la rigidez y resistencia, en otras palabras, no se parecía una alteración brusca en la curva de capacidad de la edificación; es por este motivo que es importante ubicar el punto de fluencia, el cual debe simbolizar una variación del comportamiento y curva de capacidad de la edificación [46].

Seguidamente, se presentan los distintos métodos para obtener el punto de fluencia:

- ✓ Método de la rigidez tangente horizontal
- ✓ Método de las rigideces tangentes
- ✓ Método de las áreas iguales

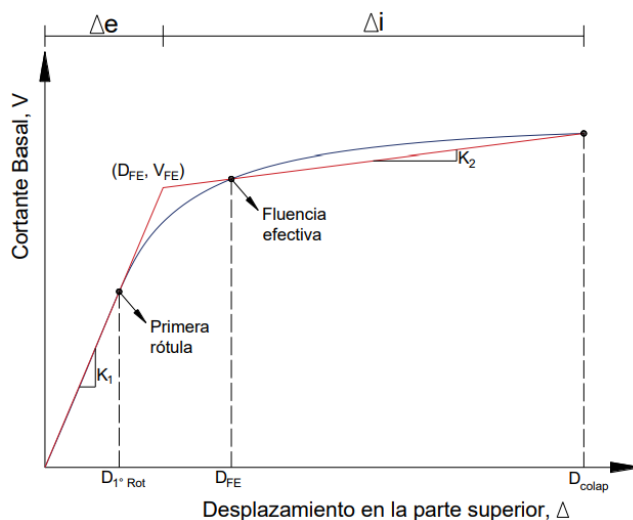
Figura 8: Criterio de áreas iguales



Fuente: Rendimiento frente a sismos del módulo "A" de la Institución Educativa San Ramón en la ciudad de Cajamarca, año 2017.[46]

Una vez que se haya obtenido el punto de fluencia podemos visualizar el rango de desplazamientos inelásticos y elásticos de la edificación

Figura 9: Desplazamiento elástico e inelástico de la estructura

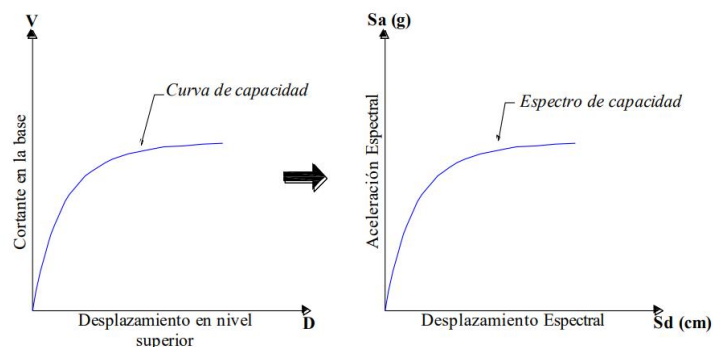


Fuente: Rendimiento frente a sismos del módulo "A" de la Institución Educativa San Ramón en la ciudad de Cajamarca, año 2017.[46]

○ Espectro de capacidad

Según Silva [47] simboliza la curva de capacidad en un ámbito de coordenadas espectrales llamado ADRS (Aceleración, Desplazamiento, Respuesta y Espectros) o curva AD (Aceleración y Desplazamiento). Para adquirir el espectro de capacidad de una edificación se requiere convertir punto por punto la curva de capacidad a coordenadas espectrales, ello involucra un reemplazo de variables en donde el desplazamiento en el último nivel se transforma en desplazamiento espectral (S_d) y la cortante en la base en aceleración espectral (S_a). La relación entre el desplazamiento espectral y la aceleración espectral vienen a formar esta curva.

Figura 10: Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad, por medio de sus características dinámicas



Fuente: Evaluación de la respuesta sísmica de paredes construidas con el método tradicional de quincha utilizando la técnica del espectro de capacidad. [47]

○ **Demanda sísmica**

La demanda sísmica es conceptualizada como un modelo del movimiento sísmico al que estará sujeta la edificación. Es definida también como el espectro de respuesta elástica, el cual simboliza la acción de la superficie y el impacto que produce en las edificaciones. Para una estructura existente, la demanda sísmica se establecerá aplicando un espectro de diseño, el cual se acomode a las condiciones sísmicas de la zona donde se ubica la edificación [37].

○ **Método de coeficientes según la norma ASCE/SEI 41-17**

Mediante el punto de desempeño nosotros podemos estimar el nivel de daño de la edificación sometida a una sollicitación sísmica, comparando estos resultados con el objetivo de desempeño esperado. En la presente investigación se determinará el punto de desempeño aplicando el método de coeficientes del ASCE/SEI 41-17 y FEMA 440 [31], para ello se siguieron los siguientes pasos:

- i. Selección de C_o : Este valor depende del tipo de edificación y la cantidad de niveles.
- ii. Periodo fundamental de vibración: tiempo que la estructura tarda en dar una vibración.
- iii. Pseudo Aceleración S_a (g): Este valor vendría a ser $ZUCS/R$ por el valor del coeficiente de reducción R .
- iv. Factor C_m : Este dato vendría a ser el valor de la masa efectiva, el cual depende del tipo de edificación y cantidad de pisos
- v. Peso Sísmico W : Se considero 100% de carga muerta y 50% de carga viva como consideración de la norma E.030 para estructuras esenciales.
- vi. Cortante de fluencia V_y : Límite elástico del edificio calculado utilizando los resultados del NSP para la curva fuerza-desplazamiento no lineal idealizada
- vii. U_{strng} : Relación entre la demanda de resistencia elástica y el límite elástico, su valor se obtiene de la siguiente formula: $U_{strng} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$
- viii. "a" Factor de sitio: La norma ASCE 41-17 proporciona valores de "a" dependiendo del tipo de suelo de la edificación. Se realizo una semejanza entre el tipo de suelo obtenido con la norma E.030 y los tipos de suelo proporcionados por la ASCE 41-17.
- ix. K_i : Rigidez Lateral elástica: Obtenida mediante la curva de capacidad, dividiendo cortante con desplazamiento en el límite de rango elástico.
- x. K_e : Rigidez Lateral efectiva: Obtenida mediante la curva bilineal, dividiendo la cortante el con desplazamiento en el límite del rango elástico.

xi. Determinación del periodo T_e : obtenido de la fórmula 7-27 de la norma ASCE 41

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

xii. Obtención de coeficiente C_1 : Relaciona los desplazamientos máximos inelásticos esperados con los desplazamientos calculados.

$$C_1 = 1 + \frac{u_{strength} - 1}{aT_e^2}$$

xiii. Obtención del Coeficiente C_2 : Simboliza la degradación de la rigidez y el deterioro de la resistencia en la respuesta de máximo desplazamiento.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{u_{strength} - 1}{T_e} \right)^2$$

xiv. Punto de desempeño: máximo desplazamiento de la estructura ante una demanda sísmicas.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

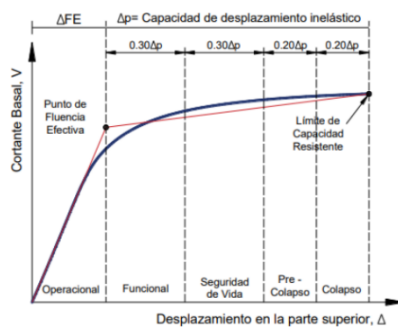
○ **Encamisado de concreto**

Es una alternativa para reforzar un elemento estructural que ha experimentado una variación en su capacidad resistente, recubrimiento el elemento con una sección complementaria de concreto armado (incrementando su sección transversal), reforzándolo contra la torsión, cortante, flexión y compresión; asegurando la interacción simultánea entre distintos elementos. A partir de esto se extiende la vida útil de una edificación que no cuenta con la resistencia adecuada debido a diversas razones como: mala ejecución, sobre llevar cargas superiores a las proyectadas o por acciones accidentales (impactos, sismos, explosiones, etc.) [48].

○ **Desempeño a partir del SEAOC**

La información de VISION 2000 del SEAOC muestra distintos grados de desempeño relacionados al daño que puede llegar a experimentar una estructura frente a eventos sísmicos, ya sea para componentes estructurales como para los que no lo son. Los distintos grados de desempeño se muestran por secciones en la curva de capacidad; para determinar estas secciones inicialmente se debe establecer la capacidad de desplazamiento inelástico (Δp) y el desplazamiento de fluencia efectiva. Cada grado de desempeño está definido por un porcentaje de desplazamiento inelástico [49].

Figura 11: Secciones de la curva de capacidad según SEAOC



Fuente: *Análisis no lineal de la Institución Educativa 10202 "Virgen de la Paz" para la evaluación del rendimiento estructural.* [49]

○ **Análisis no lineal tiempo historia**

El análisis dinámico no lineal establece la respuesta dinámica de una edificación a través de acelerogramas, adquiriendo así las aceleraciones absolutas máximas, los desplazamientos máximos que se producirían durante un sismo de comienzo a fin y la cortante en la base. Los datos obtenidos en este análisis usualmente son menos precisos al comienzo de un sismo, por ende, los sismos que se considerarán para el proyecto deberán elegirse de los registros históricos del área de estudio para su simulación, adquiriendo resultados más cercanos a la realidad [50]. En este método la estructura se modela de la misma forma que el análisis dinámico lineal, sin embargo, en el análisis dinámico no lineal se incorpora directamente la respuesta inelástica de los materiales. Para poder ejecutar el análisis dinámico no lineal se hizo uso de tres registros de aceleraciones como mínimo. Si se llega a emplear un mínimo de siete registros para la obtención de los resultados, las distorsiones de entrepiso, las fuerzas de diseño y la deformación de los elementos se establecerán como la media de la respuesta de cada uno de los acelerogramas; no obstante, si los registros utilizados son menores a 7, las deformaciones y distorsiones de entrepiso se establecerán como respuestas máximas

○ **Acelerogramas**

Los acelerogramas son representaciones temporales de la aceleración que sufre la superficie en un determinado punto de un sismo. Los acelerogramas son valores que pueden ser adquiridos mediante los acelerógrafos, los cuales miden la aceleración del suelo, se describen por ser altamente oscilatorios e irregulares, con bajas amplitudes iniciales que incrementan velozmente hasta alcanzar valores máximos y disminuir su magnitud hasta que la aceleración del suelo se disipe [45].

Materiales y métodos

Tipo y nivel de investigación

Tipo de investigación

Según Borja [51], La actual investigación se halla en la siguiente tipología:

- a) Con respecto al fin que se percibe:
 - ✓ Investigación Aplicada: Debido a que se pretende resolver una realidad problemática utilizando conocimientos ya existentes, mas no de formular nuevas teorías.
- b) Con respecto al tipo de datos utilizados:
 - ✓ Investigación Cuantitativa: Dado que se utilizaron datos numéricos recolectados de la unidad de análisis para la ejecución de la investigación, por ejemplo: en la corroboración de las dimensiones de los elementos estructurales, evaluación de esfuerzos actuantes y modelamiento de la estructura en el software ETABS a partir de la información adquirida.

Nivel de estudio

Según Borja [51], esta investigación presenta el siguiente nivel de investigación:

- ✓ Descriptiva: Debido a que se especificará el perfil o características del fenómeno u objeto que será analizado, en este caso, el edificio de sala multiusos, el cual será sometido a un análisis estático y dinámico no lineal.

Diseño metodológico

Diseño de contrastación de hipótesis

- ✓ La actual investigación se clasifica en NO EXPERIMENTAL, dado que no habrá manipulación ni modificación de las variables de estudio.

Según el alcance de la investigación

- ✓ La presente investigación es de alcance transeccional o transversal, dado que la información recolectada para la evaluación del desempeño sísmico se obtendrá en un solo momento, con la finalidad de describir las variables estudiadas.

Población, muestra de estudio y muestreo

Población

La población que será estudiada será la infraestructura de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo de Lambayeque.

Muestra de estudio

En el presente proyecto, la muestra de estudio viene a ser el edificio de sala multiusos destinado a la facultad de ciencias económicas, administrativas y contables de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.

Criterios de selección

La muestra se seleccionó tomando en cuenta un muestreo no probabilístico, considerando el criterio y juicio del investigador.

Formulación de la hipótesis

La aplicación del análisis estático y dinámico no lineal permitirá predecir el desempeño sísmico de un edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque.

Operacionalización de variables

TABLA 1: Operacionalización de Variables

VARIABLE INDEPENDIENTE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES
ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	Es un método que se basa en la aplicación de cargas laterales a una estructura con pequeños incrementos monotónicos hasta llegar al desplome	Luego de haber obtenido el espectro de demanda y la curva de capacidad, se transforma la curva de capacidad adquirida a un espectro de capacidad, por último, se cruzan las curvas de espectro de demanda y el espectro de capacidad para adquirir el punto de desempeño	Cargas Laterales	Rotulas Plásticas
				Derivas
			Curva de Capacidad	Cortante Basal (V)
			Punto de Desempeño	Desplazamiento (d)
ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	El análisis dinámico no lineal establece la respuesta dinámica de una edificación a través de acelerogramas	El análisis no lineal dinámico consiste establecer acelerogramas que generen determinados desplazamientos en la edificación, provocando niveles de daño preestablecidos, obteniendo así el desempeño de la estructura.	Desplazamientos relativos	Nivel de Daños
			Cortante en la base	Factor de Zona
				Factor de Uso
				Factor de amplificación del suelo
				Factor de amplificación sísmica
				Peso de la Edificación
				Coficiente de reducción
Aceleraciones Absolutas máximas	Daño no estructural			
VARIABLE DEPENDIENTE	Es el comportamiento que tendrá una estructura sometida a una demanda sísmica. Existen diferentes niveles de desempeño sísmico propuestos por la ATC 40, el FEMA 356 y el comité Visión 2000.	Una vez obtenido el punto de desempeño se procede con determinar el nivel de daño de la edificación y con esto determina su desempeño.	Nivel de Desempeño Sísmico	Propuesta Visión 2000
DESEMPEÑO SISMICO				Propuesta ATC-40

Fuente: Elaboración propia

Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnicas de recolección de datos

- ✓ Observación directa: visualizando la variable dependiente e independiente dentro de su contexto natural, distinguiendo los fenómenos o hechos de los mismos.

Técnicas de recolección de datos:

- ✓ Análisis de contenido: Interpretando la información extraída de los diversos recursos bibliográficos y la norma vigente.

Instrumentos de recolección de datos

- | | |
|------------------------------|--------------------------|
| ✓ Tesis, Artículos y libros. | ✓ Cámara Fotográfica |
| ✓ Documentación del edificio | ✓ Ensayos de Laboratorio |
| ✓ Cuestionario | ✓ El Software ETABS |

Procedimiento

Inicialmente se realizó un estudio situacional del edificio de sala multiusos de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, esto con el fin de determinar el tipo de fallas estructurales y patologías que presenta la unidad de estudio, como también, sus ubicaciones y características; posteriormente, se realizó el ensayo de extracción de corazones de diamantina, tanto en vigas como en columnas, con el fin de obtener la resistencia actual del concreto para la edificación analizada tomando en cuenta la Norma NTP 339.059, dicha información será de mucha utilizada a la hora de ejecutar el análisis estático y dinámico no lineal; seguidamente, con las diamantinas extraídas se procedió a realizar el ensayo de carbonatación del concreto, determinando así el PH del mismo, tomando en cuenta la Norma ASTM-C 4262; luego, se realizó el ensayo de pachómetro o escáner ya que no se contaba con los diámetros y distribución de aceros de las columnas y vigas para poder realizar los análisis no lineales.

La edificación cuenta con un sistema estructural de muros portantes de concreto armado en ambos ejes; dicha edificación fue modelada el software ETABS, un programa centrado en el análisis estructural y dimensionamiento de los edificios; en este modelado se tomó en cuenta los planos que fueron adquiridos, las mediciones ejecutadas en campo y los ensayos realizados.

Luego de haber modelado la estructura con las características actuales de la edificación, se procedió a realizar el análisis no lineal Pushover del edificio de sala multiusos, adquiriendo las curvas de capacidad, espectros de capacidad y puntos de desempeño, similarmente, el análisis dinámico no lineal. Se ejecutará una comparación entre ambos análisis para verificar la diferencia o no de los resultados, pues, según la norma ASCE 41-17, los valores del AENL pierden valor al tratarse de una estructura irregular, mientras que el ADNL es aplicable para todo tipo de edificaciones, a partir de esta comparación se procederá con el reforzamiento respectivo de la estructura.

Plan de procesamiento y análisis de datos

1. Previa adquisición de la información:
 - ✓ Planos de la estructura, fuentes bibliográficas relacionadas al tema de investigación y normas relacionadas al tema (ATC-40, FEMA 356, etc.)
2. Identificación y realización de los ensayos requeridos:
 - ✓ Realización de los estudios de mecánica de suelos, ensayo de carbonatación del concreto, ensayo de corazones diamantino y ensayo de Pachómetro
3. Aplicación del Análisis Estático y Dinámico no Lineal
 - ✓ Modelamiento de la estructura mediante el Software ETABS, precisando las propiedades no lineales de los materiales y los datos extraídos de los ensayos.
 - ✓ Ejecución del análisis estático no lineal en los sentidos X y Y.
 - ✓ Adquisición de la curva de capacidad de la estructura para ambas direcciones y, por consiguiente, el espectro de capacidad.
 - ✓ Ubicación de las rótulas plásticas a partir del análisis estático no lineal
 - ✓ Aplicación del análisis dinámico no lineal, con el fin de obtener las distorsiones de entrepiso, las deformaciones, la distribución de daños y los esfuerzos.
 - ✓ Se procede a evaluar los niveles de desempeño sísmico propuestos por el comité VISION 2000 y ATC-40 para ambas direcciones.
4. Comparación de Resultados
 - ✓ Realización de un análisis comparativo de los resultados obtenidos de los análisis estático y dinámico no lineal.
5. Reforzamiento Estructural
 - ✓ Fijar las propuestas de diseño o reforzamiento para las zonas más vulnerables a nivel de expediente técnico.
 - ✓ Estimar el costo del reforzamiento estructural necesario.

Matriz de consistencia

TABLA 2: Matriz de Consistencia

SITUACIÓN PROBLEMÁTICA	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	HIPÓTESIS	OBJETIVO GENERAL	VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	
				VARIABLE INDEPENDIENTE					
<p>La incertidumbre sobre el desempeño sísmico de un edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque ante sismos de diferentes magnitudes.</p>	<p>¿Cuál es la evaluación del desempeño sísmico de un edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque aplicando el análisis estático y dinámico no lineal?</p>	<p>La aplicación del análisis estático y dinámico no lineal permitirá predecir el desempeño sísmico de un edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque.</p>	<p>Evaluar el desempeño sísmico de un edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque aplicando el análisis estático y dinámico no lineal.</p>	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	Es un método que se basa en la aplicación de cargas laterales a una estructura con pequeños incrementos monótonicos hasta llegar al desplome	Luego de haber obtenido el espectro de demanda y la curva de capacidad, se transforma la curva de capacidad adquirida a un espectro de capacidad, por último, se cruzan las curvas de espectro de demanda y el espectro de capacidad para adquirir el punto de desempeño	Cargas Laterales	Rotulas Plásticas	
				ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	Es un método que se basa en la aplicación de cargas laterales a una estructura con pequeños incrementos monótonicos hasta llegar al desplome	Luego de haber obtenido el espectro de demanda y la curva de capacidad, se transforma la curva de capacidad adquirida a un espectro de capacidad, por último, se cruzan las curvas de espectro de demanda y el espectro de capacidad para adquirir el punto de desempeño	Curva de Capacidad	Cortante Basal (V)	
								Desplazamiento (d)	
				ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	Es un método que se basa en la aplicación de cargas laterales a una estructura con pequeños incrementos monótonicos hasta llegar al desplome	Luego de haber obtenido el espectro de demanda y la curva de capacidad, se transforma la curva de capacidad adquirida a un espectro de capacidad, por último, se cruzan las curvas de espectro de demanda y el espectro de capacidad para adquirir el punto de desempeño	Curva de Capacidad	Punto de Desempeño	Espectro de Capacidad
									Espectro de Demanda
				ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	El análisis dinámico no lineal establece la respuesta dinámica de una edificación a través de acelerogramas	El análisis no lineal dinámico consiste establecer acelerogramas que generen determinados desplazamientos en la edificación, provocando niveles de daño preestablecidos, obteniendo así el desempeño de la estructura.	Desplazamientos relativos	Cortante en la base	Nivel de Daños
Factor de Zona									
ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	El análisis dinámico no lineal establece la respuesta dinámica de una edificación a través de acelerogramas	El análisis no lineal dinámico consiste establecer acelerogramas que generen determinados desplazamientos en la edificación, provocando niveles de daño preestablecidos, obteniendo así el desempeño de la estructura.	Desplazamientos relativos	Cortante en la base	Factor de Uso				
					Factor de amplificación del suelo				
ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	El análisis dinámico no lineal establece la respuesta dinámica de una edificación a través de acelerogramas	El análisis no lineal dinámico consiste establecer acelerogramas que generen determinados desplazamientos en la edificación, provocando niveles de daño preestablecidos, obteniendo así el desempeño de la estructura.	Desplazamientos relativos	Cortante en la base	Factor de amplificación sísmica				
					Peso de la Edificación				
ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	El análisis dinámico no lineal establece la respuesta dinámica de una edificación a través de acelerogramas	El análisis no lineal dinámico consiste establecer acelerogramas que generen determinados desplazamientos en la edificación, provocando niveles de daño preestablecidos, obteniendo así el desempeño de la estructura.	Desplazamientos relativos	Cortante en la base	Coeficiente de reducción				
					Aceleraciones Absolutas máximas				
DESEMPEÑO SISMICO	Es el comportamiento que tendrá una estructura sometida a una demanda sísmica. Existen diferentes niveles de desempeño sísmico propuestos por la ATC 40, el FEMA 356 y el comité Visión 2000.	Una vez obtenido el punto de desempeño se procede con determinar el nivel de daño de la edificación y con esto determina su desempeño.	Nivel de Desempeño Sísmico	Propuesta Visión 2000	Propuesta ATC-40				

Fuente: Elaboración Propia

Consideraciones éticas

Se ejecutaron visitas reiteradas al edificio de sala multiusos para la realización del estudio de vulnerabilidad, ensayo de diamantina, ensayo de carbonatación del concreto, estudio de mecánica de suelos y ensayo de escáner; todo ello con la autorización del actual rector Enrique Wilfredo Cárpena Velásquez y las autoridades pertinentes. Todos los ensayos ejecutados fueron realizados garantizando la obtención de datos confiables, como también, ejecutados bajo supervisión de personal calificado, tomando en cuenta el cumplimiento estipulado en las normas vigentes.

Durante las asesorías se realizó la verificación y corrección de los resultados obtenidos, a su vez, se tomó en consideración las recomendaciones brindadas por el asesor; todo ello con el objetivo de prevenir errores en próximas investigaciones que vayan a tomar como referencia lo estipulado en este trabajo.

Resultados

Estudios preliminares

Informe de estado situacional

Se realizó una inspección rutinaria del edificio de sala multiusos y, a partir de la información compilada, se determinó que la edificación no recibe mantenimiento estructural, esto es debido a la presencia de fisuras de entre 42 y 80 centímetros de longitud; grietas de 12 y 20 centímetros de longitud con espesores de 2 mm; como también; salitre y humedad a lo largo de la base de a estructura; los resultados pueden verse más a detalle en el Anexo N°4. A continuación, se presentan evidencias:

Figura 13: Grieta



Fuente: Elaboración propia

Figura 14: Fisura



Fuente: Elaboración propia

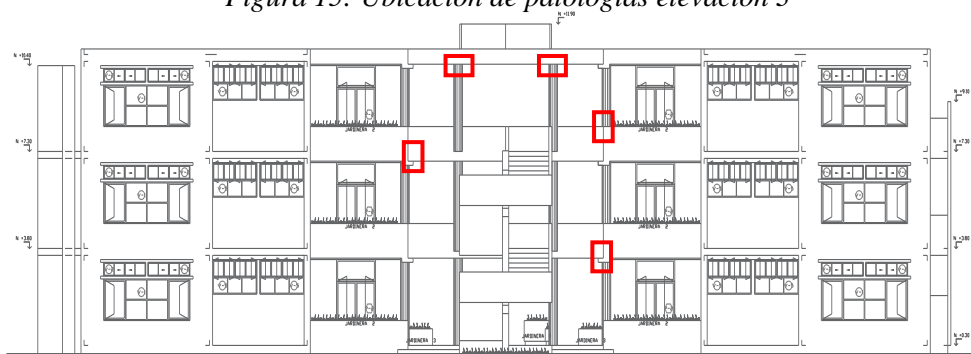
Figura 12: humedad y eflorescencia



Fuente: Elaboración propia

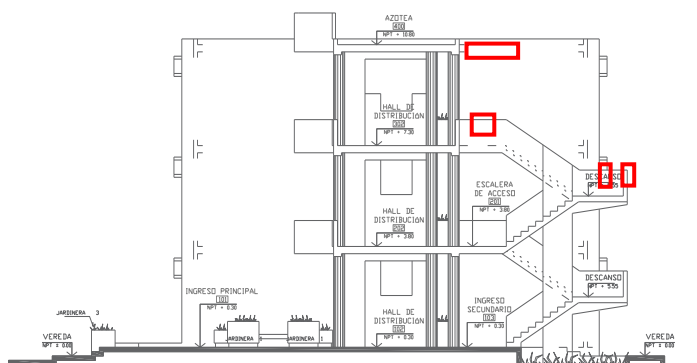
Ubicación fisuras, grietas, humedad y eflorescencia

Figura 15: Ubicación de patologías elevación 3



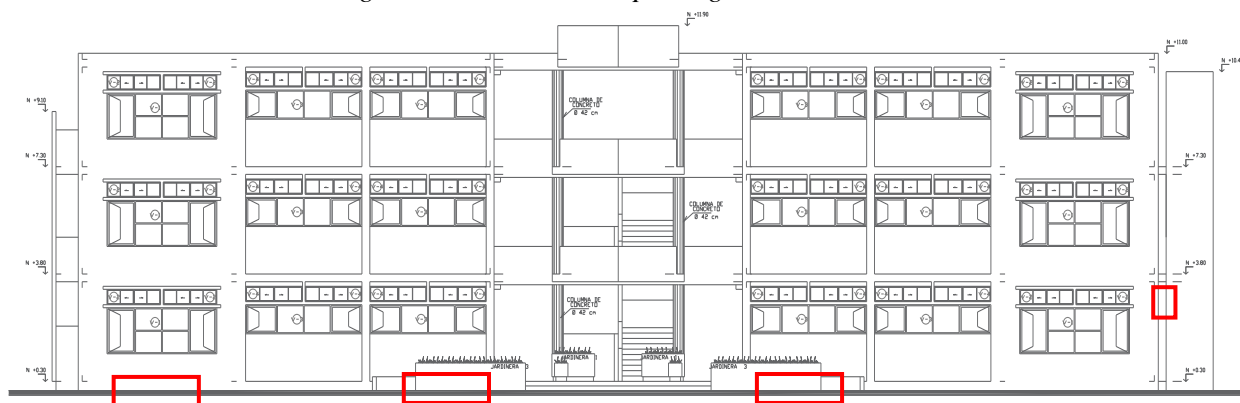
Fuente: Elaboración propia

Figura 16: Ubicación de patologías Corte C



Fuente: Elaboración propia

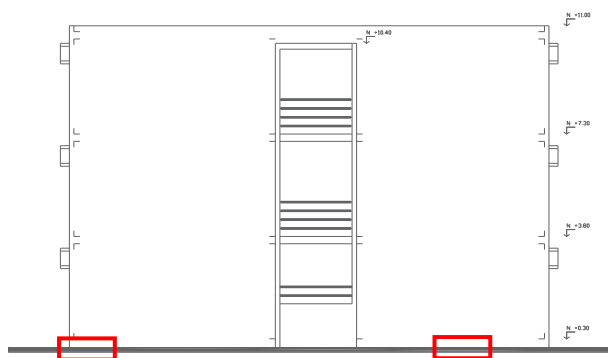
Figura 17: Ubicación de patologías Elevación 1



Fuente: Elaboración propia

Figura 19: Ubicación de patologías

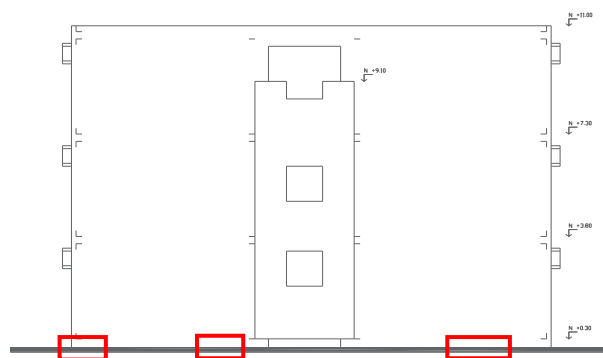
Elevación 2



Fuente: Elaboración propia

Figura 18: Ubicación de patologías

Elevación 4



Fuente: Elaboración propia

Historial de daños

La historia sísmica de la región de Lambayeque nace desde el año 1606, con la ocurrencia de un sismo que perjudicó a los distritos de Saña y Lambayeque, el cual registró una magnitud de 6.5 Ms. Otros sismos relevantes ocurrieron en 1619, 1907, 1951; además de ellos, el Instituto Geofísico de Perú ha registrado los siguientes sismos leves en los últimos años en Lambayeque:

TABLA 3: Historial de Daños

AÑO	CANTIDAD
2000	2.0
2007	1.0
2008	3.0
2009	1.0
2010	3.0
2012	2.0
2013	2.0
2014	6.0

Fuente: Elaboración propia

Exploración de suelos

Se adquirieron valores importantes a través del estudio de mecánica de suelos, dichos valores serán determinantes para la selección de acelerogramas o registros sísmicos tomando como base el tipo de suelo y capacidad portante, en otras palabras, para la determinación de acciones sísmicas para la unidad da estudio, los resultados pueden verse más a detalle en el Anexo N°5. A continuación, se presenta un cuadro resumen:

TABLA 4: Resumen de EMS

PERFIL DE SUELO	S3 (Suelos Blandos)
TIPO DE CIMENTACIÓN	Superficial (Zapatas, vigas de conexión, zapatas combinadas, etc.)
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	1.50 metros
MATERIAL PREDOMINANTE	CL (Arcilla de baja plasticidad con arena).
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PROMEDIO	1.02 kg/cm ²
FACTOR DE SEGURIDAD	3.00

Fuente: Elaboración propia

Ensayo de escáner de acero

Para determinar los diámetros de Acero y la distribución de los mismos, se empleó un Escáner de marca Procet D- te ct – 150 SV, el equipo utiliza impulsos electromagnéticos para detectar barras de Acero, con este se pudo obtener datos de las barras de acero de vigas, columnas y placas, esta información puede verse más a detalle en el Anexo N°6. A continuación, se presenta un cuadro resumen:

TABLA 5: Resumen de Escaneo de Columnas

	Elementos	Col.1 - (30x50)	Col.2 - (30x60)	Co.3 - (30x45)
Aceros				
N° de Aceros Longitudinales Detectados	Lado N°1	2.0	2.0	2.0
	Lado N°2	2.0	2.0	2.0
	Lado N°3	1.0	2.0	1.0
Número de Estribos		18	18	22
Recubrimiento (cm)		6.0	5.0	5.0
Ø de Acero (mm)	Longitudinal	19	19	19
	Transversal	9.5	9.5	9.5
Ø de Acero (Pulg)	Longitudinal	3/4	3/4	3/4
	Transversal	3/8	3/8	3/8

Fuente: Elaboración propia

TABLA 6: Resumen de Escaneo de Vigas

	Elementos	Viga 1 - (30x40)	Viga 2 - (30x50)	Viga 3 - (15x40)
Aceros				
N° de Aceros Longitudinales Detectados	Lado N°1	1.0	2.0	1.0
	Lado N°2	2.0	2.0	2.0
	Lado N°3	2.0	2.0	2.0
Número de Estribos		30	37	22
Recubrimiento (cm)		6.0	6.0	5.0
Ø de Acero (mm)	Longitudinal	19	19	12.7 y 9.5
	Transversal	9.5	9.5	6.4
Ø de Acero (Pulg)	Longitudinal	3/4	3/4	1/2 y 3/8
	Transversal	3/8	3/8	1/4

Fuente: Elaboración propia

TABLA 7: Resumen de Escaneo de Placas

	Elementos	PLACA 1	PLACA 3	PLACA 4
Aceros				
Separación (m)		0.225	0.225	0.225
Recubrimiento (cm)		4.0	5.0	6.0
Ø de Acero (mm)	Longitudinal	9.5	9.5	9.5
	Transversal	3/8	3/8	3/8
Ø de Acero (Pulg)	Longitudinal	9.5	9.5	9.5
	Transversal	3/8	3/8	3/8

Fuente: Elaboración propia

Ensayo de diamantinas

Uno de los pasos para determinar el $f'c$ del concreto es extrayendo núcleos de concreto de la unidad de estudio para posteriormente someterlos a un ensayo de compresión, se extrajeron un total de 18 diamantinas, 3 diamantinas en columnas y vigas del primer nivel, como también, del segundo y tercero; la ubicación de extracción de diamantinas, como otros datos relevantes, pueden verse más a detalle en el Anexo N°7. A continuación, se presenta un cuadro resumen:

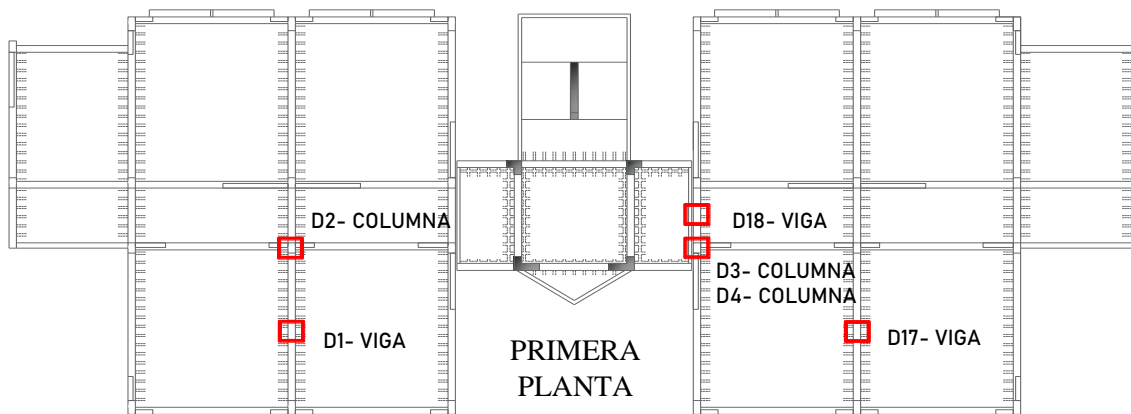
TABLA 8: Resumen extracción de Diamantinas

TESTIGO NÚCLEO	N° PISO	ELEMENTO ESTRUCTURAL
D-1	1er	Viga
D-2		Columna
D-3		Columna
D-4		Columna
D-5	2do	Columna
D-6		Viga
D-7		Columna
D-8		Viga
D-9		Viga
D-10		Viga
D-11	3er	Columna
D-12		Viga
D-13		Columna
D-14	2do	Viga
D-15	3er	Columna
D-16		Viga
D-17		Viga
D-18	1er	Viga

Fuente: Elaboración propia

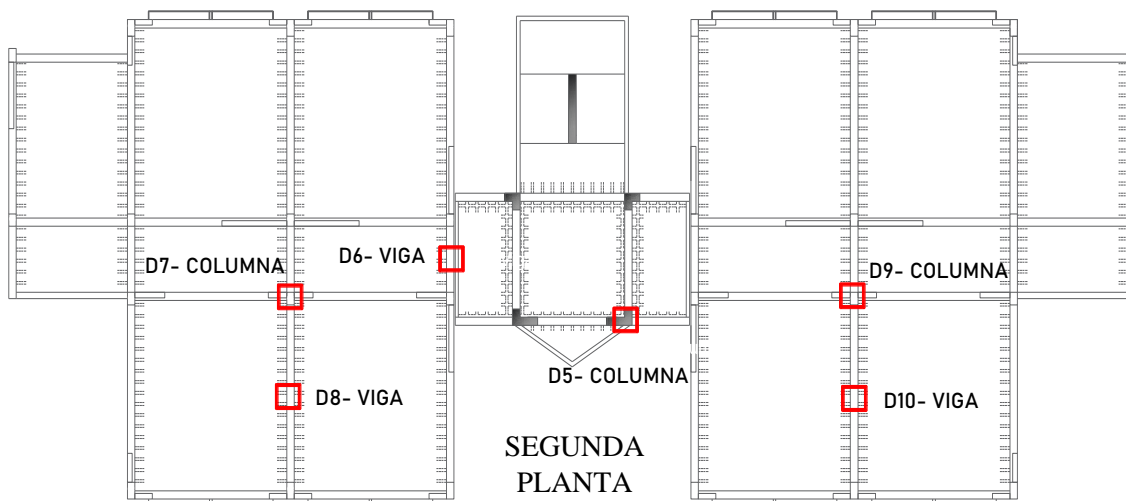
Ubicación de las diamantinas extraídas por nivel

Figura 20: Ubicación de extracción de Diamantinas – Primera Planta



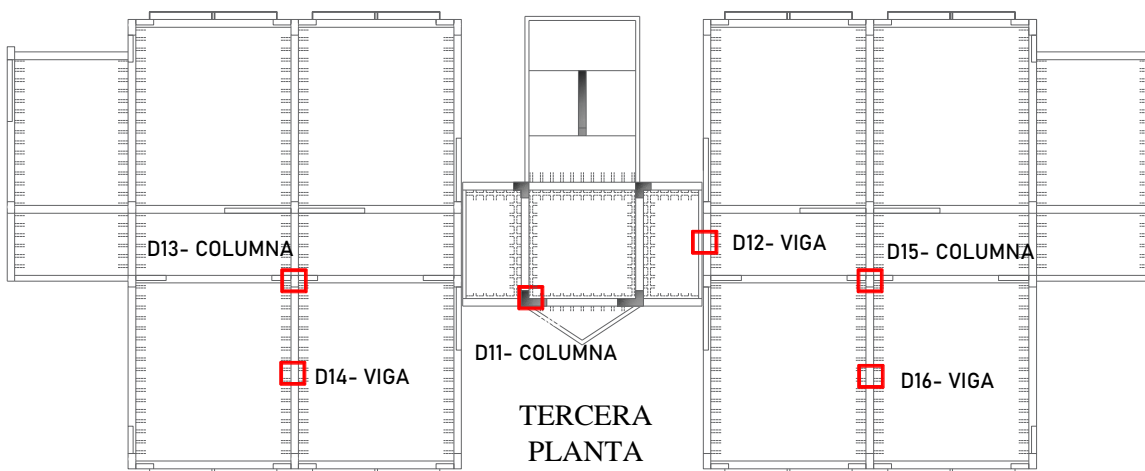
Fuente: Elaboración propia

Figura 21: Ubicación de extracción de Diamantinas – Segunda Planta



Fuente: Elaboración propia

Figura 22: Ubicación de extracción de Diamantinas – Tercera Planta



Fuente: Elaboración propia

Ensayo de compresión de concreto

Luego de haber extraído las diamantinas de concreto, estas fueron secadas al aire de 12 a 24 horas a una temperatura ambiente de 16°C y 27°C; como también, a una humedad relativa menor al 50%; posteriormente se refrentaron o tallaron para luego ser ensayadas dentro de un periodo de 48 horas, esto con la finalidad obtener un $f'c$ representativo del lugar, esta información puede verse más a detalle en el Anexo N°7. A continuación, se presenta un cuadro resumen de los resultados adquiridos:

TABLA 10: Resumen $f'c$ Corregidos

TESTIGO NÚCLEO	N° PISO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	F'c CORREGIDO (kg/cm ²)
D-1	1er	Viga	107
D-2		Columna	99
D-3		Columna	183
D-4		Columna	144
D-5	2do	Columna	104
D-6		Viga	132
D-7		Columna	168
D-8		Viga	169
D-9		Viga	91
D-10		Viga	152
D-11	3er	Columna	105
D-12		Viga	104
D-13	2do	Columna	135
D-14		Viga	109
D-15	3er	Columna	108
D-16		Viga	73
D-17	1er	Viga	140
D-18		Viga	179

Fuente: Elaboración propia

TABLA 9: $f'c$ por elemento estructural

N° PISO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	F'c CORREGIDO PROMEDIO (kg/cm ²)
1er	Columna	142.00
	Viga	142.00
2do	Columna	136.00
	Viga	130.60
3er	Columna	116.00
	Viga	88.50

Fuente: Elaboración propia

Ensayo de carbonatación del concreto

Este ensayo tiene la finalidad de determinar si el concreto del edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque presenta carbonatación; para ello se extrajo 40 gramos de polvo de concreto de dos diamantinas representativas de la unidad de estudio, para luego ejecutar el procedimiento de la norma ASTM D-4262; esta información puede verse más a detalle en el Anexo N°8. A continuación, se presenta un cuadro resumen de los resultados:

TABLA 11: Resumen Ensayo de Carbonatación

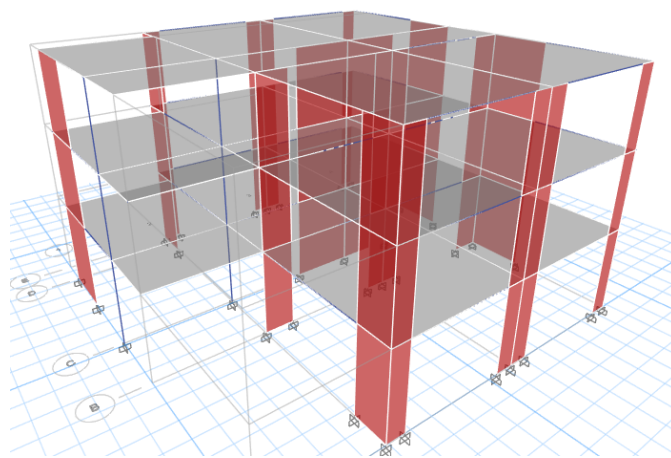
MUESTRA	SUB MUESTRA	AMBIENTE	NIVEL	pH	ELEMENTO
D2	1	AULA 413	1er Nivel	12.24	CONCRETO NO CARBONATADO
	2			12.33	CONCRETO NO CARBONATADO
D3	1	LAB 03	1er Nivel	12.11	CONCRETO NO CARBONATADO
	2			12.16	CONCRETO NO CARBONATADO

Fuente: Elaboración propia

Modelado en el software ETABS

El planteamiento primordial es que una estructura de arquitectura, a través un análisis estructural de primer orden, obedezca los requerimientos establecidos por la norma E030. En este caso se analizará la estructura de un edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque a través un Análisis estático lineal y dinámico modal espectral, partiendo de un modelado inicial en el software ETABS; este modelado estará limitado a uno de los dos modulo debido a la simetría de la estructura en general y a la presencia de juntas sísmicas.

Figura 23: Modelamiento en ETABS

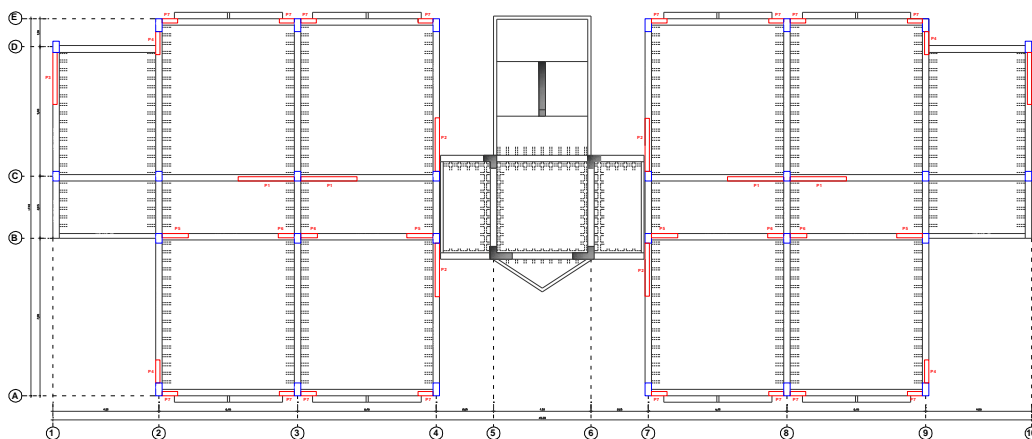


Fuente: Elaboración propia

Secciones de los elementos

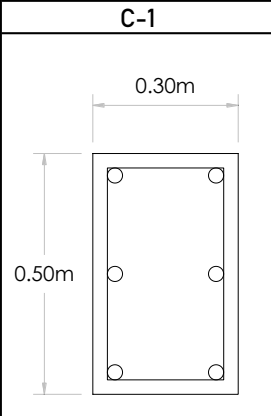
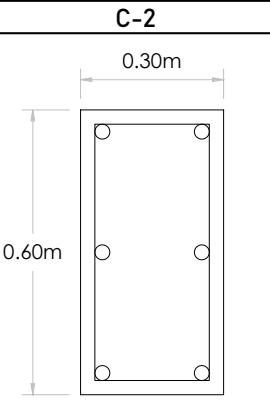
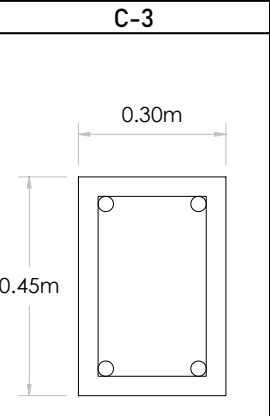
A continuación, se especificará las secciones de los componentes estructurales, los mismos que fueron evaluados y modelados en el Software ETABS; información que también se puede visualizar en los anexos N°2 y N°3.

Figura 24: Vista en Planta Típica



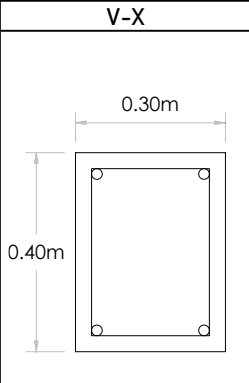
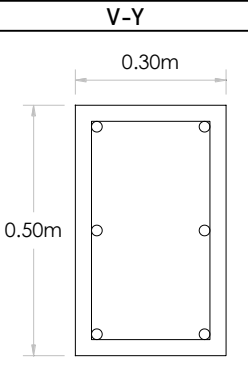
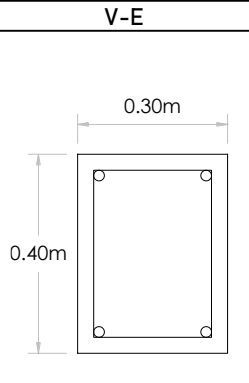
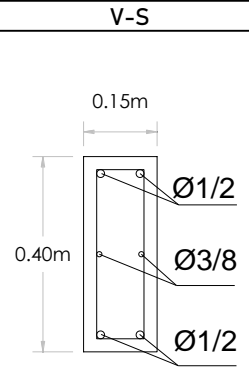
Fuente: Elaboración propia

TABLA 12: Tabla de Columnas

C-1	C-2	C-3
		
Sección 0.30x0.50 cm	Sección 0.30x0.60 cm	Sección 0.30x0.45 cm
Recubrimiento: 6 cm	Recubrimiento: 5 cm	Recubrimiento: 5 cm
Refuerzo 6Ø3/4"	Refuerzo 6Ø3/4"	Refuerzo 4Ø3/4"

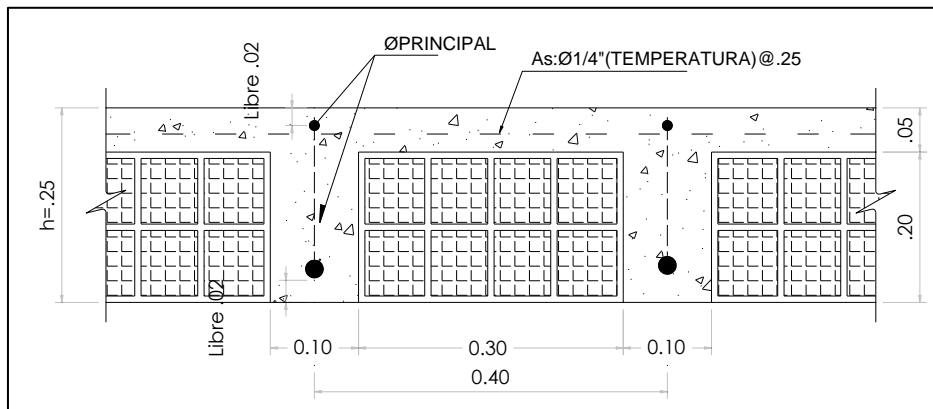
Fuente: Elaboración propia

TABLA 13: Tabla de Vigas

V-X	V-Y	V-E	V-S
			
Sección 0.30x0.40 cm	Sección 0.30x0.50 cm	Sección 0.30x0.40 cm	Sección 0.15x0.40 cm
Recubrimiento: 6 cm	Recubrimiento: 6 cm	Recubrimiento: 7 cm	Recubrimiento: 5 cm
Refuerzo 4Ø3/4"	Refuerzo 6Ø3/4"	Refuerzo 4Ø3/4"	Refuerzo 4Ø1/2", 2Ø3/8"
TIPO III	TIPO III	TIPO III	TIPO III

Fuente: Elaboración propia

Figura 25: Corte Típico de Aligerado e=25cm



Fuente: Elaboración propia

TABLA 14: Tabla de Placas

P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7
Sección 0.20x2.6 m	Sección 0.20x2.50m	Sección 0.20x2.40 m	Sección 0.20x1.05m	Sección 0.20x1.20m	Sección 0.20x0.75m	Sección 0.20x0.70m
Recubrimiento: 4 cm	Recubrimiento: 5 cm	Recubrimiento: 5 cm	Recubrimiento: 6 cm	Recubrimiento: 5 cm	Recubrimiento: 5 cm	Recubrimiento: 6 cm
Refuerzo Ø3/8" @0.225	Refuerzo Ø3/8" @0.225	Refuerzo Ø3/8" @0.225	Refuerzo Ø3/8" @0.225	Refuerzo Ø3/8" @0.225	Refuerzo Ø3/8" @0.225	Refuerzo Ø3/8" @0.225

Fuente: Elaboración propia

Propiedades de los materiales

Para la evaluación de la estructura, se tomaron en cuenta las siguientes las siguientes propiedades mecánicas de los materiales con los que se trabajara.

TABLA 15: Propiedades de los Materiales

Material	Propiedades
Concreto Armado	Peso Unitario 2400 kg/m ³ Módulo de Poisson $\nu=0.15$
Acero de Refuerzo	Esfuerzo de fluencia $f_y=4200$ kg/cm ² Peso Unitario 7850 kg/m ³ Módulo de Elasticidad 2,000,000 kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia

Cargas empleadas en el modelado

Cargas muertas

Para determinar las cargas muertas actuantes, se hizo uso de la norma E.020 y de un Metrado manual tomando en cuenta las características actuales de cada elemento.

- ✓ Losa Aligerada: según la norma E.020, 0.350 Tonf/m² para e=025 cm.
- ✓ Acabados: se consideró 100 kg/m² del libro del Ingeniero San Bartolomé.
- ✓ Muros no Portantes N°1: $1.350 \text{ Tn/m}^3 * 3.25\text{m} * 0.15\text{m} = 0.658 \text{ Tnf/m}$
- ✓ Muros no Portantes N°2: $1.350 \text{ Tn/m}^3 * 1.80\text{m} * 0.15\text{m} = 0.365 \text{ Tnf/m}$
- ✓ Alfeizar: $1.350 \text{ Tn/m}^3 * 0.80\text{m} * 0.15\text{m} = 0.162 \text{ Tnf/m}$
- ✓ Tabiquería Interior equivalente: $0.15\text{m} * 1.8\text{m} * 1350\text{kg/m}^3 = 364.5 \text{ kg/m}$
Según Tabla 2.3 de la E.020, le corresponde 150 kg/m² de carga equivalente.

TABLA 16: Cargas Vivas

CARGAS MUERTAS	
Losa Aligerada e=25cm	0.350 Tonf/m ²
Muros no portantes N°1	0.658 Tonf/m
Muros no portantes N°2	0.365 Tonf/m
Tabiquería Interior Equiv.	0.150 Tonf/m ²
Acabados	0.100 Tonf/m ²
Alféizar	0.162 Tonf/m

Fuente: Elaboración propia

Cargas vivas

Para determinar las cargas vivas actuantes, se tomó en cuenta la tabla N°1 de la norma E.020, para cargas vivas repartidas tomando en cuenta el uso u ocupación de cada ambiente.

TABLA 17: Cargas Muertas

CARGAS VIVAS	
Losa- Aula	0.250 Tonf/m ²
Losa- Corredor	0.400 Tonf/m ²
Losa- Techo	0.100 Tonf/m ²

Fuente: Elaboración propia

Peso sísmico

Para obtener el peso sísmico, la norma sismorresistente E.030 nos indica que se le debe adicionar un porcentaje de la carga viva o sobrecarga a la carga permanente; para edificaciones esenciales se le debe adicionar un 50% de carga viva.

Análisis lineal

Análisis estático lineal

Este análisis consiste en aplicar un conjunto de fuerzas laterales en el centro de gravedad de cada piso. Estas fuerzas se generan a partir de la cortante basal, cuyo cálculo se llevará a cabo utilizando la ecuación que se presenta a continuación.

$$V_{basal} = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Para calcular al cortante basal actuante se tuvo que determinar primeramente los parámetros sísmicos de la estructura para obtener el coeficiente ZUCS/R.

TABLA 18: Parámetros Sísmicos

PARÁMETROS SÍSMICOS		X	Y
Z - Factor de Zona	ZONA 4	0.45	0.45
U - Coef. Importancia	CATEGORÍA A	1.5	1.5
S - Factor de Suelo	TIPO S3	1.1	1.1
TL - Periodo Local		1.6	1.6
Tp - Periodo Predominal		1	1
C - Coef. de amplificación sísmica		2.5	2.5
T - Periodo fundamental		0.25	0.28
Ro - Coef. básico de reducción		6	6
Ip - Coef. de irregularidad en planta		0.90	0.75
Ia - Coef. de irregularidad en altura		1	1
Verificación de Irregularidad		Irregular	Irregular
R - Coef. de reducción		5.40	4.50
Coeficiente ZUCS/R		0.34	0.41

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se obtuvo el peso de la estructura, considerando 100% de Carga Muerta y 50% de Carga Viva, sumando los pesos de cada piso extraídos del Software ETABS, dando un total de 785.62 Tnf de peso sísmico.

TABLA 19: Peso Sísmico

NIVEL	PESO
	Ton
PISO 3	237.92
PISO 2	294.45
PISO 1	253.25
TOTAL	785.616

Fuente: Elaboración propia

De la tabla Nª18 se determinó que el coeficiente sísmico ZUCS/R para el eje X y Y es 0.34 y 0.41 respectivamente, multiplicando ambos por el peso sísmico de 785.62 Tnf se obtienen cortantes basales de 267.11 Tonf y 322.10 Tonf para el eje X y Y.

Análisis dinámico modal espectral

Este análisis lineal necesita como dato para su aplicación conocer los modos de vibración los cuales, según la norma E.030, la sumatoria de masa participativa de cada modo debe ser mayor que el 90% de la masa total de la edificación; a su vez, dentro de este análisis es que se definen los espectros de pseudo aceleración para cada dirección de análisis, calculados a partir de la siguiente fórmula:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

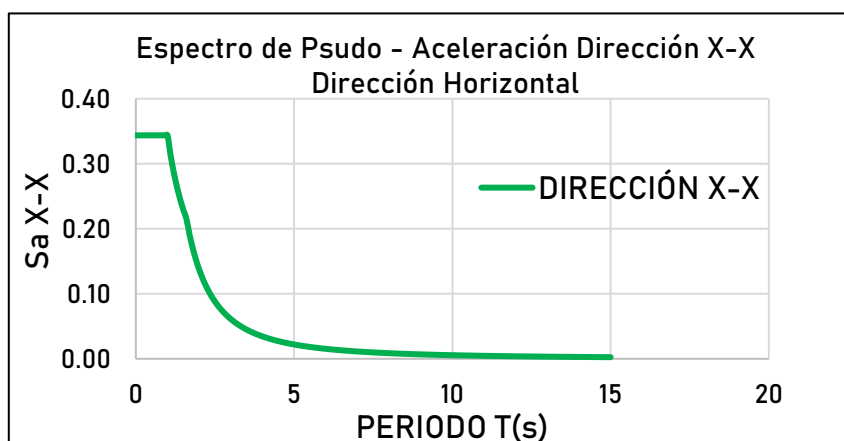
A continuación, se muestran los espectros de pseudo aceleración:

TABLA 20: Espectro de Pseudo Aceleraciones

ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIÓN						
Periodo "T"(seg)	Dirección X-X			Dirección Y-Y		
	Factor C	Sa	Sa(g)	Factor C	Sa	Sa(g)
0.0000	2.5000	3.3722	0.3438	2.5000	4.0466	0.4125
0.1000	2.5000	3.3722	0.3438	2.5000	4.0466	0.4125
0.2000	2.5000	3.3722	0.3438	2.5000	4.0466	0.4125
0.3000	2.5000	3.3722	0.3438	2.5000	4.0466	0.4125
0.4000	2.5000	3.3722	0.3438	2.5000	4.0466	0.4125
0.5000	2.5000	3.3722	0.3438	2.5000	4.0466	0.4125
0.6000	2.5000	3.3722	0.3438	2.5000	4.0466	0.4125
0.7000	2.5000	3.3722	0.3438	2.5000	4.0466	0.4125
0.8000	2.5000	3.3722	0.3438	2.5000	4.0466	0.4125
0.9000	2.5000	3.3722	0.3438	2.5000	4.0466	0.4125
1.0000	2.5000	3.3722	0.3438	2.5000	4.0466	0.4125
1.1000	2.2727	3.0656	0.3125	2.2727	3.6788	0.3750
1.2000	2.0833	2.8102	0.2865	2.0833	3.3722	0.3438
1.3000	1.9231	2.5940	0.2644	1.9231	3.1128	0.3173
1.4000	1.7857	2.4087	0.2455	1.7857	2.8904	0.2946
1.5000	1.6667	2.2481	0.2292	1.6667	2.6978	0.2750
1.6000	1.5625	2.1076	0.2148	1.5625	2.5291	0.2578
1.7000	1.3841	1.8670	0.1903	1.3841	2.2403	0.2284
1.8000	1.2346	1.6653	0.1698	1.2346	1.9983	0.2037
1.9000	1.1080	1.4946	0.1524	1.1080	1.7935	0.1828
14.6000	0.0188	0.0253	0.0026	0.0188	0.0304	0.0031
14.7000	0.0185	0.0250	0.0025	0.0185	0.0300	0.0031
14.8000	0.0183	0.0246	0.0025	0.0183	0.0296	0.0030
14.9000	0.0180	0.0243	0.0025	0.0180	0.0292	0.0030
15.0000	0.0178	0.0240	0.0024	0.0178	0.0288	0.0029

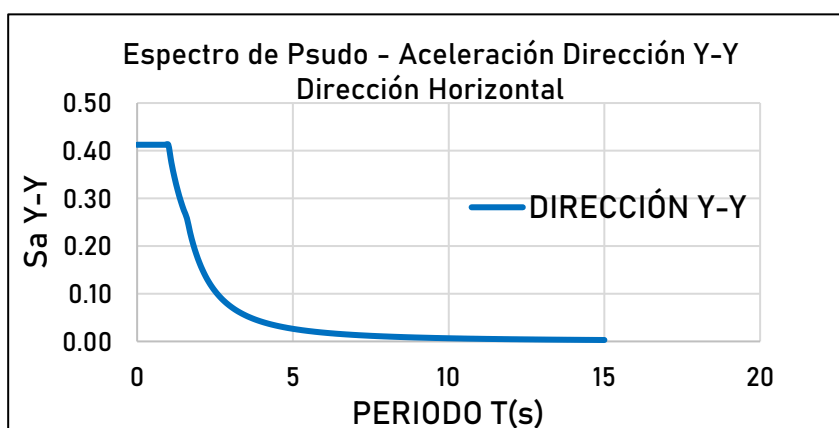
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 1: Espectro de Pseudo Aceleración vs Periodo, X-X



Fuente: Elaboración propia

Gráfica 2: Espectro de Pseudo Aceleración vs Periodo, Y-Y



Fuente: Elaboración propia

Resultados modales

La tabla N^a21 nos indica que la participación modal alcanza el 100%, un valor que cumple con el artículo 29.1.2. el cual menciona que la sumatoria de masa participativa debe ser por lo menos del 90% de la masa total. En la tabla N^a22 se puede mostrar que el periodo fundamental en la dirección X y Y es de 0.253 0.279 segundos respectivamente; lo cual significaría que en la dirección Y hay menos rigidez que la dirección X; a su vez, se muestra que la dirección X y la dirección Y tienen masas participativas de 51.5% y 71.1%.

TABLA 21 Participación Modal

Caso	Sentido	Estático	Dinámico
		%	%
Modal	UX	100	100
Modal	UY	100	100
Modal	UZ	0	0

Fuente: Elaboración propia

TABLA 22: Periodos y participaciones modales

Periodos y participaciones modales							
Modo	Periodo "T" (seg)	Masa Participativa					
		Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz
1	0.279	0.000	0.515	0.000	0.238	0.000	0.223
2	0.253	0.713	0.011	0.000	0.005	0.336	0.017
3	0.220	0.028	0.222	0.000	0.098	0.012	0.502

Fuente: Elaboración propia

Verificación de irregularidades

La estructura es Irregular, sufriendo irregularidad torsional en la dirección Y e irregularidad de esquinas entrantes en Y y X, esta información puede verse más a detalle en el ANEXO N°9. A continuación, se presenta un cuadro resumen:

TABLA 23: Irregularidad en Elevación

IRREGULARIDAD	VERIFICACIÓN
Resistencia - Piso Débil	REGULAR
Rigidez - Piso Blando	REGULAR
Masa o peso	REGULAR
Geométrica Vertical	REGULAR
Discontinuidad en los sistemas Resistentes	REGULAR
Torsional Y-Y	IRREGULAR
Torsional X-X	REGULAR
Esquinas entrantes Y-Y	IRREGULAR
Esquinas entrantes X-X	IRREGULAR
Discontinuidad del Diafragma	REGULAR
Sistemas no paralelos	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Verificación de derivas

Los desplazamientos para edificaciones irregulares de concreto deben verse afectados por un factor de 0.85R y las derivas deben ser como máximo 0.007. En la tabla N°24 se puede ver que las derivas en ambos ejes del análisis estático lineal cumplen, a diferencia de las derivas del eje Y del análisis dinámico modal en la tabla N°25.

TABLA 24: Derivas de Análisis Estático Lineal

Análisis Estático Lineal			
Dirección	N.º Piso	Deriva Inelástica	<0.007
DERIVA X	3	0.005321	Cumple
DERIVA X	2	0.004869	Cumple
DERIVA X	1	0.002434	Cumple
DERIVA Y	3	0.006028	Cumple
DERIVA Y	2	0.005500	Cumple
DERIVA Y	1	0.002649	Cumple

Fuente: Elaboración propia

TABLA 25 : Derivas del Análisis Dinámico Modal Espectral

Análisis Dinámico Lineal			
Dirección	N.º Piso	Deriva Inelástica	<0.007
DERIVA X	3	0.00535	Cumple
DERIVA X	2	0.00489	Cumple
DERIVA X	1	0.00244	Cumple
DERIVA Y	3	0.00697	No Cumple
DERIVA Y	2	0.00619	Cumple
DERIVA Y	1	0.00290	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Verificación de desplazamientos máximos

Durante un sismo, desplazamientos que superen la junta sísmica puede producir el fenómeno de golpeteo, dañando significativamente la estructura hasta el punto de ocasionar su colapso; cómo se puede ver en las tablas N^a26 y N^a27.

TABLA 26: Desplazamientos máximos del Análisis dinámico modal espectral

Análisis dinámico modal espectral				Verificación
Piso	Dirección	Desplaz. Máx	Desplaz. (cm)	< 2cm
3	X	0.043107	4.3107	No Cumple
2	X	0.024746	2.4746	No Cumple
1	X	0.008034	0.8034	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

TABLA 27: Desplazamientos máximos de Análisis estático lineal

Análisis Estático Lineal				Verificación
Piso	Dirección	Desplaz. Máx	Desplaz. (cm)	< 2cm
3	X	0.044185	4.4185	No Cumple
2	X	0.02556	2.556	No Cumple
1	X	0.00852	0.852	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Verificación de junta sísmica

En la tabla N^a28 se calculó la junta correcta, la cual no debe ser menor que la altura total*0.006, obteniéndose un valor de 7 cm, un valor más grande que la junta real.

TABLA 28: Junta Sísmica

	Desplaz cm (a)	2/3 (a)	S (cm)	Junta	Junta Real	Verificación. <2cm
Desplazamiento Máximo - SDNX	4.31	2.87	6.30	7 cm	2 cm	No Cumple
Desplazamiento Máximo - SEX	4.42	2.95	6.30	7 cm	2 cm	No Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Verificación de cortantes basales

De acuerdo con la regulación E.030, la cortante dinámica requerida debe ser igual o superar el 90% de la cortante estática en el caso de estructuras irregulares; la tabla N°29 muestra que esto no se llega a cumplir, por ende, es necesario una amplificación.

TABLA 29: Cortantes Basales para ambos análisis

CORTANTE BASAL ESTÁTICA - ETABS		
Cortante Basal Eje X-X	268.3961	Ton
Cortante Basal Eje Y-Y	322.0754	Ton
CORTANTE BASAL DINÁMICA - ETABS		
Cortante Basal Eje X-X	202.0166	Ton
Cortante Basal Eje Y-Y	202.3302	Ton

Fuente: Elaboración Propia

TABLA 30: Verificación de cortantes basales

Dirección	V. Dinámico	90% Vestático	Condición	Verificación
Dirección X-X	195.248	237.25	$V_{din} \geq 90\%V_{est\grave{a}t}$	No Cumple
Dirección Y-Y	200.4914	284.70	$V_{din} \geq 90\%V_{est\grave{a}t}$	No Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Verificación de sistema estructural

Según la Norma E.020, para que una estructura sea de un sistema estructural de muros portantes de concreto armado, dichos elementos deben absorber al menos el 70% de la fuerza cortante de la base, lo cual, se estaría cumpliendo

TABLA 31: Verificación de Sistema Estructural SDN

CORTANTE EN LA BASE X-X (SDX)	195.25 Tn	100%
COLUMNAS	0.87 Tn	0%
PLACAS	194.38 Tn	100%
CORTANTE EN LA BASE Y-Y (SDY)	200.49 Tn	100%
COLUMNAS	4.54 Tn	2%
PLACAS	195.95 Tn	98%

Fuente: Elaboración Propia

TABLA 32: Verificación de Sistema estructural SEL

CORTANTE EN LA BASE X-X (SEX)	263.61 Tn	100%
COLUMNAS	1.16 Tn	0%
PLACAS	262.45 Tn	100%
CORTANTE EN LA BASE Y-Y (SEY)	316.34 Tn	100%
COLUMNAS	4.73 Tn	1%
PLACAS	311.61 Tn	99%

Fuente: Elaboración Propia

Análisis no lineales

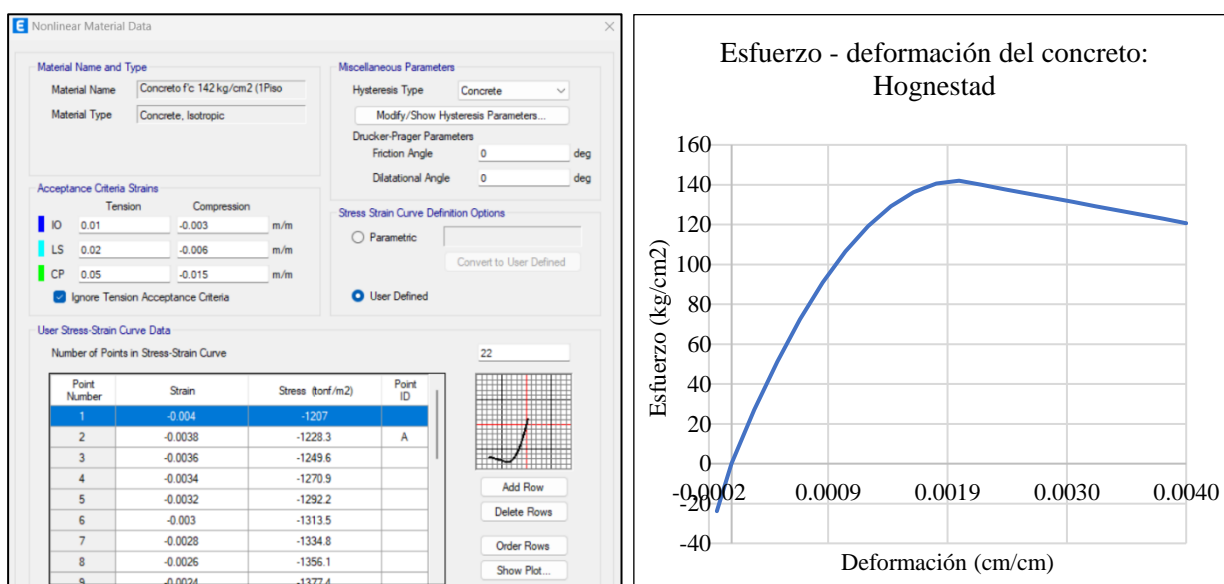
Análisis no lineal Pushover

Si bien la norma ASCE 41-17 establece que no es recomendable la aplicación del AENL para estructuras irregulares, su aplicación nos mostrara la diferencia o no de ambos análisis.

1. Asignación de la no linealidad de los materiales

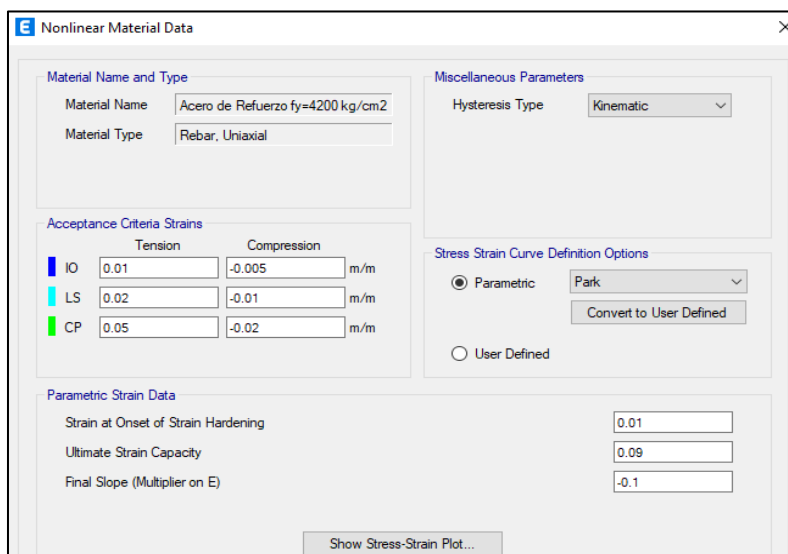
Se aplico el modelo de Hognestad para el concreto, como también, el modelo de Park para el acero de refuerzo y se mantuvo en consideración la resistencia a compresión del concreto obtenido del ensayo de extracción de diamantinas.

Figura 26: Asignación de las propiedades no lineales del concreto



Fuente: Elaboración Propia

Figura 27: Asignación de las propiedades no lineales del acero

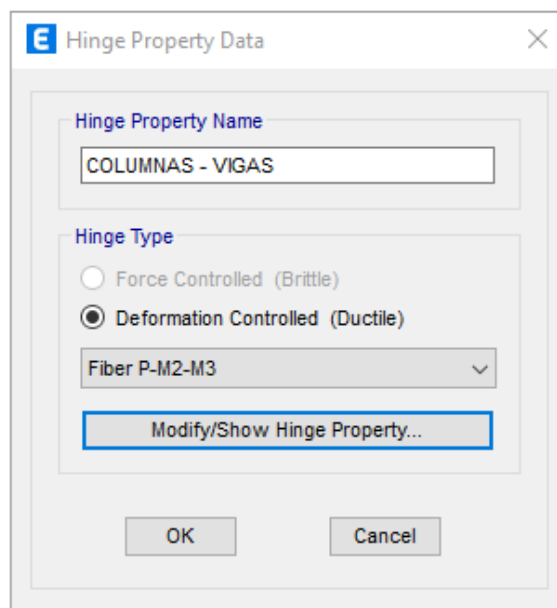


Fuente: Elaboración Propia

2. Asignación de tipo de modelo estructural

El tipo de modelo estructural utilizado será el de rotulas plásticas tipo fibra, un modelo que distribuye la no linealidad de un elemento estructural en varias secciones a lo largo de su misma composición para tener un mejor monitoreo de los esfuerzos que se generan dentro de él. Este modelo toma en consideración las fuerzas axiales y los momentos en ambas direcciones; será aplicado tanto para columnas y vigas.

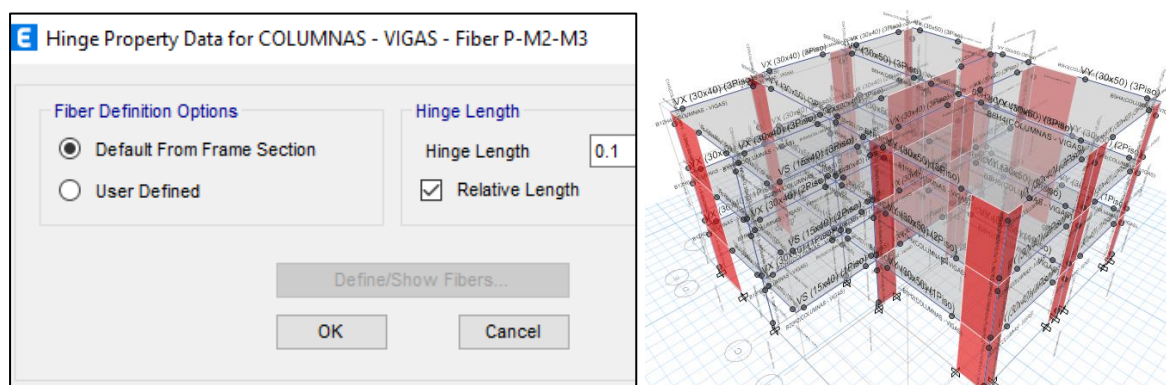
Figura 28: Definición de rotulas plásticas tipo fibra



Fuente: Elaboración Propia

Estas rotulas tipo fibra se colocarán a una determinada distancia de la longitud total del elemento, debido a que en estas localizaciones es que se dan los mayores esfuerzos; la distancia será del 10% y 90% de la longitud total del elemento.

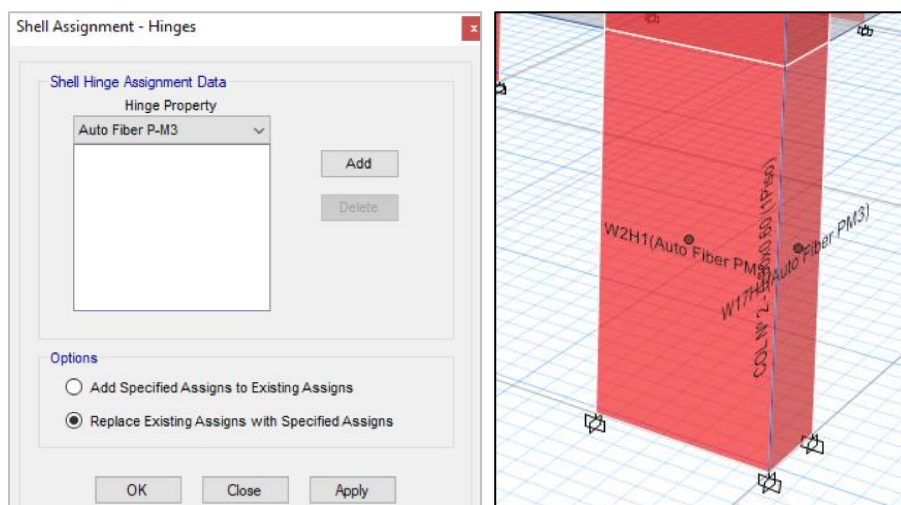
Figura 29: Asignación de longitud de las rotulas plásticas tipo fibra



Fuente: Elaboración Propia

Para los muros de corte se les asigno rotulas a flexo compresión a 50% de su altura.

Figura 30: Asignación de rotulas para muros de corte



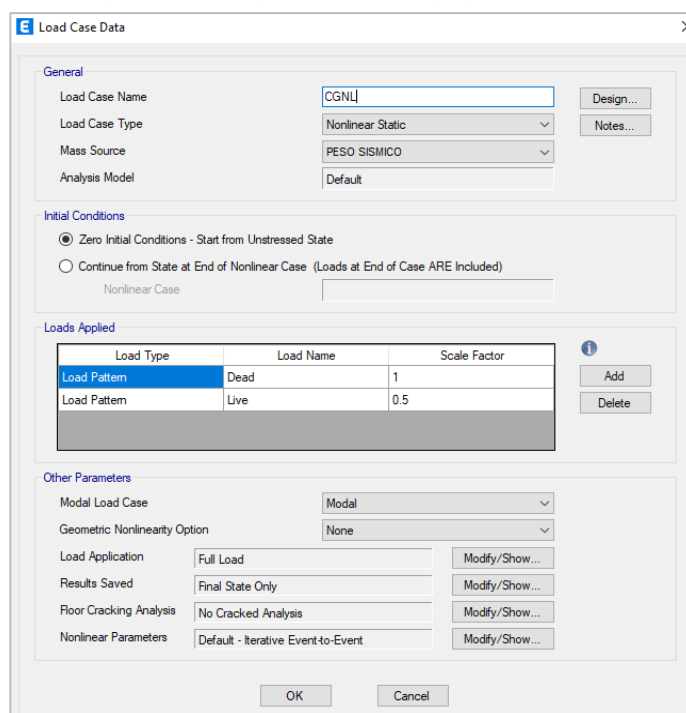
Fuente: Elaboración Propia

3. Asignación de los casos de carga

Carga gravitacional

Se empleo una carga gravitacional y cargas laterales monotónicas, esto debido a que, durante un sismo, la estructura inicialmente se ve afectada por las cargas de gravedad, para luego, someterse a cargas laterales debido a los movimientos telúricos; se asignaron patrones de carga considerando un 100% y 50% de carga muerta y viva.

Figura 31: Asignación de carga gravitacional



Fuente: Elaboración Propia

Cargas laterales monotónicas

Las cargas laterales monotónicas no lineales simulan el efecto del sismo sobre la estructura. Para su caso de carga, se deben considerar los siguientes puntos:

- ✓ Clase de carga: No lineal estática
- ✓ El estado inicial de la edificación es considerando la carga gravitacional
- ✓ Las cargas serán distribuidas proporcionalmente a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección evaluada; para este caso, el primer modo fundamental de vibración pertenece a la dirección Y, y el segundo modo, a la dirección X.

Figura 32: Creación del caso de carga lateral en X-X

The figure shows two side-by-side screenshots of a software interface for creating a load case. Both screenshots have the same settings for 'General', 'Initial Conditions', and 'Other Parameters'. The 'Loads Applied' table is the only difference between them.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	2	1

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	-1

Fuente: Elaboración Propia

- ✓ Se definirá un desplazamiento controlado que el programa tendrá que alcanzar aplicando las cargas laterales en el sentido X y Y; esta distancia se medirá a partir del punto más cercano al centro de masas del último nivel; para este proyecto, el punto ya mencionado vendrá a ser el N^a13 y los desplazamientos de control tendrán su límite cuando los elementos más esforzados en la dirección X y Y alcancen su rotación máxima estipulada por la norma ATC-40.

- ✓ La rotación máxima del elemento más reforzado en X y Y es de 0.0077 y 0.0072 respectivamente, los cálculos que sustentan ello se mostrarán en el Anexo N° 16

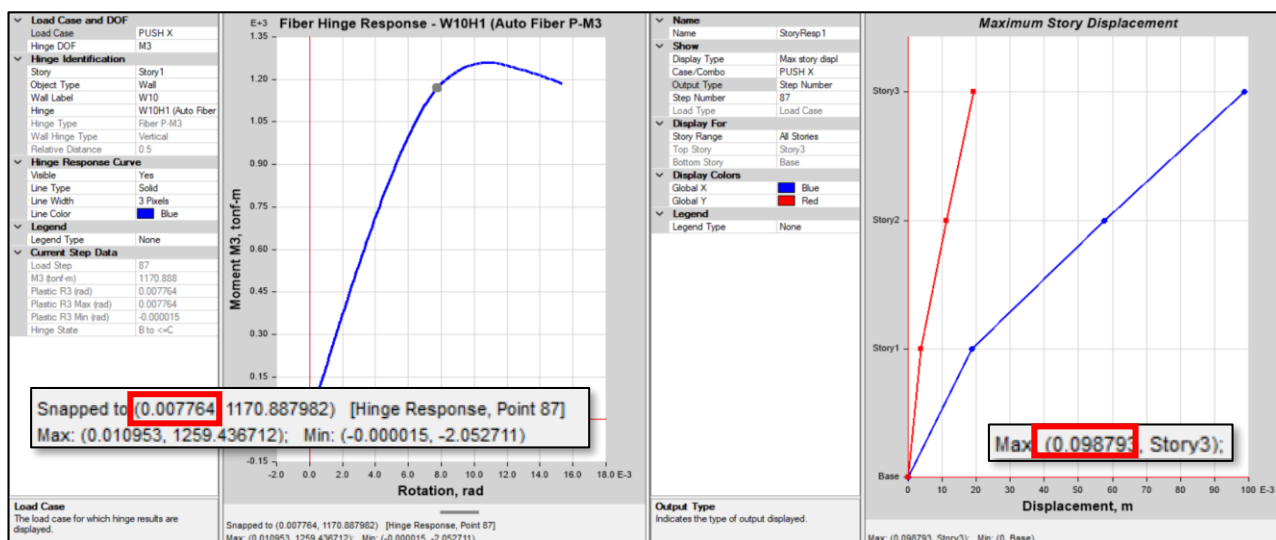
Figura 33: Desempeño por rotulas para placas por la ATC 40

Table 11-7. Numerical Acceptance Criteria for Plastic Hinge Rotations in Reinforced Concrete Walls and Wall Segments Controlled by Flexure, in radians

Component Type	Performance Level ⁴					
	Primary			Secondary		
	IO	LS	SS	LS	SS	
1. Walls and wall segments controlled by flexure						
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c}^1$	$\frac{v}{t_w l_w \sqrt{f_c}}^2$	Boundary Element ³				
≤ 0.1	≤ 3	NC	0.002	0.004	0.008	0.008
≤ 0.1	≥ 6	NC	0.002	0.004	0.006	0.006
≥ 0.25	≤ 3	NC	0.001	0.002	0.003	0.003
≥ 0.25	≥ 6	NC	0.001	0.001	0.002	0.002

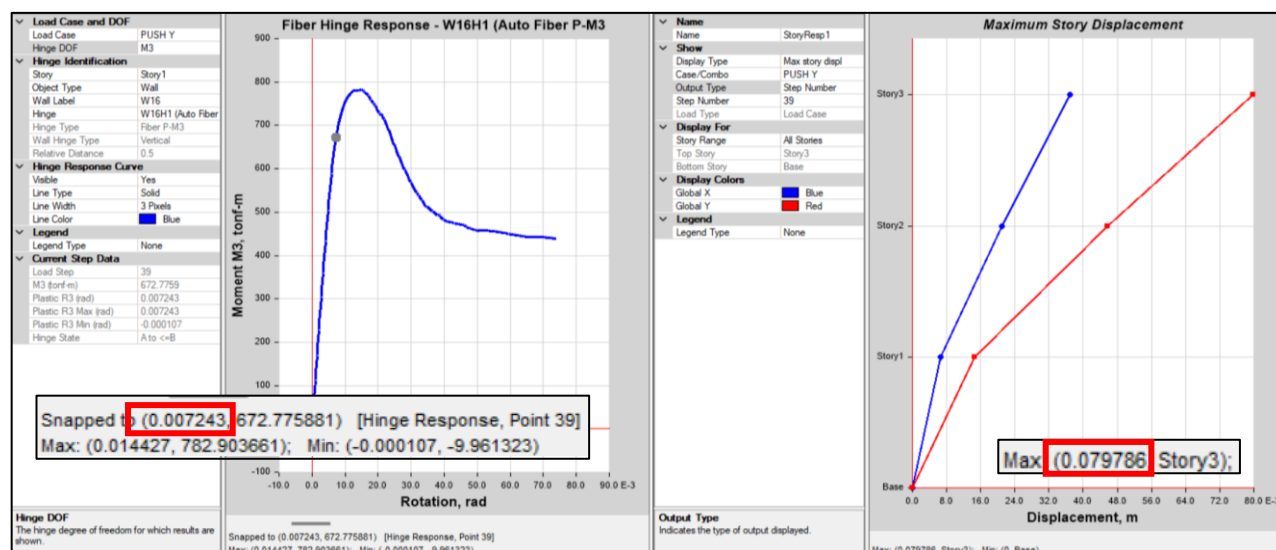
Fuente: ATC 40 [32]

Figura 34: Desplazamiento de control eje X



Fuente: Elaboración Propia

Figura 35: Desplazamiento de control eje Y



Fuente: Elaboración Propia

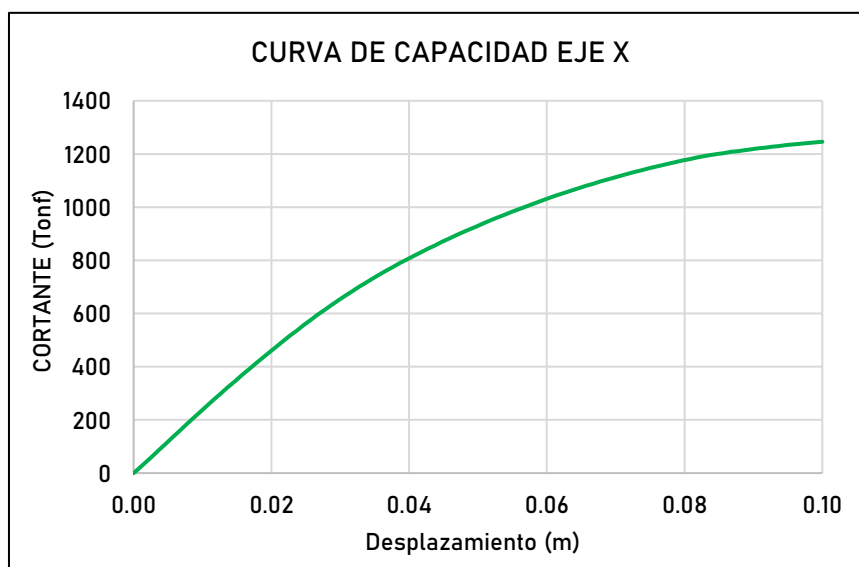
Figura 36: Ingreso de desplazamientos de control en ambos ejes

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis	Load Application Control for Nonlinear Static Analysis
Load Application Control <input type="radio"/> Full Load <input checked="" type="radio"/> Displacement Control <input type="radio"/> Quasi-Static (run as time history)	Load Application Control <input type="radio"/> Full Load <input checked="" type="radio"/> Displacement Control <input type="radio"/> Quasi-Static (run as time history)
Control Displacement <input type="radio"/> Use Conjugate Displacement <input checked="" type="radio"/> Use Monitored Displacement Load to a Monitored Displacement Magnitude of <input type="text" value="0.1"/> m	Control Displacement <input type="radio"/> Use Conjugate Displacement <input checked="" type="radio"/> Use Monitored Displacement Load to a Monitored Displacement Magnitude of <input type="text" value="0.08"/> m
Monitored Displacement <input checked="" type="radio"/> DOF/Joint <input type="text" value="U1"/> <input type="text" value="Story3"/> <input type="text" value="13"/> <input type="radio"/> Generalized Displacement <input type="text"/>	Monitored Displacement <input checked="" type="radio"/> DOF/Joint <input type="text" value="U2"/> <input type="text" value="Story3"/> <input type="text" value="13"/> <input type="radio"/> Generalized Displacement <input type="text"/>
Additional Controlled Displacements <input type="text" value="None"/> <input type="button" value="Modify/Show..."/>	Additional Controlled Displacements <input type="text" value="None"/> <input type="button" value="Modify/Show..."/>
Quasi-static Parameters Time History Type <input type="text" value="Nonlinear Direct Integration History"/> Output Time Step Size <input type="text" value="1"/> s Mass Proportional Damping <input type="text" value="0"/>	Quasi-static Parameters Time History Type <input type="text" value="Nonlinear Direct Integration History"/> Output Time Step Size <input type="text" value="1"/> s Mass Proportional Damping <input type="text" value="0"/>

Fuente: Elaboración Propia

Curvas de capacidad

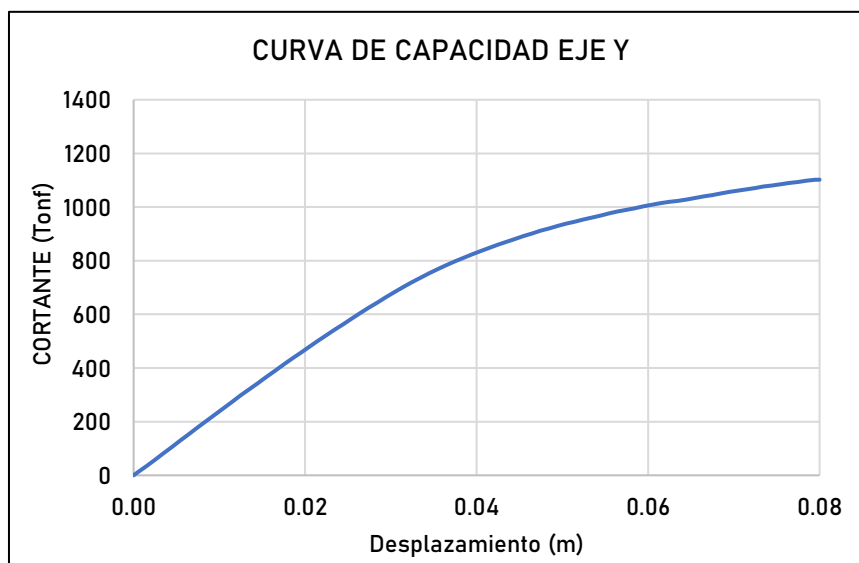
Gráfica 3: Curva de capacidad en la dirección X-X



Fuente: Elaboración Propia

La curva de capacidad en la dirección X alcanza una cortante máxima de 1245.69 Tn con un desplazamiento de 10 centímetros.

Gráfica 4: Curva de capacidad en la dirección Y-Y



Fuente: Elaboración Propia

La curva en la dirección Y llega hasta una cortante máxima de 1101.91 Tn con un desplazamiento de 8 centímetros.

Punto de desempeño

Para determinar el punto de desempeño en ambas direcciones se utilizó el método de los coeficientes de la norma ASCE 41/17.

Punto de desempeño en la dirección X-X

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g, \text{ donde:}$$

- ✓ $C_0 = 1.3$ Factor de modificación que depende del tipo de edificación y el número de pisos. Es obtenido de la tabla N^o7.5 de la norma ASCE 41/17.

TABLA 33: Tabla 7-5 de la ASCE 41-17 para Valores de C_0

Number of Stories	Shear Buildings ^a		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)		Any Load Pattern
	Uniform Load Pattern (2.1)		
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Note: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
^a Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

Fuente: Elaboración Propia

- ✓ $a = 60$ (Factor que relaciona la clase de suelo)
- ✓ $T_i = 0.253$ s (Periodo fundamental del análisis lineal)
- ✓ $K_i = 22683.07$ Tn/m (Rigidez lateral elástica)
- ✓ $K_e = 23029.09$ Tn/m (Rigidez lateral efectiva)
- ✓ $T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.253 * \sqrt{\frac{22683.07}{23029.09}} = 0.251$ s
- ✓ Parámetros sísmicos: $Z = 0.45, U = 1.5, S = 1.1, T_p = 1, T_L = 1.6, C = 2.5, R = 1$
- ✓ $S_a = ZUCS/R = 0.45 * 1.5 * 1.1 * 2.5/1 = 1.856$
- ✓ $V_y = 737.75$ Tn (Limite elástico de la curva bilineal)
- ✓ $W = 797.69$ Tn (Peso Sísmico)
- ✓ $C_m = 1$ (Coeficiente de masa participativa)

TABLA 34: Tabla 7-4 de la ASCE 41-17 para Valores de C_m

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m		
No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall
1-2	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8

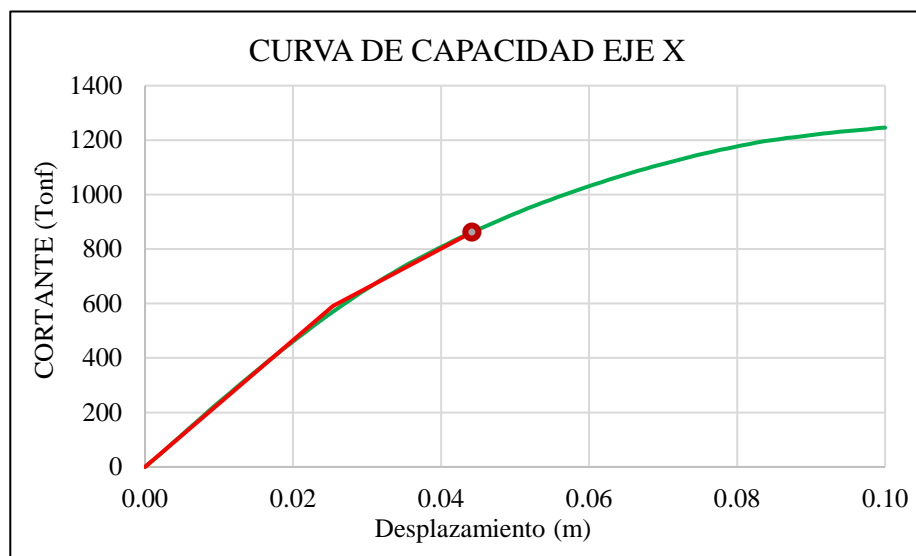
Note: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental pe

Fuente: Elaboración Propia

- ✓ $U_{strng} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m = \frac{1.856}{737.75/797.69} 0.8 = 1.606$ (Relación entre el límite elástico y la demanda de resistencia elástica)
 - ✓ $C_1 = 1 + \frac{u_{strength}-1}{aT_e^2} = 1 + \frac{1.606-1}{60*0.251^2} = 1.160$
 - ✓ $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{u_{strength}-1}{T_e} \right)^2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{1.606-1}{0.251} \right)^2 = 1.007$
- Los valores de C_1 y C_2 permanecen detallados en las bases teóricas.
- ✓ Punto de desempeño: $1.3 * 1.160 * 1.007 * 1.856 * \frac{0.251^2}{4*\pi^2} * 9.81 = 0.0442$ m

A partir de los cálculos realizados, se obtuvo que el punto de desempeño para la dirección X es de 0.0442 m

Gráfica 5: Punto de Desempeño en la dirección X



Fuente: Elaboración Propia

TABLA 35: Datos de ETABS sobre la curva Bilineal en x

Curva Bilineal (ETABS)	
0	0
0.0254 m	590.71 Tn
0.044 m	861.6 Tn

Fuente: Elaboración Propia

El punto de desempeño en X es de 0.044 metros con una cortante de 861.6 Tonf y cuenta con un cortante límite elástico de la curva bilineal de 590.71 Tonf y 0.0254 m.

Punto de desempeño en la dirección Y-Y

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g, \text{ donde:}$$

- ✓ $C_0 = 1.3$ Factor de modificación que depende del tipo de edificación y el número de pisos. Es obtenido de la tabla N^o7.5 de la norma ASCE 41/17.

TABLA 36: Tabla 7-5 de la ASCE 41-17 para Valores de C_0

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0			
Number of Stories	Shear Buildings ^a		Other Buildings
	Triangular		Any Load Pattern
	Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Note: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
^a Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

Fuente: Elaboración Propia

- ✓ $a = 60$ (Factor que relaciona la clase de suelo)
- ✓ $T_i = 0.275$ s (Periodo fundamental del análisis lineal)
- ✓ $K_i = 23024.833$ Tn/m (Rigidez lateral elástica)
- ✓ $K_e = 23451.097$ Tn/m (Rigidez lateral efectiva)
- ✓ $T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.279 * \sqrt{\frac{23024.833}{23451.097}} = 0.273$ s
- ✓ Parámetros sísmicos: $Z = 0.45$, $U = 1.5$, $S = 1.1$, $T_p = 1$, $T_L = 1.6$, $C = 2.5$, $R = 1$
- ✓ $S_a = ZUCS/R = 0.45 * 1.5 * 1.1 * 2.5/1 = 1.856$
- ✓ $V_y = 701.753$ Tn (Limite elástico de la curva bilineal)
- ✓ $W = 797.686$ Tn (Peso Sísmico)
- ✓ $C_m = 1$ (Coeficiente de masa participativa)
- ✓ Coeficiente de masa participativa)

TABLA 37: Tabla 7-4 de la ASCE 41-17 para Valores de C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall
1-2	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8

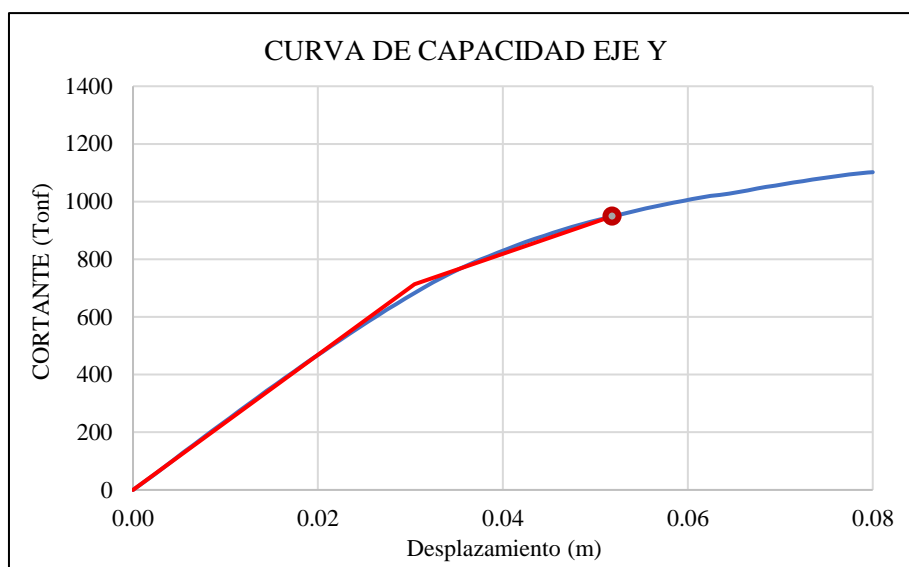
Note: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental pe

Fuente: Elaboración Propia

- ✓ $U_{strng} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m = \frac{1.856}{701.753 / 797.686} 0.8 = 1.688$ (Relación entre el limite elástico y la demanda de resistencia elástica)
 - ✓ $C_1 = 1 + \frac{u_{strength}^{-1}}{aT_e^2} = 1 + \frac{1.688 - 1}{60 * 0.273^2} = 1.154$
 - ✓ $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{u_{strength}^{-1}}{T_e} \right)^2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{1.688 - 1}{0.273} \right)^2 = 1.007$
- Los valores de C_1 y C_2 permanecen detallados en las bases teóricas.
- ✓ Punto de desempeño: $1.3 * 1.154 * 1.007 * 1.856 * \frac{0.273^2}{4 * \pi^2} * 9.81 = 0.0518$ m

A partir de los cálculos realizados, se obtuvo que el punto de desempeño para la dirección Y es de 0.0518 m

Gráfica 6: Punto de Desempeño en la dirección Y



Fuente: Elaboración Propia

TABLA 38: Datos de ETABS sobre la curva Bilineal en Y

Curva Bilineal (ETABS)	
0 m	0 Tn
0.030 m	713.59 Tn
0.0518 m	949.0 Tn

Fuente: Elaboración Propia

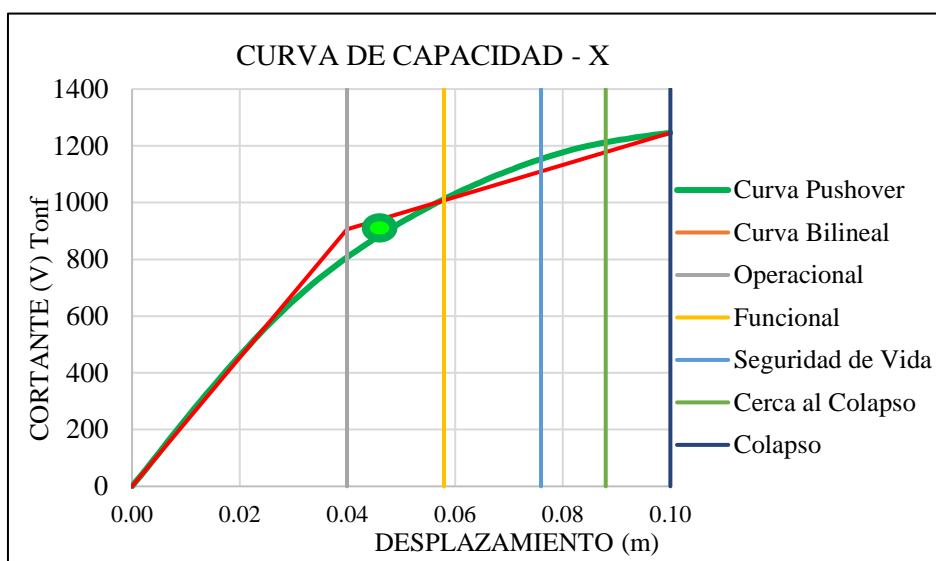
El punto de desempeño en Y es de 0.0518 metros con una cortante de 949.0 Tonf y cuenta con un cortante límite elástico de la curva bilineal de 713.59 Tonf y 0.030m.

Evaluación del desempeño sísmico

Propuesta SEAOC

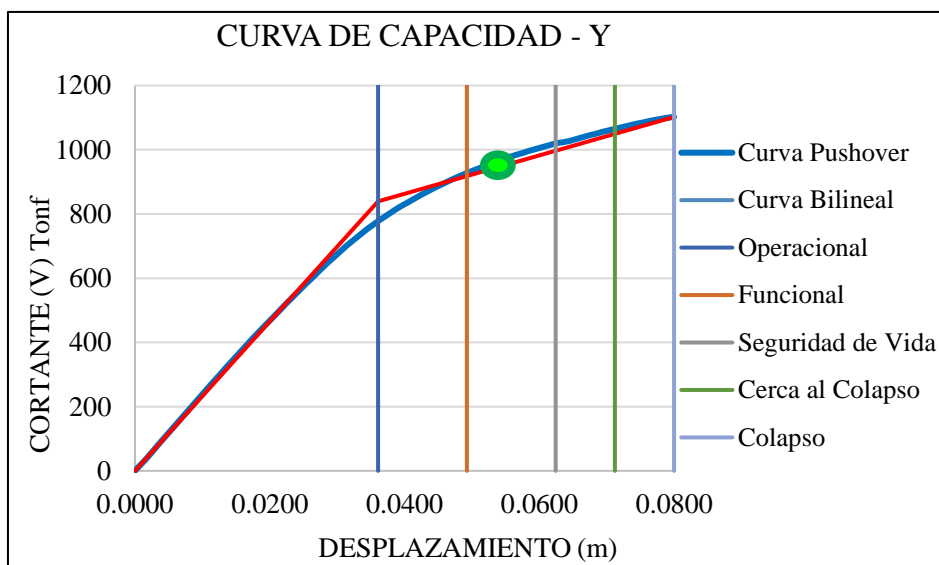
Según la propuesta SEAOC, la estructura en la dirección X se encuentra en “Funcional”, mientras que en la dirección Y se encuentra en “Seguridad de Vida”; por lo tanto, la ocupación de la estructura ante un sismo máximo sería casi inmediata, se suspenderían algunos servicios y se requerirían de pequeñas reparaciones, por lo cual, se estaría cumpliendo totalmente con el objetivo de desempeño de la norma E.030; por ende, no sería necesario emplear un reforzamiento estructural para mejorar el desempeño de la estructura.

Gráfica 7: Desempeño en la dirección X-X



Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 8: Desempeño en la dirección Y-Y



Fuente: Elaboración Propia

- ✓ A partir de los resultados obtenidos se desarrollará una comparación de resultados obtenidos respecto al análisis dinámico no lineal tiempo historia, análisis el cual es aplicable a todo tipo de estructuras según la norma ASCE 41-17.

Análisis no lineal tiempo historia

Selección de registros

Para el análisis no lineal se identificaron y utilizaron acelerogramas o registros sísmicos tomando como base el tipo de suelo y la magnitud de los mismos. De los parámetros ya mencionado, el más importante es el tipo de suelo debido a que influye directamente en la atenuación o amplificación de las ondas sísmicas. A través del estudio de mecánica de suelos se pudo determinar que el tipo de suelo del presente proyecto es Arcilla de baja plasticidad, clasificación S3 (suelo blando) según la Norma E.030. Con los datos mencionados, se requirió de la adquisición de acelerogramas registrados de una estación acelerográfica ubicada en un suelo con similares características que el tipo de suelo de la unidad de estudio, es decir, en un suelo blando, para ello SENCICO nos proporciona una lista de los tipos de suelo de las diferentes estaciones acelerográficas registradas en el CISMID [52]; a continuación, se muestra un cuadro resumen de los registros sísmicos seleccionados tomando en cuenta estos dos recursos.

TABLA 39: Registros Sísmicos Pre Seleccionados

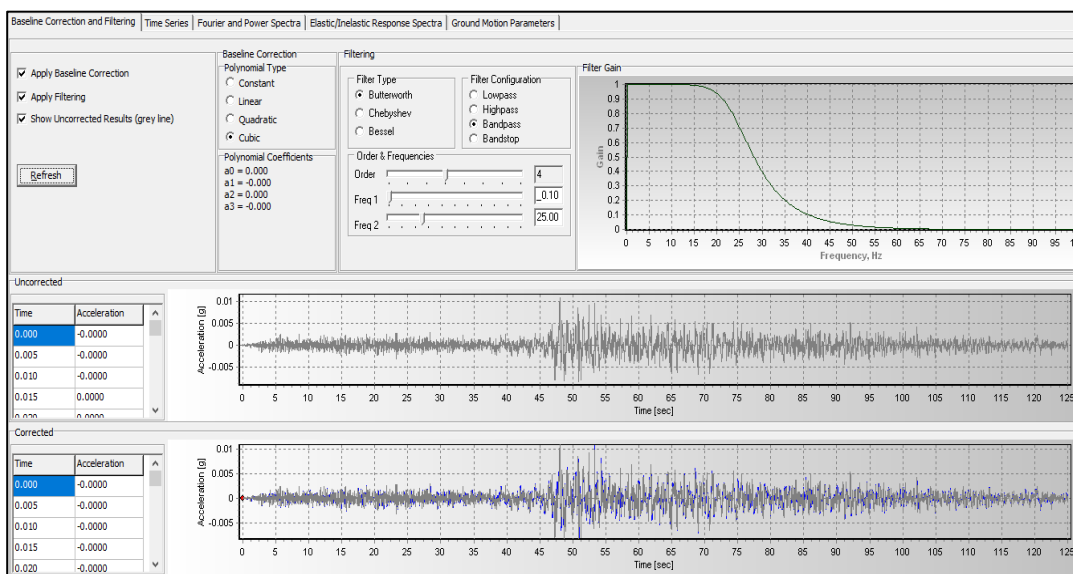
LETRA	Estación	NOMBRE	Magnitud	ACELERACIONES MÁXIMAS			Profundidad (Km)
				EO	NS	UD	
A	IQU001	Alto Amazonas - Loreto - 114 km al Nor-Oeste de Pastaza	7.7 ML	10.63	-10.35	-7.83	139
B	CAL001	Condorcanqui - Amazonas - 98 km al E de Sta. Maria De Nieva.	7.5 M	7.27	-6.28	3.08	131
C	CAL001	Alto Amazonas - Loreto - 70km al SE de Lagunas	7.2 ML	15.06	14.21	7.36	141
D	CAL001	Terremoto de Pisco	7 ML	101.03	95.76	-31.63	40
E	AQP-003	Melgar - Puno - 20 km al NE de Ayaviri	6.9 M	12.8	12.44	-10.91	240
F	CAL001	Arequipa - 56km al sur de Lomas	6.8 Mw	-4.92	-5.23	-2.32	48
G	IQU001	Condorcanqui - Amazonas - 90 km al E de Sta. Maria De Nieva	6.8 M	-5.12	6.72	5.98	139
H	TAC004	Tacna - Tacna - 689 km al Sur-SE de Tacna	6.8 M	-3.36	4.56	2.74	244

Fuente: Elaboración propia

Tratamiento de registros

Posterior a la obtención de cada uno de los registros de la tabla N^o43, se procedió a transformarlos a unidades g dividiendo cada una de sus aceleraciones por 981, para luego procesarlos por el Software Seismosignal, esto con la finalidad de corregir los registros por línea base y filtrar ruido.

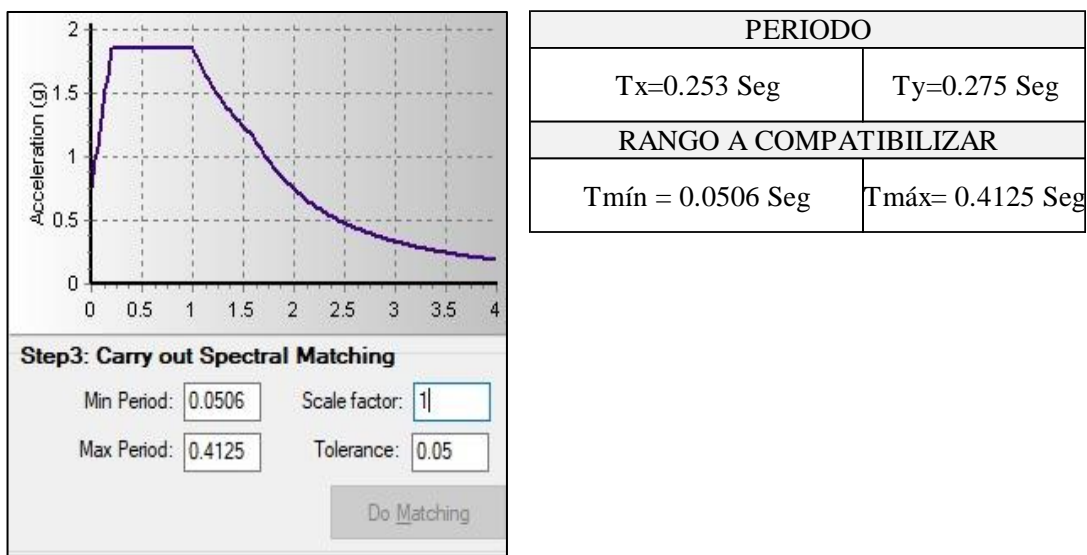
Figura 37: Corrección por Línea base del registro A -X



Fuente: Elaboración propia

Posterior a ello se utilizó el software Seismomatch para escalar los registros, esto incluía introducir un espectro elástico con un coeficiente de reducción de $R=1$, a su vez, se definieron los parámetros del rango mínimo de periodos ($0.2T$ y $1.5T$) que los espectros de los acelerogramas deben alcanzar.

Figura 38: Definición del espectro elástico y rangos mínimos de periodos:



Fuente: Elaboración propia

Posterior a ello se ejecutó el programa Seismomatch para identificar los registros convergentes y no convergentes.

TABLA 40: Registros compatibilizados

LETRA	Estación	NOMBRE	ESTADO	
			NS	EO
A	IQU001	Alto Amazonas - Loreto - 114 km al Nor-Oeste de Pastaza	C	C
B	CAL001	Condorcanqui - Amazonas - 98 km al E de Sta. María De Nieva	C	C
C	CAL001	Alto Amazonas - Loreto - 70km al SE de Lagunas	C	C
D	CAL001	Terremoto de Pisco	C	C
E	AQP-003	Melgar - Puno - 20 km al NE de Ayaviri	NC	C
F	CAL001	56km al sur de Lomas, Arequipa	NC	C
G	IQU001	Condorcanqui - Amazonas - 90 km al E de Sta. María De Nieva	C	C
H	TAC004	Tacna - 689 km al Sur-SE	C	C

Fuente: Elaboración propia

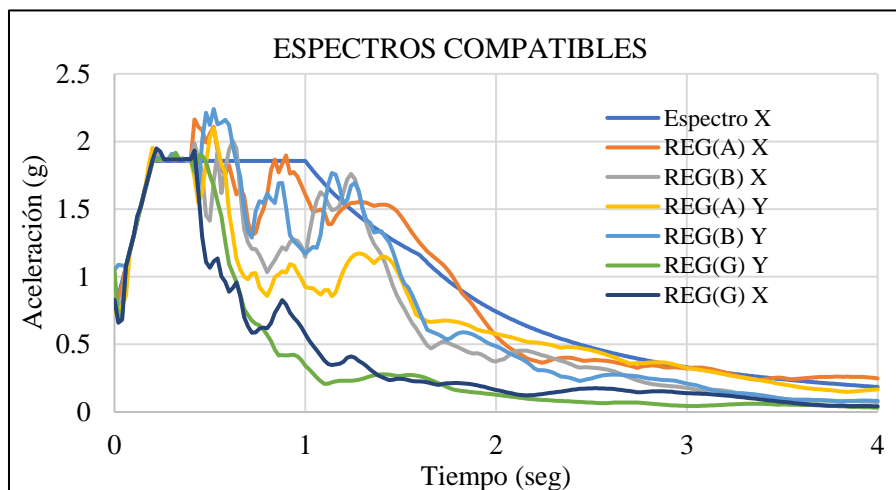
Como se puede visualizar en la Tabla N°40, no todos los registros terminaron siendo espectros compatibles, además de ello, debido a que no se cuenta con la cantidad de 7 registros sísmicos para el proyecto, se seleccionaron tres para aplicar el análisis dinámico no lineal, la cantidad mínima que exige la norma E.030; para este caso, se seleccionaron los registros A, B y G.

TABLA 41: Registros seleccionados

LETRA	Estación	NOMBRE
A	IQU001	Alto Amazonas - Loreto - 114 km al Nor-Oeste de Pastaza
B	CAL001	Condorcanqui - Amazonas - 98 km al E de Sta. María De Nieva
G	IQU001	Condorcanqui - Amazonas - 90 km al E de Sta. María De Nieva

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 9: Espectros compatibles



Fuente: Elaboración propia

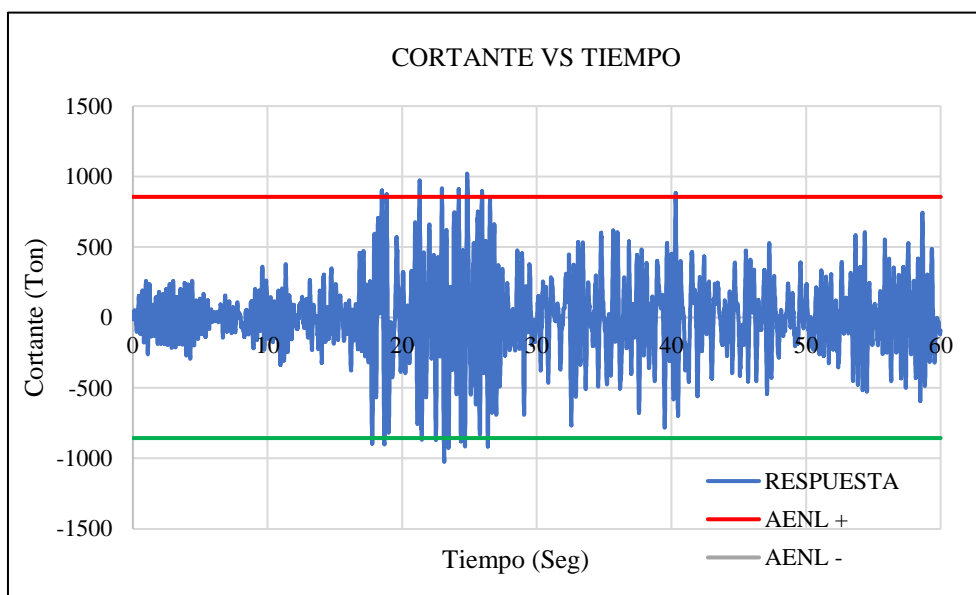
Resultados del análisis dinámico no lineal

A continuación, se presentarán las respuestas de cada uno de los registros haciendo una comparación con los resultados de análisis estático no lineal.

A. Registro (A) Loreto 2019

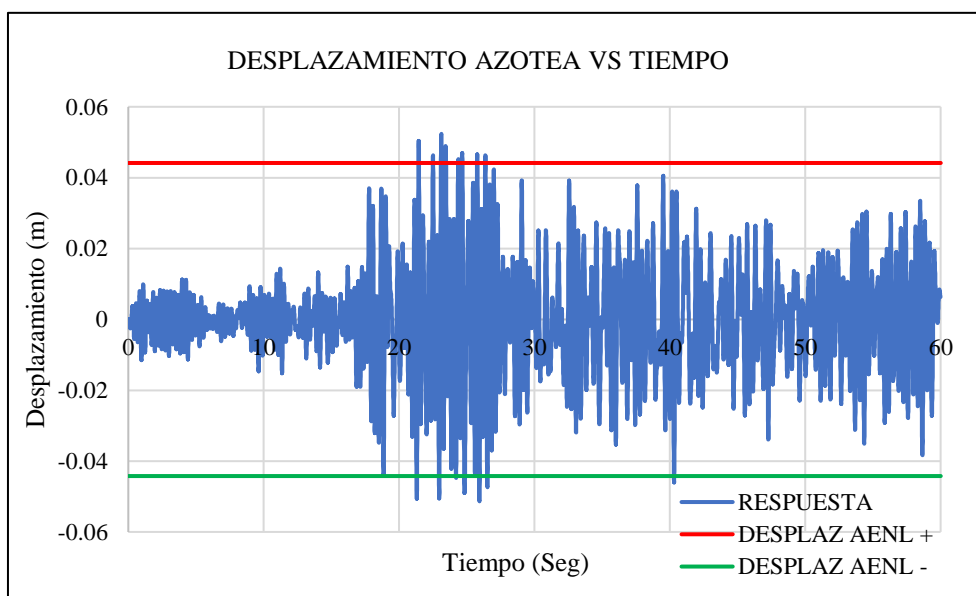
Dirección X

Gráfica 10: Cortante - Registro Loreto - XX - 2019



Fuente: Elaboración propia

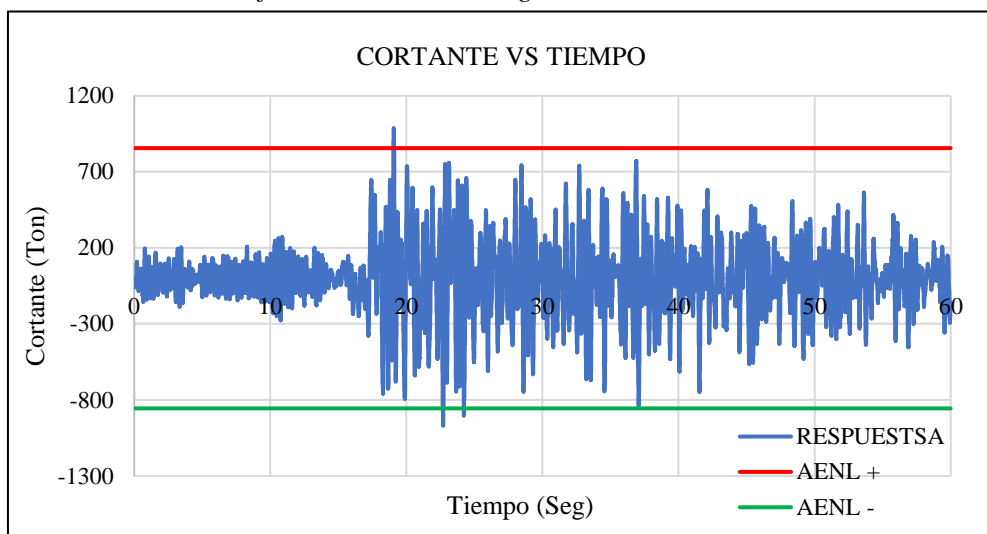
Gráfica 11: Desplazamientos - Registro Loreto - XX- 2019



Fuente: Elaboración propia

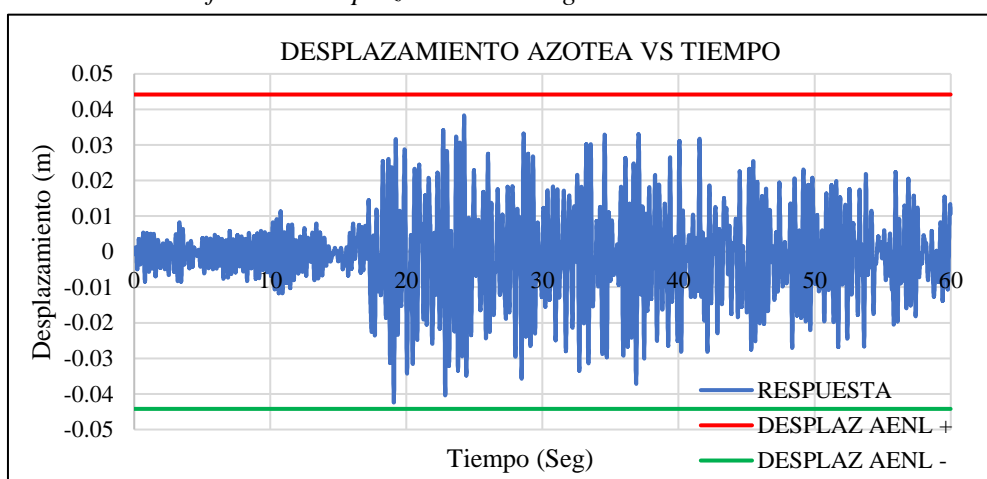
Dirección Y

Gráfica 12: Cortante - Registro Loreto - YY- 2019



Fuente: Elaboración propia

Gráfica 13: Desplazamientos - Registro Loreto - YY- 2019

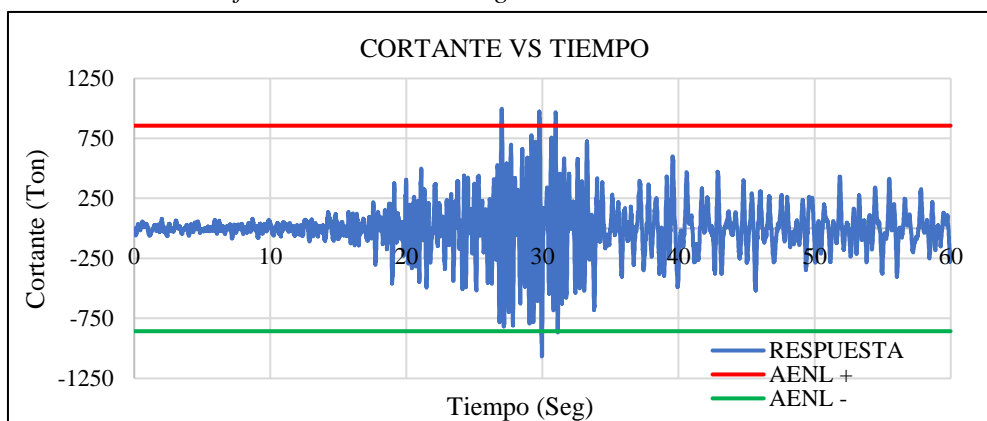


Fuente: Elaboración propia

B. Registro (B) Amazonas 2021

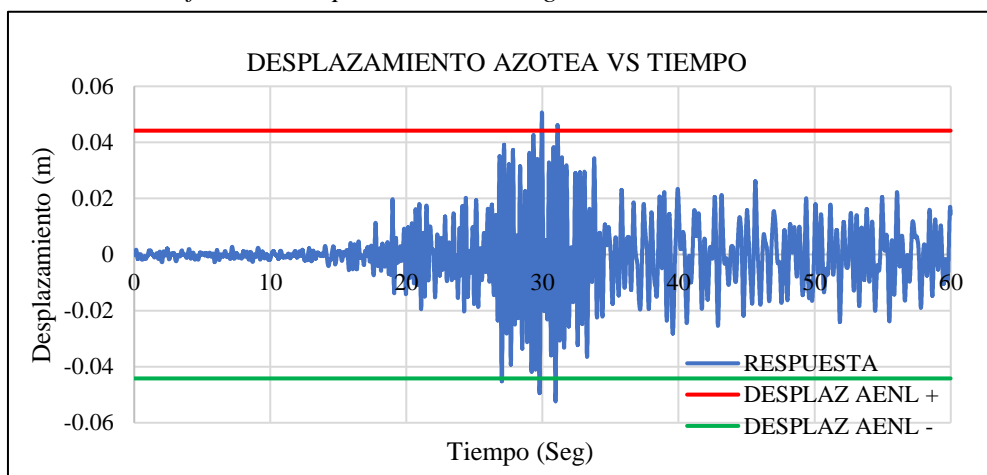
Dirección X

Gráfica 14: Cortante - Registro Amazonas - XX - 2021



Fuente: Elaboración propia

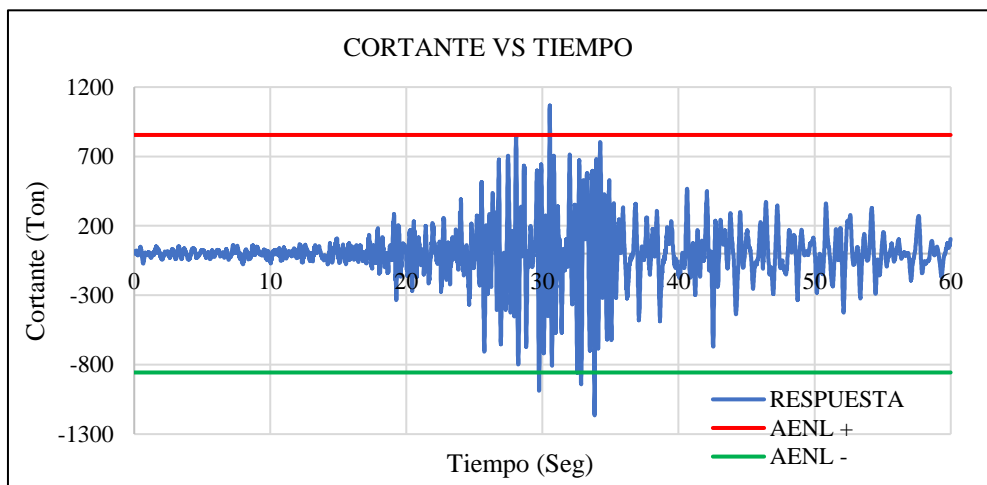
Gráfica 15: Desplazamientos - Registro Amazonas- XX- 2021



Fuente: Elaboración propia

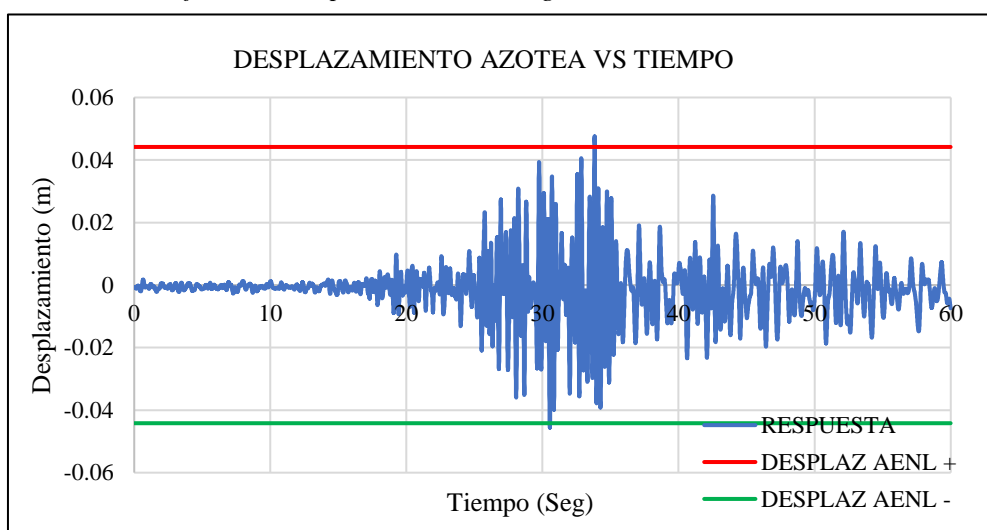
Dirección Y

Gráfica 16: Cortante - Registro Amazonas - YY – 2021



Fuente: Elaboración propia

Gráfica 17: Desplazamientos - Registro Amazonas - YY- 2021

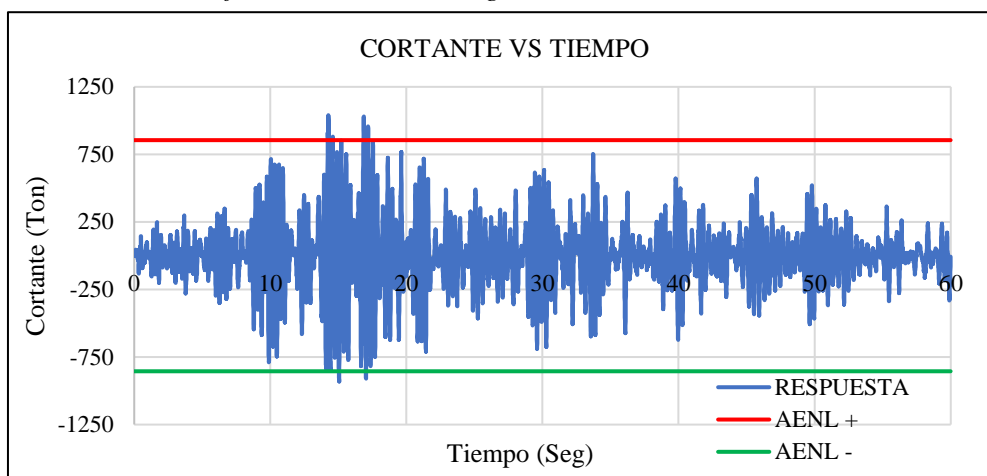


Fuente: Elaboración propia

C. Registro Amazonas 2022

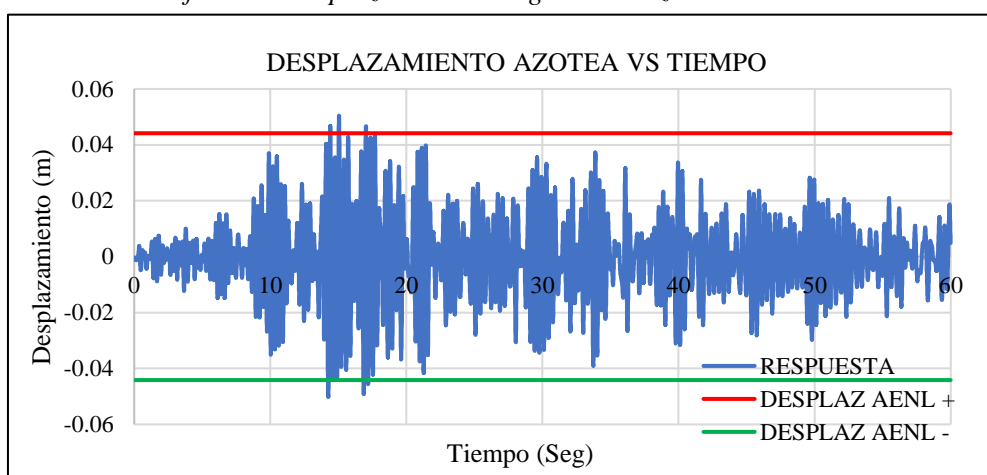
Dirección X

Gráfica 18: Cortante - Registro Amazonas - XX – 2022



Fuente: Elaboración propia

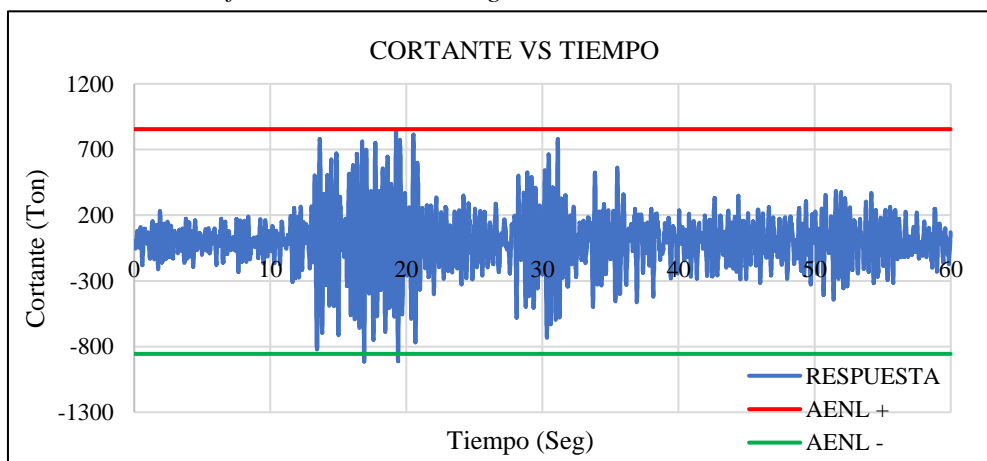
Gráfica 19: Desplazamiento - Registro Amazonas - XX – 2022



Fuente: Elaboración propia

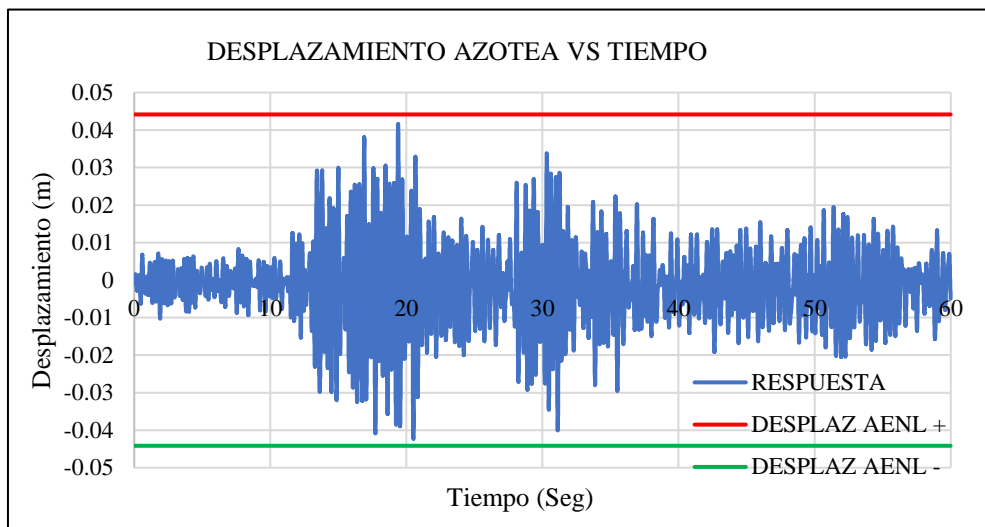
Dirección Y

Gráfica 20: Cortante - Registro Amazonas - YY – 2022



Fuente: Elaboración propia

Gráfica 21: Desplazamiento - Registro Amazonas - YY – 2022



Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presenta una tabla resumen comparando los resultados de cortante vs tiempo y desplazamiento vs tiempo, del análisis no lineal tiempo historia y no lineal Pushover

TABLA 42: Comparación de cortantes y desplazamientos en el eje X-X

COMPARACIÓN DE RESULTADOS EJE X		
ANL	Cortante (Tn)	Desplaz. (m)
ANLTH 2019	1022.710	0.052
ANLTH 2018	1067.105	0.052
ANLTH 2022	1039.925	0.050
Máximo	1067.11	0.05
Promedio	1043.25	0.05

Fuente: Elaboración propia

TABLA 43: Comparación de cortantes y desplazamientos en el eje X-X

COMPARACIÓN DE RESULTADOS EJE Y		
ANL	Cortante (Tn)	Desplaz. (m)
ANLTH 2019	988.1908	0.0424
ANLTH 2018	1166.7116	0.0475
ANLTH 2022	914.8328	0.0424
Máximo	1166.71	0.05
Promedio	1023.25	0.04

Fuente: Elaboración propia

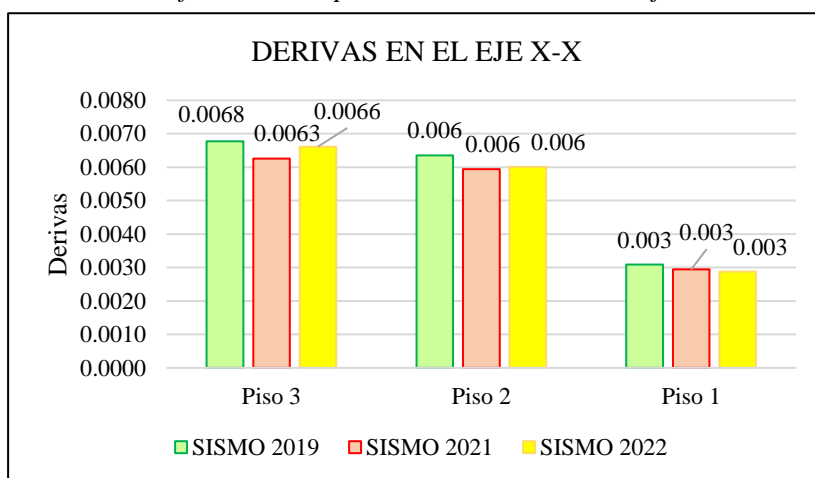
En las tablas N^a47 y N^a48 se puede visualizar una comparación de derivas entre el análisis dinámico no lineal y el análisis estático no lineal.

TABLA 44: Comparación de derivas en el eje X

DERIVAS EJE X			
N ^a DE PISO	SISMO 2019	SISMO 2021	SISMO 2022
PISO N3	0.0068	0.0063	0.0066
PISO N2	0.006	0.006	0.006
PISO N1	0.003	0.003	0.003

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 22: Comparación de derivas en el eje X



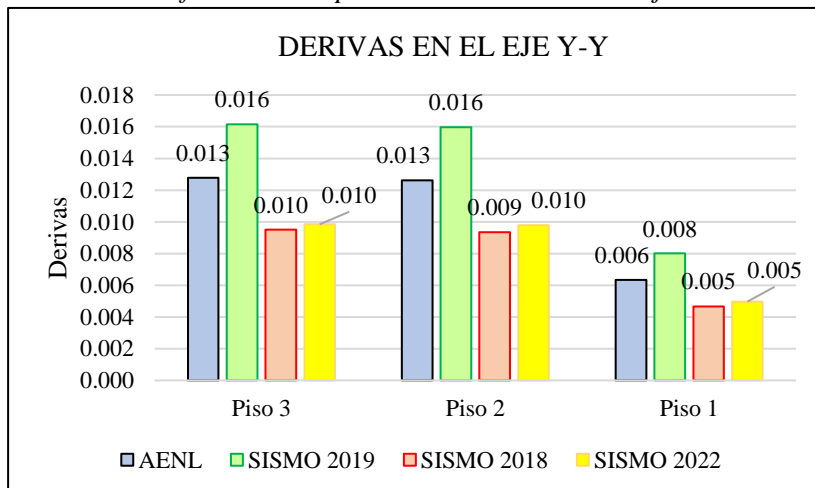
Fuente: Elaboración propia

TABLA 45: Comparación de derivas en el eje Y

DERIVAS EJE Y			
N ^a DE PISO	SISMO 2019	SISMO 2021	SISMO 2022
PISO N3	0.0093	0.0085	0.0086
PISO N2	0.008	0.008	0.008
PISO N1	0.004	0.004	0.004

Fuente: Elaboración propia

Gráfica 23: Comparación de derivas en el eje Y



Fuente: Elaboración propia

Evaluación del desempeño sísmico

Propuesta HAZUS

La metodología HAZUS permite estimar el nivel de daño de una estructura a partir de las derivas obtenidas, del tipo de edificación y del número de pisos de la misma. La edificación a evaluar es de muros portantes y tiene tres niveles.

TABLA 46: Tabla 6.4b HAZUS Nivel de diseño sísmico de código moderado

Building Properties	Interstory Drift at Threshold of Damage State			
	Slight	Moderate	Extensive	Complete
C2L	0.0033	0.0083	0.0250	0.0667

Fuente: Elaboración Propia

TABLA 47: N.º de Pisos para una edificación C2L

Label	Description	Name	Height
			Stories
C2L	Concrete Shear Walls	Low Rise	1-3

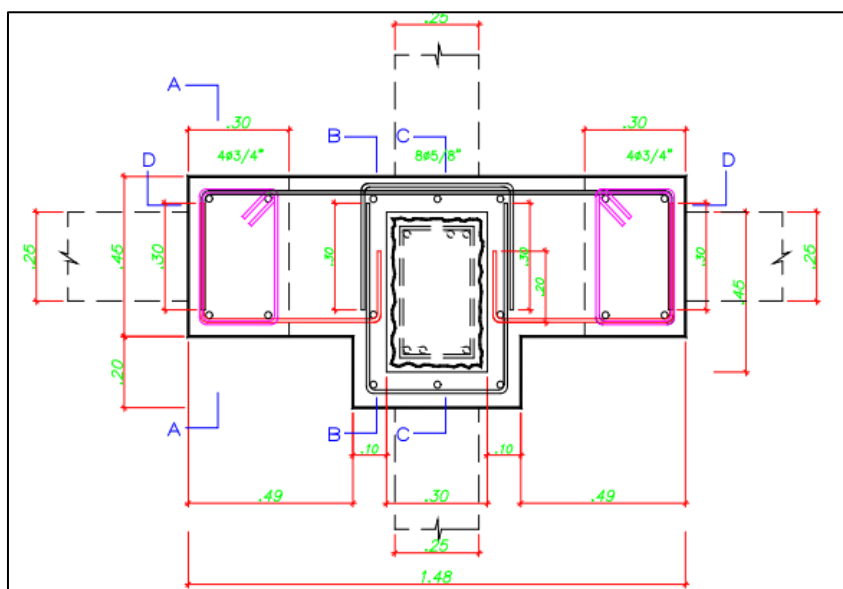
Fuente: Elaboración Propia

A partir de los resultados obtenidos y considerando la información proporcionada por el programa HAZUS, se concluye que la estructura tiene un desempeño “Moderado” en la dirección X ante sismos de altas magnitudes, a diferencia del desempeño en la dirección Y, donde se determinó el desempeño es “Extenso”. Esta evaluación se contrasta con los resultados del análisis no lineal estático, en el cual se determinó que el desempeño en ambas direcciones era satisfactorio. Es importante tener en cuenta que, de acuerdo con la Norma ASCE 41-17, no se recomienda aplicar el análisis no lineal Pushover en estructuras irregulares, especialmente cuando tienen torsión. Por lo tanto, se decidió que los resultados del análisis dinámico no lineal definirían de manera adecuada el desempeño correcto de la estructura. La norma ASCE 41-17 indica que este último análisis es aplicable para cualquier tipo de estructura. Por tanto, se requiere llevar a cabo un proceso de reforzamiento estructural para mejorar el desempeño en la dirección más desfavorable.

Reforzamiento estructural

Para el reforzamiento se empleó el método de encamisado para la formación de placas de concreto, una alternativa de reforzamiento propuesta por el Ingeniero Blanco Blasco para proporcionar mayor rigidez lateral en la dirección longitudinal y para mejorar la capacidad resistente de aquellos elementos estructurales vulnerables antes eventos sísmicos. tomando en cuenta el proceso constructivo de la tesis denominada “Diseño del reforzamiento estructural de un edificio de departamentos de 4 plantas ubicado en el sector Quitumbe” [53], la cual se fundamenta de los criterios de reforzamiento del ingeniero Patricio Placencia. Además de ello se implementó la inclusión de placas de concreto para controlar la torsión y reducir la cantidad de irregularidades presentes.

Figura 39: Propuesta de encamisado por el Ingeniero Blanco Blasco

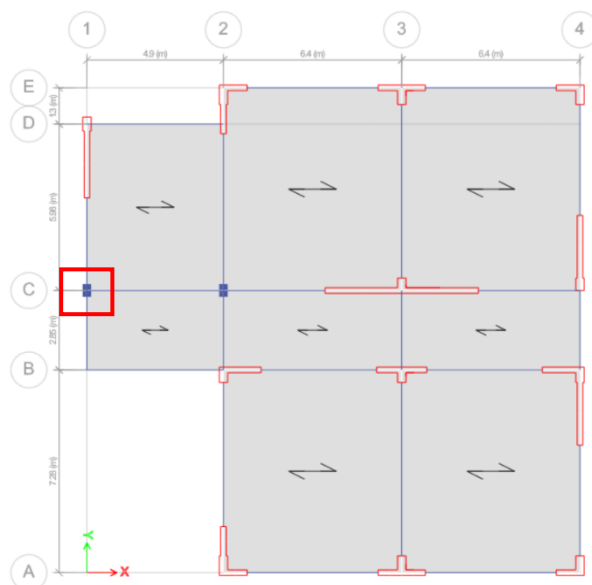


Fuente: Elaboración propia

Elementos a encamisar

Con la finalidad de controlar los desplazamientos, se realizó el encamisado propuesto por el ingeniero Blanco Blasco en la dirección Y para disminuir las derivas, mejorar la capacidad resistente del elemento y con ello mejorar el desempeño de la estructura; este encamisado se realizó en la columna C-1 para no afectar en gran medida la arquitectura de la edificación.

Figura 40: Columna C-1 para el encamisado



Fuente: Elaboración propia

Proceso constructivo

El proceso consiste en envolver los elementos estructurales verticales con acero de refuerzo longitudinal y transversal o con malla electrosoldada y adicionarles un recubrimiento nuevo de concreto premezclado o lanzado con el objetivo de mejorar la resistencia cortante, axial y la flexión.

Características

- ✓ Modifica el mecanismo resistente, de falla de tipo frágil por cortante a un mecanismo de momento resistente dúctil.
- ✓ Mejora el desempeño en gran medida en el caso que se ejecute para todas las caras del elemento estructural.
- ✓ Utilizar concreto lanzado reduce significativamente el tiempo que se emplea en el proceso constructivo

Consideraciones de diseño

- ✓ El espesor mínimo que debe tener el encamisado es de 4 cm para concreto lanzado y 10 cm para concreto premezclado.
- ✓ La cuantía de acero de refuerzo debe estar entre el rango de 0.01 y 0.04; a su vez, se deben emplear mínimamente aceros #5 en cada una de las esquinas del encamisado.

Consideraciones constructivas.

- ✓ La resistencia a la compresión de concreto nuevo debe ser superior que 210 kg/cm² y mayor que el f'_c del concreto utilizado para la columna original.
- ✓ El recubrimiento mínimo para estribos o mallas electrosoldadas será de 6cm.
- ✓ La superficie donde se adicionará el concreto debe encontrarse rugosa para asegurar la correcta adherencia entre el hormigón existente y el nuevo, asegurando así un comportamiento monolítico.
- ✓ La aplicación de un aditivo de adherencia.

Diseño de reforzamiento

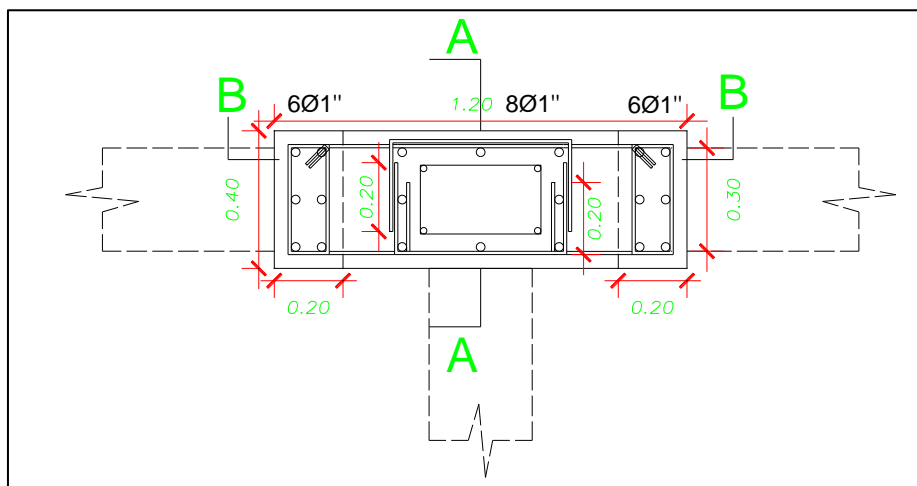
TABLA 48: Acero de refuerzo para columnas encamisadas

Acero de refuerzo para encamisado	
Columna C-1	
Cuantía mínima	1.00%
Área de la sección	4800 cm ²
Acero Requerido	48 cm ²
Ø de Varilla	1"
# de Varillas	20
Área de Acero	101.34
Cuantía de la sección	2.11%

Fuente: Elaboración propia

Las columnas C-1 le correspondería tener 20 varillas de 1'', para el tema de los estribos se siguió la recomendación del Ingeniero Reynaldo Vilches, quien a partir de su experiencia en el reforzamiento de estructuras, determino una separación de estribos uniforme de entre 25-30 cm, en el caso que se considere que los estribos originales se encuentran en malas condiciones; a su vez, se consideraron ganchos de anclaje que serán penetrados en la columna original a una distancia mínima de 15 cm; en los anexos N°13 y N°14 se muestra a más detalle el reforzamiento ejecutado.

Figura 41: Sección encamisada C-1

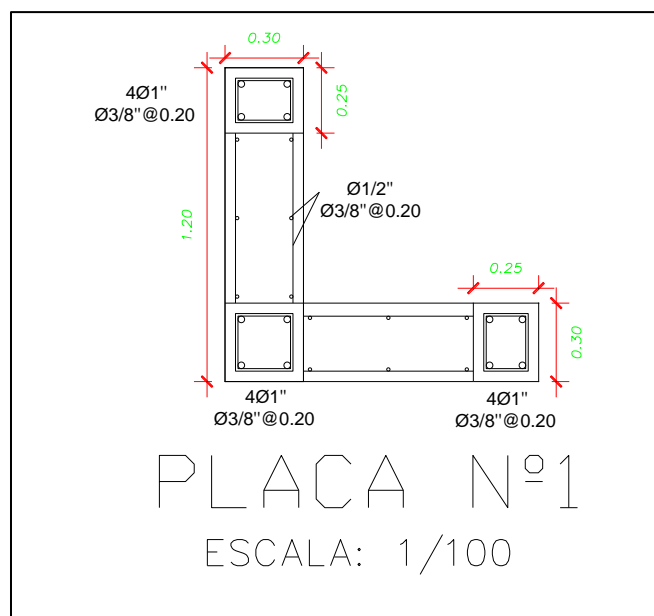


Fuente: Elaboración propia

Elementos a anexar en la estructura

Para culminar el reforzamiento, se procedió a agregar placas de concreto en las dos direcciones para poder controlar desplazamientos y, primordialmente, controlar la torsión que sufre la edificación, este proceso ya tiene antecedentes como los aplicados por el Ing. Luis Quiroz en el año 2023 [54] o en la investigación de Muñoz, et al. [55] Donde se explican algunos reforzamientos semejantes. A continuación, se visualizará el detalle de la placa que se incluirá en la edificación, el proceso de diseño de la misma se presenta en el Anexo N° 15.

Figura 42: Placa de concreto para reforzamiento



Fuente: Elaboración propia

Verificación de reforzamiento

Verificación de derivas con los análisis lineales

TABLA 49 Verificación de derivas con el análisis dinámico lineal

Análisis Dinámico Lineal			
Dirección	N.º Piso	Deriva Inelástica	<0.007
DERIVA X	3	0.004355	Cumple
DERIVA X	2	0.003944	Cumple
DERIVA X	1	0.001887	Cumple
DERIVA Y	3	0.00383	Cumple
DERIVA Y	2	0.003689	Cumple
DERIVA Y	1	0.001836	Cumple

Fuente: Elaboración propia

TABLA 50: Verificación de derivas con el análisis estático lineal

Análisis Estático Lineal			
Dirección	N.º Piso	Deriva Inelástica	<0.007
DERIVA X	3	0.005271	Cumple
DERIVA X	2	0.00484	Cumple
DERIVA X	1	0.002407	Cumple
DERIVA Y	3	0.004766	Cumple
DERIVA Y	2	0.004689	Cumple
DERIVA Y	1	0.002382	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Verificación de irregularidad torsional

Las irregularidades se presentan más detalladamente en el anexo N°10

TABLA 51: Verificación de irregularidad torsional

TABLE: Story Max Over Avg Displacements X				TABLE: Story Max Over Avg Displacements Y			
Nivel	Caso de Carga	Ratio	Regularidad	Nivel	Caso de Carga	Ratio	Regularidad
3	SEX	1.074	Si	3	SEY	1.127	Si
2	SEX	1.077	Si	2	SEY	1.13	Si
1	SEX	1.084	Si	1	SEY	1.133	Si
3	SXDIN	1.062	Si	3	SYDIN	1.077	Si
2	SXDIN	1.063	Si	2	SYDIN	1.079	Si
1	SXDIN	1.06	Si	1	SYDIN	1.081	Si
3	Seismic x	1.037	Si	3	Seismic y	1.072	Si
2	Seismic x	1.038	Si	2	Seismic y	1.076	Si
1	Seismic x	1.032	Si	1	Seismic y	1.08	Si
3	Sx Seismic + Y	1.186	Si	3	Sy Seismic + X	1.258	Si
2	Sx Seismic + Y	1.19	Si	2	Sy Seismic + X	1.261	Si
1	Sx Seismic + Y	1.197	Si	1	Sy Seismic + X	1.263	Si
3	Sx Seismic - Y	1.24	Si	3	Sy Seismic - X	1.207	Si
2	Sx Seismic - Y	1.244	Si	2	Sy Seismic - X	1.202	Si
1	Sx Seismic - Y	1.241	Si	1	Sy Seismic - X	1.196	Si
3	DERIVA X - SXDIN	1.062	Si	3	DERIVA Y - DYDIN	1.077	Si
2	DERIVA X - SXDIN	1.063	Si	2	DERIVA Y - DYDIN	1.079	Si

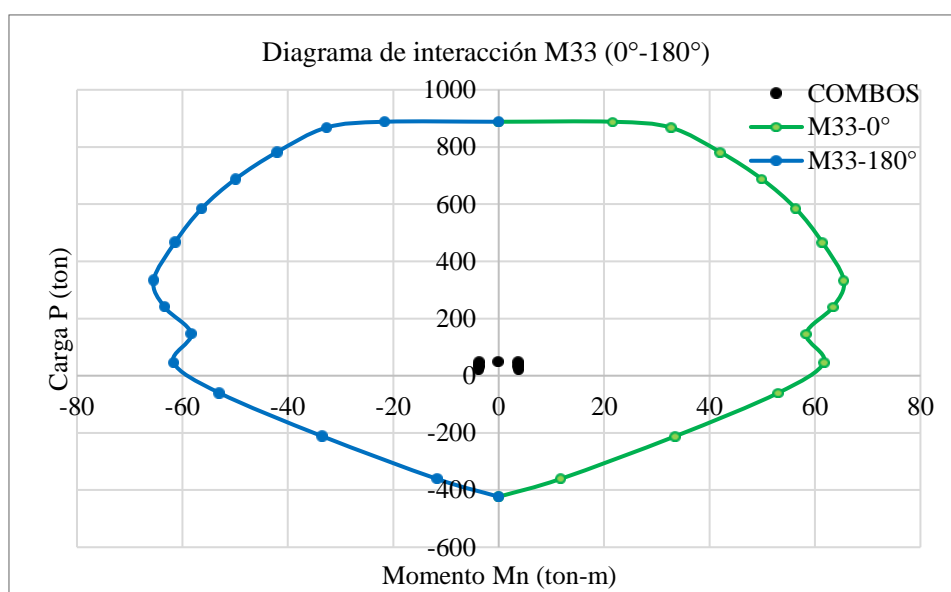
1	DERIVA X - SXDIN	1.06	Si	1	DERIVA Y - DYDIN	1.081	Si
3	DERIVA X - SXDIN	1.062	Si	3	DERIVA Y - DYDIN	1.077	Si
2	DERIVA X - SXDIN	1.063	Si	2	DERIVA Y - DYDIN	1.079	Si
1	DERIVA X - SXDIN	1.06	Si	1	DERIVA Y - DYDIN	1.081	Si
3	DERIVA X - SEX	1.074	Si	3	DERIVA Y - SEY	1.127	Si
2	DERIVA X - SEX	1.077	Si	2	DERIVA Y - SEY	1.13	Si
1	DERIVA X - SEX	1.084	Si	1	DERIVA Y - SEY	1.133	Si

Fuente: Elaboración propia

Diagramas de interacción

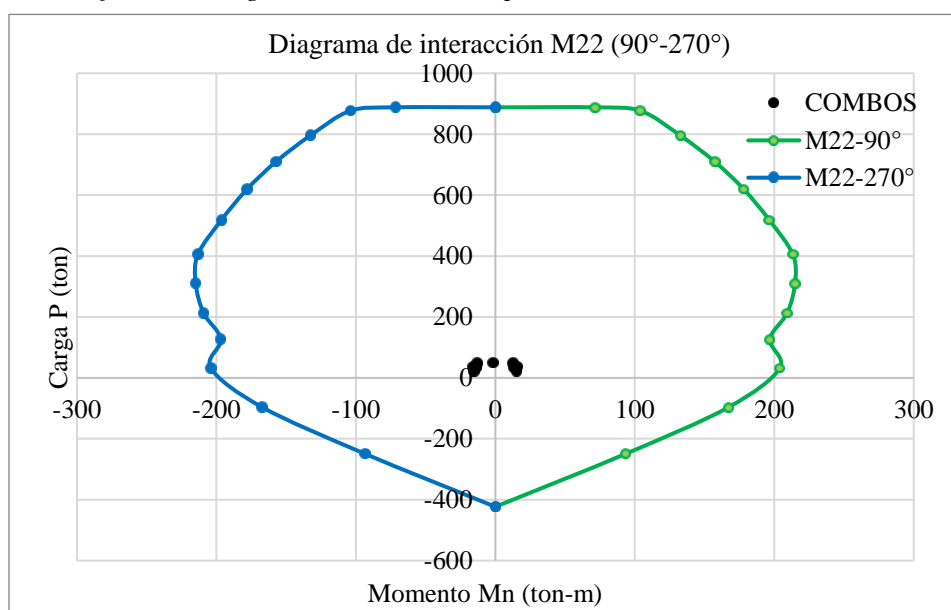
✓ Columna C1 encamisada

Gráfica 24: Diagrama de interacción para M3 - C1 encamisada Sismo X



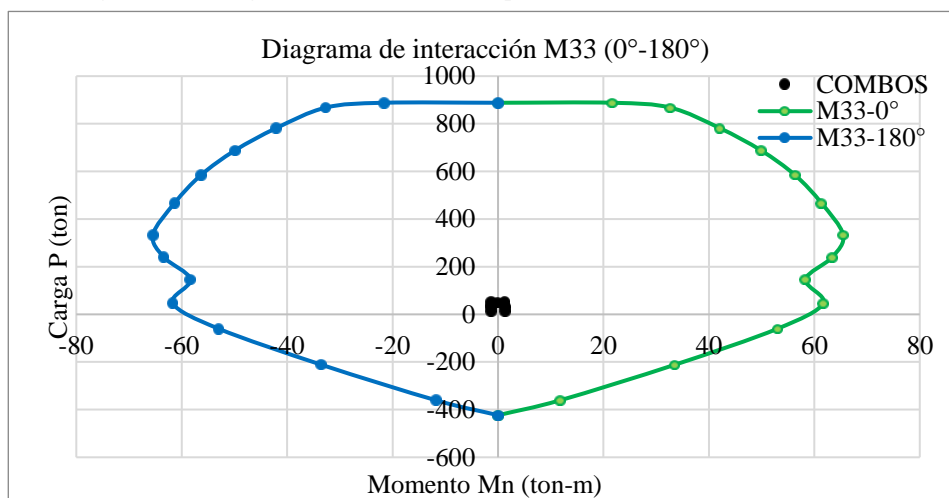
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 25: Diagrama de interacción para M2 - C1 encamisada Sismo X



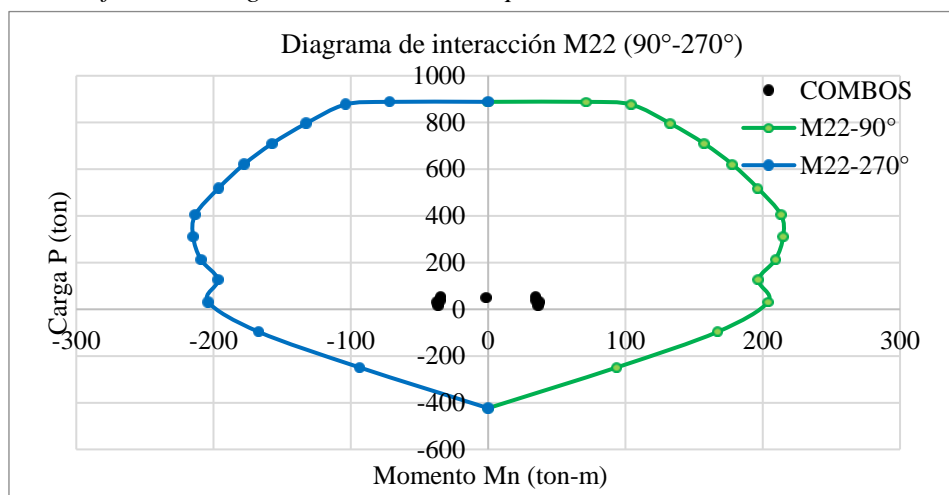
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 26: Diagrama de interacción para M3 - C1 encamisada Sismo Y



Fuente: Elaboración propia

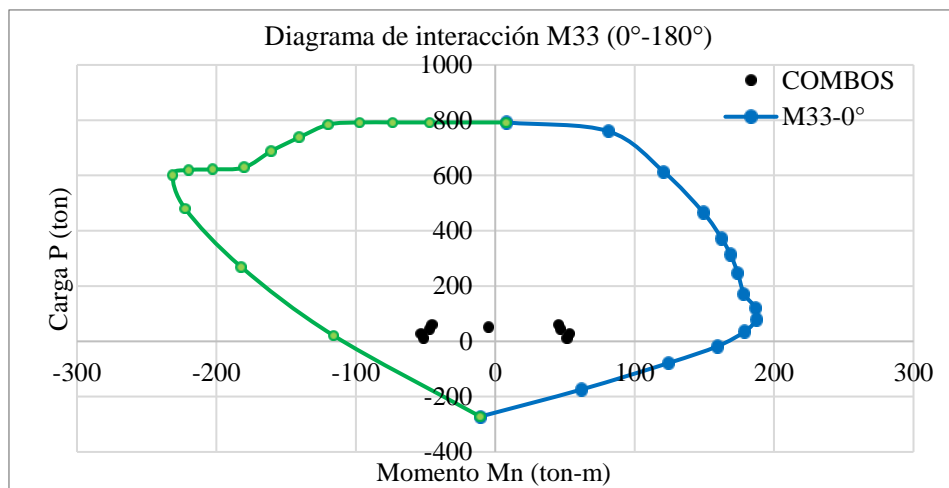
Gráfica 27: Diagrama de interacción para M2 - C1 encamisada Sismo Y



Fuente: Elaboración propia

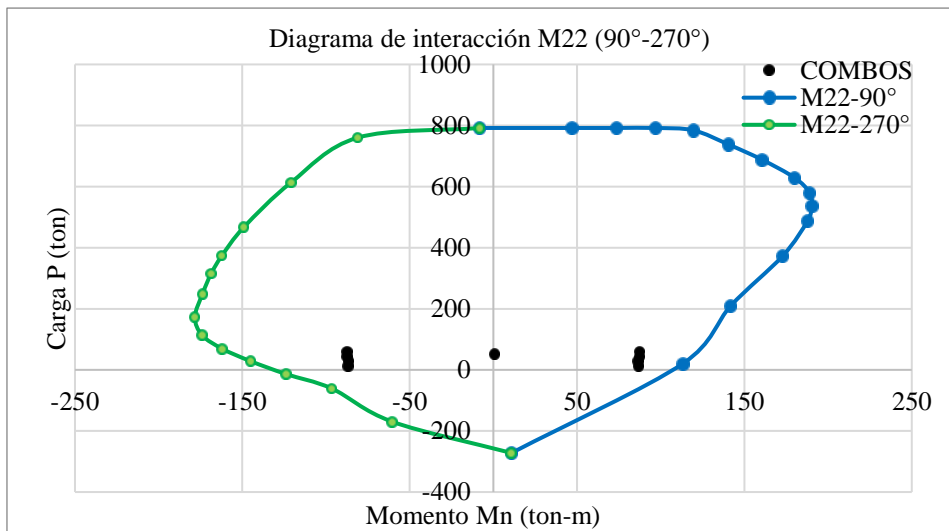
✓ **Placa para reforzamiento**

Gráfica 28: Diagrama de interacción para M3 - Placa Sismo X



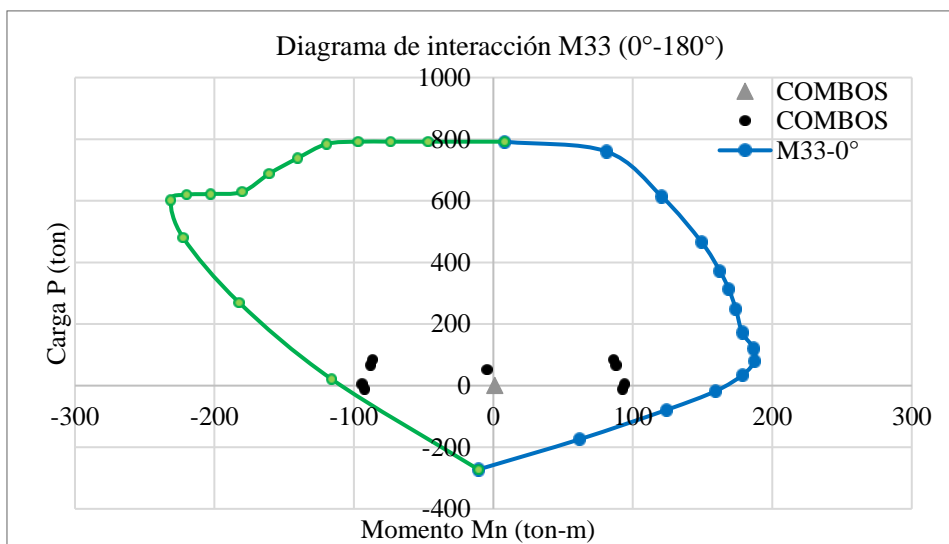
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 29: Diagrama de interacción para M2 - Placa Sismo X



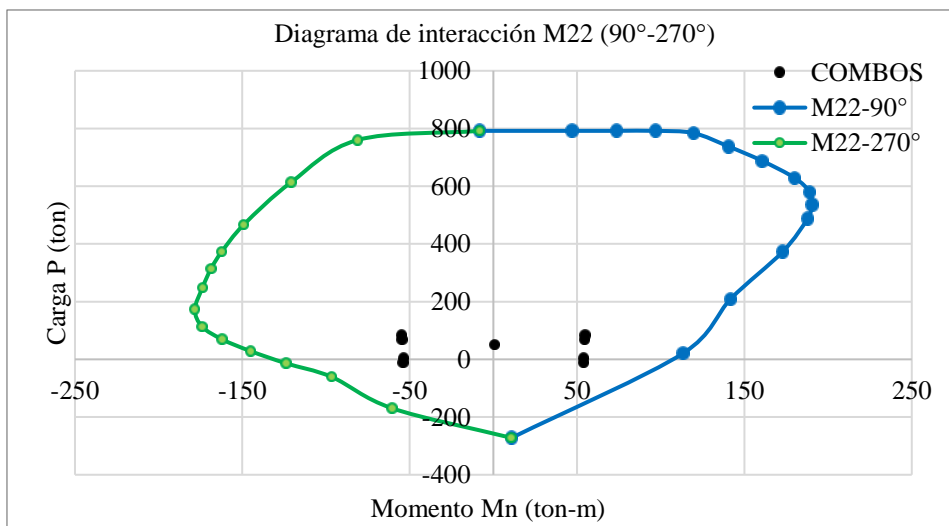
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 30: Diagrama de interacción para M3 - Placa Sismo Y



Fuente: Elaboración propia

Gráfica 31: Diagrama de interacción para M2 - Placa Sismo Y



Fuente: Elaboración propia

Evaluación del desempeño sísmico

✓ Propuesta HAZUS

Una deriva de 0.0083 para una edificación de muros de concreto armado vendría a significar un desempeño moderado según el programa HAZUS; a partir del análisis dinámico no lineal se obtuvieron derivas máximas de 0.0069 y 0.0052 para la dirección X y Y respectivamente, con lo cual, se estaría cumpliendo con un desempeño moderado en ambas direcciones y no con uno extensivo.

TABLA 52: Desempeño con programa HAZUS eje X

DERIVAS EJE X				DESEMPEÑO MODERADO
Nº DE PISO	SISMO 2019	SISMO 2018	SISMO 2022	
PISO N3	0.0069	0.0056	0.00565	
PISO N2	0.0064	0.0053	0.00527	
PISO N1	0.0031	0.0025	0.00255	
DERIVAS EJE Y				DESEMPEÑO MODERADO
Nº DE PISO	SISMO 2019	SISMO 2018	SISMO 2022	
PISO N3	0.0052	0.0049	0.0048	
PISO N2	0.0051	0.0048	0.0048	
PISO N1	0.0025	0.0024	0.0024	

Fuente: Fuente propia

Costo de Reforzamiento

El costo directo de reforzamiento es de S/. 19,804.53 soles; y el presupuesto total resulta de S/. 25,706.28 soles; los cálculos para determinar el presupuesto y el detalle de encofrado se encuentran en los anexos N°11 y 12.

TABLA 53: Presupuesto total del reforzamiento

PRESUPUESTO DE ESTRUCTURAS						
ITEM	Descripción	Und	Cantidad	P. Unitario	P. Parcial	Total
OE.1.0	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					S/ 19,804.53
OE.1.1.	COLUMNA ENCAMISADA					
OE.1.1.1.	C1 Encamisada f'c = 280 kg/cm2	m ³	10.92	S/518.25	S/5,659.25	
OE.1.1.2.	C1 Encamisada - Encofrado/Desencofrado	m ²	78.00	S/70.36	S/5,487.76	
OE.1.1.3.	C1 Encamisada - Acero fy = 4200 kg/cm2	kg	1025.39	S/6.07	S/6,224.81	
OE.1.2.	PLACA en L					
OE.1.2.1.	PLACA en L f'c = 210 kg/cm2	m ³	10.92	S/17.48	S/190.88	
OE.1.2.2.	PLACA en L - Encofrado/Desencofrado	m ²	78.00	S/20.98	S/1,636.13	
OE.1.2.3.	PLACA en L - Acero fy = 4200 kg/cm2	kg	721.88	S/0.84	S/605.69	
COSTO DIRECTO						S/ 19,804.53
GASTOS GENERALES					5.00%	S/ 990.23
UTILIDAD					5.00%	S/ 990.23
SUBTOTAL						S/ 21,784.98
IGV					18.00%	S/ 3,921.30
TOTAL PRESUPUESTO						S/ 25,706.28

Fuente: Elaboración propia

Discusión

- La norma E.030 presenta ciertas limitaciones para estructuras esenciales ubicadas en la zona sísmica N°4, con los resultados adquiridos se puede decir que el edificio de sala multiusos no cumple totalmente con lo establecido, pues presenta irregularidad de esquinas entrantes e irregularidad torsional, sin embargo, su sistema estructural si cumple el tipo de sistema solicitado.

El objetivo principal de la norma E.030 es salvaguardar la vida de una estructura esencial ante un sismo máximo. Según los resultados obtenidos del análisis estático no lineal, se observa que el desempeño en la dirección X se clasifica como "Funcional", mientras que en la dirección Y se cataloga como "Seguridad de vida". Por lo tanto, se concluye que el proyecto satisface este requisito en ambas direcciones. No obstante, es importante tener en cuenta las disparidades entre estos resultados y los del análisis dinámico no lineal. Además, se reconoce que los valores del análisis estático no lineal pueden perder cierta relevancia en el caso de una estructura irregular. Por estas razones, se priorizan los resultados del análisis no lineal de tiempo historia.

- El objetivo de desempeño de la norma E.030 es de resguardo de vida para una estructura esencial sometida a un sismo máximo; esto no se estaría cumpliendo debido al desempeño obtenido del análisis dinámico no lineal, pues, en el eje Y el desempeño es desfavorable a diferencia de lo que dicta el análisis estático no lineal. Estos valores presentan una mayor relevancia pues según la norma ASCE 41-17 el análisis dinámico no lineal es aplicable para cualquier tipo de estructura, independiente de su irregularidad o no pues utiliza todos los modos de vibración de la misma, por ende, la estructura realmente estaría presentando problemas en uno de sus ejes.
- La resistencia a la compresión del concreto y los ensayos de escáner muestran que no se ejecutó los procesos constructivos especificados, esto demuestra que hay inconsistencias entre la estructura verdaderamente construida y el modelo de diseño, algo que puede conllevar a fallas y lecciones valiosas más adelante, como lo ocurrido con muchas de las edificaciones que colapsaron el sismo de Ecuador de 2016, en donde se mostró una discrepancia entre lo diseñado y lo verdaderamente construido [56].

- El modelado en el software ETABS conlleva un periodo prudencial para obtener las respuestas de la edificación ante el análisis no lineal dinámico, esto puede estar ligado a la magnitud del proyecto, rendimiento del equipo, etc. Tagle et al. [57] muestra que es posible optimizar este procedimiento con enfoques simplificados de simulación con elementos finitos inelásticos en softwares como DINA, requiriendo apenas un 54% de tiempo computacional que requiere un modelado 3D de la estructura.
- En relación a los resultados del ensayo de diamantina, se observa que los valores obtenidos se encuentran por debajo del mínimo establecido por la Norma E.060, que es de 17 Mpa. Este fenómeno no es único y se han documentado casos similares de baja resistencia a la compresión ($f'c$) debido al mismo ensayo, como en la I.E. Víctor Raúl Haya de la Torre en Piura [58], donde se registraron resistencias de 131 kg/cm², 128 kg/cm² y 136 kg/cm². En el contexto de esta tesis, la máxima resistencia a la compresión del concreto se ha medido en 142 kg/cm². Por lo tanto, sería recomendable considerar la demolición. No obstante, es importante tener en cuenta que tanto la estructura evaluada por Siancas como la de esta tesis continúan en funcionamiento. Por ello, se propone realizar un reforzamiento estructural con el objetivo de extender la vida útil de la estructura y mejorar su desempeño frente a un sismo máximo.
- Debido a la falta de información sobre la cimentación de la estructura, no se ha llevado a cabo una evaluación para asegurar que el diseño de las bases cumple con las normativas. Se parte del supuesto de que la falla estructural no tiene su origen en problemas con las cimentaciones. Por lo tanto, cualquier predicción que se genere a partir de este análisis se atribuirá al comportamiento de la estructura principal y será resultado del diseño estructural. Este tipo de casos ocurre cuando no se cuenta con la información suficiente de la cimentación, caso similar ocurrió en la evaluación sísmica de Pérez [59] donde no se pudo corroborar que los esfuerzos de la cimentación no sobrepasen los admisibles por no contar con la información requerida.

Conclusión

Estructura sin reforzar

- Los ensayos de extracción de diamantina dejaron ver que la resistencia a la compresión del concreto de la estructura es mucho menor que la resistencia de 210 kg/cm² con el que fue diseñado, obteniendo valores máximos de f'_c de 142 kg/cm² para columnas y vigas del primer nivel y valores mínimos de 116 kg/cm² y 88 kg/cm² para columnas y vigas de tercer nivel respectivamente. Los resultados obtenidos representan una causa del inadecuado desempeño sísmico que se determinó inicialmente tanto por el análisis estático no lineal, como por el análisis dinámico no lineal.
- El estudio de mecánica de suelos de la edificación llevo a la conclusión que el tipo de suelo de la estructura es tipo III (suelos blandos), que el material predominante son arcillas de baja plasticidad con arena y que la capacidad portante del suelo es de 1.02 kg/cm².
- El ensayo de carbonatación del concreto determino que no existe niveles de pH elevados en el concreto de la estructura, pues los valores mínimos obtenidos de ambas columnas evaluadas fueron de 12.11 y 12.24 y el rango de pH para concreto no carbonatado es de 12 a 13 de pH; a su vez, el ensayo de escáner mostro la gran variación de recubrimientos y espaciamientos del acero de refuerzo vistos en campo, y los contemplados en los planos.
- Mediante la aplicación del análisis dinámico modal espectral y el análisis estático lineal, se determinó que la deriva máxima en la dirección Y es de 0.007, coincidiendo con el límite establecido por la norma E.030 para construcciones con muros de concreto armado. En cuanto a la dirección X, la deriva máxima es de 0.0055, por debajo del límite establecido, indicando así el cumplimiento de dicho requisito. Sin embargo, es importante señalar que la estructura presenta irregularidades, como esquinas entrantes y una irregularidad torsional.
- Mediante el análisis no lineal estático se adquirió la curva de capacidad en el sentido X, la cual tuvo una cortante basal de 1245.696 Tonf y un desplazamiento máximo de 10 cm, mientras que la curva de capacidad en la dirección Y presento una cortante de 1101.91 Tonf con un desplazamiento máximo de 8 cm; con esta información fue posible determinar los puntos de desempeño en ambas direcciones. El punto de desempeño en la

dirección X fue de 4.42 cm con una cortante basal de 855.79 Tonf, mientras que la dirección Y presentó un punto de desempeño de 5.18 cm con una cortante de 945.77 Tonf, concluyendo que la estructura se encuentra en un desempeño de “Funcional” en el eje X y “seguridad de vida” en el eje Y.

- Después de llevar a cabo el análisis dinámico no lineal en el eje X, se determinó que, para el sismo de Amazonas – Loreto de 2019, se registró una cortante de 1022.71 Tonf y un desplazamiento de 5.2 cm. En el caso del sismo de Amazonas de 2021, la cortante fue de 1067.11 Tonf con un desplazamiento de 5.2 cm, mientras que, para el sismo de Amazonas de 2022, se obtuvo una cortante de 1039.93 Tonf y un desplazamiento de 5 cm. La media de estos tres eventos arroja una cortante de 1043.25 Tonf y un desplazamiento de 5 cm, cifras que resultan notablemente cercanas a las obtenidas a través del análisis no lineal Pushover en la dirección X.
- Tras realizar el análisis dinámico no lineal en el eje Y, se determinó que, durante el sismo de Amazonas – Loreto de 2019, se experimentó una cortante de 988.19 Tonf y un desplazamiento de 4.24 cm. Respecto al sismo de Amazonas de 2021, se registró una cortante de 1166.71 Tonf y un desplazamiento de 4.75 cm, mientras que, para el sismo de Amazonas de 2022, la cortante fue de 914.83 Tonf con un desplazamiento de 4.24 cm. La media de estos tres eventos arroja una cortante de 1023.25 Tonf y un desplazamiento de 4 cm, cifras que exhiben una proximidad notoria con los resultados obtenidos del análisis no lineal Pushover en la dirección X.
- A través del análisis no lineal de tiempo historia en la dirección X, se logró determinar que la deriva máxima para el sismo de Loreto de 2019 fue de 0.0068, para el sismo de Amazonas de 2021 fue de 0.0063, y para el sismo de Amazonas de 2022 fue de 0.0066. Todas estas magnitudes de deriva se sitúan en la categoría de desempeño "Moderado", según la evaluación realizada mediante HAZUS.
- Mediante el análisis no lineal tiempo historia en la dirección Y se obtuvo una deriva máxima de 0.0093 para el sismo de Loreto del 2019, una deriva máxima de 0.0085 para el sismo de Amazonas del 2021 y una deriva máxima de 0.0086 del sismo de Amazonas del 2022; la deriva máxima de los 3 registros es de 0.0093, la cual se encuentra en un nivel de desempeño sísmico “Extensive” según HAZUS.

- Luego de la discusión de los resultados obtenidos del análisis estático y dinámico no lineal, se llegó a la conclusión que la estructura presenta un desempeño “Extensivo” en la dirección Y según el programa HAZUS; por ende, fue necesario proponer una alternativa de reforzamiento para el sentido más desfavorable.

Estructura reforzada

- Las derivas máximas con respecto al análisis estático lineal y dinámico modal espectral fueron de 0.0053 y 0.0048 para la dirección X y Y respectivamente; el límite máximo para estructuras de concreto armado es de 0.007, por ende, se estaría cumpliendo el artículo N°32 de la norma E.030; además de ello, el empleo de placas produjo la eliminación de la irregularidad torsional al disminuir la separación entre el centro de masa y centro de rigidez; pese a ello, aún se mantiene la irregularidad de esquinas entrantes.
- Los análisis de interacción tanto para la columna encamisada como para la placa anexada indican que son seguros. Esto se debe a que la combinación de los efectos de acción es menor que la combinación de las fuerzas de diseño de la curva de interacción. En consecuencia, se puede concluir que estos elementos funcionarían de manera adecuada en una estructura real si se implementan.
- A través de la evaluación sísmica por el análisis dinámico no lineal se obtuvieron derivas máximas de 0.0069, 0.0056, 0.00565 para el eje X y derivas máximas de 0.0052, 0.0049, 0.0048 para el eje Y, esto según el programa HAZUS estaría correspondiendo a un desempeño moderado en ambas direcciones.
- El costo directo del reforzamiento estructural resulto ser de S/.19,804.53 sin considerar IGV, donde S/.5,850.14 pertenece al costo general del concreto, S/.7,123.89 pertenece al costo de la madera para el encofrado y S/.6,830.50 pertenece al costo general del acero de refuerzo.

Recomendaciones

- Se recomienda ejecutar un mantenimiento periódico a la estructura para hacerle frente a la humedad y eflorescencia presente en el perímetro de la estructura, como también, para eliminar las grietas y fisuras presentes en ella.

- Se recomienda a las investigaciones futuras complementar los ensayos realizados en esta investigación ejecutándolos en mayor medida o desarrollando aquellos ensayos que no pudieron ser realizados, esto con el fin lograr un modelado más asemejado a la realidad.

- Se recomienda emplear mayor número de registros sísmicos en el análisis no lineal tiempo historia para tener una mejor aproximación de los resultados.

- Se aconseja tratar los registros sísmicos antes de ser aplicados en el análisis no lineal tiempo historia, filtrando ruido, corrigiéndolos por línea base, escalándolos, verificando su compatibilidad con el espectro elástico y recortándolos para reducir el gasto computacional que se invierte.

- Se recomienda aplicar únicamente el análisis dinámico no lineal en caso de contar con una estructura irregular.

- Se recomienda aplicar el análisis estático no lineal únicamente cuando la estructura cumpla con todos los requerimientos de la Norma ASCE 41.17 para su aplicación.

Referencias

- [1] G. S. Arbelaez, «Terremotos y salud: lecciones y recomendaciones,» *Salud Pública de Mexico* , vol. 60, n° 1, p. 10, 2018.
- [2] El Comercio, «Cómo los terremotos sacudieron la Tierra en los últimos 15 años,» 18 Diciembre 2016. [En línea]. Available: <https://elcomercio.pe/mundo/desastres/terremotos-sacudieron-tierra-ultimos-15-anos-154440-noticia/>.
- [3] BBC Mundo, «Terremoto de magnitud 7,8 en la zona costera de Ecuador deja más de 600 muertos,» 17 Abril 2016. [En línea]. Available: https://www.bbc.com/mundo/noticias/2016/04/160416_ecuador_terremoto_magnitud_colombia_peru_bm.
- [4] El Mundo, «El fuerte terremoto registrado en Chile deja ya 300 muertos,» 27 Febrero 2010. [En línea]. Available: <https://www.elmundo.es/america/2010/02/27/noticias/1267254613.html>.
- [5] E. Ledesma, «En Benito Juárez colapsaron edificios con un año de antigüedad,» 26 Septiembre 2017. [En línea]. Available: <https://www.elfinanciero.com.mx/nacional/en-benito-juarez-colapsaron-edificios-con-un-ano-de-antigüedad/>.
- [6] BBC Mundo, «¿Por qué algunos edificios se derrumbaron y otros no en el terremoto de México?,» 20 Septiembre 2017. [En línea]. Available: <https://www.bbc.com/mundo/noticias-america-latina-41342143>.
- [7] H. Tavera, «Cinturón de Fuego del Pacífico: ¿activación en cadena?,» 22 abril 2020. [En línea]. Available: <https://www.gob.pe/institucion/igp/noticias/127394-cinturon-de-fuego-del-pacifico-activacion-en-cadena/>.
- [8] IGP, «SISMOS REPORTADOS,» [En línea]. Available: <https://ultimosismo.igp.gob.pe/ultimo-sismo/sismos-reportados>.
- [9] R. M. C. Peña, «Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no lineal,» Tacna, 2017.

- [10] Municipalidad Provincial de Lambayeque, «Plan de Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres de la Provincia de Lambayeque 2019-2021,» [En línea]. Available: http://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/storage/biblioteca//6189_plan-de-prevencion-y-reduccion-del-riesgo-de-desastres-de-la-provincia-de-lambayeque-2019-2021.pdf.
- [11] ACOMISA, «Zonificación sísmica,» Abril 2019. [En línea]. Available: <https://www.munlima.gob.pe/images/zonificacion-sismica.pdf>.
- [12] J. D. G. Yrene, «Evaluación de la vulnerabilidad sísmica aplicando Índices de Vulnerabilidad (Benedetti – Petrini) en el pueblo joven San Martín de Porres, distrito de Lambayeque, provincia de Lambayeque, departamento de Lambayeque,» Lambayeque, 2020.
- [13] C. Condori y H. Tavera, «Áreas probables de ruptura sísmica en el borde occidental del Perú, a partir de la variación del parámetro "b",» p. 14, 2012.
- [14] Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, «Norma E.030 Diseño Sismorresistente,» [En línea]. Available: <http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/SeminarioN/2.%20Norma%20E.030%20Dise%C3%B1o%20Sismorresistente.pdf>.
- [15] Organización Panamericana de la Salud, «Terremotos,» [En línea]. Available: http://www.saludydesastres.info/index.php?option=com_content&view=article&id=342:3-1-1-terremotos&catid=101:3-1-amenazas-naturales&lang=es.
- [16] C. E. Duarte Bonilla, M. E. Martínez Chavarria y J. J. Santamaria Díaz, «Análisis estático no lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad de el Salvador,» El Salvador, 2017.
- [17] D. A. G. Altamirano, «Evaluación del desempeño sísmico del edificio de la Oscus mediante comparación del análisis estático no Lineal (Pushover), Análisis estático Modal (Pushover Multimodal) y Dinámico No-Lineal (Historia de Respuesta),» Ambato, 2019.

- [18] C. F. C. Siguenza, «Análisis dinámico no lineal, de una estructura de hormigón armado fija en el suelo versus la misma estructura con aislamiento sísmico, frente a un sismo en la ciudad de Azogues, provincia del Cañar,» Cuenca, 2019.
- [19] E. L. E. Ito, «Evaluación del Desempeño Sísmico de una Edificación de 15 Pisos Aplicando el Método Análisis Estático No Lineal - Puno 2021,» Lima, 2021.
- [20] A. E. E. Apaza, «Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño de un edificio de concreto armado diseñado bajo la norma E.030 en Puno,» Puno, 2017.
- [21] M. d. C. Gamonal Muñoz y A. A. Yaipén Chafloque , «Evaluación del desempeño sísmico aplicando un análisis estático no lineal del hospital Naylamp – EsSalud Chiclayo – Lambayeque,» Chiclayo, 2019.
- [22] R. d. J. S. Farro, «Análisis del desempeño sísmico no lineal estático (pushover) en una edificación de ocho pisos Chiclayo-Lambayeque,» Chiclayo, 2019.
- [23] D. E. C. Zelada, «Análisis no lineal Estático y Dinámico de un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB en la ciudad de Chiclayo,» Chiclayo, 2020.
- [24] Reglamento Nacional de Edificaciones , «NORMA E.020, CARGAS,» Lima, 2006.
- [25] Reglamento Nacional de Edificaciones, «NORMA E.030 DISEÑO SISMORESISTENTE,» Lima, 2018.
- [26] Reglamento Nacional de Edificaciones, «E.050 Suelos y Cimentaciones,» Lima, 2018.
- [27] R. N. d. Edificaciones, «NORMA E.060 Concreto Armado,» Lima, 2009.
- [28] INDECOPI, «HORMIGÓN (CONCRETO). Método para la obtención y ensayo de corazones diamantino y vigas seccionadas de hormigón (Concreto),» Lima, 2011.
- [29] ASTM, «Standard Test Method for pH of Chemically Cleaned or Etched Concrete Surfaces ASTM D 4262,» West Conshohocken, 1999.
- [30] (FEMA) Federal Emergency Management Agency, «HAZUS MH MR4 Technical Manual,» 2003. [En línea]. Available: www.fema.gov/plan/prevent/hazus..

- [31] ASCE STANDARD, «ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings,» Virginia , 2017.
- [32] ATC-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, vol. 1, Redwood City, California: Seismic Safety Commission, 1996.
- [33] INDECI, «Los movimientos Sísmicos,» [En línea]. Available: <https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2018/09/movimientos-sismicos.pdf>.
- [34] J. L. Castillo Aedo y J. E. Alva Hurtado, «PELIGRO SÍSMICO EN EL PERÚ,» Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, 1993.
- [35] O. Leonidas, «Peligro, vulnerabilidad, riesgo y la posibilidad de desastres sísmicos en el Perú,» *Revista Geofísica* 61, p. 45, 2005.
- [36] D. Torrealva, Artist, *Conservación, Intervención, Adecuación y Refuerzo de Construcciones Existentes*. [Art]. Maestría en Ingeniería Civil Pontificia Universidad Católica del Perú, 2020.
- [37] M. Campos Félix y L. C. Morales Cerna, «Evaluación del Desempeño Sísmico mediante el Análisis Estático No Lineal del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020,» Huaraz, 2020.
- [38] R. Calvo Vega y F. F. Chavez Casimiro, «Diseño sísmico por desempeño para una edificación de uso multifamiliar en la Ciudad de Huaraz - 2018,» Huaraz, 2018.
- [39] C. Jurado Guerra y M. Mendoza Quintana, «Desempeño sísmico de un edificio aporticado de 5 pisos diseñado con el reglamento nacional de edificaciones pero aceptando una deriva máxima de 1%,» Pontificia Nacional Católica del Perú, Perú, Lima, 2012.
- [40] D. A. C. Tokushima, «Estudio de relaciones momento-curvatura en secciones de concreto armado concreto preesforzado sometidas a flexión,» Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 2015.

- [41] V. A. P. Rovello, «Verificación del factor de reducción sísmico R, para el análisis inelástico de estructuras de hormigón armado de acuerdo al Nec-11,» Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, Guayaquil, 2014.
- [42] G. G. Deierlein, A. M. Reinhorn y M. R. Willford, «Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design,» National Institute of Standards and Technology, San Francisco, 2010.
- [43] C. A. G. Torres, «Análisis Estático No Lineal (Pushover) de Estructura Aperturada de Hormigón Armado con Diferentes Grados de Ductilidad. Aplicando la Norma Sismorresistente Colombiana 2010 (NSR-10),» 2018. [En línea]. Available: https://m.riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/100307/AP126853_TFM_15210268005073786756152079113915.pdf?sequence=2&isAllowed=y.
- [44] C. Saavedra, «Método del Pushover – Análisis Estático no Lineal (Webinar),» 30 Mayo 2018. [En línea]. Available: <https://saavedraonline.wordpress.com/2018/05/30/metodo-del-pushover-analisis-estatico-no-lineal-webinar/>.
- [45] O. A. López, «Guía para la evaluación de edificaciones existentes con fines de adecuación sísmica,» Noviembre 2014. [En línea]. Available: <https://scioteca.caf.com/bitstream/handle/123456789/895/Guia%20para%20evaluacion%205%2031.3.16.pdf>.
- [46] K. d. I. A. Intor Villatty y C. J. Martos Ramírez, «Desempeño sísmico del módulo "A" de la I.E. San Ramón en la ciudad de Cajamarca -2017,» Universidad Privada del Norte, Cajamarca, 2017.
- [47] R. M. S. Mercado, «Desempeño sísmico de muros de Quncha Tradicional mediante el método del espectro de capacidad,» Lima, 2018.
- [48] SIKA, «Concreto, Reforzamiento de estructuras de concreto,» División Construcción, Colombia, 2017.
- [49] M. L. C. Villanueva, «Evaluación del desempeño estructural utilizando el análisis no lineal de la I.E. 10202 “Virgen de la Paz” - Pacora,» Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo, 2022.

- [50] A. B. N. Palacios, «Diseño por desempeño de un edificio de hormigón armado utilizando el método de análisis Tiempo-Historia,» Ambato, 2017.
- [51] M. Borja, «Metodología de la investigación científica para Ingenieros,» Chiclayo, 2016.
- [52] SENCICO, «Redes acelerográficas en el Perú,» [En línea]. Available: <https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/1087193/redes.acelerograficas.en.el.peru.pdf>.
- [53] L. F. Borja Escobar y M. J. Torres Tamayo, «Diseño del reforzamiento estructural de un edificio de departamentos de 4 plantas ubicado en le sector Quitumbe,» Escuela Politécnica Nacional , Quito, 2015.
- [54] L. Quiroz, *Reforzamiento con placas de concreto*, Lima, 2023.
- [55] A. Muñoz, C. Jurado y L. Navarro, «Técnicas de reforzamiento de bajo costo para edificios escolares peruanos,» Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Perú, 2007.
- [56] A. E. Castañeda y Y. B. Mieles, «Overview of the Structural Behavior of Columns, Beams, Floor Slabs and Buildings during the Earthquake of 2016 in Ecuador,» *Revista Ingeniería de construcción* , p. 16, 2017.
- [57] S. J. Tagle, R. Junemann, J. Vasquez, J. C. Llera y M. Baiguera, «Performance of a reinforced concrete wall building subjected to sequential earthquake and tsunami loading,» *ELSEVIER*, p. 18, 2021.
- [58] D. R. Siancas Távara, «Determinación de la resistencia del concreto del Pabellon 3A de la I.E. 14787 Victor Raul de la Torre, usando la diamantina, el esclerometro y el equipo de ultrasonido,» Universidad Nacional de Piura, Perú, Piura, 2020.
- [59] A. Perez Mundaca, «Evaluación del desempeño sísmico en edificaciones esenciales mediante la aplicación del análisis inelástico por desplazamientos,» Universidad Cesar Vallejo, Perú, Chiclayo, 2019.

- [60] J. F. Choque Sucasaca y E. D. Luque Solis, «Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030,» Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Arequipa, 2019.
- [61] A. B. N. Palacios, «Diseño por desempeño de un edificio de hormigón armado utilizando el método de análisis Tiempo-Historia,» Universidad Católica de Ambato, Ambato, 2017.
- [62] M. Firoj, A. Bahuguna, A. Kanth y R. Agrahari, «Effect of nonlinear soil– structure interaction and lateral stiffness on seismic performance of mid– rise RC building,» *ELSEVIER*, p. 19, 2022.
- [63] V. Arumugam, L. Keshav, A. Achuthan y S. Dasappa, «Seismic Evaluation of Advanced Reinforced Concrete Structures,» *Hindawi*, p. 8, 2022.
- [64] S. Etli y E. M. Güneyisi, «Seismic performance evaluation of regular and irregular composite moment resisting frames,» *Latin American Journal of Solids and Structures* , p. 22, 2020.
- [65] C. Cennamo y M. Di Fiore, «Structural, seismic and geotechnical analysis of the Sant’ Agostino church in L’aquila (Italy),» *Revista Ingeniería de Construcción* , p. 14, 2013.

Anexos

Anexo N°1: Permiso del rector de UNPRG



UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO
RECTORADO

"Decenio de la igualdad de Oportunidades para mujeres y hombres"
"Año del Bicentenario del Perú: 200 años de Independencia"

Lambayeque, 22 de noviembre de 2021

Señor

Dr. Ing. MAXIMILIANO ARROYO ULLOA
DECANO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA - USAT

Presente. –

REFERENCIA: CARTA N° 185-2021-USAT-EICA

De mi especial consideración:

Tengo el agrado de dirigirme a Ud. para hacerle llegar mi saludo cordial a la vez comunicarle que me complace confirmar la aceptación al estudiante **CARLOS ENRIQUE CURO PAREDES** identificado con DNI N° 72931121 y código universitario 181CV79115 de la ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL, para el desarrollo de su proyecto de tesis denominado: **"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE SALA MULTIUSOS DE UNA UNIVERSIDAD DE LAMBAYEQUE APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL"**, a quien se le otorgará las facilidades, permisos y acceso a la información necesaria, para la realización de su trabajo de investigación; considerando los protocolos establecidos en el marco del estado de emergencia sanitaria decretados por el Gobierno para hacer frente a la propagación del COVID 19.

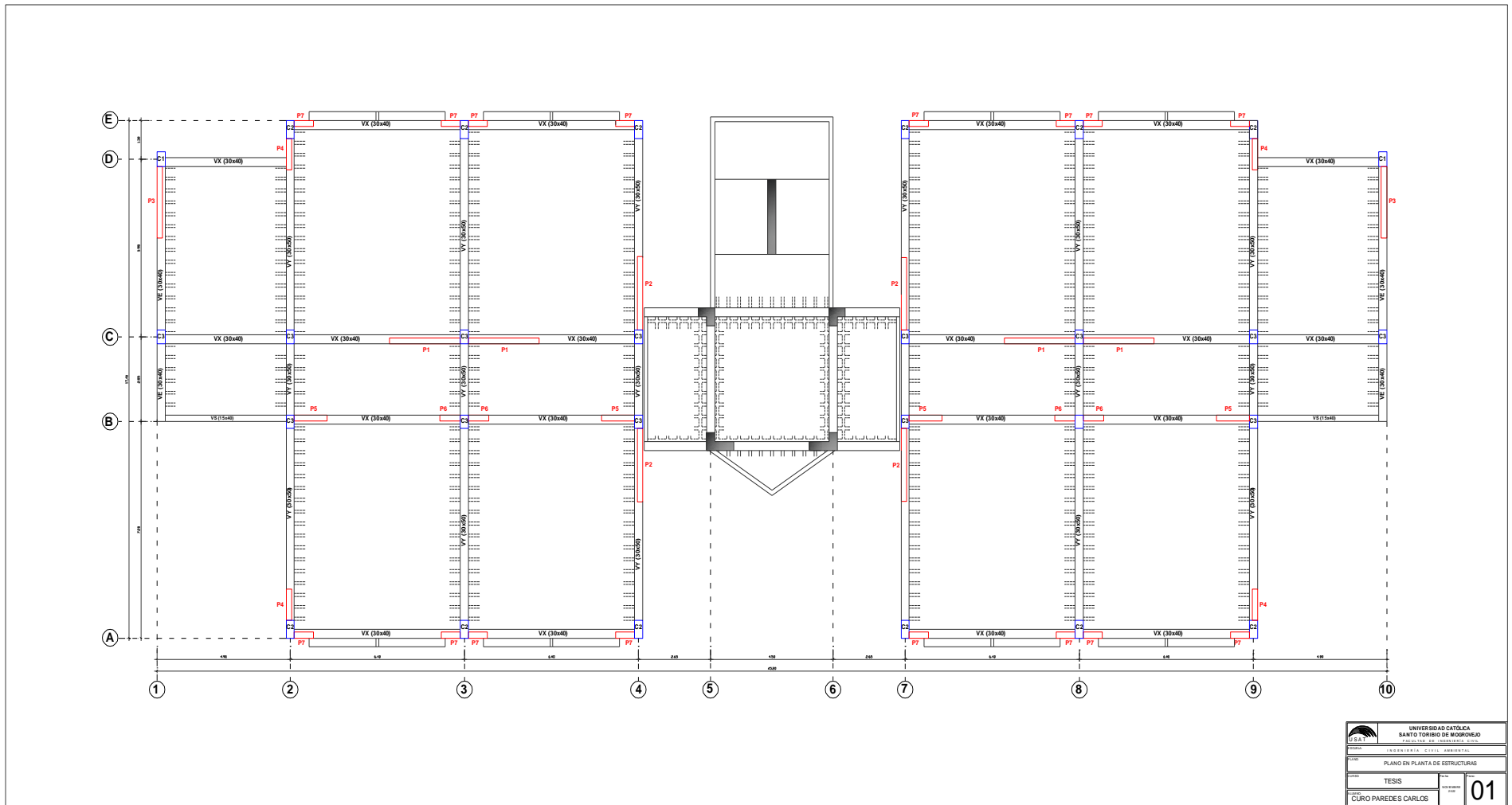
Hago propicia la ocasión para expresarle mi consideración y estima.

Atentamente



Dr. Enrique Wilfredo Cárpena Velásquez
Rector de la UNPRG

Anexo N^o2: Plano en planta de estructuras



Anexo N°3: Secciones de los elementos estructurales

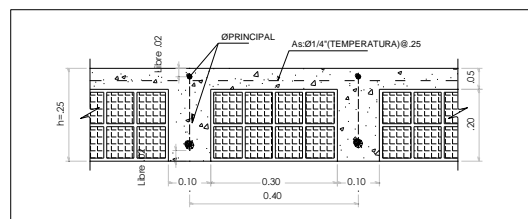
CUADRO DE COLUMNAS

C-1	C-2	C-3
SECCIÓN: 0.30x0.50	SECCIÓN: 0.30x0.60	SECCIÓN: 0.30x0.45
RECUBRIMIENTO: 6 cm	RECUBRIMIENTO: 5 cm	RECUBRIMIENTO: 5cm
REFUERZO: 6Ø3/4	REFUERZO: 6Ø3/4	REFUERZO: 4Ø3/4

CUADRO DE VIGAS

Vx	Vy	VE	VS
SECCIÓN: 0.30x0.40	SECCIÓN: 0.30x0.50	SECCIÓN: 0.30x0.40	SECCIÓN: 0.15x0.40
REFUERZO: 4Ø3/4	REFUERZO: 6Ø3/4	REFUERZO: 4Ø3/4	REFUERZO: 4Ø1/2, 2Ø3/8
TIPO 3	TIPO 3	TIPO 3	TIPO 3

CORTE TIPICO DE ALIGERADO h=25 cm



CUADRO DE PLACAS

P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
SECCIÓN: 0.20x2.60	SECCIÓN: 0.20x2.50	SECCIÓN: 0.20x2.40	SECCIÓN: 0.20x1.05	SECCIÓN: 0.20x1.20	SECCIÓN: 0.20x0.75	SECCIÓN: 0.20x0.70
Refuerzo: Ø 3/8" @ .225	Refuerzo: Ø 3/8" @ .225	Refuerzo: Ø 3/8" @ .225	Refuerzo: Ø 3/8" @ .225	Refuerzo: Ø 3/8" @ .225	Refuerzo: Ø 3/8" @ .225	Refuerzo: Ø 3/8" @ .225
Recubrimiento: 4cm	Recubrimiento: 5cm	Recubrimiento: 5cm	Recubrimiento: 6cm	Recubrimiento: 5cm	Recubrimiento: 5cm	Recubrimiento: 6cm

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MUGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL		
ESCUELA: INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL		
PLANO: PLANO DE REFUERZOS		
CURSO: TESIS	FECHA: NOVIEMBRE 2022	02
ALUMNO: CURO PAREDES CARLOS		

Anexo N°4: Informe de estado situacional

UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE
MOGROVEJO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL AMBIENTAL



INFORME DE ESTADO SITUACIONAL

AUTOR

Carlos Enrique Curo Paredes

Chiclayo, 2022

INDICE

1. INFORMACIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA	3
2. EVIDENCIAS DE ZONAS AFECTADAS.....	8
3. HISTORIAL DE DAÑOS.....	13

1. INTRODUCCIÓN

La muestra de estudio afectada es un edificio de sala multiusos ubicado en Lambayeque. La situación problemática de esta edificación radica en que su desempeño sísmico es una interrogante y actualmente sufre una serie de condiciones que la podrían llevar al colapso como, por ejemplo, los sismos. “Los edificios necesitan ser inspeccionados, a veces, en los países de desarrollo tratamos de ahorrar haciendo recortes, sin embargo, la falta de supervisión deja edificios derrumbados” [6].

La muestra de estudio se encuentra ubicada en Perú, una de las naciones de América Latina con mayor vulnerabilidad sísmica; dentro del Perú se encuentra el departamento de Lambayeque, lugar donde se ubica la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, centro educativo donde se halla el edificio de sala multiusos. Según la Municipalidad Provincial de Lambayeque [10], este sector enfrenta riesgos naturales antrópicos (sismos, lluvias, inundaciones, etc.); además, según el mapa de zonificación sísmica de la empresa ACOMISA [11], este departamento se encuentra inmerso en las zonas 3 y 4 con una sismicidad alta y muy alta, propensa a eventos sísmicos.

El problema a nivel de unidad de estudio es su diseño. Esta edificación fue construida en el año 2010, por ende, para su diseño se utilizó la tercera modificación de la Norma E.030 del año 2003, la cual volvió a ser corregida en el año 2016, 2018 y 2019 por continuas deficiencias en sus especificaciones, como por ejemplo: la inclusión de una nueva zona a causa de la renovación de la información neotectónica, recategorización del factor de amplificación sísmica (C), cambios en las generalidades, categorización de las edificaciones, perfiles de suelo, factores del espectro de diseño, procedimientos en el análisis estructural, desplazamientos, evaluación, reparación y reforzamiento, etc. [14]; a causa de todo esto, es necesario someter a la muestra de estudio a una evaluación del desempeño sismorresistente, empezando por un estudio situacional para evaluar sus patologías.

En el presente informe se realizará una evaluación de las patologías que pueda presentar el edificio de sala multiusos ubicado en el distrito de Lambayeque, con el objetivo de identificar aquellas lesiones que puedan perjudicar su desempeño frente a las condiciones ya mencionadas anteriormente; para lograr ello se realizaron una serie de visitas a campo, en las que se pudo identificar una serie de patologías y fallas dentro de la edificación que fueron registradas mediante fotografías para poder evidenciarlas.

2. ANTECEDENTES

El edificio de sala multiusos de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo de Departamento de Lambayeque y distrito de Lambayeque fue diseñado por el Arquitecto Oscar Orlando Ramírez Zamora y fue construido en el año 2010 por decisión del Decanato de la facultad de Ciencias Económicas, Administrativas y Contables, quienes tenían pensado ampliar su capacidad de aulas y laboratorios de cómputo. Con la intención de conseguir el objetivo trazado, se solicitó a la Oficina Central de Obras el desarrollo del proyecto arquitectónico para la Construcción de Edificio de Salas Multiusos de 3 niveles.

Gracias a este proyecto fue posible mejorar la calidad educativa de la población universitaria, pues ahora se contaba con un lugar más adecuado para el desarrollo de las labores académicas y de aprendizaje; los jardines fueron adornados con flores y arbustos, lo que significó un incremento de las áreas verdes; además, facilitó la realización de las actividades sociales, impactando positivamente en la cohesión de la población universitaria, las mismas que al realizarse en un ambiente adecuado fueron más saludables.

Hoy en día esta institución se encuentra vulnerable ante eventos sísmicos, por ello, es necesario evaluar las patologías y fallas presentes en su estructura que puedan comprometer su desempeño frente a movimientos telúricos.

3. OBJETIVOS

3.1.OBJETIVO GENERAL

- ✓ Evaluar las fallas y patologías estructurales del edificio de sala multiusos del distrito de Lambayeque.

3.2.OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Identificar y analizar las clases de patologías estructurales del edificio de sala multiusos del distrito de Lambayeque.
- ✓ Evaluar la configuración estructural del edificio de sala multiusos del distrito de Lambayeque.

4. INFORMACIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

4.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El Proyecto está ubicado en la zona Oeste de la Ciudad Universitaria, en un terreno de forma trapezoidal de 1,014.38 m², con un perímetro de 147.36 ml. Está rodeado en sus lados sur y este por una vía vehicular y por sus lados norte y oeste por veredas peatonales.

Las edificaciones que los rodean son las siguientes:

- ✓ Por el Norte : Con Pabellón de aulas N° 02 FACHSE.
- ✓ Por el Sur : Con Pabellón de aulas y oficinas administrativas FACEAC.
- ✓ Por el Este : Con Facultad de Enfermería.
- ✓ Por el Oeste : Con Laboratorio de Medicina Veterinaria.

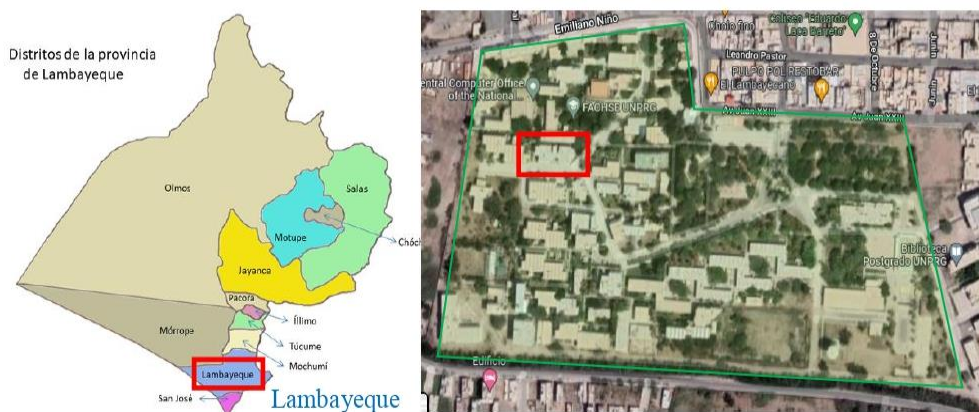


FIGURA N°1: Ubicación del edificio de sala multiusos de la UNPRG

Geográficamente se encuentra ubicado en:

- ✓ Departamento: Lambayeque
- ✓ Provincia: Lambayeque
- ✓ Distrito: Lambayeque
- ✓ Lugar: Ciudad Universitaria de la UNPRG

4.2. ACCESOS

El edificio de sala multiusos del distrito de Lambayeque tiene dos accesos, el primero por la Avenida Juan XXIII y el otro por la Vía Huamachuco, tomando como punto de partida la plaza de Armas de Lambayeque, se tiene una distancia de 850 metros hacia los dos puntos de acceso como se describe en la figura siguiente:

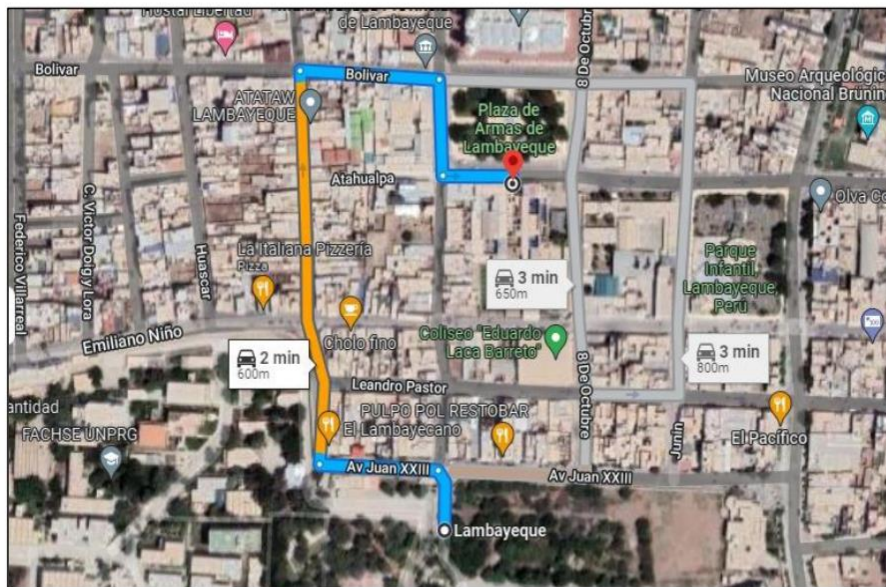


FIGURA 2: Ruta de Acceso desde la Plaza de Armas de Lambayeque hasta la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, universidad donde se encuentra el edificio de sala multiusos.

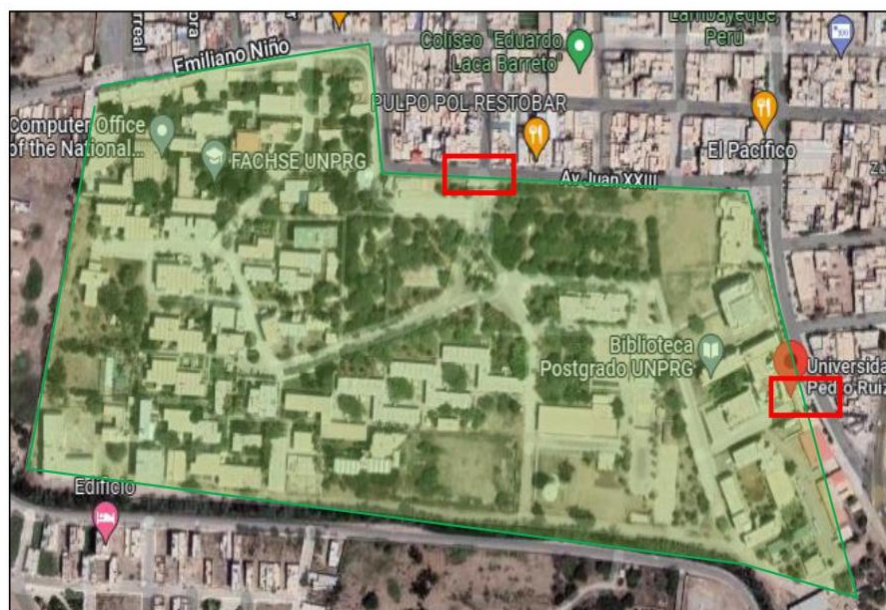


FIGURA 3: Accesos de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo por la Avenida Juan XXIII y el otro por la Vía Huamachuco.

4.3.DESCRIPCIÓN DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA

4.3.1. **Tipo de Edificación:** Según la Norma sismorresistente E.030, el edificio de sala multiusos corresponde a la Categoría A de edificaciones esenciales, específicamente clasificación A2, debido a que esta estructura puede ser utilizada como refugio luego de haber ocurrido un evento sísmico, por ende, debe procurar preservar la seguridad y salud de la población universitaria.

4.3.2. **Población:** La universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo cuenta con 15000 estudiantes en Pregrado y 1200 estuantes en Posgrado; por otro lado, el edificio de sala multiusos tiene capacidad para aproximadamente 1000 estudiantes, debido a que cuenta con a 02 laboratorios de cómputo en el primer nivel con capacidad para 40 computadoras/estudiantes cada uno, y 20 aulas con capacidad para 48 alumnos sentados en carpetas bipersonales. Además, cuenta con módulos de servicios higiénicos para varones y mujeres, considerando en los servicios del primer nivel el acceso para personas con discapacidad.

4.3.3. Distribución de Ambientes:

El proyecto tiene un área construida total de 1,990.50 m², y está conformado por los siguientes ambientes:

- ✚ **Primer Nivel** (Área: 619.50 m²): Ingreso principal, Ingreso secundario, Hall de distribución, Circulación, 04 aulas (cap. 48 alumnos c/u), 02 laboratorios (cap. 40 alumnos c/u), 02 SS.HH. para varones, 02 SS.HH. para mujeres.
- ✚ **Plazoleta Central (sin techar)** Área: 132.00 m²
- ✚ **Segundo Nivel** (Área: 619.50 m²): Hall de distribución, Circulación, 08 aulas (cap. 48 alumnos c/u), 02 SS.HH. para varones, 02 SS.HH. para mujeres, 02 depósitos
- ✚ **Tercer Nivel** (Área: 619.50 m²): Hall de distribución, Circulación, 08 aulas (cap. 48 alumnos c/u), 02 SS.HH. para varones, 02 SS.HH. para mujeres, 02 depósitos

5. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

El sistema estructural del edificio de sala multiusos se caracteriza por ser Dual en ambas direcciones, es decir según la E.030, un sistema en el que las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales.

6. ESTADO SITUACIONAL DEL PROYECTO

La presente sección denominada “Estado situacional” tiene como objetivo identificar aquellas lesiones que puedan perjudicar su desempeño frente a eventos sísmicos; para lograr ello se realizaron una serie de visitas a campo, en las que se pudo identificar una serie de patologías y fallas dentro de la edificación que fueron registradas mediante fotografías para poder evidenciarlas y analizarlas.

EVIDENCIA DE ZONAS AFECTADAS

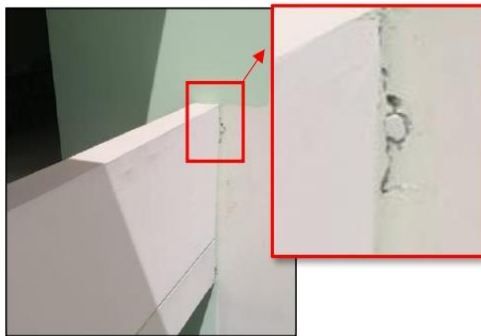


FOTO N°1

GRIETA: Grieta de 20 centímetros de longitud en el tercer nivel de la estructura a evaluar, específicamente en una de las placas de la edificación.



FOTO N°2

GRIETA: Grieta de aproximadamente 12 centímetros de longitud con un espesor de 2mm en el tercer nivel de la estructura a evaluar, específicamente en una de las placas.

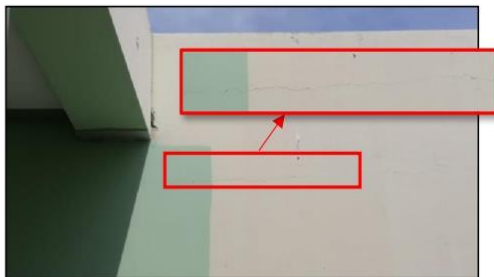


FOTO N°3

FISURA: Fisura de 1.2 metros de longitud en el tercer nivel de la estructura a evaluar, específicamente en una de las placas de la edificación, muy cercano al techo.

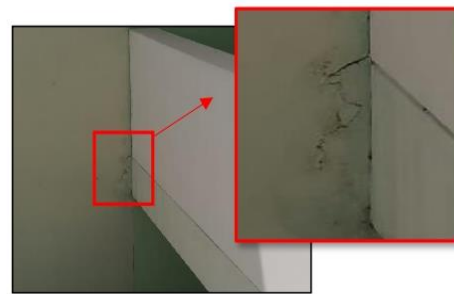


FOTO N°4

FISURA: Fisura de 25 centímetros de longitud en el tercer nivel de la estructura a evaluar, específicamente en una de las placas de la edificación, con un espesor de >1.5mm

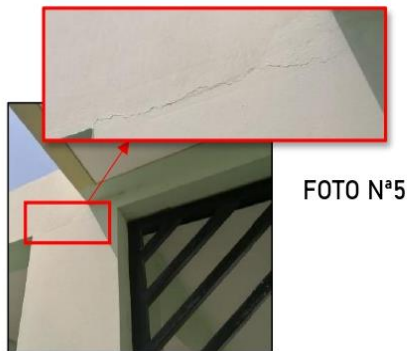


FOTO N°5

FISURAS: Fisura de 42 cm de longitud, en la parte superior de la columna ubicada en el tercer nivel, frente a las escaleras con espesor de reducido espesor.

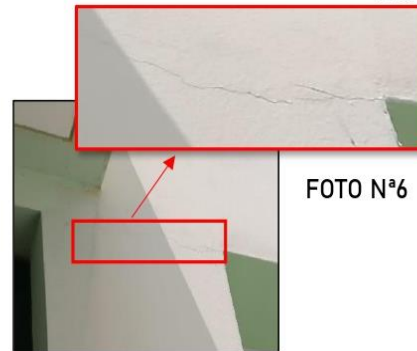


FOTO N°6

FISURAS: Fisura de 42 cm de longitud, en la parte superior de la columna ubicada en el tercer nivel, frente a las escaleras de reducido espesor.



FOTO N°7

FISURA: Fisura de 55 centímetros de longitud en las escaleras del tercer nivel, con un espesor de 1 milímetros, siendo esta la fisura mas grande visualizada en el borde de escalera.

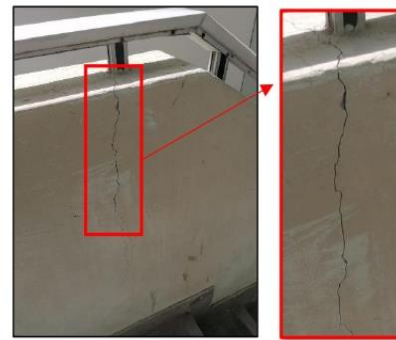


FOTO N°8

FISURAS: Fisura de 50 centímetros de longitud en las escaleras del tercer nivel, con un espesor de 1 milímetros.



FOTO N°9

FISURA: Fisura de 30 centímetros de longitud en el borde de la escalera que lleva de segundo al tercer piso; espesor de 1 mm.

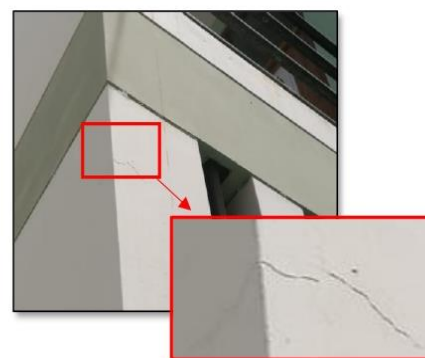


FOTO N°10

FISURAS: Fisura de 80 centímetros de longitud, con reducido espesor en una de las placas frontales de la edificación, ubicada en la parte superior del entrepiso.



FOTO N°11



SALITRE Y HUMEDAD

Esta sección de 1.5 m está acumulada de zonas con salitre y humedad, específicamente en la parte trasera del edificio; visualizándose manchas blancas que indican salitre, y una caída de la pintura demostrando humedad.



FOTO N°12



FOTO N°13



FOTO N°14



FOTO N°15



FOTO N°16



FOTO N°17



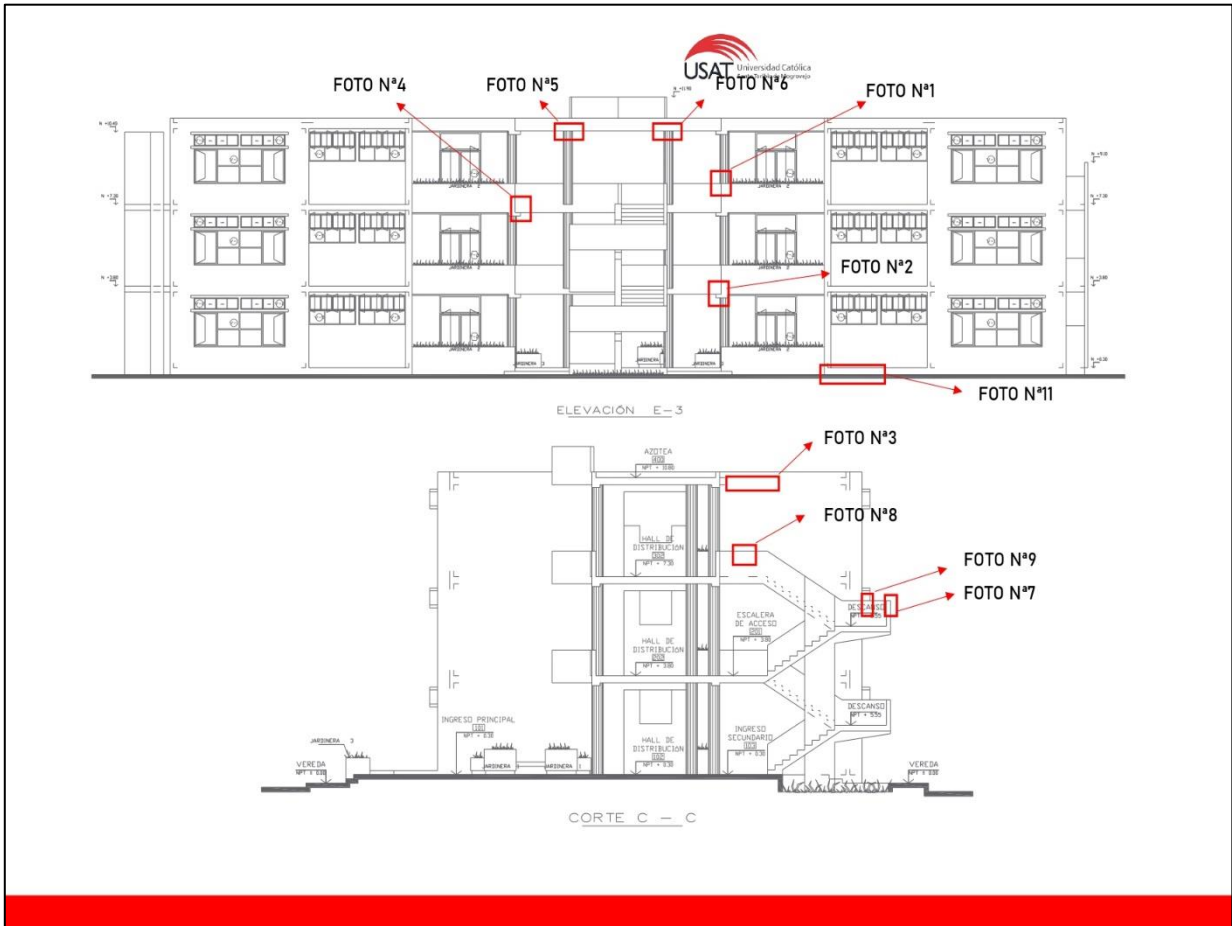
FOTO N°18



FOTO N°19

FISURA Y SALITRE

Estas zonas ubicadas en el borde del edificio de sala multiusos están siendo atacadas por el salitre y por la humedad de la superficie donde se ubica el proyecto, denotando la humedad en la caída constante de la pintura y denotando el salitre, en aquellas manchas blancas que han llegado a aparecer en el borde del edificio.



7. HISTORIAL DE DAÑOS

La historia sísmica para la región de Lambayeque data desde 1606, con la ocurrencia de un sismo que afectó a los distritos de Saña y Lambayeque, el cual registró una magnitud de 6.5 Ms. Otros sismos importantes ocurrieron en 1619, 1907, 1951. Los registros de intensidad a la fecha han sido mayores a 7 grados en la escala de Mercalli Modificada; sin contar los sismos leves registrados por el Instituto Geofísico de Perú en el departamento de Lambayeque estos últimos años:

AÑO	CANTIDAD
2000	2
2007	1
2008	3
2009	1
2010	3
2012	2
2013	2
2014	6

8. CONCLUSIÓN

- ✓ Según las evidencias planteadas e información recopilada, el edificio de sala multiusos no recibe mantenimiento estructural, debido a que hay presencia de grietas, fisuras, humedad y eflorescencia.
- ✓ Mediante exploración visual se determinó que, dentro de las patologías físicas, el indicador patológico más común en el edificio de sala multiusos es la humedad.
- ✓ Mediante exploración visual se determinó que, dentro de las patologías mecánicas, el indicador patológico más común en el edificio de sala multiusos son las grietas y fisuras.
- ✓ Mediante exploración visual se determinó que, dentro de las patologías químicas, el indicador patológico más común en el edificio de sala multiusos es la eflorescencia.

Anexo N°5: Estudio de mecánica de suelos



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

PROYECTO:

**"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO
SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE SALA
MULTIUSOS DE UNA
UNIVERSIDAD DE LAMBAYEQUE
APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO
Y DINÁMICO NO LINEAL –
DISTRITO LAMBAYEQUE –
PROVINCIA LAMBAYEQUE –
DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE"**

Chiclayo, Mayo 2022.



CORPORACION INCELL S.A.C.
20602429998

Ricardo Palma 655 – San José – Lambayeque
922262735

corp.incell.sac@gmail.com

1. GENERALIDADES	1
1.1. OBJETIVO DEL ESTUDIO	1
1.2. OBJETIVOS DEL PROYECTO	1
1.3. NORMATIVA VIGENTE.....	1
1.4. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	1
2. GEOLOGIA, GEOMORFOLOGÍA Y SISMICIDAD DEL AREA DE ESTUDIO	2
2.1. GEOLOGIA.....	2
2.2. GEOMORFOLOGIA	3
2.3. SISMICIDAD.....	3
3. PROTOCOLO DE INVESTIGACION	3
3.1. TECNICAS DE INVESTIGACION DE CAMPO	3
3.2. PROGRAMA DE INVESTIGACION	4
3.3. IDENTIFICACION DEL NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS IN SITU	4
4. CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS	4
4.1. TIPO DE CIMENTACIÓN.....	4
4.2. DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN.....	4
5. ENSAYOS DE LABORATORIO	5
6. PERFILES ESTRATIGRÁFICOS	5
6.1. CONFORMACION ESTRATIGRÁFICA DEL SUBSUELO	5
7. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN	6
7.1. PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	6
7.2. TIPO Y DIMENSIONES DE CIMENTACION	6
7.3. CÁLCULO Y ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.....	7
7.4. CALCULO DE ASENTAMIENTOS.....	9
8. PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN	10
8.1. SUELOS COLAPSABLES	10
8.2. ATAQUE QUÍMICO A LA CIMENTACIÓN.....	11
8.3. SUELOS EXPANSIVOS	11
8.4. LICUEFACCIÓN DE SUELOS.....	11
8.5. COMPRESIBILIDAD DEL SUELO.....	12
8.6. PARÁMETROS DE EMPUJE DE SUELO PARA OBRAS DE CONTENCIÓN	12
8.7. PROFUNDIDAD MÁXIMA DE EXCAVACION NATURAL	13
9. CONCLUSIONES	14
10. RECOMENDACIONES	17
11. PANEL FOTOGRÁFICO	18
12. ANEXOS	20
13. BIBLIOGRAFÍA	25
14. PERFILES ESTRATIGRÁFICOS	26
15. ENSAYOS DE LABORATORIO	27
16. MAPA DE UBICACIÓN DE CALICATAS	28


 CORPORACIÓN
INCELL
 JORGE M. LLICA
 LABORATORISTA

1. GENERALIDADES

1

1.1. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El presente Informe Técnico tiene como objetivo reportar e interpretar los resultados del estudio de mecánica de suelos del proyecto "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE SALA MULTIUSOS DE UNA UNIVERSIDAD DE LAMBAYEQUE APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL - DISTRITO DE LAMBAYEQUE – PROVINCIA DE LAMBAYEQUE – DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE" Para tal efecto se ha desarrollado la presente investigación geotécnica, en la cual se complementan trabajos de campo, ensayos de laboratorio y cálculos de gabinete, necesarios para definir la estratigrafía, características físico-químicas y propiedades mecánicas de los suelos predominantes.

1.2. OBJETIVOS DEL PROYECTO

Las fases de exploración, análisis de campo y ensayos de laboratorios efectuados, así como la aplicación de la Ingeniería Geotécnica han sido desarrolladas con el objetivo de establecer las características de capacidad portante actual de los suelos subyacentes y cuanto pueden deformarse por la aplicación de las cargas que impondrán las estructuras proyectadas.

1.3. NORMATIVA VIGENTE

El siguiente Estudio de Mecánica de Suelos, fue desarrollado en concordancia con las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones:

- A. E.030: "Diseño Sismo Resistente"
- B. E.050: "Suelos y Cimentaciones"
- C. E.060: "Concreto Armado"

1.4. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.

El área de estudio, está ubicada en el distrito de Lambayeque, provincia de Lambayeque, departamento de Lambayeque.



IMG. 01: Provincia de Lambayeque y sus Distritos.



IMG. 02: Departamento Lambayeque y sus Provincias.



IMG. 03: Imagen satelital del estudio

GEOREFERENCIACIÓN: UTM WGS84: 17M

EXPLORACIÓN	ESTE	NORTE
C-01	620538.47	9258494.98
C-02	620554.77	9258516.64
C-03	620515.68	9258474.17

2. GEOLOGIA, GEOMORFOLOGÍA Y SISMICIDAD DEL AREA DE ESTUDIO

2.1. GEOLOGIA

En la zona de estudio predomina el sector clasificado como DEPÓSITO ALUVIAL (Qr-al), el cual está compuesto por sedimentos son de granulometría gruesa, constituida de: cantos rodados, grava, gravilla, arena con matriz areno arcillosa limosa. Estos depósitos corresponden a atapas de elevado traslado de sólidos y de periodos de intenso cambio climatológico. Se localizan en todos los afluentes de los principales ríos del departamento de Lambayeque.

Según la cronoestratigrafía, la geología de la zona en estudio pertenece a la Era del Cenozoico, Sistema Cuaternario, Serie Reciente.

Superficialmente, se encuentra una típica cobertura superficial con material fino, clasificado como arenas limosas de baja plasticidad, subyaciendo a estos suelos y a profundidades se encuentra el depósito de grava arenosa con cantos rodados de forma subredondeada con pocos finos.

La geodinámica externa, es el conjunto de fenómenos geológicos de carácter dinámico, tales como erupciones volcánicas, inundaciones, huaycos, avalanchas, tsunamis; la geodinámica interna se refiere en cambio a la activación de fallas geológicas. La geodinámica externa de la zona en estudio, no representa mayor riesgo. En cuanto a la geodinámica interna se deberá tener en cuenta el ambiente sísmo tectónico, por ubicarse el área en una zona altamente sísmica.

2.2. GEOMORFOLOGIA

En el distrito de Lambayeque, como en la mayor parte de la costa norte del Perú, pueden identificarse una variedad de rasgos geomorfológicos que son el resultado de una larga evolución producida por factores como el tectonismo, plutonismo y la posterior erosión cuaternaria, los cuales modelaron el paisaje, hasta llegar a las formas actuales.

La geomorfología de la zona en estudio se ha categorizado de la siguiente manera:

- A. PROVINCIA GEOMORFOLÓGICA DE PLANICIES COSTERAS Y PIEDEMONTES, el cual comprende unidades de diversas génesis, principalmente fluvio-aluvial, denudacional, lacustre, marino y eólico; constituyendo complejos paisajes del cuaternario, que dan cuenta de la gran variabilidad climática en el cuaternario y procesos de transgresión y regresión marina.
- B. SISTEMA GEOMORFOLÓGICO
 - B.1. DE ORIGEN DENUDACIONAL, el cual Está referido a los sistemas geomorfológicos cuyo origen está vinculado a los procesos de denudación del relieve, en este caso, de las vertientes montañosas y colinas que constituyen las estribaciones andinas, tanto procesos ligados a la erosión hídrica, como por procesos gravitacionales.
 - B.2. DE ORIGEN FLUVIO-ALUVIAL, está referido a las formas de relieve formadas por la acción de los ríos y por flujos torrenciales.
- C. UNIDAD GEOMORFOLÓGICA, al cual corresponden extensas llanuras, llanuras irrigadas y valles.

2.3. SISMICIDAD

Según los mapas de zonificación sísmica y mapas de máximas intensidades sísmicas del Perú y de acuerdo a las Normas Sismo-Resistentes del Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", el área de estudio, la cual está ubicada en distrito de Lambayeque, provincia de Lambayeque, departamento de Lambayeque, se encuentra comprendido en la Zona Sísmica 4, correspondiéndole un valor de sismicidad alto, con intensidades de VI a VII en la escala de Mercalli Modificada.

En la FIGURA N° 02 DE LOS ANEXOS, se presenta el Mapa de Zonificación Sísmica considerado por la Norma Técnica E-030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones. En la FIGURA N° 03 DE LOS ANEXOS, se presenta el Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú, realizado por el Dr. Alva (1984), basado en Mapas de Isosistas de Sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos recientes.

3. PROTOCOLO DE INVESTIGACION

3.1 TECNICAS DE INVESTIGACION DE CAMPO

CALICATAS

Este sistema de exploración permite evaluar directamente las diferentes características del subsuelo pues facilita la visualización de la estratigrafía del suelo in situ y la extracción de muestras con características y propiedades en estado natural.

La exploración del subsuelo se realizó mediante tres (03) excavaciones a cielo abierto o calicatas, previamente ubicadas, con un área de influencia que cubre estratégicamente el área de estudio.

4

3.2 PROGRAMA DE INVESTIGACION

1. Condiciones de frontera: Edificaciones de varios pisos sin problemas aparentes de cimentación.
2. Número de puntos a investigar: Se realizaron 03 calicatas de exploración.
3. Profundidad de exploración: La profundidad mínima de exploración es de 3.00m., de profundidad.
4. Distribución de puntos en la superficie del terreno: Según se indica en plano adjunto y en las coordenadas indicadas en los perfiles estratigráficos.
5. Número y tipo de muestras a extraer: Se extrajeron 03 muestras inalteradas y 03 muestras alteradas representativas de los posibles estratos naturales identificados para las calicatas, en cantidad suficiente para la realización de los ensayos de laboratorio.
6. Resumen de los trabajos de campo
 - Se identificó previamente la ubicación de los puntos de exploración (calicatas), conviniendo en que cada calicata abarque un área de estudio adecuadamente repartida.
 - Se realizó la excavación de las calicatas, en un área de aproximadamente 0.80x0.50 m. con profundidad mínima de 3.00 m.
 - Se identificaron características físicas del suelo (color, textura, olor, otras).
7. Muestreo.
 Las muestras tipo Mab, se extrajeron a profundidades variables, mediante la utilización de herramientas manuales de extracción de muestras.
 Las muestras tipo Mib, se extrajeron a una profundidad de 1.50 m

3.3 IDENTIFICACION DEL NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS IN SITU

A la fecha 30/04/2022 donde se realizaron las excavaciones, se ha detectado la presencia de nivel freático. Cabe indicar que el clima en la fecha, es templado-caluroso con valores de temperatura comprendidos entre 21°C-28°C mayormente soleado; sin ocurrencia de precipitaciones en días previos a la exploración.

4. CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS

4.1. TIPO DE CIMENTACIÓN

El tipo de cimentación propuesto para el análisis de capacidad admisible del suelo, consiste en Zapatas Conectadas.

Es responsabilidad del ingeniero estructural la determinación del tipo adecuado de cimentación, según las sollicitaciones de carga de la estructura y las condiciones naturales del suelo de fundación.

4.2. DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN

Las zapatas se han asumido cuadradas, con dimensión mínima de 1.5 m. de ancho.

5. ENSAYOS DE LABORATORIO

Se han realizado los siguientes ensayos

- ✓ NTP 339.127: Suelos. Método de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo.
- ✓ NTP 339.132: Suelos. Método de ensayo para el análisis granulométrico por tamizado
- ✓ NTP 339.128: Suelos. Método de ensayo para determinar el material que pasa el tamiz N° 200.
- ✓ NTP 339.129: Suelos. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad de suelos.
- ✓ NTP 339.134: Suelos. Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS).
- ✓ NTP 339.135: Suelos. Método para la clasificación de suelos para uso en vías de transporte.
- ✓ NTP 339.152: Suelos. Método de ensayo normalizado para la determinación del contenido de sales solubles en suelos y aguas subterráneas
- ✓ NTP 339.171: Suelos. Método de ensayo normalizado para el ensayo de corte directo en suelos bajo condiciones consolidadas no drenadas.
- ✓ NTP 339.177: Suelos. Método de ensayo para la determinación cuantitativa de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea.
- ✓ NTP 339.178: Suelos. Método de ensayo para la determinación cuantitativa de cloruros solubles en suelos y agua subterránea.
- ✓ NTP 400.021. Agregados. Métodos de ensayo normalizado para peso específico y absorción del agregado grueso.

5

6. PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

La estratigrafía se definió mediante la interpretación de los registros estratigráficos de la exploración efectuada y se estableció la siguiente conformación del subsuelo.

6.1 CONFORMACION ESTRATIGRÁFICA DEL SUBSUELO

CALICATA 1 (C-1)

- 0.00 – 1.60 m. Suelo de matriz arcillosa de coloración marrón claro. Presenta textura suave, estructura fina, húmeda y moldeable. Se evidencia estado compacto en su condición natural. Suelo clasificado como CL (Arcilla de baja plasticidad con arena) según SUCS. Presencia de N.A.F. a 1.60 m. de la profundidad de excavación.
- 1.60 – 3.00 m. Suelo de matriz arenosa de coloración gris. Presenta textura áspera, estructura gruesa, húmeda y no moldeable. Se evidencia estado suelto en su condición natural. Suelo clasificado como SP-SM (Arena limosa) según SUCS.

CALICATA 2 (C-2)

- 0.00 – 1.70 m. Suelo de matriz arcillosa de coloración marrón claro. Presenta textura suave, estructura fina, húmeda y moldeable. Se evidencia estado

compacto en su condición natural. Suelo clasificado como CL (Arcilla de baja plasticidad con arena) según SUCS. Presencia de N.A.F. a 1.70 m. de la profundidad de excavación.

- 1.70 – 3.00 m. Suelo de matriz arenosa de coloración gris. Presenta textura áspera, estructura gruesa, húmeda y no moldeable. Se evidencia estado suelto en su condición natural. Suelo clasificado como SP-SM (Arena pobremente graduada con limo) según SUCS.

CALICATA 3 (C-3)

- 0.00 – 1.70 m. Suelo de matriz arcillosa de coloración marrón claro. Presenta textura suave, estructura fina, húmeda y moldeable. Se evidencia estado compacto en su condición natural. Suelo clasificado como CL (Arcilla de baja plasticidad con arena) según SUCS. Presencia de N.A.F. a 1.70 m. de la profundidad de excavación.
- 1.70 – 3.00 m. Suelo de matriz arenosa de coloración gris. Presenta textura áspera, estructura gruesa, húmeda y no moldeable. Se evidencia estado suelto en su condición natural. Suelo clasificado como SP-SM (Arena pobremente graduada con limo) según SUCS.

7. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

7.1. PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

La profundidad de cimentación recomendada es:

Zapatatas conectadas : 1.50 m.

7.2. TIPO Y DIMENSIONES DE CIMENTACION

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, el perfil estratigráfico, y lo indicado en 4.1 y 4.2, se evaluó la capacidad portante del suelo de fundación, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- ✓ Para efecto del diseño de la cimentación, se está considerando los estratos de apoyo del mismo (zona activa de cimentación), al tipo de CL (Arcilla de baja plasticidad con arena)
- ✓ Las propiedades del suelo, parámetros geotécnicos, sísmicos y estructurales, así como índices del suelo representativo, se determinaron en gabinete.

CALICATA/MUESTRA	C-1	C-2	C-3
CLASIFICACION SUCS	CL	CL	CL
PROFUNDIDAD (m)	1.50	1.50	1.50
ANG. FRICCIÓN INTERNA, φ (°)	20.20	20.66	21.16
COHESION, C (kg/cm ²)	0.21	0.23	0.24
PESO VOLUMETRICO (g/cm ³)	2.11	2.11	2.11

7.3. CÁLCULO Y ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

En el cálculo de la capacidad portante del suelo, se ha considerado un factor de seguridad mínimo para la falla por corte (F.S=3.00), luego se ha verificado que los asentamientos producidos por esta presión no sean mayores que los admisibles. Se ha determinado la capacidad de carga admisible empleando la teoría de Terzaghi, la cual muestra las siguientes relaciones para el cálculo de la capacidad admisible de carga:

7

ANÁLISIS	RELACION
Cimentación Cuadrada	$q_{ad} = \frac{1}{F.S} (1.3CN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.4B\gamma'_2 N_\gamma)$
Cimentación Corrida	$q_{ad} = \frac{1}{F.S} (1.0CN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.5B\gamma'_2 N_\gamma)$

Donde:

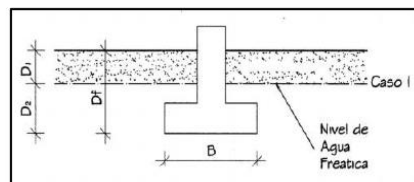
SIMBOLO	UNIDAD	DESCRIPCION
q_{ad}	Kg/cm^2	Capacidad portante admisible del suelo de fundación
C	Kg/cm^2	Cohesión
γ_1	gr/cm^3	Peso específico del suelo sobre nivel de cimentación
γ_2	gr/cm^3	Peso específico del suelo bajo el nivel de cimentación
D_f	m	Profundidad de cimentación
B	m	Ancho de cimentación
Nc, Nq, Ny	-	Factores de capacidad de carga de Terzaghi
ϕ	$^\circ$	Ángulo de fricción.
F.S	-	Factor de seguridad = 3

Se aplica la teoría de Terzaghi para una falla localizada y para diferentes alternativas de cimentación, profundidad de desplante, ancho de cimentación y condiciones de saturación, de acuerdo al tipo de suelo analizado, donde se reducen los parámetros resistentes C y ϕ , según se muestra:

$$C' = \frac{2}{3} C \quad \text{Y} \quad \tan(\phi') = \frac{2}{3} \tan(\phi)$$

Se tomará en cuenta tres (03) casos de variación de condiciones por la proximidad del N.A.F (Nivel de aguas freáticas) a la profundidad de desplante de la cimentación.

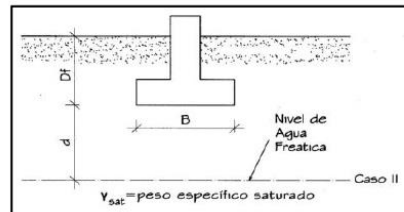
CASO I: N.A.F = 0 ≤ D1 ≤ Df



$q =$	$q = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$
$\gamma_2 = \gamma'$	$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

CASO II: N.A.F = 0 ≤ d ≤ B

8



$q =$	$q = \gamma D_f$
$\gamma_2 = \bar{\gamma}$	$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$

CASO III: N.A.F = d ≥ B

En este caso, el agua no afectará la capacidad admisible

$q =$	$q = \gamma D_f$
$\gamma_2 = \gamma$	γ

Donde:

SIMBOLO	UND	DESCRIPCION	C-1	C-2	C-3
γ	tn/m ³	Peso específico natural del suelo	2.11	2.11	2.11
γ_{sat}	tn/m ³	Peso específico saturado del suelo	2.15	2.15	2.14
γ_w	tn/m ³	Peso específico del agua	1.00		

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

✓ ZAPATAS CONECTADAS

La cimentación se ve afectada según el CASO II.

ALTERNATIVA 1: B=1.50 m. / Df=1.00 m.

Calicata	C-1	C-2	C-3
Qadm (kg/cm ²)	0.81	0.88	0.93

ALTERNATIVA 2: B=1.50 m. / Df= 1.20 m.

Calicata	C-1	C-2	C-3
Qadm (kg/cm ²)	0.87	0.94	0.99

ALTERNATIVA 3: B=1.50 m. / Df=1.50 m.

Calicata	C-1	C-2	C-3
Qadm (kg/cm ²)	0.95	1.02	1.08

7.4. CALCULO DE ASENTAMIENTOS

El cálculo de asentamientos se efectuará por el Método Elástico, según la siguiente relación:

$$S = \frac{qB(1 - u^2)I_f}{E_s}$$

Donde:

SIMBOLO	UNIDAD	DESCRIPCION
S	cm	Asentamiento inmediato
u	-	Relación de Poisson
I_f	cm/m	Factor de forma
E_s	ton/m ²	Módulo de Elasticidad
q	ton/m ²	Presión de trabajo
B	m	Ancho de cimentación

El asentamiento diferencial admisible para zapatas de acuerdo a la normatividad vigente (RNE – NORMA E050 "Suelos y Cimentaciones" será de L/500: Límite seguro para edificaciones en los que no se permiten grietas. Donde L es la luz entre

columnas del sistema estructural.

Los asentamientos permisibles para luces estimadas entre columnas de 4.00 m. serán de 0.80 cm.

Para el análisis de asentamientos se considera una presión vertical transmitida igual a la capacidad de carga admisible. Las propiedades del suelo de cimentación fueron adoptadas a partir de tablas de acuerdo al tipo de suelo donde ira desplantada la cimentación. Se considera además que los esfuerzos transmitidos son iguales a la capacidad de carga admisible.

CALCULO DE ASENTAMIENTOS

$$u = 0.30$$

$$E_s = 2500 \text{ tn/m}^2$$

Factor de forma (cm/m)	CIMENTACIÓN RÍGIDA	CIMENTACION FLEXIBLE		
		MEDIO	ESQUINA	CENTRO
I _f =	82.00	95.00	56.00	112.00

✓ ZAPATAS CONECTADAS

ALTERNATIVA 1: B=1.50 m. / Df=1.00 m.

ASENTAMIENTO	S inmediato			S diferencial		
	C-1	C-2	C-3	C-1	C-2	C-3
CIMENTACIÓN RÍGIDA	0.36	0.39	0.42	0.27	0.30	0.31
FLEX. (MEDIA)	0.42	0.46	0.48	0.32	0.34	0.36
FLEX. (CENTRAL)	0.25	0.27	0.28	0.19	0.20	0.21
FLEX. (ESQUINA)	0.50	0.54	0.57	0.37	0.40	0.43

ALTERNATIVA 2: B=1.50 m. / Df=1.20 m.

10

ASENTAMIENTO	S inmediato			S diferencial		
CIMENTACIÓN	C-1	C-2	C-3	C-1	C-2	C-3
RÍGIDA	0.39	0.42	0.44	0.29	0.31	0.33
FLEX. (MEDIA)	0.45	0.49	0.51	0.34	0.36	0.39
FLEX. (CENTRAL)	0.27	0.29	0.30	0.20	0.22	0.23
FLEX. (ESQUINA)	0.53	0.57	0.61	0.40	0.43	0.45

ALTERNATIVA 3: B=1.50 m. / Df=1.50 m.

ASENTAMIENTO	S inmediato			S diferencial		
CIMENTACIÓN	C-1	C-2	C-3	C-1	C-2	C-3
RÍGIDA	0.43	0.46	0.48	0.32	0.34	0.36
FLEX. (MEDIA)	0.49	0.53	0.56	0.37	0.40	0.42
FLEX. (CENTRAL)	0.29	0.31	0.33	0.22	0.23	0.25
FLEX. (ESQUINA)	0.58	0.63	0.66	0.44	0.47	0.50

Los valores de asentamiento son inferiores a 0.80 cm para cimentaciones tipo zapata conectadas; valores adecuados según lo establecido en la norma E050 "Suelos y Cimentaciones" del RNE.

Según el artículo 17 de la Norma E050 "Suelos y Cimentaciones", la presión admisible debe ser la menor que se obtenga mediante:

- La aplicación de las ecuaciones de capacidad de carga por corte, afectados por el factor de seguridad correspondiente.
- La presión que cause el asentamiento admisible.

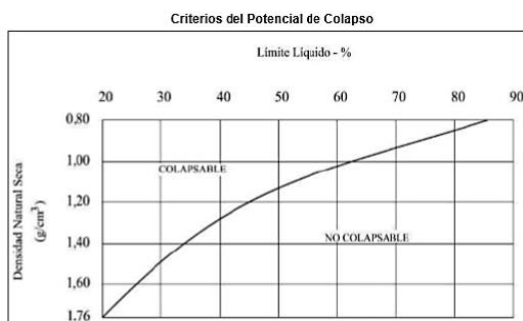
En consecuencia, la presión admisible finalmente obtenida, es:

TIPO DE CIMENTACION	CALICATA	Df (m)	B (m)	q _{adm} (kg/cm ²)
ZAPATA CONECTADA	C-1	1.50	1.50	0.95
	C-2	1.50	1.50	1.02
	C-3	1.50	1.50	1.08

8. PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN

8.1. SUELOS COLAPSABLES

La relación entre suelos colapsables y no colapsables y los parámetros indicados en el gráfico se muestra en la siguiente figura:



11

Considerando los siguientes parámetros:

PARÁMETROS	VALORES	POTENCIAL
Densidad seca (gr/cm ³)	1.89	NO COLAPSABLE
LL	N.P.	

8.2. ATAQUE QUÍMICO A LA CIMENTACIÓN

Para determinar el nivel de agresividad del suelo se tomará en cuenta la siguiente tabla:

COMPONENTE	P.P.M.	NIVEL DE AGRESIVIDAD	OBSERVACIONES
SULFATOS	0 -1000	Leve	Ocasiona ataque químico al concreto de la cimentación que genera degradación del concreto.
	1000 – 2000	Moderado	
	2000 – 20000	Severo	
	> 20000	Muy severo	
CLORUROS	> 6000	Perjudicial	Ocasiona corrosión del acero de refuerzo en el concreto armado
SALES SOLUBLES	> 15000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia por lixiviación del concreto

Contenido de sales solubles totales, sulfatos y cloruros en las calicatas de exploración a la profundidad de cimentación:

COMPONENTES	C-1	C-2	C-3	AGRESIVIDAD
SALES SOLUBLES (ppm)	8500	9000	8500	No Perjudicial

8.3. SUELOS EXPANSIVOS

El suelo presenta valores de LL menores al 50%, por lo tanto (según lo indicado en E 050 – Suelos y Cimentaciones - RNE), no se requiere el análisis de suelos expansivos.

8.4. LICUEFACCIÓN DE SUELOS

El suelo en la condición actual conforme lo indicado en la norma E050 – Suelos y Cimentaciones – RNE. Nos indica Para que un suelo granular sea susceptible de licuar durante un sismo, debe presentar simultáneamente las características siguientes:

- a) Estar constituido por arena (**SP**), arena limosa (**SM**), arena arcillosa (SC), limo arenoso (ML) no plástico o grava empacada en una matriz constituida por alguno de los materiales anteriores.
- b) Encontrarse sumergido.

12

Considerando que cumple simultáneamente las características a) y b). El suelo presenta condiciones que podrían generar el fenómeno de licuefacción.

8.5. COMPRESIBILIDAD DEL SUELO

Se determina a través de la siguiente relación:

$$C_c = 0.009(LL - 10\%)$$

Luego se clasifica con la tabla propuesta por Crespo Villalaz.

Cc	Compresibilidad
0.00 a 0.19	Baja
0.20 a 0.39	Media
0.40 a más	Alta

Se considera los valores de LL correspondientes al estrato de cimentación.

LL	Cc	Compresibilidad
N.P.	-	Baja
29	0.171	Baja
27	0.153	Baja
28	0.162	Baja

8.6. PARÁMETROS DE EMPUJE DE SUELO PARA OBRAS DE CONTENCIÓN.

Para el diseño de estructuras de sostenimiento, los empujes laterales del terreno pueden calcularse tomando en cuenta un diagrama triangular de presiones; por lo que, el empuje activo puede calcularse con la relación propuesta por Rankine.

CALCULO DE COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

EXPLORACIÓN	Ka
C-1	0.49
C-2	0.48
C-3	0.47

CALCULO DE COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO

$$K_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

EXPLORACIÓN	Kp
C-1	2.05
C-2	2.09
C-3	2.13

8.7. PROFUNDIDAD MAXIMA DE EXCAVACION NATURAL

Se refiere a la profundidad máxima de excavación en condiciones naturales, sobre la cual se deberán utilizar herramientas y/o equipos de contención para el desarrollo de actividades.

13

EXPLORACIÓN	Hc (m)
C-1	1.50
C-2	1.50
C-3	1.50



CORPORACIÓN
INCELL

9. CONCLUSIONES

14

- ✓ El presente informe técnico corresponde al Estudio de Mecánica de Suelos, del proyecto: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE SALA MULTIUSOS DE UNA UNIVERSIDAD DE LAMBAYEQUE APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL - DISTRITO DE LAMBAYEQUE – PROVINCIA DE LAMBAYEQUE – DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE"
- ✓ La investigación corresponde a trabajos de campo, ensayos de laboratorio y análisis de resultados. Se realizaron tres (03) calicatas o excavaciones a cielo abierto. La profundidad de excavación a se desarrolló hasta alcanzar 3.00 m. de profundidad. Ver perfiles estratigráficos.

En la siguiente tabla se indica el resumen de trabajos de campo realizados.

EXPLORACIÓN		C-1	C-2	C-3	
GEOREFERENCIA	UTM – WGS84 17M	9258494.98 N	9258516.64 N	9258474.17 N	
		620538.47 E	620554.77 E	620515.68 E	
TIPO EXCAVACIÓN		MAN.	MAN.	MAN.	
PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN		3.00	3.00	3.00	
REGISTRO IN SITU (ESTRATIGRAFÍA)	1	Profundidad	0.00-1.60 m.	0.00-1.70 m.	0.00-1.70 m.
		Muestra	Mab/Mib	Mab/Mib	Mab/Mib
	2	Profundidad	1.60-3.00 m.	1.70-3.00 m.	1.70-3.00 m.
		Muestra	Mab	Mab	Mab

- ✓ El suelo en estudio, presenta la siguiente estratigrafía y clasificación de muestra:

INFORMACIÓN		PUNTOS DE EXPLORACIÓN					
DESCRIPCIÓN	UND	C-1		C-2		C-3	
ESTRATO	m	M-1	M-2	M-1	M-2	M-1	M-2
SUCS	-	CL	SP-SM	CL	SP-SM	CL	SP-SM
HUMEDAD	%	26.32	43.68	33.52	41.28	28.02	48.81
LL	%	29	N.P.	27	N.P.	28	N.P.
LP	%	21	N.P.	18	N.P.	20	N.P.
IP	%	8	N.P.	9	N.P.	8	N.P.
COHESIÓN	kg/cm ²	0.21	-	0.23	-	0.24	-
ANG. FRICCIÓN	°	20.20	-	20.66	-	21.16	-
DENSIDAD SECA		1.89	-	1.89	-	1.89	-

- ✓ El material predominante en el nivel activo de cimentación, está conformado por CL (Arcilla de baja plasticidad con arena).
- ✓ La alternativa sugerida para la cimentación proyectada es:

- Zapatas Conectadas. La profundidad de desplante sugerida es de 1.50 m medido desde la superficie de terreno actual. Las dimensiones en planta sugeridas son 1.50m. por lado.

Las dimensiones finales, el tipo de conexión y reforzamiento, las define el ingeniero estructural responsable del proyecto.

- ✓ La capacidad de carga admisible fue evaluada mediante:
 - La teoría de Terzaghi; de acuerdo a la cimentación propuesta, con la profundidad y dimensiones indicadas y un F.S =3.00.
 - El cálculo de asentamientos admisibles, obteniéndose valores que generen distorsiones angulares menores a lo indicado en la Norma E050, que para este caso representa valores inferiores a L/500.

De ambos casos se seleccionó el menor valor obtenido, tal como lo indica la Norma E050, obteniéndose que la capacidad admisible para cada calicata analizada.

TIPO DE CIMENTACION	CALICATA	Df (m)	B (m)	q _{adm} (kg/cm ²)
ZAPATA CONECTADA	C-1	1.50	1.50	0.95
	C-2			1.02
	C-3			1.08

- ✓ El área de estudio, se encuentra ubicada dentro de la zona sísmica 4, por lo que para el análisis sísmico el R.N.E a través de la norma E-030 "Diseño Sismorresistente" y considerando un perfil de suelo tipo S₃ (suelos blandos) para el suelo de fundación, recomienda utilizar los siguientes parámetros:

Simbología	Denominación	Valores
Z	Factor de Zona	0.45
S	Factor de Ampliación de ondas sísmicas	1.10
T _p	Periodo de plataforma del factor C	1.0 seg.
T _L	Periodo inicio de zona del factor C (despl. cte.)	1.6 seg.

- ✓ El suelo no presenta probabilidad de colapso.
- ✓ El suelo presenta un nivel de agresividad moderada para la cimentación. Se muestran los resultados en la siguiente tabla:

INFORMACIÓN		PUNTOS DE EXPLORACIÓN		
DESCRIPCIÓN	UND	C-1	C-2	C-3
ESTRATO	m	M-2	M-2	M-2
SUCS	-	SP-SM	SP-SM	SP-SM
SALES	%	0.85	0.90	0.85

- ✓ No se evidencia la presencia de suelos con probabilidad de expansión.

- ✓ Se evidencia la presencia de suelos con probabilidad de licuefacción. (Ver recomendaciones del ítem 10)
- ✓ El valor de compresibilidad del suelo en la zona activa de cimentación es bajo.
- ✓ El coeficiente de empuje activo es 0.47 y el coeficiente de empuje pasivo es 2.05.
- ✓ La altura máxima de excavación sin riesgo se estima en 1.50 m. desde la superficie de terreno actual para todo el proyecto. A mayor profundidad deberá preverse elementos de contención para evitar accidentes por inestabilidad del talud.

16

 **CORPORACIÓN**
INCELL

10. RECOMENDACIONES

17

- ✓ Con respecto a las cimentaciones proyectadas, se recomienda mejorar el suelo debajo del nivel de desplante de la siguiente manera:
 - SUELO NATURAL: Compactado a 95% de la MDS. Se recomienda el proceso de escarificado y aireación de la capa de subrasante a estabilizar, para alcanzar el O.C.H obtenido en el ensayo de proctor modificado.
 - CAPA DE OVER: Capa de óver de 4"-6", como capa estabilizante y preventiva de mantener el flujo de eventuales aguas subterráneas. Esta capa debe tener un espesor mínimo de 0.40 m.
 - CAPA DE AFIRMADO: Capa de afirmado de 0.20 m., debidamente compactada, hasta alcanzar como mínimo el 98% de la densidad máxima del proctor modificado.
 - SOLADO: Capa de concreto nivelante de 5 cm. de espesor como mínimo, para garantizar el espesor de recubrimiento mínimo en cimentaciones (7.5cm.)
- ✓ Utilizar cemento tipo MS (Moderada resistencia a los sulfatos), con valores A/C ≤ 0.50 (para las estructuras de la cimentación)
- ✓ Proveer del recubrimiento mínimo al concreto reforzado, tal como se indica en la norma E060 "Concreto Armado" del R.N.E, para cada elemento estructural.
- ✓ Aislar la cimentación del medio exterior mediante el uso de material impermeabilizante, tipo alquitrán, cal o geosintéticos; como medida conservadora a la exposición del concreto a agentes de agresividad.
- ✓ Si en la zona del proyecto, se notara la presencia de filtraciones superficiales debido a lluvias, aniegos, fugas, entre otros; a la profundidad excavación con respecto a la superficie natural del terreno, se recomienda diseñar un sistema de drenaje superficial (sangría) para poder evacuar el agua de filtración y facilitar el proceso constructivo y la funcionalidad del terreno.
- ✓ Las dimensiones de la cimentación fueron asumidas para efectos del cálculo de la capacidad portante del suelo. Es responsabilidad del especialista definir las dimensiones reales de la cimentación en correspondencia a las solicitudes de carga requeridas para la estructura proyectada.

11. PANEL FOTOGRÁFICO

18



FOTO 01: CALICATA 01 (C-1) – USO DE
POSTEADORA PARA EXTRACCIÓN DE



FOTO 02: CALICATA 02 (C-2)



FOTO 03: CALICATA 03 (C-3)



FOTO 04: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
 (LÍMITE LÍQUIDO)



FOTO 05: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
 (LÍMITE PLÁSTICO)



FOTO 06: PESAJE DE MUESTRAS



FOTO 07: ANALISIS
 GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO.

Anexo N°6: Informe técnico de escáner de acero

INFORME TÉCNICO



ENSAYO DE ESCANER DE ACERO

PROYECTO

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE SALA MULTUSOS DE UNA UNIVERSIDAD DE LAMBAYEQUE APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL.

AUTOR

CARLOS ENRIQUE CURO PAREDES

ASESOR

ING. ÁLVAREZ RUFFRÁN JORGE

Chiclayo, 2022

INDICE

1. Introducción
2. Objetivo
3. Personal
4. Equipos y materiales empleados
5. Descripción de los trabajos
6. Sobre el equipo
7. Resultados de los obtenidos
8. Conclusiones



German Gastelo Chirinos



Juan Carlos Firme Ojeda Arellano
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351



964423859 - 943011231



Ca. José Galvez N° 120



fermatisac@gmail.com



www.fermatisac.cf

INFORME TÉCNICO

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE SALA MULTIUSOS DE UNA UNIVERSIDAD DE LAMBAYEQUE APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL

INTRODUCCIÓN

A solicitud del alumno de ingeniería Carlos Enrique Curo Paredes, con la finalidad de verificar las distribuciones y el recubrimiento de los aceros de **EL EDIFICIO DE SALA MULTIUSOS FACEAC**, del departamento de Lambayeque, distrito de Lambayeque. El personal Técnico de la empresa Fermatic SAC. Se constituyó en el Estadio Elías Aguirre, de la Provincia de Chiclayo, y procedió al escaneo de las infraestructuras. El trabajo de medición se efectuó el día 09 y 25 de mayo del 2022

1. OBJETIVO

El objetivo de los trabajos efectuados, es la verificación de la distribución de los aceros y espesores del recubrimiento de los elementos estructurales como son las columnas y vigas, ubicados en la estructura en mención.

2. PERSONAL TÉCNICO

Para el desarrollo de los trabajos se empleó en campo el siguiente personal Técnico

- Técnico: Leibnitz Henry Rivadeneyra Oblitas

3. EQUIPOS Y MATERIALES EMPLEADOS

Se empleó un Escáner de marca Procet D- te ct – 150 SV


4. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS

Los Puntos de investigación, han sido debidamente identificados por el personal del proyecto de tesis determinándose un total de 9 escáneres distribuidas en la siguiente manera:

- ✓ 03 en columna
- ✓ 03 en vigas
- ✓ 03 placas



German Gustavo Chirinos

Gerardo Poma Oyala Ayta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123331



964423859 - 943011231



Ca. José Galvez N° 120



fermatisac@gmail.com



www.fermatisac.cf

En los días señalados estuvo presente el estudiante de ingeniería **CARLOS ENRIQUE CURO PAREDES**. Los elementos estructurales del estudio fueron seleccionados por el alumno representante de la tesis de **“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE SALA MULTIUSOS DE UNA UNIVERSIDAD DE LAMBAYEQUE APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL”**

5. SOBRE EL EQUIPO

PRINCIPIO DE MEDICIÓN

El equipo Procet utilizado en el trabajo realizado, su tecnología de inducción es de impulsos electromagnéticos para detectar barras. Las bobinas de la sonda se cargan periódicamente mediante impulsos de corriente, lo cual genera un campo magnético. En la superficie de cualquier material conductor de corriente eléctrica dentro del campo magnético se producen corrientes de remolino. Dichas corrientes inducen un campo magnético en sentido opuesto. El cambio de tensión resultante puede utilizarse para la medición.

El equipo Procet Utiliza distintas combinaciones de bobinas para generar varios campos magnéticos. Un procesado avanzado de las señales permite la localización de una barra así como la medición de la cobertura de las barras.

Este método no es afectado por ningún material no conductor tal como hormigón, madera, plástico, tabiques, etc. Sin embargo, cualquier tipo de material conductor dentro del campo magnético (esfera de un radio de aprox. 200 mm / 8 in) influirá en la medición



Figura 1- Equipo Procet


 German Gastelo Cháveles




 Aron Carlos Poma Ojeda Arends
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

6. RESULTADOS DE LOS OBTENIDOS


Se realizaron un total de 09 escaneos en toda la institución distribuidas en la siguiente manera

Elementos		Col.1 - (30x50)	Col.2 - (30x60)	Co.3 - (30x45)
Aceros				
Nº de Aceros Longitudinales Detectados	Lado N°1	2.0	2.0	2.0
	Lado N°2	2.0	2.0	2.0
	Lado N°3	1.0	2.0	1.0
Número de Estribos		18	18	22
Recubrimiento (cm)		6.0	5.0	5.0
Ø de Acero (mm)	Longitudinal	19	19	19
	Transversal	9.5	9.5	9.5
Ø de Acero (Pulg)	Longitudinal	3/4	3/4	3/4
	Transversal	3/8	3/8	3/8

Elementos		Viga 1 - (30x40)	Viga 2 - (30x50)	Viga 3 - (15x40)
Aceros				
Nº de Aceros Longitudinales Detectados	Lado N°1	1.0	2.0	1.0
	Lado N°2	2.0	2.0	2.0
	Lado N°3	2.0	2.0	2.0
Número de Estribos		30	37	22
Recubrimiento (cm)		6.0	6.0	5.0
Ø de Acero (mm)	Longitudinal	19	19	12.7 y 9.5
	Transversal	9.5	9.5	6.4
Ø de Acero (Pulg)	Longitudinal	3/4	3/4	1/2 y 3/8
	Transversal	3/8	3/8	1/4

Elementos		PLACA 1	PLACA 3	PLACA 4
Aceros				
Separación (m)		0.225	0.225	0.225
Recubrimiento (cm)		4.0	5.0	6.0
Ø de Acero (mm)	Longitudinal	9.5	9.5	9.5
	Transversal	3/8	3/8	3/8
Ø de Acero (Pulg)	Longitudinal	9.5	9.5	9.5
	Transversal	3/8	3/8	3/8


 German Gastelo Olivares


 Feroz Carlos Ferrero Guede Azeite
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

7. CONCLUSIONES

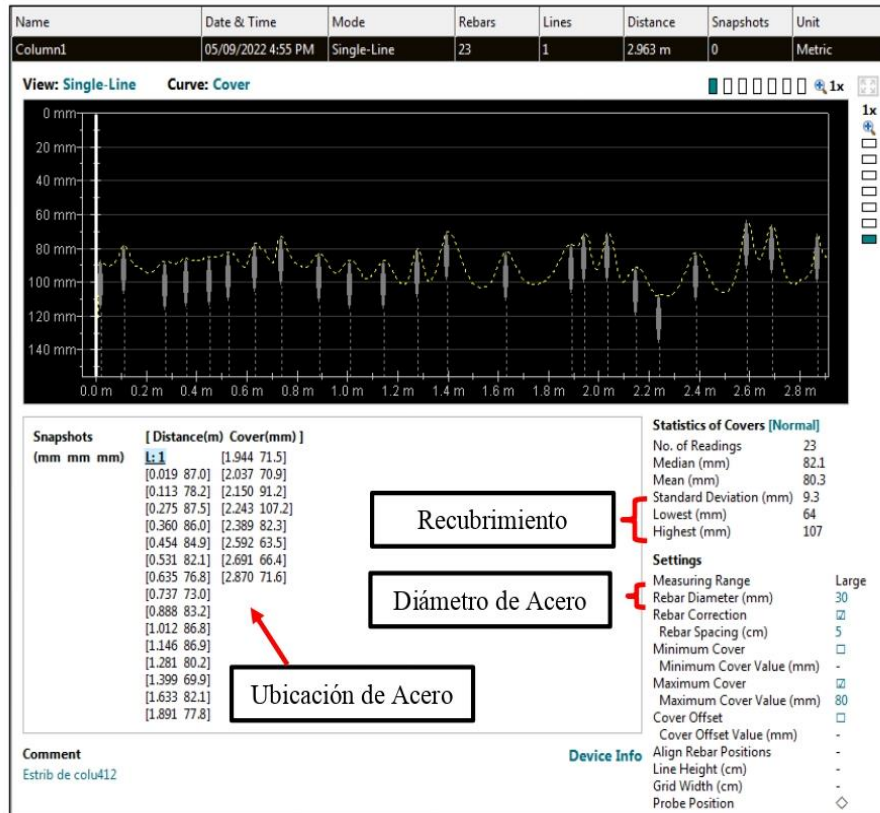
- En las estructuras escaneadas se demuestra que el recubrimiento de los aceros no es uniforme
- Se demuestra también que el acero no tiene la distribución normada
- La estructura tiene una apariencia de estar maltratada por el salitre
- Se deja al criterio del profesional estructural la evaluación de los elementos


German Gastelo Chirinos




Juan Carlos Forno Ujeda Arevalo
INGENIERO CIVIL
Reg. C.I.P. 123391

8. ANEXOS



ANEXO 1- Modelo de Resultados de ubicación de Acero



ANEXO 2- Escaneo de diámetros de Acero



ANEXO 3- Escaneo de Diámetros



ANEXO 4- Escaneo en campo de ubicación de Aceros



ANEXO 5- Escaneo en campo de ubicación de Aceros



ANEXO 6- Escaneo en campo de ubicación de Aceros

German Gastelo Chirinos



Juan Carlos Firme Oyola Arevalo
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123331

Anexo N°7: Informe técnico de extracción de testigos de diamantina



EXTRACCIÓN DE TESTIGOS DE DIAMANTINA

ENSAYOS DE COMPRESIÓN

PROYECTO:

"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO
SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE SALA
MULTIUSOS DE UNA UNIVERSIDAD DE
LAMBAYEQUE APLICANDO EL ANÁLISIS
ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL"

Chiclayo, Mayo 2022.



ROTORA DE NUCLEOS
LUGAR: EDIFICIO FACEAC
UNPREG - LAMBAYEQUE
D-8 / Viga 2º Piso
30-04-2022

CORPORACION INCELL S.A.C.
20602429998

Ricardo Palma 655 – San José – Lambayeque
922262735

corp.incell.sac@gmail.com

ÍNDICE

1. GENERALIDADES	1
1.1. OBJETIVO DEL ESTUDIO.....	1
1.2. NORMATIVA VIGENTE	1
1.3. UBICACIÓN DEL PROYECTO.....	1
2. UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE EXTRACCIÓN.....	2
3. PROTOCOLO DE TRABAJO.....	3
3.1. En la zona de estudio:.....	3
3.2. En laboratorio:.....	3
4. RESULTADO DE ENSAYOS.....	4
5. CONCLUSIONES	4
6. RECOMENDACIONES	5
7. PANEL FOTOGRÁFICO	6
8. ENSAYOS DE LABORATORIO	13

CORPORACIÓN
INCELL
JORGE M. LLICAN JACINTO
LABORATORISTA

1. GENERALIDADES

1

1.1. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El presente Informe Técnico tiene como objetivo reportar e interpretar los resultados de los ensayos de extracción de testigos diamantinos de una edificación para determinar la resistencia del concreto utilizado, así como las características físicas en su estado endurecido; del proyecto "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE SALA MULTIUSOS DE UNA UNIVERSIDAD DE LAMBAYEQUE APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL", realizados el día 30 de abril de 2022.

Para tal efecto se ha desarrollado la presente investigación, en la cual se complementan trabajos de campo, ensayos de laboratorio y cálculos de gabinete, necesarios para definir la calidad del material utilizado y los adecuados procesos constructivos de la actividad.

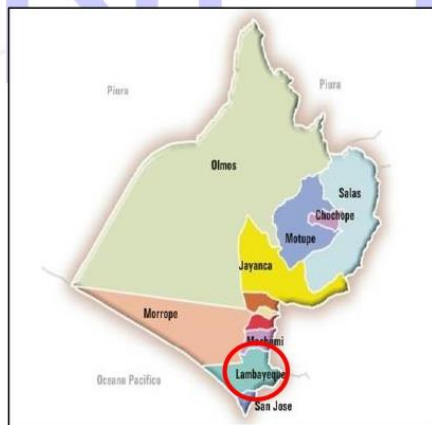
1.2. NORMATIVA VIGENTE

El presente Estudio fue desarrollado en concordancia con la siguiente norma:

A. NTP 339.059.2017: Método para la obtención y ensayo de corazones diamantinos y vigas seccionadas de concreto.

1.3. UBICACIÓN DEL PROYECTO.

El área de estudio, está ubicado en el distrito de Lambayeque, provincia de Lambayeque, departamento de Lambayeque.



IMG. 01: Provincia de Lambayeque y sus Distritos.



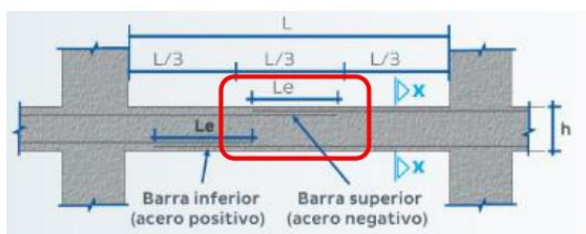
IMG. 02: Departamento de Lambayeque y sus Provincias.

2. UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE EXTRACCIÓN

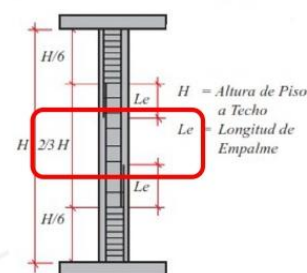
2

CONSIDERACIONES Y CRITERIO TÉCNICO:

- Secciones transversales de los elementos estructurales, vigas y columnas, con mínimos esfuerzos por flexión. En vigas y columnas se ubicaron en el tercio central. (Ver siguiente figura)



IMG. 03: Tercio central de longitud en vigas.



IMG. 04: Tercio central de longitud en columna.

- Para una mejor trabajabilidad durante la extracción de testigos, se considera un espacio disponible para poder fijar el equipo sacatestigos.
- Distancia de separación entre armaduras, acero principal y estribos.
- Para no generar algún incidente durante el trabajo, se considera la accesibilidad a los ambientes, en el momento de realizar las extracciones, así como la proximidad a instalaciones de agua, luz y/o gas.

IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN: Se presentan la siguiente tabla:

3

TESTIGO NÚCLEO	N° PISO	ELEMENTO ESTRUCTURAL
D-1	1er	Viga
D-2		Columna
D-3		Columna
D-4		Columna
D-5	2do	Columna
D-6		Viga
D-7		Columna
D-8		Viga
D-9		Viga
D-10		Viga
D-11	3er	Columna
D-12		Viga
D-13		Columna
D-14	2do	Viga
D-15	3er	Columna
D-16		Viga
D-17	1er	Viga
D-18		Viga

3. PROTOCOLO DE TRABAJO

En el lugar de la extracción, se realizó el procedimiento siguiente:

3.1. En la zona de estudio:

- Uso del detector de metales para evitar, en lo posible, el corte de armaduras.
- Fijación del equipo sacatestigos en el elemento estructural, por medio de pernos de anclaje.
- Para la extracción de los testigos se ha utilizado un equipo de perforación (sacatestigos) con broca diamantina de 5.70cm". *-La elección del tamaño de broca es función del tamaño máximo del agregado grueso existente en el concreto endurecido-*
- La profundidad de la perforación es mayor a 12 cm.

3.2. En laboratorio:

- Medición de testigos diamantinos; altura y diámetro.
- Peso de los testigos con balanza de precisión.
- Medición del tamaño máximo de la piedra utilizada.
- Verificar visualmente la existencia de fisuras, porosidad y cangrejeras.
- Corte para regularizar las caras del testigo y refrentado (colocación de caping) para realizar ensayos de compresión. En preciso indicar que, en esta condición, recortados, los testigos tienen una menor altura a la obtenida en el campo (altura promedio).

4. RESULTADO DE ENSAYOS.

4

TESTIGO NÚCLEO	N° PISO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	F'C CORREGIDO (kg/cm ²)
D-1	1er	Viga	107
D-2		Columna	99
D-3		Columna	183
D-4		Columna	144
D-5	2do	Columna	104
D-6		Viga	132
D-7		Columna	168
D-8		Viga	169
D-9		Viga	91
D-10		Viga	152
D-11	3er	Columna	105
D-12		Viga	104
D-13		Columna	135
D-14	2do	Viga	109
D-15	3er	Columna	108
D-16		Viga	73
D-17	1er	Viga	140
D-18		Viga	179

Se anexan ensayos de laboratorio

5. CONCLUSIONES

- ✓ El presente informe técnico corresponde a la interpretación y análisis de los resultados de los ensayos de extracción de testigos diamantinos de una edificación para determinar la resistencia del concreto utilizado, así como las características físicas en su estado endurecido; del proyecto "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE SALA MULTIUSOS DE UNA UNIVERSIDAD DE LAMBAYEQUE APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL", realizados el día 30 de abril de 2022.
- ✓ La investigación corresponde a ensayos insitu y análisis de resultados en gabinete. Se extrajeron muestras representativas siguiendo los parámetros normativos para verificar las características físicas del concreto en su estado endurecido.

- ✓ Se presenta el siguiente cuadro resumen clasificando por el número de piso, el tipo de elemento estructural y resistencia promedio corregida.

5

N° PISO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	F'CORREGIDO PROMEDIO (kg/cm ²)
1er	Columna	142.00
	Viga	142.00
2do	Columna	136.00
	Viga	130.60
3er	Columna	116.00
	Viga	88.50

- ✓ Los resultados, conclusiones y recomendaciones indicados en el presente informe, deberán ser usados únicamente para el área investigada, no siendo válida la aplicación en otras zonas.

6. RECOMENDACIONES

- ✓ Cuando se obtengan testigos de algún punto se realicen como mínimo una extracción de tres testigos por nivel y estructura, para así obtener su promedio y verificar su resistencia.
- ✓ Con los resultados obtenidos de los testigos de concreto su resistencia alcanzada es inferior a lo requerido para concreto estructural (mínimo 210 kg/cm²), la cual es requerida para una edificación como lo es el caso de columnas y vigas analizados del edificio de sala multiusos, por lo que se recomendaría su demolición y reconstrucción de toda la estructura y cimentación para tener una mejor confiabilidad y seguridad en el diseño, o en su defecto, hacer un reforzamiento estructural que permita recuperar la vida útil y buen funcionamiento de la estructura frente a efectos naturales.

7. PANEL FOTOGRÁFICO

6



FOTO 01 Y 02: FIJACIÓN DEL EQUIPO SACATESTIGOS EN VIGA UTILIZANDO UN SISTEMA DE ANCLAJE, E IDENTIFICACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.



FOTO 03 Y 04: EXTRACCIÓN DE DIAMANTINA DE VIGA PARA LUEGO SER ENSAYADA EN LABORATORIO.

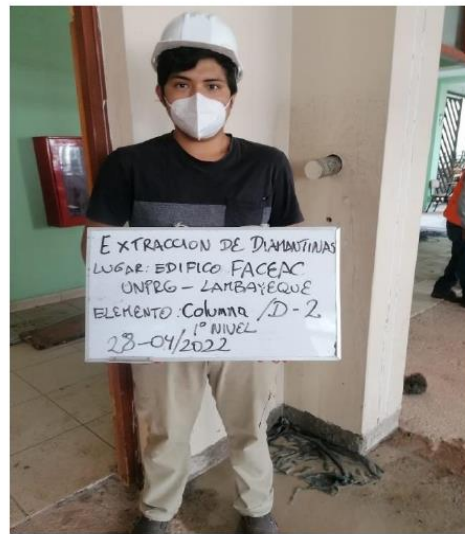


FOTO 05 Y 06: EXTRACCIÓN DE DIAMANTINA DE COLUMNA PARA LUEGO SER ENSAYADA EN LABORATORIO.

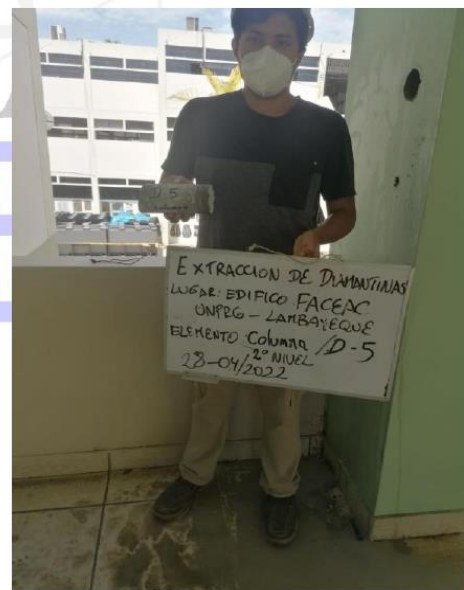
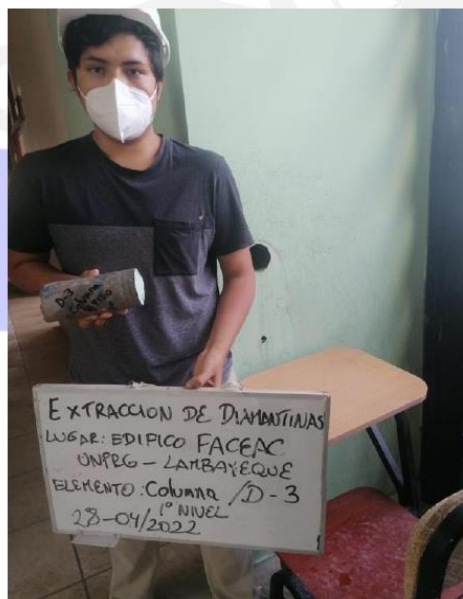


FOTO 07 Y 08: EXTRACCIÓN DE DIAMANTINA DE COLUMNA.



8

FOTO 09 Y 10: EXTRACCIÓN DE DIAMANTINA DE VIGA



FOTO 11 Y 12: EXTRACCIÓN DE DIAMANTINA DE VIGA



FOTO 13: TESTIGOS DE DIAMANTINA

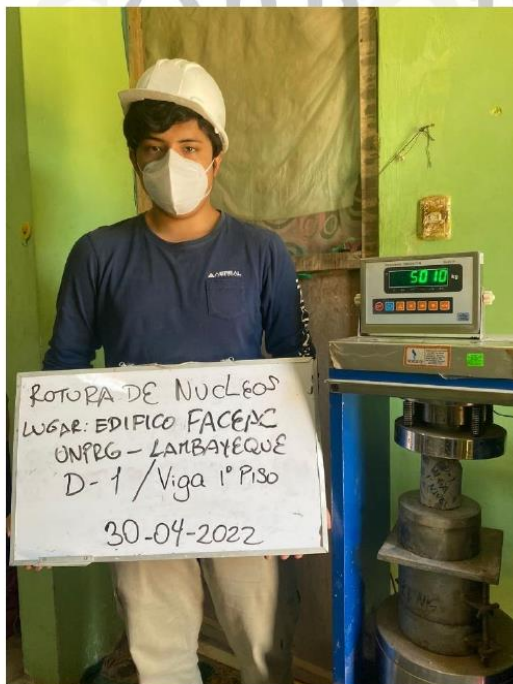


FOTO 14 Y 15: ENSAYO A LA COMPRESIÓN DE TESTIGOS DE DIAMANTINA – PRIMER PISO



FOTO 16 Y 17: ENSAYO A LA COMPRESIÓN DE TESTIGOS DE DIAMANTINA – SEGUNDO PISO



FOTO 18 Y 19: ENSAYO A LA COMPRESIÓN DE TESTIGOS DE DIAMANTINA – TERCER PISO



11

FOTO 20, 21, 22 Y 23: PUNTO DE FALLA EN TESTIGOS DE DIAMANTINA BAJO CARGAS DE COMPRESIÓN.

CORPORACION INCELL S.A.C
RUC 20602429998
Of./Lab. San Martin 800 – San José – Lambayeque

Contacto:
Celular: 922262735/951659853
Correo: corp.incell.sac@gmail.com



12

FOTO 24, 25, 26 Y 27: PUNTO DE FALLA EN TESTIGOS DE DIAMANTINA BAJO CARGAS DE COMPRESIÓN.



INGENIERÍA, CONSTRUCCIÓN Y SERVICIOS GENERALES
 EXPEDIENTES Y PROPUESTAS TÉCNICAS, TOPOGRAFÍA, ESTUDIOS DE SUELOS,
 CONCRETO Y MATERIALES, EJECUCION Y ACABADOS, SERVICIOS GENERALES.

CERTIFICADO DE ENSAYO:

RESISTENCIA A LA COMPRESION DE CORAZONES DIAMANTINOS

PROYECTO:	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE SALA MULTUSOS DE UNA UNIVERSIDAD DE LAMBAYEQUE APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL		
UBICACIÓN:	DISTRITO LAMBAYEQUE - PROVINCIA DE LAMBAYEQUE - DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE.		
SOLICITANTE:	CARLOS ENRIQUE CURO PAREDES		
ESTRUCTURA:	CONCRETO		
FECHA DE ENSAYO:	sábado, 30 de abril de 2022	CODIGO DE EXPEDIENTE:	0055-2022/CISAC

Núcleo Nº	DESCRIPCION	Altura (cm)	Diámet. (cm)	Relación (L/D)	Carga (Kg)	f _c (kg/cm ²)	Factor de Corrección	f _c corregido (kg/cm ²)
D-1	VIGA 1º PISO	11.00	7.50	1.47	4930	112	0.96	107
D-2	COLUMNA 1º PISO	15.00	7.50	2.00	6340	144	1.00	99
D-3	COLUMNA 1º PISO	13.00	7.50	1.73	8270	187	0.98	183
D-4	COLUMNA 1º PISO	7.50	7.50	1.00	5010	113	0.87	144
D-5	COLUMNA 2º PISO	11.00	7.50	1.47	4800	109	0.96	104
D-6	VIGA 2º PISO	15.00	7.50	2.00	5810	132	1.00	132
D-7	COLUMNA 2º PISO	13.00	7.50	1.73	7590	172	0.98	168
D-8	VIGA 2º PISO	15.00	7.50	2.00	7480	169	1.00	169
D-9	VIGA 2º PISO	15.00	7.50	2.00	4040	91	1.00	91
D-10	VIGA 2º PISO	15.00	7.50	2.00	6700	152	1.00	152
D-11	COLUMNA 3º PISO	11.00	7.50	1.47	4810	109	0.96	105

NOTAS:

- Muestras ensayadas en la condición de humedad Natural
- Los núcleos tenían un diámetro promedio de 7.5 cm (D)
- Las Muestras se Extrajeron el día 28/04/2022

Observaciones

NTP 339.059: HORMIGÓN (CONCRETO): Método para obtención y ensayo de corazones diamantinos y vigas cortadas de hormigón (concreto)

CORPORACION INCELL S.A.C
 RUC 20602429998
 Of./Lab. San Martín 800 – San José - Lambayeque

Contacto:
 Celular: 922262735 / 943135318
 Correo: corp.incell.sac@gmail.com



INGENIERÍA, CONSTRUCCIÓN Y SERVICIOS GENERALES
 EXPEDIENTES Y PROPUESTAS TECNICAS, TOPOGRAFÍA, ESTUDIOS DE SUELOS,
 CONCRETO Y MATERIALES, EJECUCION Y ACABADOS, SERVICIOS GENERALES.

CERTIFICADO DE ENSAYO:

RESISTENCIA A LA COMPRESION DE CORAZONES DIAMANTINOS

PROYECTO:	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE SALA MULTIUSOS DE UNA UNIVERSIDAD DE LAMBAYEQUE APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL		
UBICACIÓN:	DISTRITO LAMBAYEQUE - PROVINCIA DE LAMBAYEQUE- DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE.		
SOLICITANTE:	CARLOS ENRIQUE CURO PAREDES		
ESTRUCTURA:	CONCRETO		
FECHA DE ENSAYO:	sábado, 30 de abril de 2022	CODIGO DE EXPEDIENTE:	0055-2022/CISAC

Núcleo N°	DESCRIPCION	Altura (cm)	Diámet. (cm)	Relación (L/D)	Carga (Kg)	f _c (kg/cm ²)	Factor de Corrección	f _c corregido (kg/cm ²)
D-12	VIGA 3° PISO	15.00	7.50	2.00	4600	104	1.00	104
D-13	COLUMNA 3° PISO	13.00	7.50	1.73	6070	137	0.98	135
D-14	VIGA 2° PISO	13.00	7.50	1.73	4900	111	0.98	109
D-15	COLUMNA 3° PISO	7.50	7.50	1.00	5470	124	0.87	108
D-16	VIGA 3° PISO	13.00	7.50	1.73	3310	75	0.98	73
D-17	VIGA 1° PISO	15.00	7.50	2.00	6180	140	1.00	140
D-18	VIGA 1° PISO	13.00	7.50	1.73	8070	183	0.98	179

NOTAS :

- Muestras ensayadas en la condición de humedad Natural
- Los núcleos tenían un diámetro promedio de 7.5 cm (D)
- Las Muestras se Extrajeron el día 28/04/2022

Observaciones

NTP 339.059: HORMIGÓN (CONCRETO): Método para obtención y ensayo de corazones diamantinos y vigas cortadas de hormigón (concreto)

CORPORACION INCELL S.A.C
 RUC 20602429998
 Of./Lab. San Martín 800 – San José - Lambayeque

Contacto:
 Celular: 922262735 / 943135318
 Correo: corp.incell.sac@gmail.com

Anexo N°8: Ensayo de carbonatación del concreto

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



ENSAYO DE CARBONATACIÓN DEL CONCRETO

PROYECTO

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE SALA
MULTIUSOS DE UNA UNIVERSIDAD DE LAMBAYEQUE APLICANDO EL
ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL.**

AUTOR

CARLOS ENRIQUE CURO PAREDES

ASESOR

ING. ÁLVAREZ RUFFRÁN JORGE

Chiclayo, 2022

INDICE

1. GENERALIDADES	3
1.1. INTRODUCCIÓN	3
1.2. FINALIDAD DEL ENSAYO.....	4
1.3. OBJETIVO DEL PROYECTO	4
1.4. NORMATIVIDAD.....	4
1.5. ANTECEDENTES	4
1.6. UBICACIÓN DE LA UNIDAD DE ESTUDIO	5
1.7. ACCESOS A LA UNIDAD DE ESTUDIO	5
1.8. EQUIPOS Y MATERIALES UTILIZADOS.....	7
2. LOCALIZACIÓN DE LAS MUESTRAS EXTRAÍDAS	7
3. PROCEDMINETO DEL ENSAYO	7
3.1. EN CAMPO Y LABORATORIO	7
4. RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO	8
5. CONCLUSIONES	9
6. REFERENCIAS.....	10

1. GENERALIDADES

1.1.INTRODUCCIÓN

El concreto es uno de los materiales mas utilizados en la construcción de edificaciones, soporta el peso y movimiento de las estructuras y tiene un gran conjunto de aplicaciones; por ende, es de suma importancia asegurar que el concreto de las edificaciones sea capaz de resistir ciertos agentes perjudiciales como el cloruro, dióxido de carbono, etc.; como también, monitorear el mismo. Estos agentes pueden atentar contra la calidad del concreto, reduciendo su durabilidad y poniendo en riesgo la seguridad de los residentes a largo plazo.

Uno de los parámetros para medir la condición en la que se encuentra el concreto es a partir del pH, a través de este parámetro se puede determinar el nivel carbonatación del concreto a evaluar; la carbonatación del concreto es un fenómeno ocasionado por la reacción del concreto con el dióxido de carbono, siendo el acero uno de los elementos más perjudicados debido a la posterior corrosión de mismo debido a la reacción del dióxido de carbono con el agua [1].

La norma ASTM C-4262 [2], el pH del concreto tiene un valor medio igual o mayor a 12.5, sin embargo, si llega a obtener valores inferiores a 9, esto significa que el concreto tiene carbonatación y que el acero de refuerzo se encuentra desprotegido ante agentes perjudiciales, dando como consecuencia la aparición de patologías como el fisuramiento o agrietamiento en los elementos estructurales de la unidad de estudio.

Existen dos formas de verificar el pH del concreto, el primero es un método cualitativo a base de fenolftaleína, es un método constantemente utilizado, sin embargo, nos da una descripción aproximada a comparación del segundo método cuantitativo, en este método se hace uso polvo de concreto pulverizado, agua destilada y un medidor de pH para obtener resultados números del pH del concreto. En el presente informe de laboratorio nos centraremos en determinar si es que el concreto del edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque presenta carbonatación, para ello se usara el método cuantitativo siguiendo los requerimientos estipulados en la norma ASTM C-4262

1.2.FINALIDAD DEL ENSAYO

La finalidad del ensayo de laboratorio es determinar si el concreto del edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque presenta carbonatación, a su vez, este ensayo nos permitirá verificar la condición en la que se encuentra el mismo. Todo ello gracias a las muestras extraídas de las diamantinas que fueron obtenidas previamente de la misma unidad de estudio.

1.3.OBJETIVO DEL PROYECTO

El presente informe busca obtener e interpretar los resultados del ensayo de carbonatación del concreto del edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque; el cual se ubica Av. Juan XXIII 391 Lambayeque, Perú; verificar el PH del concreto, como también, la condición en la que se encuentra será de mucha utilidad en el proyecto de tesis titulado “Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque aplicando el análisis estático y dinámico no lineal”:

1.4.NORMATIVIDAD

El presente informe de laboratorio fue ejecutado tomando como base la norma ASTM D-4262 denominado “Método de prueba estándar para el pH de superficies de concreto limpiadas o grabadas químicamente”.

1.5.ANTECEDENTES

Posterior a la extracción de diamantinas en viga y columnas del edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque, se seleccionaron dos muestras representativas obtenidas de dos columnas de la muestra de estudio, dichas muestras fueron pulverizadas mediante una moladora, selladas con bolsas herméticas y llevadas al laboratorio para realizar el ensayo de carbonatación del concreto mediante la norma ASTM D-4262.

1.6. UBICACIÓN DE LA UNIDAD DE ESTUDIO

El Proyecto está ubicado en la zona Oeste de la Ciudad Universitaria, en un terreno de forma trapezoidal de 1,014.38 m², con un perímetro de 147.36 ml. Está rodeado en sus lados sur y este por una vía vehicular y por sus lados norte y oeste por veredas peatonales. Las edificaciones que los rodean son las siguientes:

- ✓ Por el Norte : Con Pabellón de aulas N° 02 FACHSE.
- ✓ Por el Sur : Con Pabellón de aulas y oficinas administrativas FACEAC.
- ✓ Por el Este : Con Facultad de Enfermería.
- ✓ Por el Oeste : Con Laboratorio de Medicina Veterinaria.

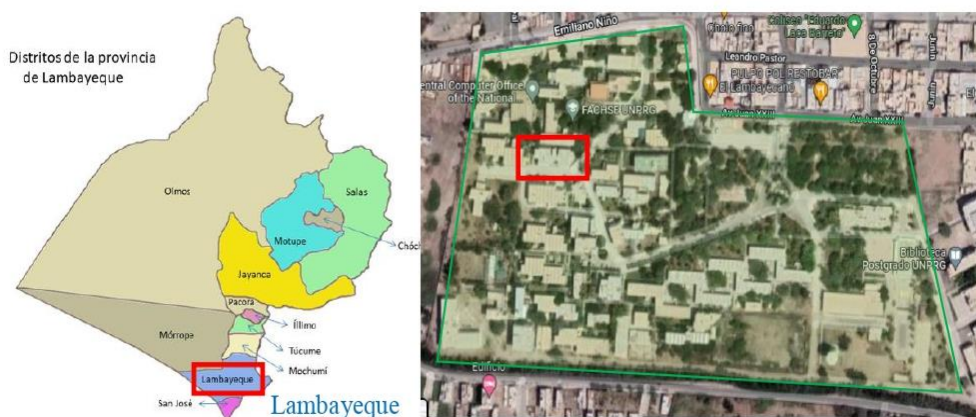


FIGURA N°1: Ubicación del edificio de sala multiusos de la UNPRG

Geográficamente se encuentra ubicado en:

- ✓ Departamento: Lambayeque
- ✓ Provincia: Lambayeque
- ✓ Distrito: Lambayeque
- ✓ Lugar: Ciudad Universitaria de la UNPRG

1.7. ACCESOS A LA UNIDAD DE ESTUDIO

El edificio de sala multiusos del distrito de Lambayeque tiene dos accesos, el primero por la Avenida Juan XXIII y el otro por la Vía Huamachuco, tomando como punto de partida la plaza de Armas de Lambayeque, se tiene una distancia de 850 metros hacia los dos puntos de acceso como se describe en la figura siguiente:

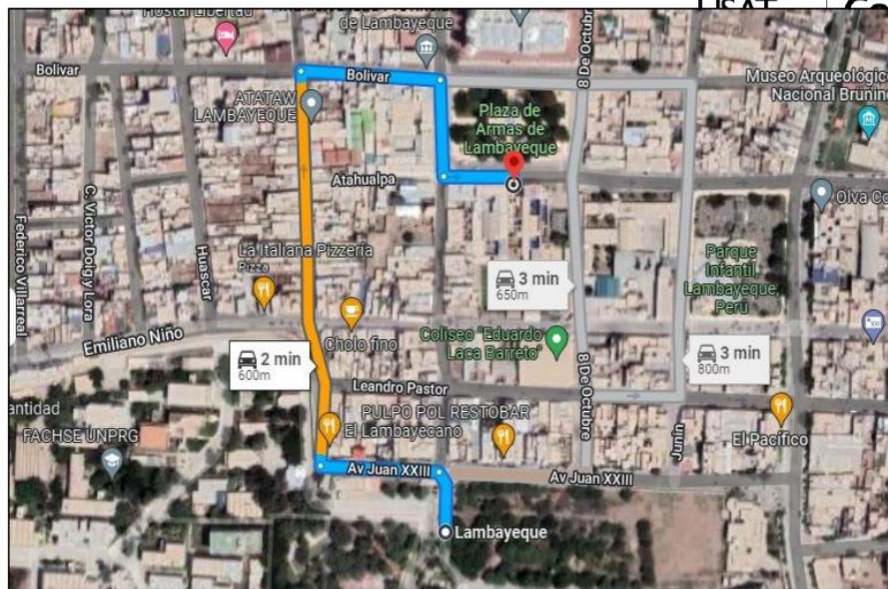


FIGURA 2: Ruta de Acceso desde la Plaza de Armas de Lambayeque hasta la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, universidad donde se encuentra el edificio de sala multiusos.

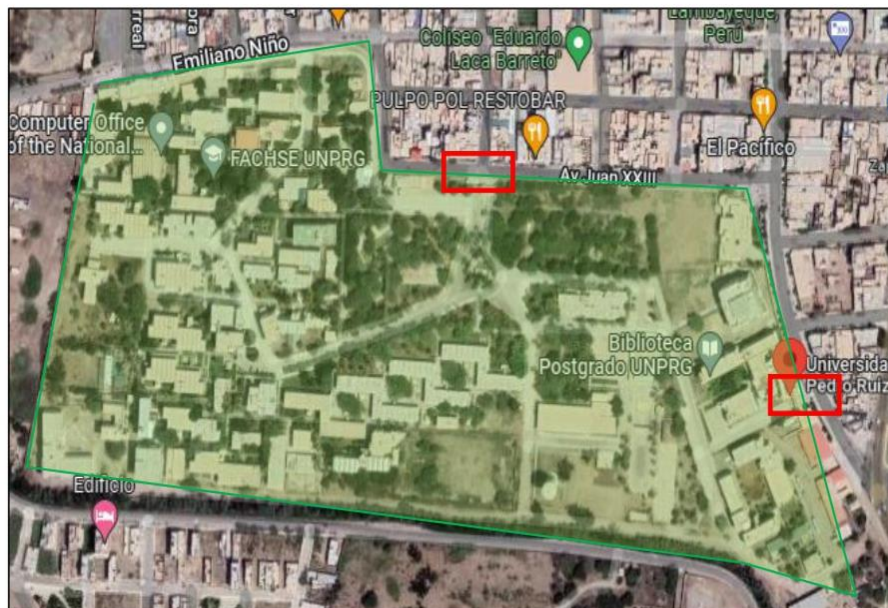


FIGURA 3: Accesos de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo por la Avenida Juan XXIII y el otro por la Vía Huamachuco.

1.8.EQUIPOS Y MATERIALES UTILIZADOS

- ✚ Una moladora
- ✚ Una balanza electrónica
- ✚ Un medidor de pH
- ✚ Probetas graduadas
- ✚ Vados medidores
- ✚ Agua destilada
- ✚ Cargo Protector
- ✚ Guantes



FIGURA N°4: Equipos y Materiales Utilizados

2. LOCALIZACIÓN DE LAS MUESTRAS EXTRAÍDAS

Posterior a la extracción de diamantinas en viga y columnas del edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque, se seleccionaron dos muestras representativas obtenidas de dos columnas de la muestra de estudio, específicamente del primer piso del edificio.

Las ubicaciones de las muestras que fueron usadas para el ensayo de carbonatación del concreto se aprecian en la siguiente tabla:

MUESTRA	AMBIENTE	NIVEL	ELEMENTO ESTRUCTURAL
D2	AULA 413	1er Nivel	COLUMNA
D3	LAB 03	1er Nivel	COLUMNA

TABLA N°1: Localización de las muestras Extraídas

3. PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO

El procedimiento para el ensayo de carbonatación del concreto se muestra a continuación:

3.1.EN CAMPO Y LABORATORIO

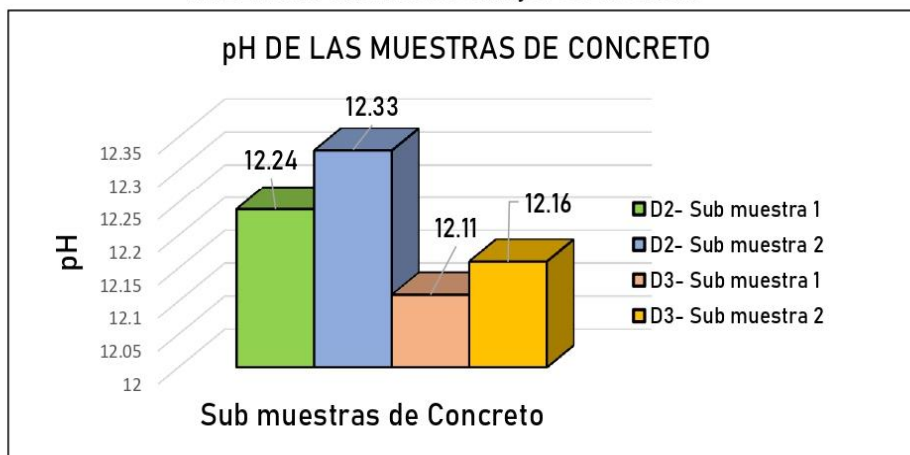
- Luego de haber obtenido los corazones de diamantino en el ensayo de extracción de diamantinas, se selecciono dos muestras representativas para el edificio de sala multiusos.
- Dichas muestras fueron pulverizadas mediante una moladora, obteniendo así el polvo del concreto.
- Se peso el polvo de concreto de ambas muestras, con el fin de obtener dos submuestras de 10 gramos por muestra representativa, obteniendo así un total de 4 muestras.

- Se mezcló cada una de las submuestras de 10 gramos con 75 gramos de agua destilada y se dejaron reposar de 5 a 10 minutos.
- Para concluir, se procedió a medir el pH de cada muestra mediante el medidor de pH, procurando limpiar el medidor con agua destilada una vez finalizada la medición de una submuestra.

4. RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO

MUESTRA	SUB MUESTRA	AMBIENTE	NIVEL	pH	ELEMENTO
D2	1	AULA 413	1er Nivel	12.24	COLUMNA
	2			12.33	
D3	1	LAB 03	1er Nivel	12.11	COLUMNA
	2			12.16	

TABLA N°2: Resultados de ensayos de Laboratorio



GRÁFICA N°1: Resultados de ensayos de Laboratorio

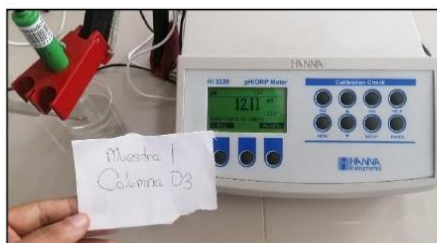


FIGURA N°5: Col.D3 – Submuestra 1

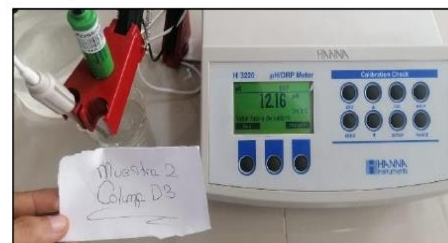


FIGURA N°6: Col.D3 – Submuestra 2

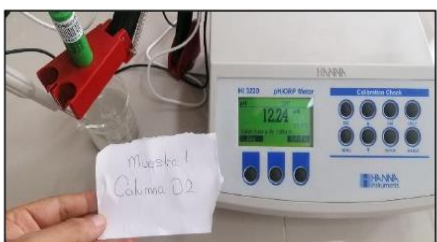


FIGURA N°7: Col.D3 – Submuestra 1

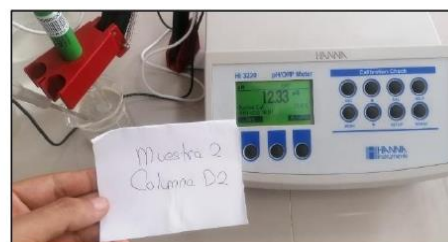


FIGURA N°8: Col.D3 – Submuestra 2

5. CONCLUSIONES

- ✓ El presente informe de laboratorio corresponde al análisis e interpretación de los resultados obtenidos del ensayo de carbonatación del concreto de un edificio de sala multiusos para determinar el pH del concreto, como también, de su estado actual; estos datos serán de mucha importancia para el proyecto titulado “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE SALA MULTIUSOS DE UNA UNIVERSIDAD DE LAMBAYEQUE APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL”, realizados el día 17 de mayo del 2022.
- ✓ Esta investigación consta de ensayos in situ y análisis de datos en gabinete, cumpliendo los requerimientos de las normas vigentes
- ✓ Las muestras representativas para determinar el pH del concreto del edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque fueron 2, todo ello tomando como base la norma ASTM D-4262.
- ✓ Se presenta la información recopilada del ensayo de laboratorio, tomando en cuenta que un pH de $12 < \text{pH} < 13$ es un concreto no carbonatado, $9 < \text{pH} < 12$ es un concreto con indicios de carbonatación y un pH menor a 9 significa un concreto carbonatado:

MUESTRA	SUB MUESTRA	AMBIENTE	NIVEL	pH	ELEMENTO
D2	1	AULA 413	1er Nivel	12.24	CONCRETO NO CARBONATADO
	2			12.33	CONCRETO NO CARBONATADO
D3	1	LAB 03	1er Nivel	12.11	CONCRETO NO CARBONATADO
	2			12.16	CONCRETO NO CARBONATADO

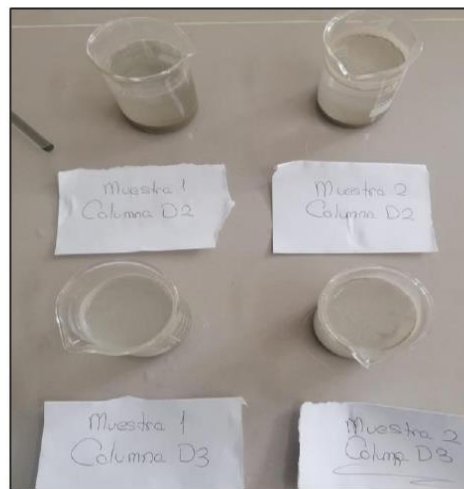
TABLA N°3: Resumen de resultados obtenidos

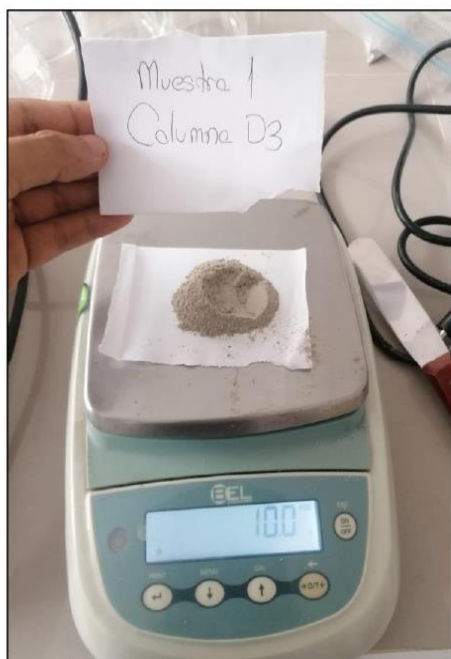
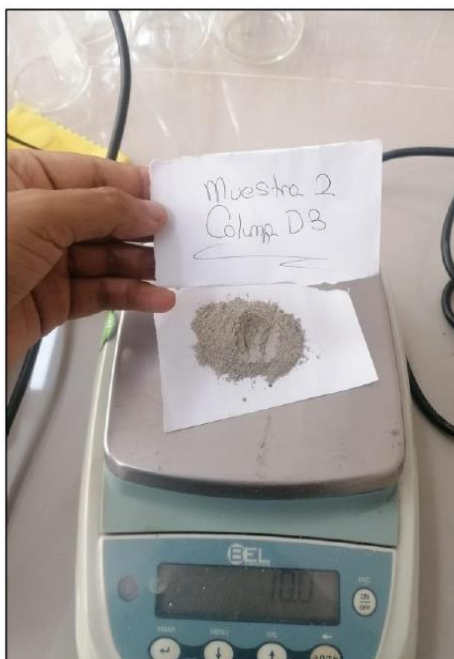
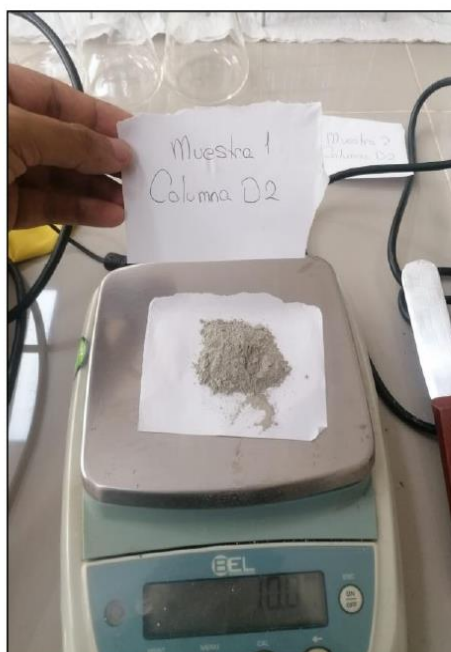
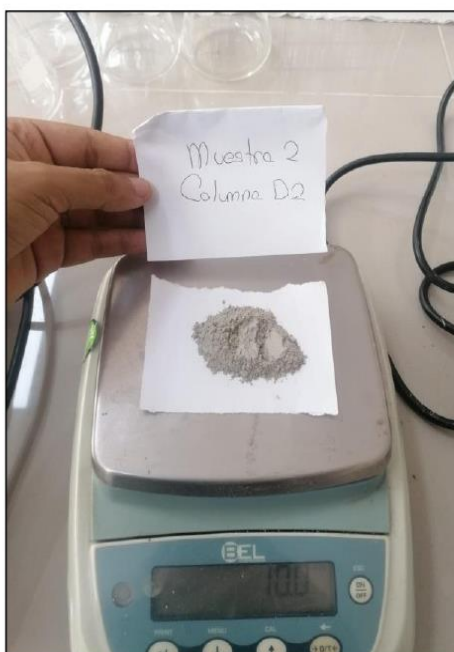
- ✓ A partir de los resultados obtenidos, se puede concluir que el edificio de sala multiusos de una universidad de Lambayeque no presenta un concreto carbonatado, esto es debido a que su pH se encuentra entre 12 y 13.
- ✓ Se llega a la conclusión que el estado actual del concreto del edificio de sala multiusos ha resultado ser Adecuado, esto es debido a que su pH se encuentra en un rango favorable, reflejando un concreto de buena calidad.

6. REFERENCIAS

- [1] E. Moreno, «Determinación del pH de la solución de los poros de concreto después de un proceso acelerado de carbonatación,» *Ingeniería*, vol. 10, n° 3, pp. 5-12, 2006.
- [2] Comité de ASTM C09 sobre concreto y agregados para concreto, ASTM C-4262 " Método de prueba estándar para el pH de superficies de concreto limpiadas o grabadas químicamente", Estados Unidos: Copyright, 2010.

7. ANEXOS

**ANEXO 1:** Equipo de Seguridad**ANEXO 2:** Colocación de submuestra**ANEXO 3:** Vertido de Agua Destilada**ANEXO 4:** Mezclado**ANEXO 5:** Determinación de pH**ANEXO 6:** Estabilización demuestras 5-10 min

**ANEXO 7:** Muestra D-3, Sub muestra 1**ANEXO 8:** Muestra D-3, Sub muestra 2**ANEXO 9:** Muestra D-2, Sub muestra 1**ANEXO 10:** Muestra D-2, Sub muestra 2

Anexo N°9: Verificación de Irregularidades previo reforzamiento

SXDIN - Irregularidad de Rigidez - Piso Blando X-X - Factor: 0.75					
Pisos	Output Case	Stiff X tonf/m	RIGIDEZ X-X	<70%	Verificación
Piso 3	SXDIN	27084.938	27084.938	18959.4566	NO HAY PISO BLANDO
Piso 2	SXDIN	52708.071	25623.133	17936.1931	NO HAY PISO BLANDO
Piso 1	SXDIN	129686.775	76978.704	-	NO HAY PISO BLANDO

SYDIN - Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Y-Y - Factor: 0.75					
Pisos	Output Case	Stiff Y tonf/m	RIGIDEZ Y-Y	<70%	Verificación
Piso 3	SYDIN	20630.87	20630.87	14441.609	NO HAY PISO BLANDO
Piso 2	SYDIN	39945.835	19314.965	13520.4755	NO HAY PISO BLANDO
Piso 1	SYDIN	99036.432	59090.597	-	NO HAY PISO BLANDO

SEX - Irregularidad de Rigidez - Piso Blando X-X - Factor: 0.75					
Pisos	Output Case	Stiff X tonf/m	RIGIDEZ X-X	<70%	Verificación
Piso 3	SEX	27604.416	27604.416	19323.0912	NO HAY PISO BLANDO
Piso 2	SEX	59843.453	32239.037	22567.3259	NO HAY PISO BLANDO
Piso 1	SEX	150410.964	90567.511	-	NO HAY PISO BLANDO

SEY - Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Y-Y - Factor: 0.75					
Pisos	Output Case	Stiff Y tonf/m	RIGIDEZ Y-Y	<70%	Verificación
Piso 3	SEY	25917.374	25917.374	18142.1618	NO HAY PISO BLANDO
Piso 2	SEY	54640.035	28722.661	20105.8627	NO HAY PISO BLANDO
Piso 1	SEY	138123.175	83483.14	-	NO HAY PISO BLANDO

SXDIN - Irregularidad de Resistencia - Piso Débil X-X - Factor: 0.75				
Pisos	Output Case	VY (tonf)	% Piso Inferior con respecto a piso Superior	Verificación
Piso 3	SXDIN	93.7334	-	No hay Piso Debil
Piso 2	SXDIN	163.9296	175%	No hay Piso Debil
Piso 1	SXDIN	195.248	119%	No hay Piso Debil

SYDIN - Irregularidad de Resistencia - Piso Débil Y-Y - Factor: 0.75				
Pisos	Output Case	VY (tonf)	% Piso Inferior con respecto a piso Superior	Verificación
Piso 3	SYDIN	96.1466	-	No hay Piso Debil
Piso 2	SYDIN	167.1797	174%	No hay Piso Debil
Piso 1	SYDIN	200.4914	120%	No hay Piso Debil

SEX - Irregularidad de Resistencia - Piso Débil X-X - Factor: 0.75				
Pisos	Output Case	VY (tonf)	% Piso Inferior con respecto a piso Superior	Verificación
Piso 3	SEX	105.9993	-	No hay Piso Debil
Piso 2	SEX	211.0762	199%	No hay Piso Debil
Piso 1	SEX	263.6146	125%	No hay Piso Debil

SEY - Irregularidad de Resistencia - Piso Débil Y-Y - Factor: 0.75				
Pisos	Output Case	VY (tonf)	% Piso Inferior con respecto a piso Superior	Verificación
Piso 3	SEY	127.1991	-	No hay Piso Debil
Piso 2	SEY	253.2914	199%	No hay Piso Debil
Piso 1	SEY	316.3375	125%	No hay Piso Debil

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO - F:0.90				
Piso	PESO (tonf)	Mayor que el de		Verificación >1.5
		Abajo	Arriba	
3	223.8	0.78	-	Cumple
2	286.9	1.00	1.28	Cumple
1	286.9	-	1.00	Cumple

Irregularidad Geométrica Vertical - F:0.90				
Piso	Área	Mayor que el de		Verificación >1.3
		Abajo	Arriba	
3	266.12	1	-	Cumple
2	266.12	1	1	Cumple
1	266.12	-	1	Cumple

✓ Discontinuidad en los sistemas resistentes

La estructura a evaluar no sufre de la irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes debido a que ninguno de los elementos ha sufrido un desalineamiento vertical debido a un cambio en su sección transversal, este tipo de irregularidades se suelen dar en edificios muy altos.

IRREGULARIDAD TORSIONAL X-X - Factor: 0.75						
Pisos	Output Case	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	$\Delta_{max} > 1.3 \text{ Prom}$ Ratio = $\Delta_{max}/\Delta_{prom} > 1.3$
Piso 3	DERIVA SDX	Diaph D3 X	0.043107	0.037667	1.144	REGULAR
Piso 2	DERIVA SDX	Diaph D2 X	0.024746	0.021584	1.146	REGULAR
Piso 1	DERIVA SDX	Diaph D1 X	0.008034	0.00704	1.141	REGULAR

IRREGULARIDAD TORSIONAL Y-Y - Factor: 0.75						
Pisos	Output Case	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	$\Delta_{max} > 1.3 \text{ Prom}$ Ratio = $\Delta_{max}/\Delta_{prom} > 1.3$
Piso 3	DERIVA SDY	Diaph D3 Y	0.055962	0.04085	1.37	IRREGULAR
Piso 2	DERIVA SDY	Diaph D2 Y	0.031675	0.023426	1.352	IRREGULAR
Piso 1	DERIVA SDY	Diaph D1 Y	0.010059	0.007548	1.333	IRREGULAR

IRREGULARIDAD TORSIONAL X-X - Factor: 0.75						
Pisos	Output Case	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	$\Delta_{max} > 1.3 \text{ Prom}$ Ratio = $\Delta_{max}/\Delta_{prom} > 1.3$
Piso 3	DERIVA SEX	Diaph D3 X	0.044185	0.041859	1.056	REGULAR
Piso 2	DERIVA SEX	Diaph D2 X	0.02556	0.024234	1.055	REGULAR
Piso 1	DERIVA SEX	Diaph D1 X	0.00852	0.008045	1.059	REGULAR

IRREGULARIDAD TORSIONAL Y-Y - Factor: 0.75						
Pisos	Output Case	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	$\Delta_{max} > 1.3 \text{ Prom}$ Ratio = $\Delta_{max}/\Delta_{prom} > 1.3$
Piso 3	DERIVA SEY	Diaph D3 Y	0.049535	0.045224	1.095	REGULAR
Piso 2	DERIVA SEY	Diaph D2 Y	0.02844	0.026451	1.075	REGULAR
Piso 1	DERIVA SEY	Diaph D1 Y	0.00919	0.00872	1.054	REGULAR

IRREGULARIDAD DE ESQUINAS ENTRANTES - Factor: 0.90

A	17.40 m
B	17.85 m
a	6.25 m
b	13.10 m

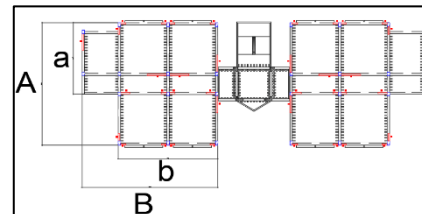
$a > 0.20A$ o $b > 0.20B$
Entonces sera Irregular

Verificación
 $a > 0.20A$
 $6.25 > 0.20 * 17.4$
 $6.25 > 3.48$

Existe Irregularidad

Verificación
 $b > 0.20B$
 $13.1 > 0.20 * 17.85$
 $13.1 > 3.57$

Existe Irregularidad



- ✓ Discontinuidad de Diafragma: No presenta aberturas
- ✓ Sistemas no paralelos: No presenta irregularidad

Anexo N°10: Verificación de Irregularidades posterior al reforzamiento

SXDIN - Irregularidad de Rigidez - Piso Blando X-X - Factor: 0.75					
Pisos	Output Case	Stiff X tonf/m	RIGIDEZ X-X	<70%	Verificación
Piso 3	SXDIN	31742.874	31742.874	22220.0118	NO HAY PISO BLANDO
Piso 2	SXDIN	69038.895	37296.021	26107.2147	NO HAY PISO BLANDO
Piso 1	SXDIN	173579.039	104540.144	-	NO HAY PISO BLANDO

SYDIN - Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Y-Y - Factor: 0.75					
Pisos	Output Case	Stiff Y tonf/m	RIGIDEZ Y-Y	<70%	Verificación
Piso 3	SYDIN	34581.585	34581.585	24207.1095	NO HAY PISO BLANDO
Piso 2	SYDIN	70430.976	35849.391	25094.5737	NO HAY PISO BLANDO
Piso 1	SYDIN	172924.741	102493.765	-	NO HAY PISO BLANDO

SEX - Irregularidad de Rigidez - Piso Blando X-X - Factor: 0.75					
Pisos	Output Case	Stiff X tonf/m	RIGIDEZ X-X	<70%	Verificación
Piso 3	SEX	28815.819	28815.819	20171.0733	NO HAY PISO BLANDO
Piso 2	SEX	62800.942	33985.123	23789.5861	NO HAY PISO BLANDO
Piso 1	SEX	159294.996	96494.054	-	NO HAY PISO BLANDO

SEY - Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Y-Y - Factor: 0.75					
Pisos	Output Case	Stiff Y tonf/m	RIGIDEZ Y-Y	<70%	Verificación
Piso 3	SEY	33440.478	33440.478	23408.3346	NO HAY PISO BLANDO
Piso 2	SEY	68285.653	34845.175	24391.6225	NO HAY PISO BLANDO
Piso 1	SEY	168353.462	100067.809	-	NO HAY PISO BLANDO

SXDIN - Irregularidad de Resistencia - Piso Débil X-X - Factor: 0.75				
Pisos	Output Case	VY (tonf)	% Piso Inferior con respecto a piso Superior	Verificación
Piso 3	SXDIN	93.5959	-	No hay Piso Debil
Piso 2	SXDIN	164.4111	176%	No hay Piso Debil
Piso 1	SXDIN	195.5079	119%	No hay Piso Debil

SYDIN - Irregularidad de Resistencia - Piso Débil Y-Y - Factor: 0.75				
Pisos	Output Case	VY (tonf)	% Piso Inferior con respecto a piso Superior	Verificación
Piso 3	SYDIN	92.5317	-	No hay Piso Debil
Piso 2	SYDIN	164.9943	178%	No hay Piso Debil
Piso 1	SYDIN	196.0606	119%	No hay Piso Debil

SEX - Irregularidad de Resistencia - Piso Débil X-X - Factor: 0.75				
Pisos	Output Case	VY (tonf)	% Piso Inferior con respecto a piso Superior	Verificación
Piso 3	SEX	108.1603	-	No hay Piso Debil
Piso 2	SEX	215.9338	200%	No hay Piso Debil
Piso 1	SEX	269.8206	125%	No hay Piso Debil

SEY - Irregularidad de Resistencia - Piso Débil Y-Y - Factor: 0.75				
Pisos	Output Case	VY (tonf)	% Piso Inferior con respecto a piso Superior	Verificación
Piso 3	SEY	108.1761	-	No hay Piso Debil
Piso 2	SEY	215.9653	200%	No hay Piso Debil
Piso 1	SEY	269.8598	125%	No hay Piso Debil

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO - F:0.90				
Piso	PESO (tonf)	Mayor que el de		Verificación >1.5
		Abajo	Arriba	
3	232.0	0.79	-	Cumple
2	294.1	1.00	1.27	Cumple
1	294.1	-	1.00	Cumple

Irregularidad Geométrica Vertical - F:0.90				
Piso	Área	Mayor que el de		Verificación >1.3
		Abajo	Arriba	
3	266.12	1	-	Cumple
2	266.12	1	1	Cumple
1	266.12	-	1	Cumple

✓ Discontinuidad en los sistemas resistentes

La estructura a evaluar no sufre de la irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes debido a que ninguno de los elementos ha sufrido un desalineamiento vertical debido a un cambio en su sección transversal, este tipo de irregularidades se suelen dar en edificios muy altos.

✓ Irregularidad Torsional:

TABLE: Story Max Over Avg Displacements						
Story	Output Case	Direction	Maximum	Average	Ratio	Irregularidad
			m	m		
Story3	SEX	X	0.009545	0.008886	1.074	Cumple
Story2	SEX	X	0.005526	0.005132	1.077	Cumple
Story1	SEX	X	0.001835	0.001694	1.084	Cumple
Story3	SXDIN	X	0.007756	0.0073	1.062	Cumple
Story2	SXDIN	X	0.004443	0.004179	1.063	Cumple
Story1	SXDIN	X	0.001439	0.001357	1.06	Cumple
Story3	Seismic x	X	0.007097	0.006843	1.037	Cumple
Story2	Seismic x	X	0.00406	0.003913	1.038	Cumple
Story1	Seismic x	X	0.001314	0.001273	1.032	Cumple
Story3	Sx Seismic + Y	X	0.007999	0.006745	1.186	Cumple
Story2	Sx Seismic + Y	X	0.004592	0.003859	1.19	Cumple
Story1	Sx Seismic + Y	X	0.001505	0.001257	1.197	Cumple
Story3	Sx Seismic - Y	X	0.008393	0.006769	1.24	Cumple
Story2	Sx Seismic - Y	X	0.004823	0.003877	1.244	Cumple
Story1	Sx Seismic - Y	X	0.001564	0.00126	1.241	Cumple
Story3	DERIVA X - SXDII	X	0.035599	0.033509	1.062	Cumple
Story2	DERIVA X - SXDII	X	0.020395	0.01918	1.063	Cumple
Story1	DERIVA X - SXDII	X	0.006604	0.006227	1.06	Cumple
Story3	DERIVA X - SXDII	X	0.035599	0.033509	1.062	Cumple
Story2	DERIVA X - SXDII	X	0.020395	0.01918	1.063	Cumple
Story1	DERIVA X - SXDII	X	0.006604	0.006227	1.06	Cumple
Story3	DERIVA X - SEX	X	0.043812	0.040786	1.074	Cumple
Story2	DERIVA X - SEX	X	0.025363	0.023557	1.077	Cumple
Story1	DERIVA X - SEX	X	0.008424	0.007775	1.084	Cumple
Story3	SX Diseño	X	0.009714	0.009144	1.062	Cumple
Story2	SX Diseño	X	0.005565	0.005234	1.063	Cumple
Story1	SX Diseño	X	0.001802	0.001699	1.06	Cumple
Story3	SX Diseño	X	0.009714	0.009144	1.062	Cumple
Story2	SX Diseño	X	0.005565	0.005234	1.063	Cumple
Story1	SX Diseño	X	0.001802	0.001699	1.06	Cumple

TABLE: Story Max Over Avg Displacements							
Story	Output Case	Case Type	Direction	Maximum	Average	Ratio	Irregularidad
				m	m		
Story3	SEY	LinStatic	Y	0.009026	0.008007	1.127	Cumple
Story2	SEY	LinStatic	Y	0.005392	0.004772	1.13	Cumple
Story1	SEY	LinStatic	Y	0.001816	0.001603	1.133	Cumple
Story3	SYDIN	LinRespSpec	Y	0.00712	0.00661	1.077	Cumple
Story2	SYDIN	LinRespSpec	Y	0.004209	0.003902	1.079	Cumple
Story1	SYDIN	LinRespSpec	Y	0.0014	0.001295	1.081	Cumple
Story3	Seismic y	LinRespSpec	Y	0.006527	0.006088	1.072	Cumple
Story2	Seismic y	LinRespSpec	Y	0.003862	0.00359	1.076	Cumple
Story1	Seismic y	LinRespSpec	Y	0.001286	0.00119	1.08	Cumple
Story3	Sy Seismic + X	LinRespSpec	Y	0.007439	0.005912	1.258	Cumple
Story2	Sy Seismic + X	LinRespSpec	Y	0.004393	0.003485	1.261	Cumple
Story1	Sy Seismic + X	LinRespSpec	Y	0.001459	0.001155	1.263	Cumple
Story3	Sy Seismic - X	LinRespSpec	Y	0.00745	0.00617	1.207	Cumple
Story2	Sy Seismic - X	LinRespSpec	Y	0.004367	0.003632	1.202	Cumple
Story1	Sy Seismic - X	LinRespSpec	Y	0.001438	0.001202	1.196	Cumple
Story3	ERIVA Y - DYDI	Combination	Y	0.03268	0.030338	1.077	Cumple
Story2	ERIVA Y - DYDI	Combination	Y	0.019318	0.017908	1.079	Cumple
Story1	ERIVA Y - DYDI	Combination	Y	0.006426	0.005946	1.081	Cumple
Story3	ERIVA Y - DYDI	Combination	Y	0.03268	0.030338	1.077	Cumple
Story2	ERIVA Y - DYDI	Combination	Y	0.019318	0.017908	1.079	Cumple
Story1	ERIVA Y - DYDI	Combination	Y	0.006426	0.005946	1.081	Cumple
Story3	DERIVA Y - SEY	Combination	Y	0.04143	0.036751	1.127	Cumple
Story2	DERIVA Y - SEY	Combination	Y	0.02475	0.021903	1.13	Cumple
Story1	DERIVA Y - SEY	Combination	Y	0.008337	0.007357	1.133	Cumple
Story3	SY Diseño	Combination	Y	0.008947	0.008306	1.077	Cumple
Story2	SY Diseño	Combination	Y	0.005289	0.004903	1.079	Cumple
Story1	SY Diseño	Combination	Y	0.001759	0.001628	1.081	Cumple
Story3	SY Diseño	Combination	Y	0.008947	0.008306	1.077	Cumple
Story2	SY Diseño	Combination	Y	0.005289	0.004903	1.079	Cumple
Story1	SY Diseño	Combination	Y	0.001759	0.001628	1.081	Cumple

IRREGULARIDAD DE ESQUINAS ENTRANTES - Factor: 0.90

A	17.40 m
B	17.85 m
a	6.25 m
b	13.10 m

$a > 0.20A$ o $b > 0.20B$
Entonces sera Irregular

Verificación

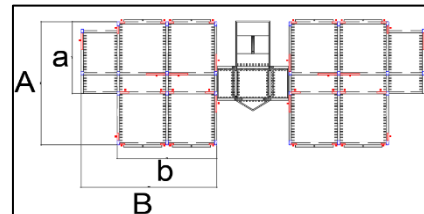
$a > 0.20A$
 $6.25 > 0.20 * 17.4$
 $6.25 > 3.48$

Existe Irregularidad

Verificación

$b > 0.20B$
 $13.1 > 0.20 * 17.85$
 $13.1 > 3.57$

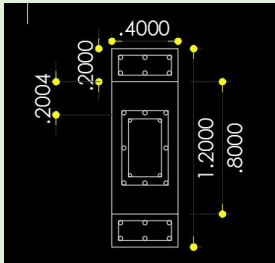
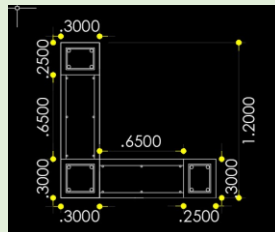
Existe Irregularidad



- ✓ Discontinuidad de Diafragma: No presenta aberturas
- ✓ Sistemas no paralelos: No presenta irregularidad

Anexo N°11: Metrados, costos y presupuesto del reforzamiento estructural

PLANILLA DE METRADOS								
OBRA:	Reforzamiento de Elementos Estructurales			FECHA :	18/10/2023			
ENTIDAD :				HECHO POR :	Curo Paredes Carlos Enrique			
CONTRATISTA :				REVISADO POR :				
PARTIDA N°	DESCRIPCIÓN	N° VECES	Largo	Ancho	Altura	CANTIDAD		UNIDAD
						Parcial	TOTAL	
OE.1.0	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
OE.1.1.	COLUMNA ENCAMISADA							
OE.1.1.1.	C1 Encamisada $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$						10.92	m ³
	Placa 1 EJE C	1.00	1.20	0.40	10.50	5.04		
	Columna Existente 1	-1.00	0.35	0.20	10.50	-0.74		
	Placa 1 EJE B	1.00	2.10	0.30	10.50	6.62		
OE.1.1.2.	C1 Encamisada - Encofrado/Desencofrado						78.00	m ²
	Placa 1 EJE C	3.00	3.20		3.25	31.20		
	Placa 1 EJE B	3.00	4.80		3.25	46.80		
OE.1.1.3.	C1 Encamisada - Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$						1025.39	kg
	Acero de $\varnothing 1"$	1.00	247.2	3.97		981.38		
	Acero de $\varnothing 3/8"$	1.00	78.58	0.56		44.00		
OE.1.2.	PLACA en L							
OE.1.2.1.	PLACA en L $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$						10.92	m ³
	Placa 1 EJE C	1.00	1.20	0.40	10.50	5.04		
	Columna Existente 1	-1.00	0.35	0.20	10.50	-0.74		
	Placa 1 EJE B	1.00	2.10	0.30	10.50	6.62		
OE.1.2.2.	PLACA en L - Encofrado/Desencofrado						78.00	m ²
	Placa 1 EJE C	3.00	3.20		3.25	31.20		
	Placa 1 EJE B	3.00	4.80		3.25	46.80		
OE.1.2.3.	PLACA en L - Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$						721.88	kg
	Acero de $\varnothing 1"$	1.00	151.32	3.97		600.74		
	Acero de $\varnothing 3/8"$	1.00	216.32	0.56		121.14		

PLANILLA - METRADO DE ACERO										
OBRA :	Reforzamiento de Elementos Estructurales					FECHA :				
ENTIDAD :						HECHO POR :	Cuero Paredes Carlos Enrique			
CONTRATISTA :						REVISADO POR :				
Diseño del Refuerzo	item	DESCRIPCION	Ø	N° de Elementos iguales	N° de Piezas por Elemento	Longitud de la Pieza (m)	Longitud Total (m)	Peso (kg/m)	Peso (kg)	
			pulg.						Parcial	Total
										1,747.27
	OE.1.1.3.	Columnas Encamizadas- Acero fy=4200 kg/cm2								1,747.27
 		Columna Encamizada 1 -C								
		rfzo. Long Izquierdo	1	1.00	20.00	10.73	214.60	3.97	851.96	
		rzo Transversal N°1	3/8	2.00	10.00	0.96	19.20	0.56	10.75	
		rzo Transversal N°2	3/8	1.00	10.00	1.74	17.38	0.56	9.73	
		rzo Transversal N°3	3/8	1.00	10.00	2.96	29.60	0.56	16.58	
		Empalme	1	1.00	20.00	1.63	32.60	3.97	129.42	
		Anclajes	3/8	1.00	40.00	0.31	12.40	0.56	6.94	
		Placa Diseñada								
		rfzo. Long (Nucleos)	1	1.00	12.00	10.74	128.88	3.97	511.65	
		rfzo. Long (Alma)	3/8	1.00	12.00	10.56	126.72	0.56	70.96	
		rzo Transversal N°1 (Nucleos)	3/8	1.00	10.00	1.12	11.20	0.56	6.27	
		rzo Transversal N°2 (Nucleos)	3/8	2.00	10.00	1.02	20.40	0.56	11.42	
		rzo Transversal N°2 (Almas)	3/8	2.00	20.00	1.36	54.40	0.56	30.46	
		Empalme	1	1.00	12.00	1.87	22.44	3.97	89.09	
		3/8	1.00	12.00	0.30	3.60	0.56	2.02		
TOTAL (kg)										1747.27

CANTIDAD DE ACERO A UTILIZAR EN VARILLAS						
Longitud de Acero por Diámetros						
kg/m	0.22	0.56	0.99	1.55	2.24	3.97
Ø"	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	1
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	214.60
-	19.20	-	-	-	-	-
-	17.38	-	-	-	-	-
-	29.60	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	32.60
-	12.40	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	128.88
-	126.72	-	-	-	-	-
-	11.20	-	-	-	-	-
-	20.40	-	-	-	-	-
-	54.40	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	22.44
-	3.60	-	-	-	-	-
Total (m)	0.00	294.90	0.00	0.00	0.00	398.52
Total (kg)	0.00	165.14	0.00	0.00	0.00	1,582.12
N° de Varillas*	0.00	18	0.00	0.00	0	175.79

1,747.27 kg

RELACIÓN DE PRECIOS DE INSUMOS - AÑO 2023			
RECURSOS	UNIDAD	PRECIO CON IGTV (S/.)	PRECIO SIN IGTV (S/.)
<i>MANO DE OBRA</i>			
Operario	hh	30.94	26.22
Oficial	hh	24.31	20.60
Peón	hh	22.01	18.65
<i>MATERIALES</i>			
Clavo C/Cabeza P/Construcción D. 3"	kg	5.30	4.49
Alambre Negro Recocido N8	kg	3.72	3.15
Alambre Negro Recocido N16	kg	3.72	3.15
Acero corrugado Promedio - f'y = 4200 kg/cm ²	kg	4.72	4.00
Piedra chancada de 1/2"	m ³	63.00	53.39
Arena gruesa	m ³	58.00	49.15
Cemento Portland Tipo I (BLS.:42.5 kg)	bls	27.90	23.64
Epóxico SIKADUR® 32 GEL (x 1kg)	kg	149.27	126.50
Madera Tornillo	p ²	6.84	5.80
<i>EQUIPOS Y/O HERRAMIENTAS</i>			
Gasolina 84 Octanos	gln	21.35	18.095
Mezcladora de concreto de 11p3	hm	14.56	12.34
Vibrador 4HP, Cap.18 PL(1.50")	hm	8.64	7.32
Cizalla	hm	70.68	59.90

ENCOFRADO DE PLACA

N° Elemento	Descripción	Sección (A)	Longitud		Cantidad de elementos (C)	pies ² (AxBxC)/12=D	Desperdicios Madera 10% (D)(1.1)=E	U.M	5.6	m ²
			M.L.	PIES (B)				Número de usos (G)	H=F/G	H/U.M.
1a	Tablones	1.5"x8"	0.8	2.62	32	125.95	138.55	10	13.85	2.47
2	Barrotes	2"x4"	3.5	11.48	2	15.31	16.84	10	1.68	0.30
3	Largueros	2"x4"	0.8	2.62	6	10.50	11.55	8	1.44	0.26
4	Soleras	3"x3"	0.8	2.62	4	7.87	8.66	10	0.87	0.15
5a	Puntales	2"x4"	3.45	11.32	2	15.09	16.60	8	2.07	0.37
5b	Puntales	2"x4"	2.60	8.53	2	11.37	12.51	8	1.56	0.28
5c	Puntales	2"x4"	1.95	6.40	2	8.53	9.38	8	1.17	0.21
6a	Arriostres	2"x4"	0.5	1.64	2	2.19	2.41	8	0.30	0.05
6b	Arriostres	2"x4"	1.1	3.61	2	4.81	5.29	8	0.66	0.12
6c	Arriostres	2"x4"	1.55	5.08	2	6.78	7.46	8	0.93	0.17
7	Separadores	2"x3"	0.93	3.05	1	1.53	1.68	8	0.21	0.04
8	Bases	2"x4"	1.65	5.41	2	7.22	7.94	6	1.32	0.24
9	Estacas	3"x3"	0.60	1.97	2	2.95	3.25	6	0.54	0.10
										4.99

N° Elemento	Descripción	Longitud		Cantidad de elementos	Clavos alambres,	Desperdicios (D)(1.15)=F	Número de usos (G)	H=F/G	H/U.M.
		M.L.	PIES (B)						
5	Alambre N°8 0.110 kg/m	5.3			0.58	0.67	1	0.670	0.12
6	Clavo 4" 94 unid/kg		0.15	205	2.18	2.51	2	1.254	0.22

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PARTIDA:	C1 Encamisada $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$					
RENDIMIENTO:		12.00		$\text{m}^3/\text{día}$	Año	2023
				TOTAL=	S/ 518.25	
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 68.51
Operario	hh	1.00	0.667	26.22	17.48	
Oficial	hh	1.00	0.667	20.60	13.73	
Peón	hh	3.00	2.000	18.65	37.30	
MATERIALES						S/ 437.01
Cemento Portland Tipo I (BLS.:42.5 kg)	bls		14.007	23.64	331.13	
Piedra Chancada $\varnothing 1/2"$	m^3		0.536	53.39	28.59	
Agua	m^3		1.248	5.00	6.24	
Arena gruesa	m^3		0.473	49.15	23.22	
Epóxico SIKADUR@ 32 GEL (x 5kg)	kg		0.300	126.50	37.95	
Gasolina 84 Octanos	gln		0.546	18.10	9.88	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 12.72
Mezcladora de concreto de 11p3	hm	1.00	0.667	12.34	8.23	
Vibrador 4HP, Cap.18 PL(1.50")	hm	0.50	0.333	7.32	2.44	
Equipos/herramientas	%MO		3.00%	68.51	2.06	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PARTIDA:	C1 Encamisada - Encofrado/Desencofrado					
RENDIMIENTO:		10.00		$\text{m}^2/\text{día}$	Año	2023
				TOTAL=	S/ 70.36	
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 37.46
Operario	hh	1.000	0.800	26.22	20.98	
Oficial	hh	1.000	0.800	20.60	16.48	
MATERIALES						S/ 30.34
Madera Tornillo	p^2		4.992	5.80	28.96	
Alambre Negro Recocido N° 08	kg		0.120	3.15	0.38	
Clavo 3"	kg		0.224	4.49	1.01	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 2.56
Cizalla	hm		0.024	59.90	1.4376	
Equipos/herramientas	%MO		3.00%	37.46	1.12	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PARTIDA:	C1 Encamisada - Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$					
RENDIMIENTO:		250.00		$\text{kg}/\text{día}$	Año	2023
				TOTAL=	S/ 6.07	
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 1.50
Operario	hh	1	0.032	26.22	0.84	
Oficial	hh	1	0.032	20.60	0.66	
MATERIALES						S/ 3.09
Acero Corrugado, \varnothing promedio $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg		1.070	2.65	2.84	
Alambre Negro Recocido N° 16	kg		0.060	4.24	0.25	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 1.48
Cizalla	hm	0.75	0.024	59.90	1.44	
Equipos/herramientas	%MO		3.00%	1.50	0.04	

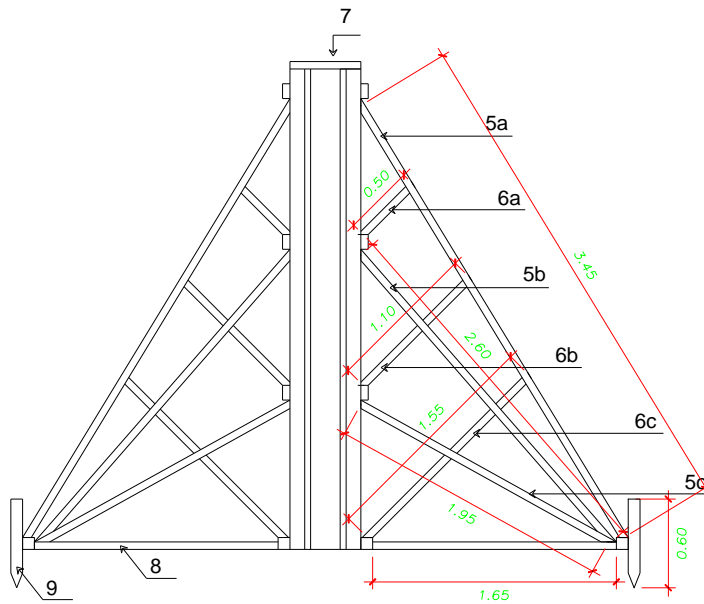
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PARTIDA:	PLACA en L f'c = 210 kg/cm2					
RENDIMIENTO:		12.00		m ³ /día	Año	2023
				TOTAL=	S/ 430.53	
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 68.51
Operario	hh	1.00	0.667	26.22	17.48	
Oficial	hh	1.00	0.667	20.60	13.73	
Peón	hh	3.00	2.000	18.65	37.30	
MATERIALES						S/ 349.30
Cemento Portland Tipo I (BLS.:42.5 kg)	bls		10.217	23.64	241.52	
Piedra Chancada Ø 1/2"	m ³		0.557	53.39	29.71	
Agua	m ³		1.245	5.00	6.23	
Arena gruesa	m ³		0.546	49.15	26.84	
Epóxico SIKADUR® 32 GEL (x 5kg)	kg		0.300	126.50	37.95	
Gasolina 84 Octanos	gln		0.390	18.10	7.06	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 12.72
Mezcladora de concreto de 11p3	hm	1.00	0.667	12.34	8.23	
Vibrador 4HP, Cap.18 PL(1.50")	hm	0.50	0.333	7.32	2.44	
Equipos/herramientas	%MO		3.00%	68.51	2.06	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PARTIDA:	PLACA en L - Encofrado/Desencofrado					
RENDIMIENTO:		10.00		m ² /día	Año	2023
				TOTAL=	S/ 70.36	
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 37.46
Operario	hh	1.000	0.800	26.22	20.98	
Oficial	hh	1.000	0.800	20.60	16.48	
MATERIALES						S/ 30.34
Madera Tornillo	p ²		4.992	5.80	28.96	
Alambre Negro Recocido N° 08	kg		0.120	3.15	0.38	
Clavo 3"	kg		0.224	4.49	1.01	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 2.56
Cizalla	hm		0.024	59.90	1.4376	
Equipos/herramientas	%MO		3.00%	37.46	1.12	


ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PARTIDA:	PLACA en L - Acero fy = 4200 kg/cm2					
RENDIMIENTO:		250.00		kg/día	Año	2023
				TOTAL=	S/ 6.07	
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 1.50
Operario	hh	1	0.032	26.22	0.84	
Oficial	hh	1	0.032	20.60	0.66	
MATERIALES						S/ 3.09
Acero Corrugado, Ø promedio fy = 4200kg/cm ²	kg		1.070	2.65	2.84	
Alambre Negro Recocido N° 16	kg		0.060	4.24	0.25	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 1.48
Cizalla	hm	0.75	0.024	59.90	1.44	
Equipos/herramientas	%MO		3.00%	1.50	0.04	

PRESUPUESTO DE ESTRUCTURAS						
ITEM	Descripción	Und	Cantidad	P. Unitario	P. Parcial	Total
OE.1.0	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					S/ 19,804.53
OE.1.1.	COLUMNA ENCAMISADA					
OE.1.1.1.	C1 Encamisada $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m ³	10.92	S/518.25	S/5,659.25	
OE.1.1.2.	C1 Encamisada - Encofrado/Desencofrado	m ²	78.00	S/70.36	S/5,487.76	
OE.1.1.3.	C1 Encamisada - Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	1025.39	S/6.07	S/6,224.81	
OE.1.2.	PLACA en L					
OE.1.2.1.	PLACA en L $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m ³	10.92	S/17.48	S/190.88	
OE.1.2.2.	PLACA en L - Encofrado/Desencofrado	m ²	78.00	S/20.98	S/1,636.13	
OE.1.2.3.	PLACA en L - Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	721.88	S/0.84	S/605.69	
COSTO DIRECTO						S/ 19,804.53
GASTOS GENERALES					5.00%	S/ 990.23
UTILIDAD					5.00%	S/ 990.23
SUBTOTAL						S/ 21,784.98
IGV					18.00%	S/ 3,921.30
TOTAL PRESUPUESTO						S/ 25,706.28

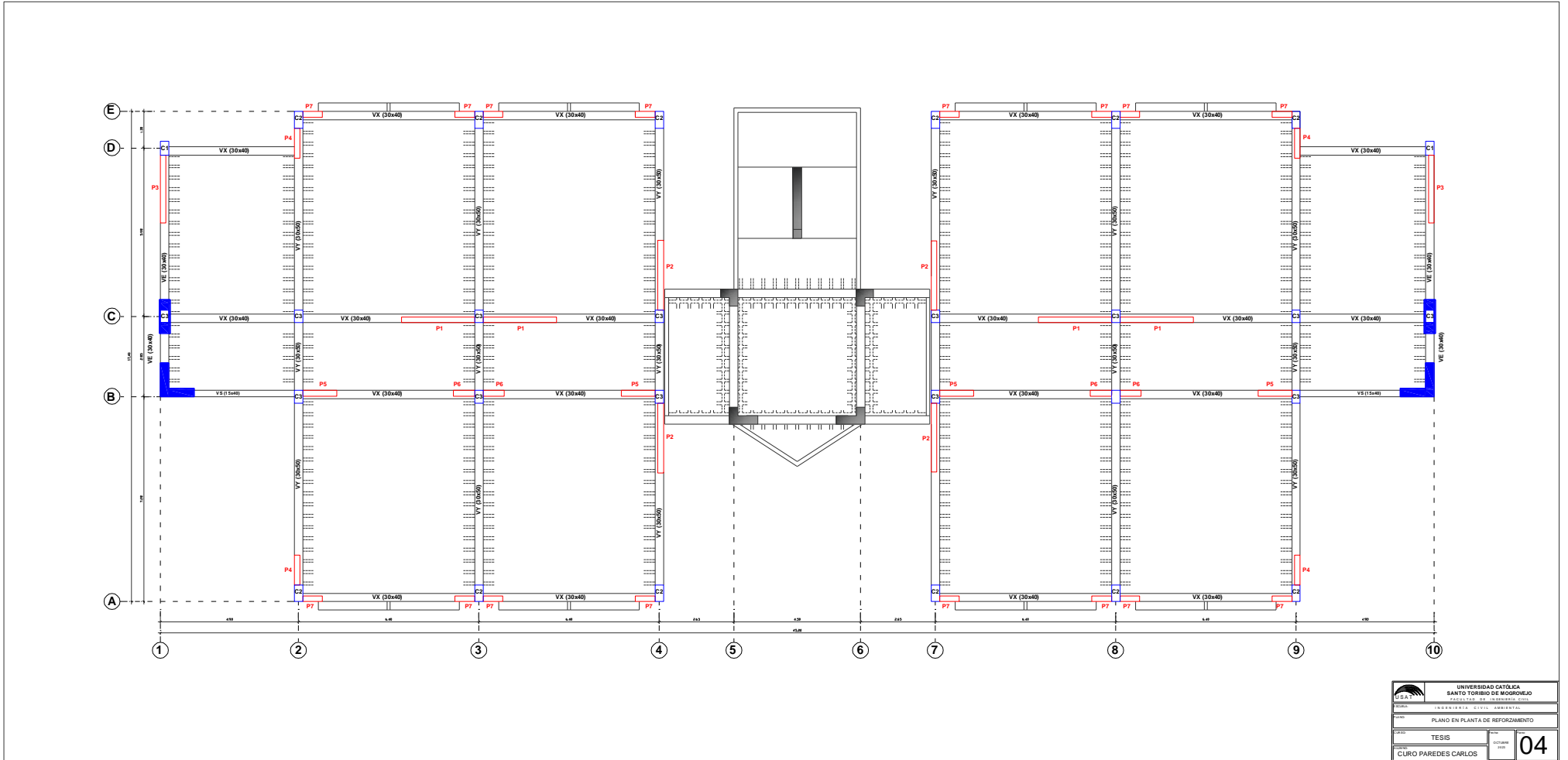
Anexo N°12: Plano de detalle de encofrado



ELEMENTO N°	DESCRIPCIÓN
1	TABLONES
2	BARROTES
3	LARGUEROS
4	SOLERAS
5a	PUNTALES
5b	PUNTALES
5c	PUNTALES
6a	ARRIOSTRES
6b	ARRIOSTRES
6c	ARRIOSTRES
7	SEPARADORES
8	BASES
9	ESTACAS

	UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
	ESCUELA: INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL	
PLANO: DETALLE DE ENCOFRADO DE REFORZAMIENTO		
CURSO: TESIS	Fecha: OCTUBRE 2023	Plano: 03
ALUMNO: CURO PAREDES CARLOS		

Anexo N°13: Plano en planta de reforzamiento

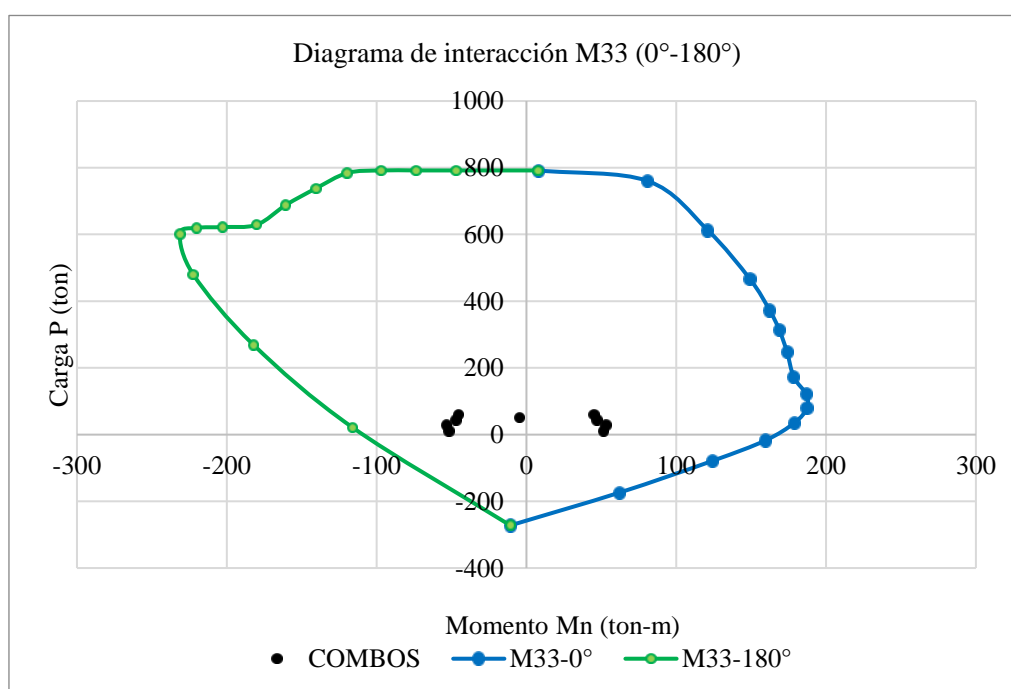


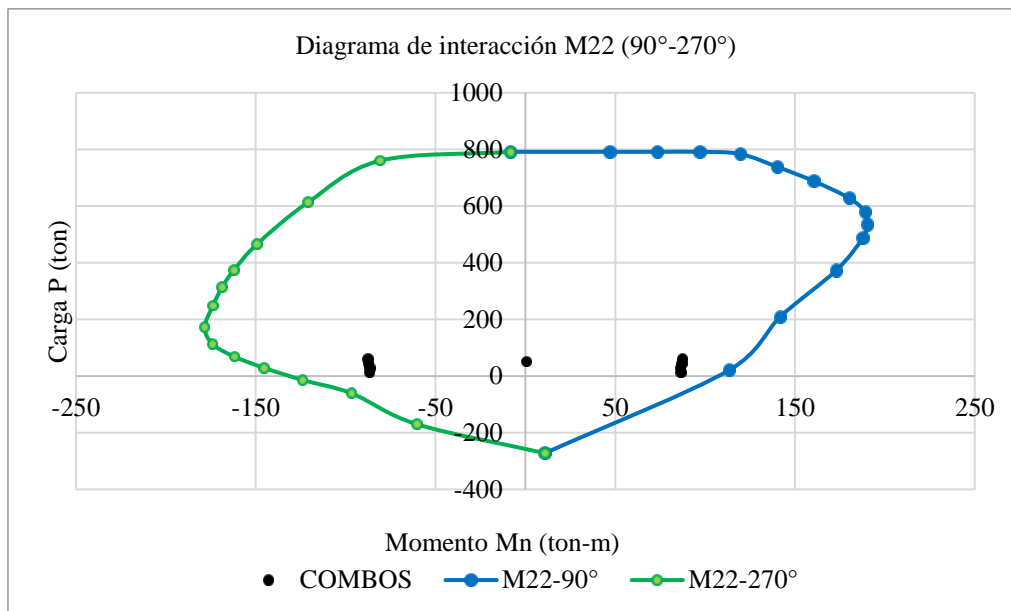
Anexo N°15: Diseño de Placa de concreto

PUNTOS	M33							Ptransición	216
	0°		180°		phi	phiPn	phiMn	180°	
	Pn	Mn	Pn	Mn				PhiPn	PhiMn
1	1131.2784	11.4348	1131.2784	11.4348	0.7	791.89488	8.00436	791.89488	8.00436
2	1086.1635	115.6179	1131.2784	-67.2281	0.7	760.31445	80.93253	791.89488	-47.05967
3	876.2728	172.664	1131.2784	-105.0561	0.7	613.39096	120.8648	791.89488	-73.53927
4	666.2549	213.1238	1131.2784	-138.7488	0.7	466.37843	149.18666	791.89488	-97.12416
5	532.8269	231.8436	1120.3805	-170.8471	0.7	372.97883	162.29052	784.26635	-119.59297
6	448.807	241.0603	1054.4583	-200.6912	0.7	314.1649	168.74221	738.12081	-140.48384
7	354.6522	248.4009	983.2149	-229.4519	0.7	248.25654	173.88063	688.25043	-160.61633
8	246.2611	254.9259	898.7477	-257.2776	0.7	172.38277	178.44813	629.12339	-180.09432
9	161.3827	248.7282	828.9554	-270.0414	0.750571574	121.1292672	186.688317	622.190359	-202.685399
10	98.2802	231.3995	765.9079	-272.0167	0.808999815	79.5086636	187.202153	619.619349	-220.06146
11	41.0681	207.5494	697.6374	-268.3703	0.9	35.39963367	178.902183	601.345287	-231.328216
12	-19.8186	177.052	532.8674	-247.0044	0.9	-17.83674	159.3468	479.58066	-222.30396
13	-87.2142	138.1112	299.5308	-202.5348	0.9	-78.49278	124.30008	269.57772	-182.28132
14	-193.4711	68.773	23.5106	-128.8605	0.9	-174.12399	61.8957	21.15954	-115.97445
15	-302.4	-11.9423	-302.4	-11.9423	0.9	-272.16	-10.74807	-272.16	-10.74807

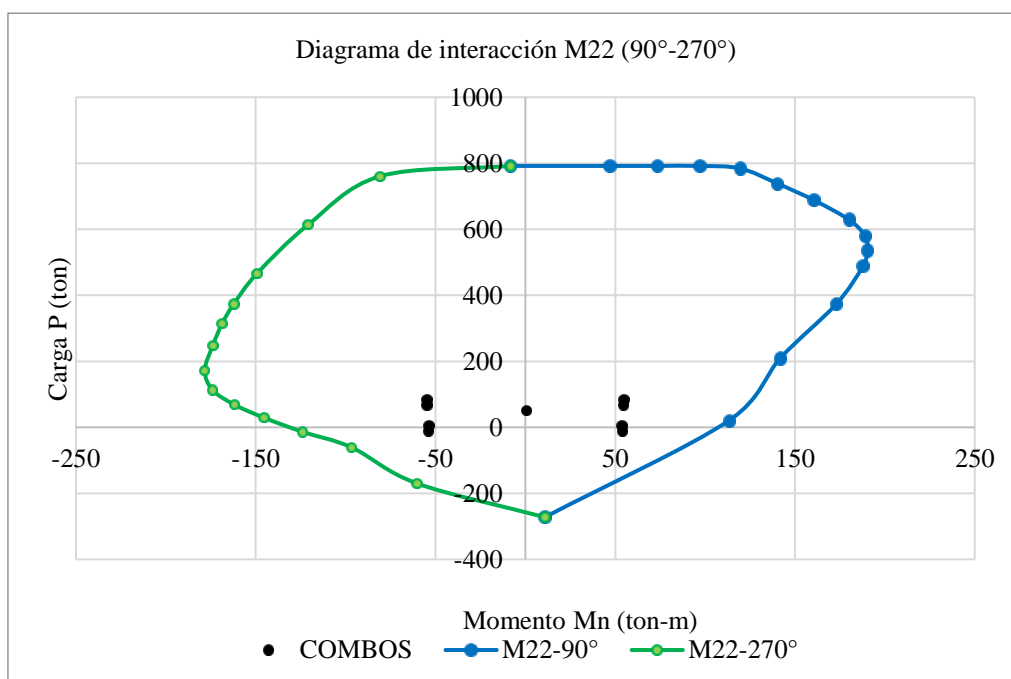
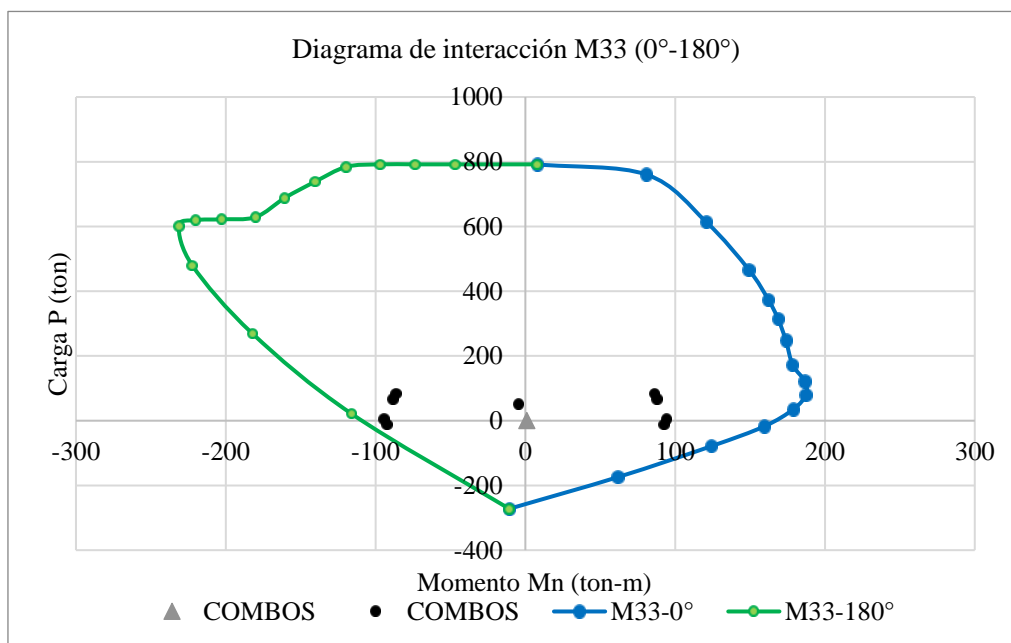
PUNTOS	M22							phi	phiPn	PhiMn	phiPn	PhiMn
	90°		270°									
	Pn	Mn	Pn	Mn								
1	1131.2784	-11.5554	1131.2784	-11.5554	0.7	791.89488	-8.08878	791.89488	-8.08878			
2	1131.2784	67.1074	1086.3038	-115.6343	0.7	791.89488	46.97518	760.41266	-80.94401			
3	1131.2784	104.9354	876.4252	-172.6663	0.7	791.89488	73.45478	613.49764	-120.86641			
4	1131.2784	138.6282	666.4217	-213.114	0.7	791.89488	97.03974	466.49519	-149.1798			
5	1120.3805	170.7264	533.0112	-231.8136	0.7	784.26635	119.50848	373.10784	-162.26952			
6	1054.4583	200.5705	449.0127	-241.0055	0.7	738.12081	140.39935	314.30889	-168.70385			
7	983.0105	229.2999	354.885	-248.3146	0.7	688.10735	160.50993	248.4195	-173.82022			
8	898.5127	257.1289	246.5294	-254.7986	0.7	628.95889	179.99023	172.57058	-178.35902			
9	828.6811	269.8962	161.654	-248.5701	0.7	580.07677	188.92734	113.1578	-173.99907			
10	765.5788	271.8766	98.2802	-231.2735	0.7	535.90516	190.31362	68.79614	-161.89145			
11	697.226	268.2378	41.0681	-207.4234	0.7	488.0582	187.76646	28.74767	-145.19638			
12	532.8543	246.9669	-19.8186	-176.926	0.7	372.99801	172.87683	-13.87302	-123.8482			
13	298.708	202.4358	-87.2142	-137.9852	0.7	209.0956	141.70506	-61.04994	-96.58964			
14	23.2574	128.8727	-193.4711	-68.647	0.87846537	20.4308205	113.210204	-169.95766	-60.3040123			
15	-302.4	12.0683	-302.4	12.0683	0.9	-272.16	10.86147	-272.16	10.86147			

✓ Sismo en X





✓ Sismo en Y



CARGAS		Load	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
Story	Pier	Case/Combo	m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	PLACA	Dead	LinStatic	-30.4651	-0.6354	0.5727	0.0275	0.3188	-2.4479
Story1	PLACA	Live	LinStatic	-5.0825	-0.1358	0.2311	-0.0253	0.1159	-0.703
Story1	PLACA	SX Diseño	Combination	15.9956	9.0087	17.6018	7.3206	86.9687	49.2737
Story1	PLACA	SY Diseño	Combination	39.6272	20.9271	9.7162	8.6482	54.2839	90.3157

CM	30.4651
CV	5.0825

		COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)	V22 (ton)	V33 (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	51.29	0.64	-4.62	-1.12	1.19
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	60.43	87.51	45.34	8.04	18.61
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	28.44	-86.43	-53.21	-9.97	-16.60
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	43.41	87.26	47.07	8.44	18.12
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	11.42	-86.68	-51.48	-9.58	-17.09
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	84.06	54.83	86.38	19.96	10.72
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	4.81	-53.74	-94.25	-21.89	-8.71
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	67.05	54.57	88.11	20.36	10.23
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	-12.21	-54.00	-92.52	-21.50	-9.20

Combinaciones de Carga	SISMO XX			SISMO YY				
		COMBINACIONES DE DISEÑO				COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV		51.29	0.64	-4.62		51.29	0.64	-4.62
U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	SISMO XX (+)	60.43	87.51	45.34	SISMO YY (+)	84.06	54.83	86.38
U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO		28.44	-86.43	-53.21		4.81	-53.74	-94.25
U4=0.9CM+SXDISEÑO		43.41	87.26	47.07		67.05	54.57	88.11
U5=0.9CM-SXDISEÑO		11.42	-86.68	-51.48		-12.21	-54.00	-92.52
U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO		60.43	-87.51	-45.34		84.06	-54.83	-86.38
U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	SISMO XX (-)	28.44	86.43	53.21	SISMO YY (-)	4.81	53.74	94.25
U4=0.9CM+SXDISEÑO		43.41	-87.26	-47.07		67.05	-54.57	-88.11
U5=0.9CM-SXDISEÑO		11.42	86.68	51.48		-12.21	54.00	92.52

Diseño por Capacidad

Espaciamiento no debe exceder

- 10 veces el diametro de la varilla longitudinal
- 8 veces el diametro de la varilla longitudinal
- Menor lado de la sección
- 25 centímetros

Se utilizará acero de 3/8" para estribo

25.4	cm
20.32	cm
30	cm
25	cm

NUCLEOS

20 cm

DIRECCIÓN ANALISIS	PLACA	e (m)	Lm (m)	Hm (m)
X	Placa Diseñada	0.3	2.40	10.50
Y	Placa Diseñada	0.3	2.40	10.50

Hm/Lm	Vua (ton)	Mua (ton-m)	Mn (ton-m)	Vud (ton)	αc
Esbolto	18.61	87.51	200.00	42.52	0.53
Esbolto	21.89	94.25	188.89	43.87	0.53

Acw (cm2)	Vc (ton)	Vs (ton)	Smax (cm)	ph	Acw(0.27*210^0.5)
5760	44.24	5.79	359.45	0.00024	22.54
5760	44.24	7.37	282.20	0.00030	22.54

pv	As H (cm2/m)	Sh (cm)	As V (cm2/m)	Sv (cm)
0.0046	0.72	360.00	13.86	20.00
0.0046	0.91	280.00	13.67	20.00

Anexo N°16: Calculo de desplazamientos de control para el análisis no lineal estático

Table 11-7. Numerical Acceptance Criteria for Plastic Hinge Rotations in Reinforced Concrete Walls and Wall Segments Controlled by Flexure, in radians

Component Type	Performance Level ⁴					
	Primary			Secondary		
	IO	LS	SS	LS	SS	
1. Walls and wall segments controlled by flexure						
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'}^1$	$\frac{v}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}^2$	Boundary Element ³				
≤ 0.1	≤ 3	C	0.005	0.010	0.015	0.015
≤ 0.1	≥ 6	C	0.004	0.008	0.010	0.010
≥ 0.25	≤ 3	C	0.003	0.006	0.009	0.009
≥ 0.25	≥ 6	C	0.001	0.003	0.005	0.005
≤ 0.1	≤ 3	NC	0.002	0.004	0.008	0.008
≤ 0.1	≥ 6	NC	0.002	0.004	0.006	0.006
≥ 0.25	≤ 3	NC	0.001	0.002	0.003	0.003
≥ 0.25	≥ 6	NC	0.001	0.001	0.002	0.002

TABLE: Pier Forces

Story	Pier	Output Case	Case Type	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
					tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	C1	Dead	LinStatic	Bottom	-31.9925	-0.1244	1.002	0.0031	1.0357	-0.1497
Story1	C1	Live	LinStatic	Bottom	-7.7614	-0.0384	0.3832	0.0009	0.4049	-0.0463
Story1	C1	SXDIN	LinRespSpec	Bottom	2.3751	0.0803	0.309	0.0275	0.5908	0.4856
Story1	C1	SYDIN	LinRespSpec	Bottom	17.3556	0.0189	1.9812	0.0694	3.9785	0.1153
Story1	C2	Dead	LinStatic	Bottom	-48.7761	0.6477	-1.2168	0.0031	-1.4004	0.7122
Story1	C2	Live	LinStatic	Bottom	-14.1892	0.2068	-0.3398	0.0009	-0.3907	0.2275
Story1	C2	SXDIN	LinRespSpec	Bottom	8.6023	0.7923	0.2669	0.0275	0.3947	1.2851
Story1	C2	SYDIN	LinRespSpec	Bottom	10.2632	0.1906	2.5699	0.0694	4.2245	0.3077
Story1	P1	Dead	LinStatic	Bottom	-36.4584	-0.9037	0.0044	0.0158	0.0571	-17.7163
Story1	P1	Live	LinStatic	Bottom	-5.1026	-0.2835	0.0014	0.0045	0.0171	-4.8641
Story1	P1	SXDIN	LinRespSpec	Bottom	2.6443	8.769	0.2686	0.1306	1.3954	58.4577
Story1	P1	SYDIN	LinRespSpec	Bottom	17.125	64.2158	0.1705	0.3813	0.9775	417.6315
Story1	P2	Dead	LinStatic	Bottom	-60.9715	3.9844	1.0941	0.6764	4.084	0.2318
Story1	P2	Live	LinStatic	Bottom	-13.3717	1.1113	0.276	0.151	1.093	0.0657
Story1	P2	SXDIN	LinRespSpec	Bottom	3.3492	4.5016	5.885	3.3453	23.1656	26.3952
Story1	P2	SYDIN	LinRespSpec	Bottom	4.2919	24.2972	7.7574	6.9972	42.4768	135.985
Story1	P3	Dead	LinStatic	Bottom	-57.7896	-0.2828	4.1712	0.0417	6.5742	-2.3139
Story1	P3	Live	LinStatic	Bottom	-14.1077	-0.0821	1.089	0.012	1.7178	-0.6807
Story1	P3	SXDIN	LinRespSpec	Bottom	0.8963	12.6118	0.8535	1.2781	2.7917	50.8374
Story1	P3	SYDIN	LinRespSpec	Bottom	4.9008	10.2738	4.4369	1.3251	14.4529	45.5228
Story1	P4	Dead	LinStatic	Bottom	-27.8593	1.1834	1.2039	0.0774	2.3007	1.3481
Story1	P4	Live	LinStatic	Bottom	-5.2139	0.3113	0.2068	-0.0023	0.4334	0.3249
Story1	P4	SXDIN	LinRespSpec	Bottom	7.4705	5.0006	2.2029	1.0455	7.1827	17.9735
Story1	P4	SYDIN	LinRespSpec	Bottom	11.6617	4.3879	5.3885	1.6974	15.5214	17.9642
Story1	P5	Dead	LinStatic	Bottom	-94.7198	-1.9402	-0.0745	0.0208	-0.1435	-23.3447
Story1	P5	Live	LinStatic	Bottom	-26.6604	-0.754	-0.0164	0.0058	-0.0342	-7.2131
Story1	P5	SXDIN	LinRespSpec	Bottom	4.2566	111.4363	0.0714	0.2042	0.3894	944.5317
Story1	P5	SYDIN	LinRespSpec	Bottom	2.165	26.462	0.3595	0.5119	2.0064	223.4325

P5 - DIRECCIÓN X

Carga Axial (P):	-94720 Kg	-208821.17 lb
Área de Placa:	10200 cm2	1581.00 lb
f _c :	140.00 kg/cm2	2019.71 lb
Cortante (V):	111436 Kg	245674.70 lb

$$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'}$$

$$\frac{v}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}^2$$

-0.066	IO	LS	SS
	0.002	0.004	0.0077

3.458

P1 - DIRECCIÓN Y

Carga Axial (P):	-36458 Kg	-80376.92 lb
Área de Placa:	4800 cm2	744.00 lb
f _c : del concreto	140.00 kg/cm2	2019.71 lb
Cortante (V):	64216 Kg	141571.44 lb

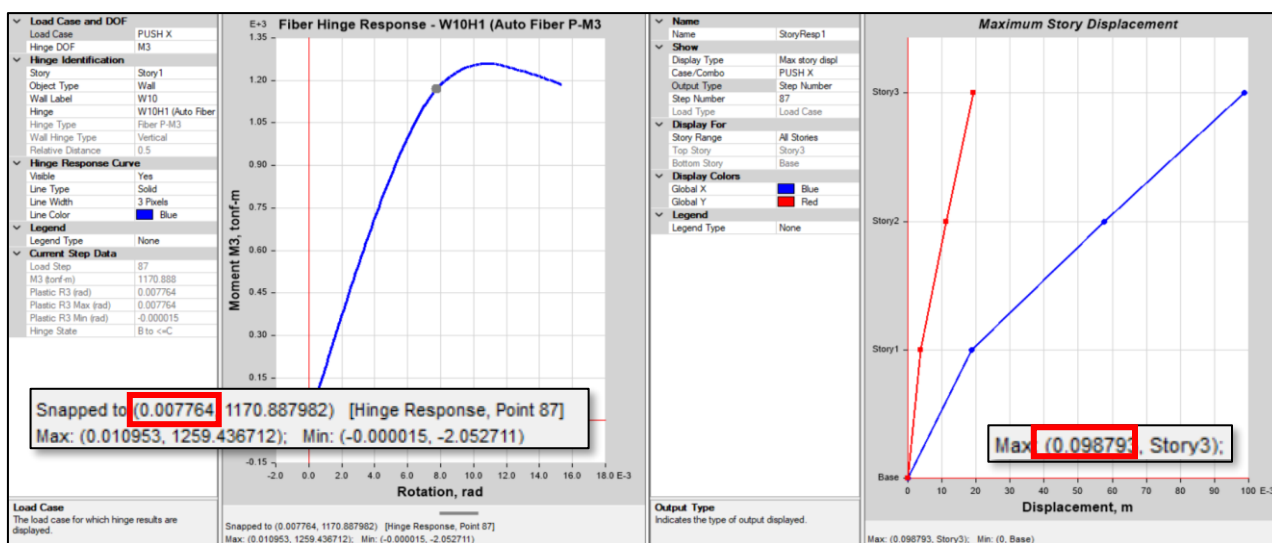
$$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'}$$

$$\frac{v}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}^2$$

-0.054	IO	LS	SS
	0.002	0.004	0.0072

4.234

✓ Desplazamiento de control en el eje X



✓ Desplazamiento de control en el eje Y

