

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



Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño sismorresistente de un colegio diseñado bajo la norma E.030 en Ferreñafe

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

AUTOR

Nelly Maria Gallardo Barreto

ASESOR

Jose Alfredo Rolando Cespedes Deza

<https://orcid.org/0000-0003-1579-8388>

Chiclayo, 2023

**Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño
sismorresistente de un colegio diseñado bajo la norma E.030 en
Ferreñafe**

PRESENTADA POR
Nelly Maria Gallardo Barreto

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

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR

Segundo Guillermo Carranza Cieza
PRESIDENTE

Jorge Alvarez Ruffran
SECRETARIO

Jose Alfredo Rolando Cespedes Deza
VOCAL

“En algún lugar, algo increíble está esperando a ser conocido”. Carl Sagan

“Cada día sabemos más y entendemos menos”. Albert Einstein

Dedicatoria

A mí misma, por la perseverancia
y el esfuerzo.
Por mí y para mí.

Agradecimientos

Agradezco a la divinidad por su generosidad que me permite seguir avanzando en el camino de la existencia, expreso mi gratitud hacia mis progenitores por el incesante respaldo y afecto que me brindan constantemente, y reconozco a todas aquellas personas que de diversas formas contribuyeron al progreso de mi carrera.

TESIS

INFORME DE ORIGINALIDAD

21 %	21 %	2 %	7 %
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	6 %
2	tesis.usat.edu.pe Fuente de Internet	4 %
3	repositorio.usil.edu.pe Fuente de Internet	4 %
4	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1 %
5	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	1 %
6	www.scielo.cl Fuente de Internet	1 %
7	repositorio.uss.edu.pe Fuente de Internet	1 %
8	www.odontologiaufro.cl Fuente de Internet	1 %
9	Submitted to Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo	<1 %

Índice

Resumen.....	12
Abstract.....	13
Introducción.....	14
Revisión de literatura	15
Antecedentes del problema	15
Bases Teóricas científicas	17
Bases legales.....	17
Criterios Sísmicos	18
Peligro Sísmico.....	18
Niveles de peligro sísmico.....	18
Acelerogramas	19
Demanda Sísmica.....	20
Espectro de diseño	20
Espectro Elástico.....	21
Espectro Inelástico.....	22
Análisis estático no lineal (Push-Over).....	22
Curva de capacidad.....	23
Punto de desempeño	24
Desempeño Sísmico.....	24
Definición de términos básicos	26
Materiales y métodos	27
Tipo y nivel de investigación	27
Diseño de investigación	27
Población, muestra y muestreo	27
Población	27
Muestra	27
Muestreo	27
Criterios de selección	27
Operacionalización de variables	28
Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	29

Procedimientos	29
Plan de procesamiento y análisis de datos	29
Matriz de consistencia.....	31
Consideraciones éticas	32
Resultados y discusión	32
Descripción del proyecto.....	32
Descripción arquitectónica del proyecto	33
Descripción estructural del proyecto.....	35
Características de los materiales	36
Acero de refuerzo	36
Concreto Armado	39
Albañilería confinada	41
Capacidad portante del suelo.....	42
Normas de diseño	43
Cargas en el modelo	44
Análisis sísmico	44
Modelo elástico y análisis de frecuencia.....	46
Masas de la estructura.....	48
Análisis de frecuencia.....	49
Distorsiones	50
Cortante en la base	52
Análisis estático no lineal.....	53
Rótulas plásticas	55
Curva de capacidad	58
Modelo no lineal en el eje Y-Y.....	60
Modelo de muro de albañilería confinada aplicada al colegio 780 actual	60
Curva de capacidad en el eje Y-Y.....	61
Análisis Dinámico no lineal	63
Bloque I.....	63
Registro sísmico	63

Resultados del análisis no lineal tiempo historia	65
Sismo de Lima 1966.....	65
Sismo de Lima 1970.....	67
Sismo de Lima 1974.....	69
Bloque II	72
Compatibilidad de señales sísmicas con el espectro elástico	72
Resultados del análisis no lineal tiempo historia	73
Sismo Lima 1966	73
Sismo de Lima 1970.....	75
Sismo Lima 1974	77
Comparación de los análisis no lineales.....	80
Propuesta de reforzamiento colegio tipo 780 actual	83
Conclusiones	85
Recomendaciones	87
Referencias Bibliográficas	88
Anexos.....	88

Lista de Tablas

Tabla 1.	Sismos recomendados por el comité VISION 200	19
Tabla 2.	Niveles de comportamiento en una estructura	25
Tabla 3.	Derivas de una estructura según el ATC-40	26
Tabla 4.	Operacionalización de Variables	28
Tabla 5.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	29
Tabla 6.	Cuadro del Bloques I de la I.E	33
Tabla 7.	Cuadro de diamantinas extraídas del bloque I	40
Tabla 8.	Cuadro de muestras de diamantinas extraídas Bloque II	41
Tabla 9.	Resistencia de características de albañilería	42
Tabla 10.	Resumen de Capacidad Portante y Asentamiento	43
Tabla 11.	Cuadro Resumen de Mecánica de Suelos	43
Tabla 12.	Cargas Muertas Según La Normativa E.020.....	44
Tabla 13.	Cargas Vivas Según La Normativa E.020	44
Tabla 14.	Parámetros Sísmico Según E.030	45
Tabla 15.	Características de los materiales	46
Tabla 16.	Peso sísmico Por nivel-Bloque I.....	48
Tabla 17.	Peso sísmico Por nivel-Bloque II.....	49
Tabla 18.	Periodos de Vibración del Bloque I.....	49
Tabla 19.	Periodos de Vibración del Bloque II.....	50
Tabla 20.	Derivas X del Bloque I	50
Tabla 21.	Derivas Y del Bloque I	51
Tabla 22.	Derivas X del bloque II.....	51
Tabla 23.	Derivas Y del bloque II.....	51
Tabla 24.	Cortante Estática y Dinámica Bloque I.....	53
Tabla 25.	Cortante Estática y Dinámica Bloque II	53
Tabla 26.	Propiedades geométricas y mecánicas de muros de albañilería confinada.	61
Tabla 27.	Propiedades de Fuerza-deformación para elementos tipo link	61
Tabla 28.	Registros sísmicos.....	63
Tabla 29.	Espectro Elástico.....	63
Tabla 30.	Rango de periodos para el espectro compatible -Bloque I	64
Tabla 31.	Cortante basal y desplazamiento-dirección X- Bloque I	71
Tabla 32.	Cortante basal y desplazamiento-dirección Y- Bloque I	71
Tabla 33.	Derivas del tiempo Historia -dirección X- Bloque I.....	72
Tabla 34.	Derivas del tiempo Historia -dirección Y- Bloque I.....	72
Tabla 35.	Rango de periodos para el espectro compatible -Bloque II	72
Tabla 36.	Cortante basal y desplazamiento-dirección X- Bloque II.....	79
Tabla 37.	Cortante basal y desplazamiento-dirección Y- Bloque II.....	79
Tabla 38.	Derivas del tiempo Historia -dirección X- Bloque II.....	80
Tabla 39.	Derivas del tiempo Historia -dirección Y- Bloque II.....	80
Tabla 40.	Derivas del tiempo Historia -dirección X- Bloque I.....	80
Tabla 41.	Derivas del tiempo Historia -dirección Y- Bloque I.....	81
Tabla 42.	Derivas del tiempo Historia -dirección X- Bloque II.....	82
Tabla 43.	Derivas del tiempo Historia -dirección Y- Bloque II.....	82

Lista de Ilustraciones

Ilustración 1.	Registro y espectro de respuesta obtenidos para el sismo de pisco en las estaciones PCN.....	20
Ilustración 2.	Registro y espectro de respuesta obtenidos para el sismo de pisco en las estaciones ICA 2.....	20
Ilustración 3.	Espectro de diseño	21
Ilustración 4.	Grafica de espectro de diseño elástico	22
Ilustración 5.	Gráfico de Pushover.....	23
Ilustración 6.	Gráfico de una curva de capacidad	23
Ilustración 7.	Grafico del Punto de desempeño	24
Ilustración 8.	Ubicación de la I.E N°10056 Héctor Rene Lanegra Romero.	32
Ilustración 9.	Bloque 1-Tipo Sistémico 780 Actual-Planta del Primer Nivel.....	34
Ilustración 10.	Anexo 6 del Bloque 1	34
Ilustración 11.	Bloque II-Tipo Sistémico 780 Actual-Planta del Primer Nivel.	35
Ilustración 12.	Panel Fotográfico del Bloque II.....	35
Ilustración 13.	sección transversal de columnas del Bloque I-Primer nivel	36
Ilustración 14.	Cuadro de sección Transversal de vigas del bloque I-Primer Nivel.....	37
Ilustración 15.	Cuadro de sección Transversal de columnas del bloque I-Segundo Nivel.	37
Ilustración 16.	Cuadro de sección Transversal de vigas del bloque I-Segundo Nivel.....	37
Ilustración 17.	Cuadro de sección Transversal de Columnas del Bloque II-Primer Nivel.	38
Ilustración 18.	Cuadro de sección Transversal de vigas del Bloque II-Primer Nivel.....	38
Ilustración 19.	Distribución Normal Resistencia del Concreto Bloque I.....	40
Ilustración 20.	Distribución Normal Resistencia del Concreto Bloque II	41
Ilustración 21.	Espectros Inelásticos del Bloque I y II	46
Ilustración 22.	Modelo Estructural del Bloque I en ETABS18	47
Ilustración 23.	Modelo Estructural del Bloque I en ETAB-18	48
Ilustración 24.	Distorsiones en el eje X e Y del bloque I.....	52
Ilustración 25.	Distorsiones en el eje X e Y del bloque II	52
Ilustración 26.	Modelo en Midas Gen no lineal del bloque I.....	53
Ilustración 27.	Modelado no lineal en Etabs del bloque I.....	54
Ilustración 28.	Modelado en Midas Gen no lineal del bloque II.....	54
Ilustración 29.	Modelado no lineal en Etabs del bloque II	55
Ilustración 30.	Generación de rotulas plásticas en Midas Gen en el bloque I -Eje X-X.....	56
Ilustración 31.	Generación de rótulas plásticas en Migas gen en el bloque I -Eje Y-Y	56
Ilustración 32.	Generación de rótulas plásticas en el bloque II-Eje X-X.....	57
Ilustración 33.	Generación de rótulas plásticas en el bloque II-Eje Y-Y.....	58
Ilustración 34.	Curva de Capacidad del Bloque I-Eje X-X.....	59
Ilustración 35.	Curva de Capacidad del Bloque II-Eje X-X	59
Ilustración 36.	Curva de Capacidad del Bloque I-Eje Y-Y.....	62
Ilustración 37.	Curva de Capacidad del Bloque II-Eje Y-Y	62
Ilustración 38.	Espectro Elástico.....	63
Ilustración 39.	Espectro de acelerogramas sin escalar	64
Ilustración 40.	Espectro de acelerogramas compatible-Bloque I.....	65
Ilustración 41.	Sismo Lima 1966 -Cortante Basal -dirección X- Bloque I.....	65
Ilustración 42.	Sismo Lima 1966 -Desplazamiento -dirección X- Bloque I.....	66
Ilustración 43.	Sismo Lima 1966 -Cortante Basal -dirección Y- Bloque I.....	66
Ilustración 44.	Sismo Lima 1966 -Desplazamiento -dirección Y- Bloque I.....	67
Ilustración 45.	Sismo Lima 1970 -Cortante Basal -dirección X- Bloque I.....	67
Ilustración 46.	Sismo Lima 1970 -Desplazamiento -dirección X- Bloque I.....	68
Ilustración 47.	Sismo Lima 1970 -Cortante Basal -dirección Y- Bloque I.....	68

Ilustración 48.	Sismo Lima 1970 -Desplazamiento -dirección Y- Bloque I.....	69
Ilustración 49.	Sismo Lima 1974 -Cortante Basal -dirección X- Bloque I.....	69
Ilustración 50.	Sismo Lima 1974 -Desplazamiento -dirección X- Bloque I.....	70
Ilustración 51.	Sismo Lima 1974 -Cortante Basal -dirección Y- Bloque I.....	70
Ilustración 52.	Sismo Lima 1974 -Desplazamiento -dirección Y- Bloque I.....	71
Ilustración 53.	Espectro de acelerogramas compatible-Bloque II	73
Ilustración 54.	Sismo Lima 1966 -Cortante Basal -dirección X- Bloque II	73
Ilustración 55.	Sismo Lima 1966 -Desplazamiento -dirección X- Bloque II	74
Ilustración 56.	Sismo Lima 1966 -Cortante Basal -dirección Y- Bloque II	74
Ilustración 57.	Sismo Lima 1966 -Desplazamiento -dirección Y- Bloque II	75
Ilustración 58.	Sismo Lima 1970 -Cortante Basal -dirección X- Bloque II	75
Ilustración 59.	Sismo Lima 1970 -Desplazamiento -dirección X- Bloque II	76
Ilustración 60.	Sismo Lima 1970 -Cortante Basal -dirección Y- Bloque II	76
Ilustración 61.	Sismo Lima 1970 -Desplazamiento -dirección Y- Bloque II	77
Ilustración 62.	Sismo Lima 1974 -Cortante Basal -dirección X- Bloque II	77
Ilustración 63.	Sismo Lima 1974 -Desplazamiento -dirección X- Bloque II	78
Ilustración 64.	Sismo Lima 1974 -Cortante Basal -dirección Y- Bloque II	78
Ilustración 65.	Sismo Lima 1974 -Desplazamiento -dirección Y- Bloque II	79
Ilustración 66.	Comparación de Derivas-dirección X- Bloque I	81
Ilustración 67.	Comparación de Derivas-dirección Y- Bloque I	81
Ilustración 68.	Comparación de Derivas-dirección X- Bloque II	82
Ilustración 69.	Comparación de Derivas-dirección Y- Bloque II	83
Ilustración 70.	Técnica de Rehabilitación Técnica	84
Ilustración 71.	Elevación eje A-A, esquema de reforzamiento ACMAC	84
Ilustración 72.	Esquema de elevación de reforzamiento ACMAC	85
Ilustración 73.	Elevación eje A-A, Esquema de reforzamiento ACMAC	85
Ilustración 74.	Esquema de elevación de reforzamiento ACMAC	85

Resumen

El proyecto de investigación se fundamenta en la minuciosa evaluación de la infraestructura de la Institución Educativa Héctor René Lanegra Romero, que actualmente se adhiere al diseño sistémico 780, conforme a las pautas estipuladas en la normativa E.030. El objetivo principal de esta investigación consiste en realizar un análisis exhaustivo del desempeño estructural de dicha institución educativa. Para lograr este objetivo, se empleó un enfoque no lineal que incluye un análisis Pushover y un análisis de registros sísmicos en el tiempo. Este enfoque no lineal permite evaluar cómo se comporta la institución educativa durante un evento sísmico, y ha generado información valiosa, como las curvas de capacidad, la identificación de posibles puntos de plasticidad en la estructura y la determinación de si la edificación es lo suficientemente resistente para resistir una sacudida sísmica. En consecuencia, los resultados obtenidos se utilizan para proponer medidas de refuerzo en caso de que la estructura lo requiera.

Palabras clave: Análisis no lineal, Pushover, Análisis dinámico no lineal, Desempeño Sísmico, Reforzamiento.

Abstract

The research project is based on the thorough evaluation of the infrastructure of the Héctor René Lanegra Romero Educational Institution, which currently adheres to systemic design 780, following the guidelines stipulated in the E.030 standard. The main objective of this research is to conduct a comprehensive analysis of the structural performance of the said educational institution. To achieve this goal, a nonlinear approach was employed, which includes a Pushover analysis and a time history seismic analysis. This nonlinear approach allows for assessing how the educational institution behaves during a seismic event and has generated valuable information such as capacity curves, identifying potential plastic hinge points in the structure, and determining whether the building is resilient enough to withstand a seismic shake. Consequently, the obtained results are used to propose reinforcement measures if the structure necessitates them.

Keywords: Nonlinear Analysis, Pushover, Nonlinear Dynamic Analysis, Seismic Performance, Reinforcement.

Introducción

En los últimos años en el Perú, se han experimentado terremotos que han resaltado la vulnerabilidad de las escuelas peruanas en términos de su estructura. Esta situación ha generado la necesidad de estudiar y evaluar cómo se comportan las edificaciones educativas ante señales sísmicas, con el fin de prevenir posibles daños. Dado que muchas de estas instituciones educativas fueron diseñadas conforme a regulaciones anticuadas, es fundamental adaptarlas a las normativas actuales, que han evolucionado con el tiempo y han mejorado los estándares de seguridad estructural. El proyecto de investigación se enfoca en llevar a cabo un análisis exhaustivo, tanto estático como dinámico y no lineal, de la institución educativa 10056 Héctor Rene Lanegra Romero, que se encuentra en la Provincia de Ferreñafe, en el departamento de Lambayeque. La Problemática planteada en el proyecto surge a base de que las instituciones educativas necesitan una intervención inmediata debido a la antigüedad que poseen dichas edificaciones, teniendo en cuenta que los sismos que se han producido últimamente han dejado secuelas y daños estructurales internos que ante la presencia de un sismo fuerte pueden colapsar dichas edificaciones esenciales y causar grandes pérdidas humanas. Desde una perspectiva técnica, al evaluar la justificación de este proyecto centrado en la evaluación del rendimiento estructural de la institución educativa, se busca verificar los niveles de desempeño de esta edificación. Este análisis se llevará a cabo utilizando software especializado como Etabs y Midas Gen, con el propósito de determinar si es necesario fortalecer los componentes estructurales de la construcción.

Por esto, la investigación tiene como objetivo general determinar mediante un análisis estático y dinámico no lineal el comportamiento y nivel de desempeño de la institución educativa Héctor Rene Lanegra Romero ubicado en Ferreñafe. Los Objetivos Específicos: (a) Analizar la institución educativa Héctor Rene Lanegra Romero mediante el análisis estático no lineal (Push-Over). (b) Analizar la institución educativa Héctor Rene Lanegra Romero mediante el análisis dinámico no lineal. (c) Conocer la ubicación de las rotulas plásticas en la estructura para reforzar los puntos de falla por ambos análisis. (d) Realizar una comparación de los resultados obtenidos a partir de ambos análisis no lineales. (e) Utilizar el software Midas Gen para el análisis estructural de los métodos no lineales.

Revisión de literatura

Antecedentes del problema

En el marco del proyecto, se han considerado diversas investigaciones tanto a nivel nacional como internacional.

Duarte Bonilla, Martínez Chavarría y Santamaría Díaz (2017) llevaron a cabo una investigación titulada "Análisis estático no lineal (Pushover) del núcleo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador". Su estudio se centró en la utilización del análisis Pushover para evaluar tanto la capacidad operativa como el desempeño estructural del núcleo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador. En resumen, aplicaron el procedimiento ATC-40 y emplearon el software Sap2000 para generar un Espectro de Capacidad que resultó en una fuerza cortante de 2258.87 toneladas y un desplazamiento de 10.94 centímetros. La comparación de estos hallazgos con la curva de capacidad previamente analizada sugiere que la estructura ha sido diseñada de manera que pueda garantizar la seguridad de las personas en caso de un terremoto, anticipando que cualquier daño que ocurra sería de naturaleza moderada.

En su estudio denominado "Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal aplicado al Hospital de Vielha," Peralta Álvarez (2012) tenía como objetivo primordial establecer una conexión entre el enfoque estático de Pushover y el análisis de registros sísmicos en el contexto del Hospital de Vielha, un edificio de gran relevancia caracterizado por su estructura asimétrica. Además, el propósito de la investigación era realizar una comparación y un análisis más minucioso de la no linealidad. Es importante destacar que, aun cuando se trató del mismo evento sísmico, pero en direcciones diferentes, se evidenciaron diferencias sustanciales en los daños sísmicos previstos.

En su investigación con el título "Evaluación del desempeño de una estructura de concreto armado diseñada de acuerdo con la normativa E-030 en Puno," Esteban Apaza (2017, p.25) tenía como objetivo primordial la evaluación del nivel de comportamiento y rendimiento de una estructura mediante un análisis no lineal. Los resultados derivados del análisis no lineal estático confirmaron que el punto de desempeño del edificio se ubica dentro de un rango cercano, presentando una deformación máxima de 4.46 centímetros. Por lo tanto, la edificación tiene la capacidad de resistir un terremoto con una probabilidad de repetición de 50 años según las normativas en Perú, sin experimentar daños en sus componentes estructurales. En contraste, el análisis de registros sísmicos a lo largo de un período prolongado, es decir, el análisis de tiempo historia, proporcionó resultados más minuciosos y esenciales, incluyendo información

sobre las deformaciones y tensiones en los elementos estructurales a lo largo del tiempo. Este examen evidenció que el edificio puede ser ocupado de manera inmediata tras un sismo, lo que asegura su integridad. Es crucial resaltar que el análisis dinámico no lineal se realizó mediante el uso de registros sísmicos recopilados durante un período determinado, en conjunto con un modelo y un análisis estructural diseñado específicamente para evaluar el desempeño excepcional de la construcción.

Vergara Luna y Zevallos Esquivel (2014) ejecutaron un proyecto de tesis denominado "Análisis de la respuesta sísmica a través de la metodología del enfoque de desempeño estático no lineal en un edificio de 6 pisos ubicado en la ciudad de Trujillo, La Libertad." La meta primordial de esta investigación consistió en realizar un análisis Pushover en un edificio de 6 pisos ubicado en Trujillo. De manera general, el propósito de este análisis no lineal estático fue evaluar cómo la estructura respondería a un terremoto, ofreciendo una comprensión más profunda de su comportamiento ante eventos sísmicos. Durante este análisis, se identificaron los puntos de deformación plástica que podrían llevar al colapso del edificio, y se evaluó el nivel de daño según las regulaciones de diseño sísmico en Perú. Mediante la implementación del método FEMA-356, se concluyó que los desplazamientos máximos ascendían a 4.13 centímetros, lo que sugiere que el edificio permanecería en un estado funcional. Además, se llevó a cabo una comparación con otra metodología, el código ATC-40, que resultó en un desplazamiento máximo.

Bases Teóricas científicas

Bases legales

Mediante los siguientes reglamentos nacionales e internacionales se manejó para la elaboración del proyecto de investigación.

Normativa Peruana: Cargas E.020

Esta regulación establece los valores mínimos de carga que deben aplicarse a una estructura de acuerdo con los parámetros definidos en la normativa. Por lo tanto, en el proceso de modelado, se incorporan cargas en función de las áreas geográficas de interés. En esta regulación se abarcan varias clases de cargas, que comprenden la carga permanente, la carga sobreviviente, las fuerzas generadas por la acción del viento, y otras, todas las cuales desempeñan un papel fundamental en el procedimiento de diseño estructural. Asimismo, se proporcionan las especificaciones referentes a las densidades de los materiales que serán empleados.

Normativa Peruana: Diseño Sismorresistente E.030

La normativa establece requisitos y estándares mínimos para el diseño sismorresistente de estructuras, con el objetivo de asegurar que las edificaciones cumplan con ciertas categorías de desempeño. El objetivo principal consiste en asegurar que las construcciones no se derrumben ni supongan un peligro para la seguridad de las personas en situaciones de sismo, a pesar de que puedan sufrir daños sustanciales.

Normativa Peruana: Suelos y Cimentaciones E.050

La regulación establece pautas referentes a la creación de Informes de Evaluación Geotécnica (EMS), lo que aporta información esencial para el diseño de las cimentaciones. Estos estudios son particularmente importantes en situaciones en las que se presentan problemas especiales como suelos colapsables, licuación de suelos, corrosión química o suelos expansivos.

Normativa Peruana: Concreto Armado E.060

La regulación establece exigencias minuciosas en relación a las características de los materiales, lo que conlleva la obligación de realizar verificaciones de calidad del hormigón. Asimismo, se contemplan condiciones fundamentales y directrices técnicas que deben ser seguidas para la evaluación, planificación y comprobación de estructuras de hormigón armado y preesforzado.

Seismic Performance Assessment of Building FEMA 356

La normativa internacional proporciona pautas para llevar a cabo la evaluación sísmica de estructuras y también introduce criterios para el desarrollo de métodos destinados a mejorar el rendimiento ante sismos.

Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. ATC40

Esta regulación contempla una serie de metas y estándares para determinar el nivel de rendimiento en estructuras, todo ello en el marco de la evaluación del peligro sísmico.

Criterios Sísmicos

Peligro Sísmico

Se refiere a un fenómeno natural vinculado a los terremotos, que pueden desencadenar distintos grados de actividad sísmica y resultar en pérdidas humanas y daños en las construcciones. La vulnerabilidad ante este evento está condicionada por una serie de elementos, tales como la ubicación geográfica de las construcciones, la naturaleza del suelo y la integridad de las estructuras. Resulta fundamental realizar un análisis exhaustivo de las aceleraciones máximas experimentadas por el terreno en la zona donde se proyecta llevar a cabo una construcción a lo largo de la duración de vida de los edificios. Esto involucra la consideración de parámetros como desplazamiento, velocidad, aceleración e intensidad, los cuales se cuantifican y se integran en los estudios de evaluación del riesgo sísmico.

Niveles de peligro sísmico

Al examinar las regulaciones delineadas por el comité "Visión 2000", se pueden distinguir pautas que definen los estándares de rendimiento de las construcciones. En este contexto, se definen cuatro posibles escenarios de terremotos, como se detalla en la Tabla 1. Como consecuencia de este enfoque, se generan espectros de capacidad que son empleados en la creación de los espectros de diseño de acuerdo con las regulaciones de construcción sísmica. Este proceso implica la recolección de un mayor número de registros de sismos y se emplea para la revisión y mejora de los mapas de amenaza sísmica.

Tabla 1. Sismos recomendados por el comité VISION 200

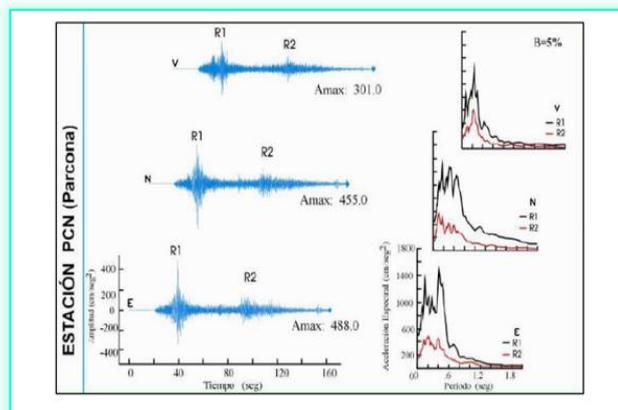
Sismo	Vida Útil T	Probabilidad de Excedencia P*	Periodo medio de retorno, Ty	Tasa Anual de Excedencia, p1
Frecuente	30 años	50%	43 años	0.02310
Ocasional	50 años	50%	72 años	0.01386
Raro	50 años	10%	475 años	0.00211
Muy Raro	100 años	10%	970 años	0.00105

Fuente: Aguilar Falconi, Roberto. Espectro sísmico de riesgo uniforme para verificar desempeño estructural en países sudamericanos [1].

Acelerogramas

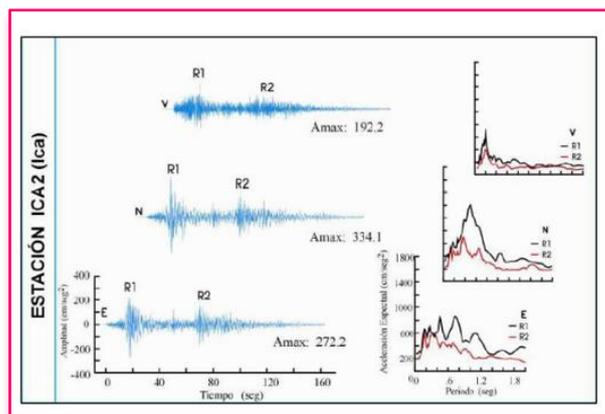
Es esencial tener una comprensión adecuada de la información que se deriva de los registros de aceleración sísmica. Los terremotos de gran magnitud tienen la capacidad de debilitar las estructuras, ocasionando fallos tanto internos como externos en los componentes estructurales. Esto a menudo resulta en la formación de puntos de rotura plástica en las conexiones que unen las columnas y las vigas. Por lo tanto, resulta crítico analizar los acelerogramas para evaluar y confirmar la intensidad de la señal sísmica que incide en un edificio, dado que estos acelerogramas constituyen la base para determinar los espectros de respuesta. Las aceleraciones generadas por un terremoto se miden mediante un dispositivo conocido como acelerógrafo, que proporciona información detallada en un formato binario. Los ejemplos de acelerogramas proporcionados en las Figuras 1 y 2 corresponden a sismos de gran magnitud ocurridos en Perú, en particular durante el terremoto de Pisco en 2007, y fueron registrados en las estaciones PCN e ICA2. El epicentro de este terremoto se situaba a una distancia de 132 kilómetros, lo que resultó en la obtención de registros de aceleración máxima en las ondas R1 y R2, que se caracterizan por ondas superficiales e internas, respectivamente. Las ondas R1 se destacan por su considerable amplitud y altas aceleraciones, mientras que las ondas R2 atraviesan la estructura, dando lugar a períodos de respuesta más cortos. Las ilustraciones visuales mostradas en las Figuras 1 y 2 explican los principios subyacentes de los acelerogramas registrados, utilizando un nivel de amortiguamiento del 5%, y se respaldan en información proporcionada por el Instituto Geofísico del Perú del año 2008 como fuente de datos de base.

Ilustración 1. Registro y espectro de respuesta obtenidos para el sismo de pisco en las estaciones PCN



Fuente: Instituto Geográfico del Perú.

Ilustración 2. Registro y espectro de respuesta obtenidos para el sismo de pisco en las estaciones ICA 2



Fuente: Instituto Geográfico del Perú

Demanda Sísmica

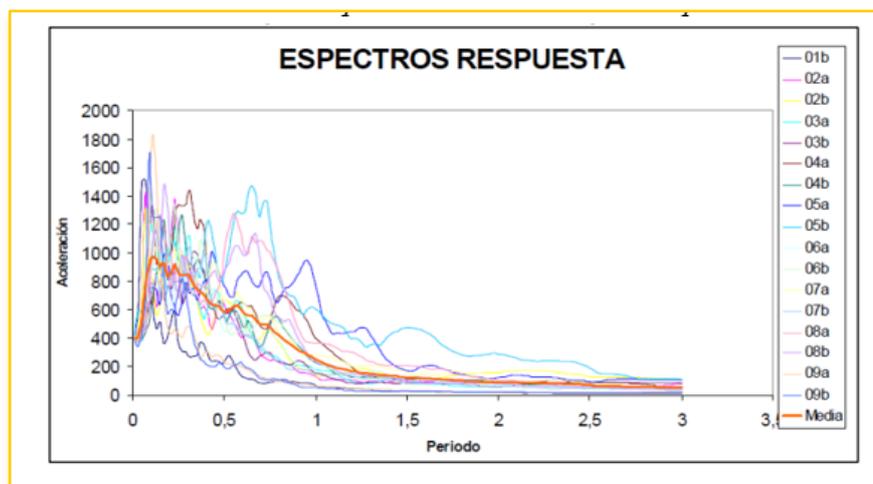
Se trata de una representación visual de un espectro de respuesta con una alta elasticidad y presencia de amortiguamiento, empleado en análisis de evaluación de riesgo sísmico. Este espectro se emplea para analizar la manera en que las estructuras reaccionan a las fuerzas sísmicas y para determinar las máximas aceleraciones y desplazamientos que pueden resistir en situaciones de terremotos de gran envergadura.

Espectro de diseño

Para crear los espectros de diseño, resulta fundamental contar con una variedad de registros sísmicos que reflejen distintos tipos de suelos. Esto se vuelve imprescindible para realizar un

análisis exhaustivo, ya que una misma zona de estudio puede abarcar desde suelos blandos hasta suelos duros. Para este propósito, se emplean registros de terremotos artificiales diseñados para simular las características de los sismos locales. En la Figura 3, se presentan múltiples espectros de respuesta generados a través de un análisis estadístico. Se destaca el espectro promedio, representado por una línea de color naranja, y se incorpora la desviación estándar para asegurar que no haya ningún período en el cual la aceleración espectral supere el espectro promedio.

Ilustración 3. Espectro de diseño

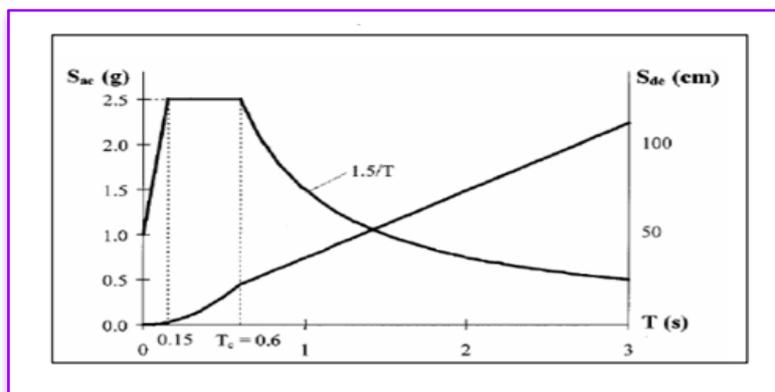


Fuente: Aguilar Falconi, R. (2021). Análisis Sísmico De edificios [2].

Espectro Elástico

Cuando se elabora un espectro elástico, es esencial considerar los parámetros sísmicos, y esto se hace tomando en cuenta las últimas actualizaciones de la normativa sismorresistente en Perú. Los elementos a considerar abarcan el propósito de utilización de la estructura, la localización geográfica, la naturaleza del suelo y las particularidades inherentes a la configuración de la edificación. Estos factores se combinan para generar una respuesta final, que se representa gráficamente a través de seudo espectros. Estos seudo espectros se basan en el período y pueden manifestarse en diversas gráficas, como seudo desplazamiento, seudo velocidad y seudo aceleración, que proporcionan una representación de la respuesta sísmica en función del tiempo.

Ilustración 4. Grafica de espectro de diseño elástico



Fuente: Carrillo. (2008). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño [3].

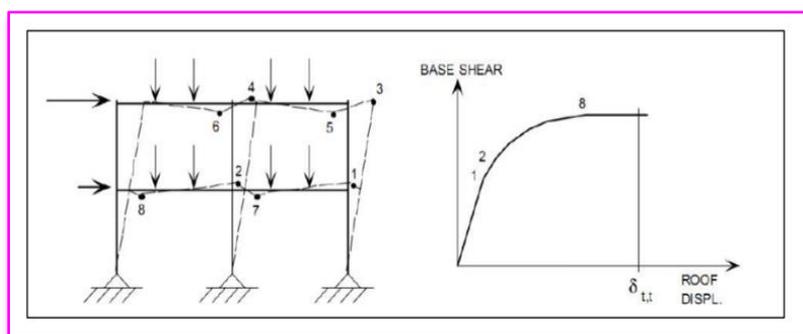
Espectro Inelástico

De acuerdo con las regulaciones de construcción resistente a sismos en Perú, el factor de zona se define como la máxima aceleración horizontal que ocurre en un suelo rígido, con una probabilidad del 10% de excedencia en un período de 50 años. Esto implica que el diseño se basa en un espectro elástico con un período de retorno promedio de 475 años. En el proceso de diseño de las estructuras, se utilizan espectros inelásticos, los cuales se obtienen dividiendo el espectro elástico por un coeficiente de reducción. La magnitud de este coeficiente depende del sistema específico de configuración estructural empleado para resistir las fuerzas sísmicas.

Análisis estático no lineal (Push-Over)

En la actualidad, los procedimientos de diseño de estructuras han experimentado notables progresos, y uno de los enfoques sobresalientes es el análisis no lineal conocido como "pushover". Su objetivo principal consiste en evaluar la respuesta sísmica de una estructura al analizar las deformaciones y la capacidad de resistencia de sus elementos frente a requerimientos sísmicos específicos. Este enfoque nos permite verificar y analizar cómo la estructura se comporta cuando se somete a cargas laterales, y se basa en un proceso iterativo que involucra la identificación de puntos de rotura plástica, lo que potencialmente podría llevar al colapso total de la estructura. A medida que las cargas laterales aumentan, se realiza un análisis minucioso y se identifican nuevas características estructurales utilizando la relación entre el momento y la curvatura. Esto proporciona información esencial acerca del comportamiento de la estructura en situaciones sísmicas.

Ilustración 5. Gráfico de Pushover

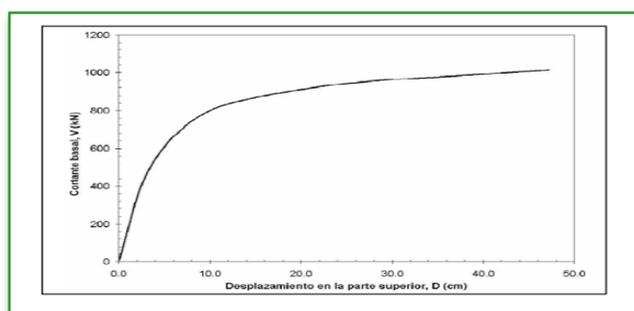


Fuente: Seneviratna, G.D.P.K. and Krawinkler, H. (1997). Evaluation of inelastic MDOF effects for seismic design. John A. Blume Earthquake Engineering Center Report No. 120, Department of Civil Engineering, Stanford University. [3]

Curva de capacidad

Una curva de capacidad ofrece una representación visual de la relación entre el desplazamiento lateral de una estructura y su capacidad para soportar una carga lateral, como se determina a través del análisis Pushover. La curva en cuestión nos permite determinar la habilidad de la estructura para disipar las fuerzas originadas por una actividad sísmica y se crea mediante la aplicación progresiva de cargas hasta alcanzar un punto de fallo. En la Figura 6 se representa una curva de capacidad que visualiza la conexión entre el desplazamiento y la fuerza cortante basal en los ejes vertical y horizontal. La elaboración de esta curva de capacidad demanda considerar la calidad de los materiales empleados y la presencia de refuerzo de acero en la construcción. La construcción de una curva de capacidad requiere contar con información relativa a la deformación de los elementos estructurales y la máxima capacidad de la estructura.

Ilustración 6. Gráfico de una curva de capacidad

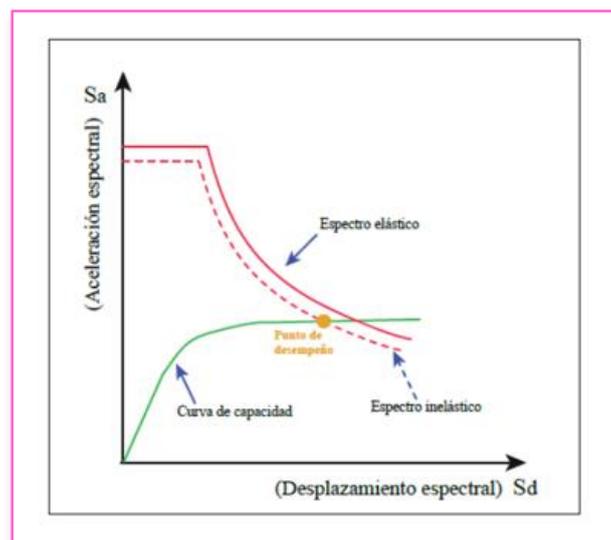


Fuente: Moreno Gonzales, R. (2006). Estudio de la peligrosidad sísmica en construcciones a través de análisis estático no lineal: Caso de aplicación en distintos contextos sísmicos de Barcelona. Universidad Politécnica de Cataluña. [4]

Punto de desempeño

Para identificar el punto de rendimiento de una edificación, tal como se ilustra en la Figura 7, se busca el punto de intersección entre el espectro de requerimientos sísmicos y el espectro de capacidad. Esto resulta en una respuesta máxima, que se refleja en forma de un desplazamiento máximo en la estructura diseñada para enfrentar fuerzas sísmicas considerables. El punto de intersección entre estos dos espectros se denomina punto de rendimiento de la estructura. Siguiendo las directrices de la normativa FEMA-440, durante el proceso de evaluación del comportamiento de una construcción, se realiza una transformación de la curva de capacidad a un espectro de capacidad. Esto se lleva a cabo para lograr una representación equivalente de la estructura en términos tanto de la demanda sísmica como de su capacidad para enfrentarla.

Ilustración 7. Grafico del Punto de desempeño



Fuente: Urcia, Marco & Mocayo, Vanessa. (2019). Evaluación del desempeño sísmico y propuesta de reforzamiento del colegio 780-PRE I.E N°1172 Alegría Mediante el análisis Estático no lineal. [5]

Desempeño Sísmico

La evaluación del comportamiento sísmico se enfoca principalmente en el desgaste gradual que experimenta una estructura debido a las vibraciones sísmicas. Con el paso del tiempo, estas vibraciones pueden causar daños internos en los componentes estructurales que no son evidentes a simple vista, pero que afectan la estabilidad de la estructura. Este concepto es relevante para todo tipo de estructuras. En líneas generales, la evaluación del comportamiento

sísmico se da por finalizada cuando la edificación llega al final de su ciclo de vida y ya no es capaz de cumplir con su propósito. Este procedimiento involucra una evaluación constante y a largo plazo del estado de la estructura, teniendo en cuenta cómo las fuerzas sísmicas influyen en su integridad con el transcurso del tiempo.

- ❖ Diseño preliminar
- ❖ Supervisión de la calidad de los materiales
- ❖ Conservación a lo largo de la duración de vida de la construcción

Cada etapa es esencial para alcanzar un diseño que resulte exitoso, y se consideran distintos niveles de rendimiento que describen el grado de daño, reflejando una condición aceptable o de límite. El punto de rendimiento se encuentra en la intersección entre la curva de capacidad y el espectro inelástico.

Tabla 2. Niveles de comportamiento en una estructura

Nivel de Desempeño Estructural	Descripción	Limite de Desplazamiento del Sistema	IDDR
SP-1 Operacional	Daño estructural muy limitado, que puede considerarse despreciable. La estructura no presenta pérdida significativa en su rigidez y resistencia.	Δ_{FE}	$\approx 0\%$
SP-2 Funcional	El daño estructural es pequeño a moderado. Algunos elementos presentan grietas menores y en algunos casos pueden necesitar reparación. La estructura mantiene casi íntegramente la resistencia y rigidez iniciales.	$\Delta_{FE} + 0,3 \cdot \Delta_P$	$< 30\%$
P-3 Resguardo de la Vida	El daño es de moderado a grande. Es necesario hacer varias reparaciones. La estructura mantiene algún margen ante el colapso total o parcial.	$\Delta_{FE} + 0,6 \cdot \Delta_P$	$< 60\%$
SP-4 Cerca al Colapso	Daño sustancial en la edificación. Queda poco margen ante el colapso. Los elementos portantes aún pueden soportar carga. La estructura requerirá reparación extensiva que, en muchos casos no será económicamente factible. Se espera una degradación potencial de la rigidez y la resistencia del sistema.	$\Delta_{FE} + 0,8 \cdot \Delta_P$	$< 80\%$
SP-5 Colapso	Gran daño. Los elementos portantes han perdido total o parcialmente su capacidad de soportar carga. El colapso parcial es inminente o ha ocurrido ya.	$\Delta_{FE} + \Delta_P$	$\approx 100\%$

Fuente: Urcia, Marco & Mocayo, Vanessa. (2019). Evaluación del desempeño sísmico y propuesta de reforzamiento del colegio 780-PRE I.E N°1172 Alegría Mediante el análisis Estático no lineal. [5]

Conforme a los datos presentados en la tabla 3, la normativa ATC-40 establece cuatro niveles distintos de rendimiento sísmico, cada uno de los cuales está asociado con las máximas desviaciones laterales en los entrepisos.

- Utilización inmediata
- Mitigación de daños
- Protección de vidas
- Integridad estructural

Tabla 3. Derivas de una estructura según el ATC-40

Niveles de desempeño				
Derivas de entepiso	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Deriva máxima total	0.01	0.01-0.02	0.02	0.33V/P
Deriva máxima inelastica	0.005	0.005-0.015	Sin Limite	Sin Limite

Fuente: Tomado del reglamento del ATC

Definición de términos básicos

Análisis lineal: Método tradicional que se emplea para el modelamiento y diseño de estructuras en un estado elástico, definiéndose parámetros para las características esenciales con las que cuenta la estructura.

Análisis no lineal: Método empleado para modelamientos inelástico, donde se generan cargas incrementales de forma monótona para el análisis de cada elemento estructural.

Rótulas plásticas: Se define como mecanismos que se encuentran localizados en los elementos estructurales los cuales generan una disipación de energía.

Espectro de capacidad: Se trata de un método utilizado para identificar el nivel de rendimiento de las estructuras de acuerdo a ciertos criterios, y este rendimiento se representa a través de un espectro.

Espectro de demanda: Es un término que denota una fuerza sísmica aplicada a la estructura y tiene como propósito examinar cómo responde la construcción ante un evento sísmico.

Punto de desempeño: Corresponde al punto en el cual se cruzan el espectro de requerimientos sísmicos y la curva de capacidad.

Materiales y métodos

Tipo y nivel de investigación

Es una Investigación Aplicada, cuantitativa utilizando métodos no experimentales.

Diseño de investigación

Este estudio, que tiene un carácter no experimental, se dedica a examinar los datos de manera imparcial, sin alterar ni ejercer influencia sobre los orígenes o los valores de las variables. En su lugar, se utilizan tal como se presentan en la situación real.

Población, muestra y muestreo

Población

Tipos de colegio moderno modelo 780 actual.

Muestra

La Escuela Primaria Héctor Rene Lanegra Romero, ubicada en la provincia de Ferreñafe, se compone de dos edificios o pabellones, el Pabellón N°1 consta de dos niveles y 4 aulas por piso; el Pabellón N°2 consta de un solo piso con 4 aulas. Estos pabellones pertenecen al modelo arquitectónico tipo modelo moderno INFES 780 nuevo. La edificación tiene un área construida aproximada de 603.04 m². En el eje horizontal X-X se trata de una estructura de tipo pórtico, mientras que en el eje vertical Y-Y se encuentran muros de albañilería confinada.

Muestreo

El muestreo es no Probabilístico-Muestra espontanea

Criterios de selección

El Criterio a emplear es el Análisis Pushover y Dinámico no lineal mediante el uso del Programa Midas Gen. Además, para dicha investigación se realizará los siguientes ensayos:

- Ensayos de diamantina
- Ensayo de suelo
- Ensayo de scanner

Operacionalización de variables

Variable independiente

- Análisis Push-Over
- Análisis dinámico no lineal

Variable dependiente

- Comportamiento Sísmico
- Desempeño sismorresistente

Tabla 4. Operacionalización de Variables

VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADOR	MEDICIÓN
Var. Independiente: Análisis no lineal	Análisis estático no lineal	-Punto de colapso de la estructura. -Desplazamiento máximo -Derivas	Niveles de desempeño
	Análisis Dinámico no lineal	Análisis dinámico paso a paso	
Var. Dependiente: Comportamiento estructural	Capacidad Estructural	Rigidez	Fuerza Cortante, Deformación.
		Sistema estructural	-Ensayos de Diamantina. -Ensayos de Scanner -Ensayos de Suelos.

Fuente: Elaboración Propio

Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Tabla 5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

TECNICAS	INSTRUMENTOS
Recopilación de información	Planos de arquitectura de la I.E Levantamiento de información estructural y geotécnica
Análisis de documentos	Guías, libros, revistas, artículos de investigación, tesis.
Ensayos de campo	-Ensayos de diamantina (viga y columnas) -Ensayos de Mecánica de suelo -Ensayos de Scanner
Modelamientos de la estructura	-Software Etabs (Análisis Lineal) -Midas Gen (Análisis no Lineal)

Fuente: Elaboración Propia

Procedimientos

Análisis no lineal de la institución educativa:

- Realización de ensayos (Diamantina, mecánica de suelos y Scanner)
- Análisis lineal de estructura
- Modelamiento en Programas (Etabs y Midas Gen)
- Análisis Pushover
- Análisis Dinámico no lineal
- Procesamiento de datos en los programas.
- Verificación de datos obtenidos.

Plan de procesamiento y análisis de datos

- Consulta de fuentes bibliográficas relacionadas con el tema de estudio.
- Examen de normativas, incluyendo las Normas FEMA 356 y ACI 318-19.
- Realización de ensayos de campo, como estudios de mecánica de suelos, pruebas con diamantina y escaneo.
- Creación de un modelo estructural en el software Etabs.
- Comprobación de los parámetros conforme a la Norma E.030.
- Realización de la representación de la estructura a través del programa informático Midas Gen, incluyendo la especificación de los materiales y la elaboración de perfiles para los componentes estructurales.

- Realización del análisis Pushover de la estructura con el fin de obtener la curva de capacidad y determinar el punto de rendimiento.
- Llevanza a cabo el análisis no lineal dinámico de la institución educativa.
- Confirmación de los datos obtenidos en el análisis no lineal.
- Elaboración del informe final.
- Presentación de conclusiones y recomendaciones.

Matriz de consistencia

TITULO: “ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFAE”

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES Y DIMENSIÓN	INDICADORES	METODOLOGÍA TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
<p>¿Cuál es el nivel de desempeño obtenido mediante un análisis estático y dinámico no lineal de la institución educativa Héctor Rene Lanegra Romero diseñado bajo la norma E-030 en la provincia de Ferreñafe?</p>	<p>Objetivo General: Determinar mediante un análisis estático y dinámico no lineal el comportamiento y nivel de desempeño de la institución educativa Hector Rene Lanegra Romero ubicado en Ferreñafe.</p> <p>Objetivos específicos: -Analizar la institución educativa Hector Rene Lanegra Romero mediante el análisis estático no lineal (Push-Over) -Análizar la institución educativa Hector Rene Lanegra Romero mediante el análisis dinámico no lineal. -Conocer la ubicación de la rótulas plásticas en la estructura para reforzar los puntos de falla por ambos análisis. -Realizar una comparación de los resultados obtenidos a partir de ambos analisis no lineales. -Utilizar el software Midas Gen para el análisis estructural de los metodos no lineales.</p>	<p>Si realizamos el análisis no lineal entonces se verifica el comportamiento y nivel de desempeño de la institución educativa Héctor Rene Lanegra Romero, Ferreñafe</p>	<p>Independiente: -Análisis Pushover -Análisis dinámico no lineal</p> <p>Dependiente: -Comportamiento sismico -Desempeño sismoresistente</p>	<p>Derivas Cortante Basal Periodos Desplazamiento Señales Sismico</p>	<p>La presente investigación aplica una serie de documentos (libros, tesis, revistas, articulos de investigación y normativas), además de la recopilación de la información de planos de arquitectura de la institución educativa que será objeto de estudio.</p>

Consideraciones éticas

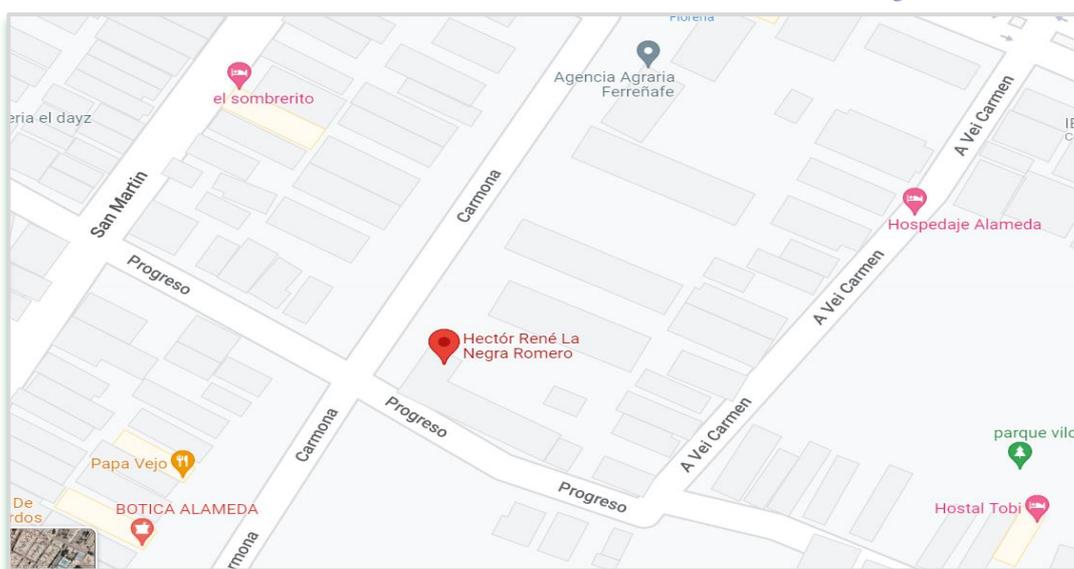
El reglamento de la universidad, que rige los estudios de pregrado, especifica de manera clara que cualquier tipo de conducta fraudulenta está prohibida, intento de fraude, plagio u otro comportamiento similar en investigaciones o trabajos académicos, incluyendo tesis, será considerado una violación grave y se sancionará en consecuencia. Por lo tanto, en el caso de esta tesis, si incorporo un texto o pasaje de otra fuente, es mi responsabilidad citar apropiadamente al autor, dado que no constituye mi propio trabajo. Destaco con énfasis y aseguro solemnemente, bajo juramento, que la tesis que he elaborado es genuina y no ha sido producida por ninguna otra persona.

Resultados y discusión

Descripción del proyecto

La investigación para esta tesis se llevó a cabo en la Institución Educativa Héctor René Lanegra Romero, la cual proporcionó los planos arquitectónicos utilizados en los análisis, tanto estáticos como dinámicos no lineales. Este establecimiento educativo, identificado como N°10056 Héctor René Lanegra Romero, se encuentra ubicado en el jirón Progreso, en el distrito de Ferreñafe, provincia de Ferreñafe, en el departamento de Lambayeque. La superficie total del colegio abarca 1703.85 metros cuadrados, con un perímetro de 165.79 metros, y sus coordenadas geográficas son una latitud de -6.63203 y una longitud de -79.78573.

Ilustración 8. Ubicación de la I.E N°10056 Héctor Rene Lanegra Romero.



Fuente: Google Maps, mayo 2022-Elaboración Propia.

Descripción arquitectónica del proyecto

La Institución Educativa N°10056 Héctor René Lanegra Romero está compuesta por dos edificios, identificados como Bloque I y Bloque II, los cuales fueron construidos en el año 2001 siguiendo el modelo arquitectónico INFES 780 nuevo de diseño moderno. Se realizará una evaluación tanto estática como dinámica no lineal de ambos edificios. La Tabla 7 proporciona información detallada sobre la superficie construida de los Bloques I y II, lo que resulta en una superficie total de 603.04 metros cuadrados para la institución educativa. Además, se pueden encontrar los planos de arquitectura de la I.E. en los Anexos 1 y 2 para su verificación.

Tabla 6. Cuadro del Bloques I de la I.E

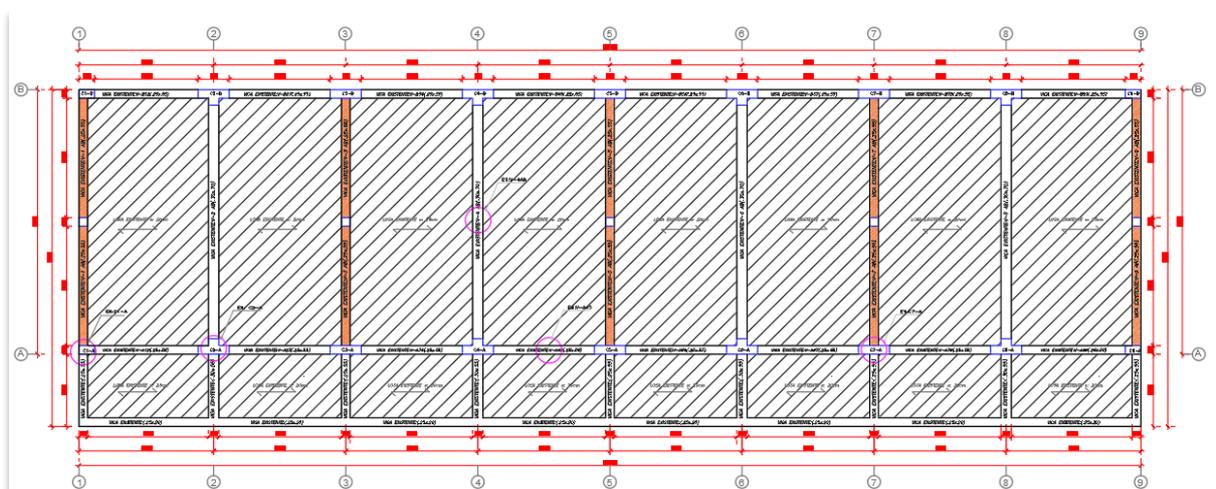
Edificación	N°Pisos	Descripción de Ambientes	Area construida (m2)
Bloque 1	Piso 1	04 Aulas	236.76
	Piso 2	04 Aulas	236.76
Bloque 2	Piso 1	04 Aulas	236.76
SS.HH 1	Piso 1	SS.HH	43.00
SS.HH2	Piso 1	SS.HH	23.46
Dirección	Piso 1	Dirección	62.58

Fuente: Elaboración Propia

La Tabla 7 proporciona información detallada sobre los dos bloques. El Bloque I consta de 2 niveles, mientras que el Bloque II tiene un solo nivel, y cada uno de ellos alberga 4 aulas. Ambos bloques siguen el modelo arquitectónico moderno INFES 780 nuevo. La altura de cada piso en ambos bloques es de 3 metros, según la medición realizada en el terreno. Ambos bloques poseen la misma estructura básica. En la dirección X, se utiliza un sistema de pórticos conformado por columnas y vigas con secciones elevadas, mientras que en la dirección Y se emplean muros de albañilería confinada. Se realizó una inspección de la estructura para comprobar las medidas de los elementos de la construcción, tanto los elementos verticales (columnas y muros) como los horizontales (vigas). Los muros están construidos con albañilería confinada, utilizando ladrillos y presentando un espesor de 25 cm. Las columnas de concreto reforzado en los ejes X-X y Y-Y se clasifican en tres categorías de dimensiones: columnas rectangulares de 25x45 cm, 25x75 cm, y columnas con forma de T de 45x90 cm. Las losas aligeradas en los Bloques I y II tienen un espesor de 20 cm y se apoyan en vigas peraltadas de concreto armado. Estas vigas presentan dos tipos de secciones que se repiten en ambos pisos:

25x55 cm y 30x70 cm. Sin embargo, en el Bloque I, también se utilizan vigas de 30x55 cm, 25x55 cm y 20x25 cm para anclar el voladizo del balcón. Las paredes están cubiertas con revestimiento y pintura, mientras que los suelos de las aulas tienen un acabado de cemento pulido. Las puertas son de madera y las ventanas están enmarcadas con estructuras metálicas en cada partición. La periferia de los muros está construida con tabiques de sogá en ambos bloques.

Ilustración 9. Bloque 1-Tipo Sistémico 780 Actual-Planta del Primer Nivel.



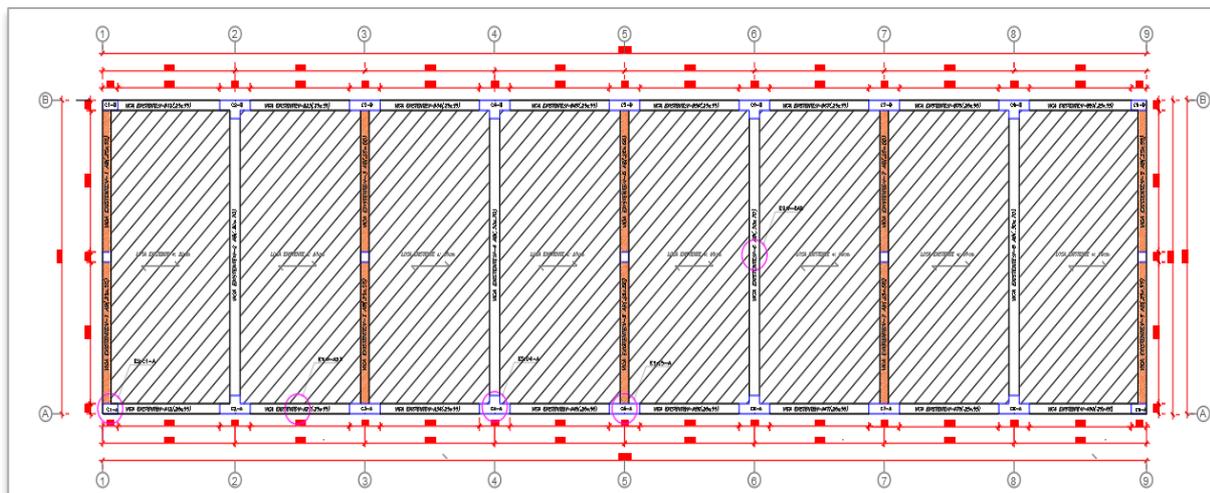
Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 10. Anexo 6 del Bloque 1



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 11. Bloque II-Tipo Sistémico 780 Actual-Planta del Primer Nivel.



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 12. Panel Fotográfico del Bloque II



Fuente: Elaboración Propia

Descripción estructural del proyecto

Los Bloques I y II siguen una configuración estructural del tipo sistémico 780 actual. En la dirección X-X, se ha instalado un sistema de pórticos que incorpora columnas con diferentes secciones, como rectangulares y en forma de T, junto con vigas. En cuanto a la dirección vertical (eje Y), se ha optado por utilizar un sistema de mampostería confinada. Es importante señalar

que los muros exteriores de las aulas en los Bloques I y II están construidos con ladrillos, aunque no desempeñan un papel estructural particular.

Características de los materiales

Acero de refuerzo

Haciendo hincapié con el refuerzo estructural de la edificación tanto del bloque I y II se tuvo que realizar ensayos de scanner para determinar los aceros longitudinales y transversales de la edificación. Este ensayo se desarrolla en verificar la cantidad y dimensiones de las varillas que se han utilizado para la construcción de ambos bloques. Según el ensayo realizado se determinó un acero corrugado 60, el anexo 6,7 y 8 se detalla minuciosamente en que elementos estructurales se les aplicó dicho ensayo, y cual se determinó la cantidad de aceros que actualmente tiene dicha edificación. En lo que respecta a los Bloques I y II por igual, la disposición de los refuerzos de acero en los componentes estructurales, como las vigas y las columnas, se convierte en un elemento crítico en su planificación y diseño. En el diseño estructural, se emplean barras de acero corrugado con diámetros de 3/4" y 5/8" como refuerzos longitudinales, mientras que los estribos tienen un diámetro de 3/8", como se puede apreciar en las Ilustraciones 13 y 14. Estos gráficos se emplearon para confirmar la adecuada ubicación de los refuerzos de acero en las vigas y columnas después de llevar a cabo el escaneado. En el segundo nivel, se realizó el escaneado de las vigas de tipo V-6 AB y V-A 23, tal como se representa en la Ilustración 16. Ambas vigas están equipadas con estribos de 3/8" y refuerzos longitudinales de 5/8". Las columnas siguen un diseño similar al del primer nivel, utilizando barras de 3/4" y estribos de 5/8".

Ilustración 13. sección transversal de columnas del Bloque I-Primer nivel

CUADRO DE SECCIÓN TRANSVERSAL DE COLUMNAS				
COLUMNAS		C1-A	C2-A	C7-A
PRIMER NIVEL	GRÁFICO: ESCANEADO			
	SECCION REFUERZO	25 x 45 4Ø 3/4" 1@.05,5@.10,1@.15,rt@.25	45 x 75 8Ø 3/4" 1@.05,5@.10,1@.15,rt@.25	25 x 90 6Ø 3/4" 1@.05,5@.10,1@.15,rt@.25

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 14. Cuadro de sección Transversal de vigas del bloque I-Primer Nivel

CUADRO DE SECCIÓN TRANSVERSAL DE VIGAS			
VIGAS	V-4 AB	V-A 45	
PRIMER NIVEL	GRÁFICO: ESCANEADO		
	SECCION	.30 x .70	.25 x .55
	REFUERZO 	6Ø 5/8" 1@.05,9@.10,1@.15,rt@.20	6Ø 5/8" 1@.05,9@.10,1@.15,rt@.20

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 15. Cuadro de sección Transversal de columnas del bloque I-Segundo Nivel

CUADRO DE SECCIÓN TRANSVERSAL DE COLUMNAS				
COLUMNAS	C1-A	C4-A	C5-A	
SEGUNDO NIVEL	GRÁFICO: ESCANEADO			
	SECCION	.25 x .45	.45 x .75	.25 x .90
	REFUERZO 	4Ø 3/4" 1@.05,5@.10,1@.15,rt@.25	8Ø 3/4" 1@.05,5@.10,1@.15,rt@.25	6Ø 3/4" 1@.05,5@.10,1@.15,rt@.25

Fuente: Elaboración Propia

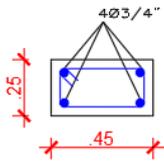
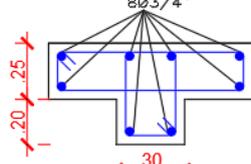
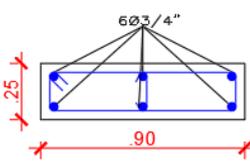
Ilustración 16. Cuadro de sección Transversal de vigas del bloque I-Segundo Nivel

CUADRO DE SECCIÓN TRANSVERSAL DE VIGAS			
VIGAS	V-6 AB	V-A 23	
SEGUNDO NIVEL	GRÁFICO: ESCANEADO		
	SECCION	.30 x .70	.25 x .55
	REFUERZO 	6Ø 5/8" 1@.05,9@.10,1@.15,rt@.20	6Ø 5/8" 1@.05,9@.10,1@.15,rt@.20

Fuente: Elaboración Propia

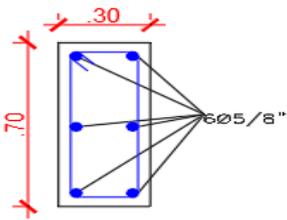
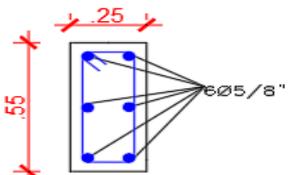
El Bloque II consta de un solo nivel, y en su diseño, se han empleado aceros de Grado 60 tanto en las columnas como en las vigas. Como se ilustra en las Imágenes 17 y 18, los refuerzos de acero predominantes en las columnas y vigas tienen diámetros de 3/4" y 5/8", mientras que los estribos utilizados tienen un diámetro de 3/8". En el Anexo 8 se proporciona un detalle estructural más completo del Bloque II de un solo nivel.

Ilustración 17. Cuadro de sección Transversal de Columnas del Bloque II-Primer Nivel

CUADRO DE SECCIÓN TRANSVERSAL DE COLUMNAS				
COLUMNAS		C1-A	C2-A	C7-A
PRIMER NIVEL	GRÁFICO: ESCAÑEADO			
	SECCION	.25 x .45	.45 x .75	.25 x .90
	REFUERZO 	4Ø 3/4" 1@.05,5@.10,1@.15,rt@.25	8Ø 3/4" 1@.05,5@.10,1@.15,rt@.25	4Ø 3/4"+4Ø 5/8" 1@.05,5@.10,1@.15,rt@.25

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 18. Cuadro de sección Transversal de Vigas del Bloque II-Primer Nivel

CUADRO DE SECCIÓN TRANSVERSAL DE VIGAS			
VIGAS		V-4 AB	V-A 45
PRIMER NIVEL	GRÁFICO: ESCAÑEADO		
	SECCION	.30 x .70	.25 x .55
	REFUERZO 	6Ø 5/8" 1@.05,9@.10,1@.15,rt@.20	6Ø 5/8" 1@.05,9@.10,1@.15,rt@.20

Fuente: Elaboración Propia

Concreto Armado

Con el propósito de comprobar la tenacidad del material compuesto por cemento, arena y grava, se llevó a cabo una prueba denominada Ensayo de Diamantina, la cual consiste en obtener muestras pequeñas de dicho material de los componentes estructurales que son los soportes verticales y las vigas horizontales. Esta extracción de pequeñas piezas se realiza con el fin de analizar en el laboratorio la resistencia del concreto colocado en los elementos de soporte de la construcción. Se ensayaron muestras totalmente representativas; donde se realizaron 4 ensayos en vigas y 3 ensayos en columnas generando un total de 7 ensayos para el Bloque I para ambos pisos mientras que para el Bloque II se ensayaron un total de 5 testigos 2 en vigas y 3 en columnas. En el Anexo 3,4 y 5 se verifica detalladamente en que parte de los elementos estructurales ya se han verticales u horizontales se ensayaron los testigos de concreto. La tabla 8 se verifica un cuadro descriptivo de la resistencia que se ha obtenido de al ensayarse los corazones de diamantina indicando para el del bloque I. El Ilustración 19 se observa las resistencias del concreto que se le ha aplicado una distribución normal para obtener una data más precisa del ensayo realizado. Las operaciones matemáticas efectuadas produjeron un promedio de 204.0 Kgf/cm², con una dispersión típica de 22 Kgf/cm². Estas cifras fueron el resultado para el conjunto I y se mantuvieron dentro de los límites permisibles según las regulaciones vigentes. Con el fin de simular virtualmente el comportamiento de la edificación, se emplea un valor de resistencia a la compresión del material compuesto por cemento, arena y grava igual a 182 Kgf/cm². Dicho valor se establece deduciendo la desviación estándar de la media aritmética calculada a partir de las muestras ensayadas.

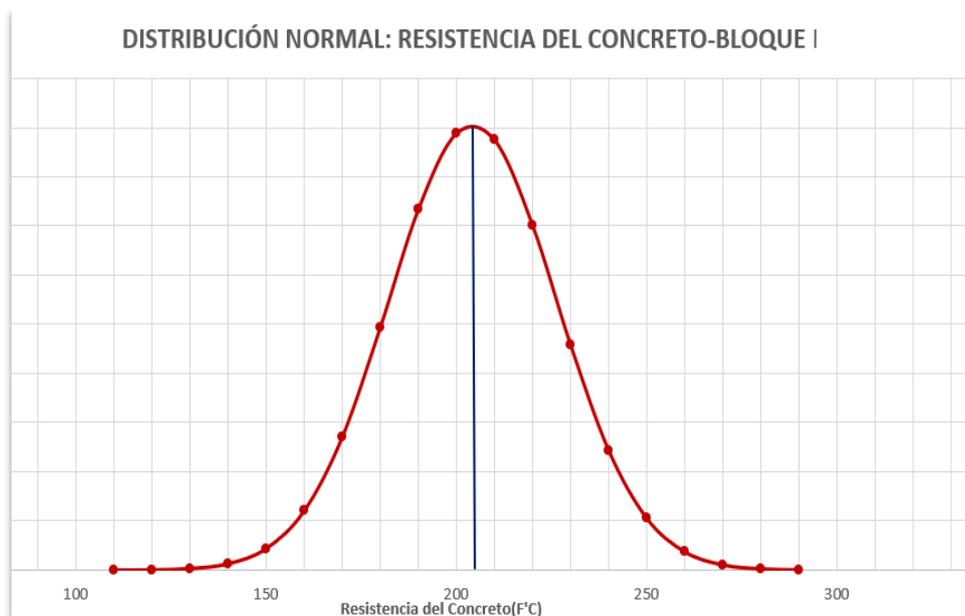
Para el Bloque II la media aritmética de la resistencia del concreto se muestran en la ilustración 20 teniendo como valor 202 kgf/m² cuya desviación estándar dio un resultado de 25kgf/m². En la Tabla 9 se verifican las resistencias obtenidas ensayadas por ende el valor obtenido para el modelamiento del bloque II es de 177 Kgf/cm². Se muestra los resultados la tabla 8 y Tabla.

Tabla 7. Cuadro de diamantinas extraídas del bloque I

N°de Probetas	Descripción de la muestra	Nivel	Elemento Estructural	Diametro	Area mm2	Carga Kn	Resistencia Kg/cm2
1	ED:C4-A	1	Columna	81	5153	113.7	211
2	ED:C5-A	1	Columna	81	5153	110.7	207
3	ED:C5-B	1	Columna	81	5153	82.5	155
4	ED:V-4AB	1	Viga	81	5153	111.9	215
5	ED:V-6AB	1	Viga	81	5153	106.4	211
6	ED:V-4AB	2	Viga	81	5153	107.2	212
7	ED:V-6AB	2	Viga	81	5153	110.6	219

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 19. Distribución Normal Resistencia del Concreto Bloque I



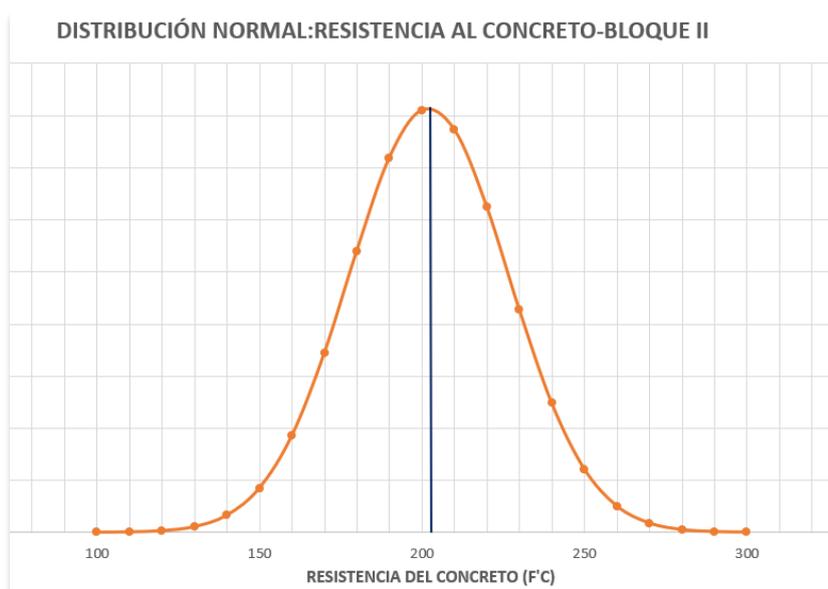
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 8. Cuadro de muestras de diamantinas extraídas Bloque II

N°de Probetas	Descripción de la muestra	Nivel	Elemento Estructural	Diametro	Area mm2	Carga Kn	Resistencia Kg/cm2
1	ED:C2-A	1	Columna	81	5153	109.5	217
2	ED:C3-A	1	Columna	81	5153	110.7	206
3	ED:C2-B	1	Columna	81	5153	83.6	159
4	ED:V-2AB	1	Viga	81	5153	116.1	216
5	ED:V-4AB	1	Viga	81	5153	113.1	213

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 20. Distribución Normal Resistencia del Concreto Bloque II



Fuente: Elaboración Propia

Albañilería confinada

Debido a que no se realizaron pruebas de compresión sobre muestras de los muros de mampostería reforzada del colegio, se optó por utilizar valores de referencia establecidos en la norma técnica peruana E.070 para Albañilería. Estos valores teóricos permiten estimar la resistencia en Kg/cm² de los muros de ladrillo, dato fundamental para modelar su comportamiento en el análisis por computadora. Se consideró también el tipo de ladrillo usado en la obra, obteniendo de la tabla un valor de resistencia a la compresión f'_m de 65 kg/cm² para

las unidades empleadas. Los muros en ambos bloques en la dirección Y son de albañilería confinada. En resumen, al no contar con ensayos reales, se adoptaron parámetros normativos en base al tipo de ladrillo, para incluir los muros en el modelo computacional.

Tabla 9. Resistencia de características de albañilería

TABLA 7 RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA MPa (kg/cm ²)				
Materia Prima	Clase	UNIDAD f'_b	PILAS f'_m	MURETES v'_m
Arcilla	Clase I - Artesanal	4,9 (50)	3,4 (35)	0,50 (5,1)
	Clase II - Artesanal	6,9 (70)	3,9 (40)	0,55 (5,6)
	Clase III - Artesanal	9,3 (95)	4,6 (47)	0,64 (6,5)
	Clase IV - Industrial	12,7 (130)	6,4 (65)	0,79 (8,1)
	Clase V - Industrial	17,6 (180)	8,3 (85)	0,90 (9,2)
Concreto	Industrial portante	17,5 (178)	7,0 (71)	0,44 (4,5)
Sílice-cal	Industrial portante	12,6 (129)	10,1 (103)	0,93 (9,5)

Fuente: Elaboración Propia

Capacidad portante del suelo

Con el fin de evaluar la calidad del suelo en el que se erige la Institución Educativa Héctor Rene Lanegra Romero, se realizó un proceso de verificación del suelo mediante la aplicación de la mecánica de suelos. Se realizaron tres excavaciones de prueba (calicatas) donde se hicieron ensayos de corte directo, confirmando la ausencia de nivel freático en el terreno. Se extrajeron muestras de suelo para analizar en laboratorio su resistencia al esfuerzo cortante, límites de Atterberg y contenido de humedad, parámetros fundamentales para definir la capacidad de carga del sustrato. En los Bloques I y II se excavaron calicatas de hasta 2.80 metros de profundidad. En el Anexo 9 se detallan los ensayos y las muestras de tierra recolectadas en las excavaciones. El objetivo fue caracterizar adecuadamente el suelo a través de pruebas directas, extrayendo testigos para determinar en laboratorio sus propiedades resistentes y así estimar la capacidad de carga que tendrá la cimentación. La Tabla 11 resume los valores obtenidos en los análisis efectuados en los Bloques I y II, lo que permitió la clasificación del tipo de suelo utilizando las denominaciones ASSHTO y SUCS, que arrojaron un resultado de SC-SM. Esto estableció que tanto el Bloque I como el Bloque II se apoyan sobre un suelo de tipo arenoso limo arcilloso, y además se confirmó que no había un nivel freático presente. Los resultados del análisis de la capacidad de carga del terreno se resumen en la Tabla 10, que presenta las cargas verticales permisibles determinadas a partir de los

ensayos de corte directo. Se concluye que para el Bloque I y el Bloque II, la carga admisible promedio del suelo es de 0.64 Kg/cm². Dicho valor se obtuvo de promediar las capacidades de carga obtenidas en cada calicata, luego de realizar en laboratorio los ensayos para caracterizar geotécnicamente el sustrato de fundación de los bloques de la institución educativa.

Tabla 10. Resumen de Capacidad Portante y Asentamiento

CALICATA	Df(m)	B(m)	L(m)	Carga Adm.(Kg/cm ²)	Asentamiento (mm)
C-1	1.50	1.00	1.00	0.65	0.88
C-2	1.50	1.00	1.00	0.70	0.97
C-3	1.50	1.00	1.00	0.64	0.85

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 11. Cuadro Resumen de Mecánica de Suelos

	C-1	C-2	C-3
	Estrato N°1	Estrato N°2	Estrato N°3
Profundidad	0.00-2.80m	0.00-2.80m	0.00-2.70m
Densidad	1.584	1.617	1.633
%Humedad	14.10%	9.70%	13.80%
Parametros de Cohesión	0.216	0.278	0.193
Angulo de Fricción	13.60°	11.20°	14.80°
Nomenclatura AASTHO	A-4(1)	A-4(1)	A-4(1)
Nomenclatura SUCS	SC-SM	SC-SM	SC-SM

Fuente: Elaboración Propia

Normas de diseño

Las reglamentaciones empleadas para el análisis del Modelo de la Institución Educativa 10056 Héctor Rene Lanegra Romero son las siguientes:

- Normativa Peruana Cargas E.020

- Normativa Peruana Sismo Resistente E.030
- Normativa Peruana Suelos y Cimentaciones E.050
- Normativa Peruana Concreto Armado E.060

Cargas en el modelo

Tabla 12. Cargas Muertas Según La Normativa E.020

Cargas Muertas		
Peso Propio de Losa Aligerada(20cm)	300	Kgf/m2
Peso Unitario de Tabiqueria	1350	kgf/m3
Peso Unitario de Concreto	2400	kgf/m3
Peso Propio de Piso Terminado	100	Kgf/m2

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 13. Cargas Vivas Según La Normativa E.020

Cargas Vivas		
s/c Azotea	100	Kgf/m2
s/c Centro Educativo-Aulas	250	kgf/m3
s/c Corredores	400	kgf/m3

Fuente: Elaboración Propia

Análisis sísmico

Para realizar el modelado y análisis no lineal tanto del Bloque I como del Bloque II de la institución educativa, se consideraron los parámetros sísmicos indicados en la norma peruana E0.30 (2018). De acuerdo al mapa de zonificación sísmica actual de la provincia de Ferreñafe, el colegio está ubicado en la zona 4, con un factor de zonificación de 0.45. Según los criterios de la norma, al ser una edificación esencial se le asigna un factor de uso de 1.5. En consecuencia,

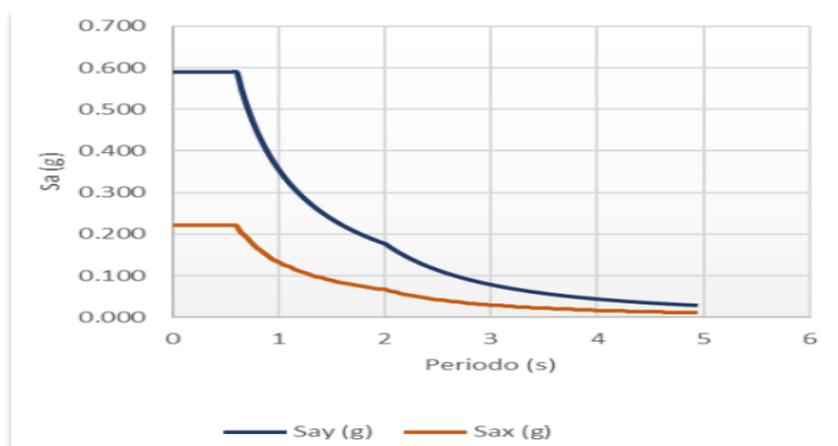
la Institución Educativa Héctor Rene Lanegra Romero N° 10056 se clasifica como construcción primordial, destinada a servir de refugio ante desastres naturales. Estos factores zonales y de uso determinados por la normativa local, permiten definir los espectros de diseño sísmico empleados en el análisis no lineal por computadora de ambos bloques del colegio. Para definir el factor de amplificación sísmica del sustrato se realizaron ensayos de suelos que permitieron identificar el perfil existente bajo la institución educativa. Se determinó que el terreno es del tipo S2 intermedio, constituido por una mezcla de arena, limo y arcilla medianamente compacta. Con esta información se adoptó un factor de amplificación de 1.05 y se definieron los periodos TP (0.6s) y TL (2.0s). El factor de reducción usado fue 8 en la dirección X-X y 3 en la Y-Y, considerando que en este eje el sistema estructural es de albañilería confinada. En la Tabla 15 se listan los parámetros sísmicos correspondientes a ambos bloques. En resumen, a partir de la caracterización geotécnica del suelo de fundación se estableció su factor de amplificación, los periodos sísmicos, y se diferenciaron factores de reducción en cada dirección según el sistema estructural predominante, para definir completamente la acción sísmica de diseño en la modelación.

Tabla 14. Parámetros Sísmico Según E.030

Parametros Sismicos		
Factor de Uso	U	1.5
Factor de Zona	Z4	0.45
Perfil del Suelo	S2	1.05
Peridos	TL	0.6
	TP	2
Factor de reducción	Rx	8
	Ry	3

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 21. Espectros Inelásticos del Bloque I y II



Fuente: Elaboración Propia

Modelo elástico y análisis de frecuencia

Para generar el modelo elástico de los Bloques I y II se utilizó el software ETABS 18. Se especificaron los materiales de los elementos estructurales según la Tabla 16. En el Bloque I se adoptó una resistencia a compresión del concreto (f'_c) de 182 kgf/cm² (Figura 19). En el Bloque II se usó f'_c de 177 kgf/cm², calculado restando la desviación estándar a la media (Figura 20). Para los muros de albañilería se siguieron los parámetros de la norma E.070, asignando una resistencia a compresión de muretes (f'_m) de 65 kg/cm². Estos materiales se asignaron a los elementos según los planos estructurales (Figuras 3 a 5). En resumen, en el modelo se definieron las propiedades de resistencia de los materiales concreto y albañilería obtenidas experimentalmente, asignándolas a los elementos de los planos para generar el modelo elástico de ambos bloques con el software ETABS.

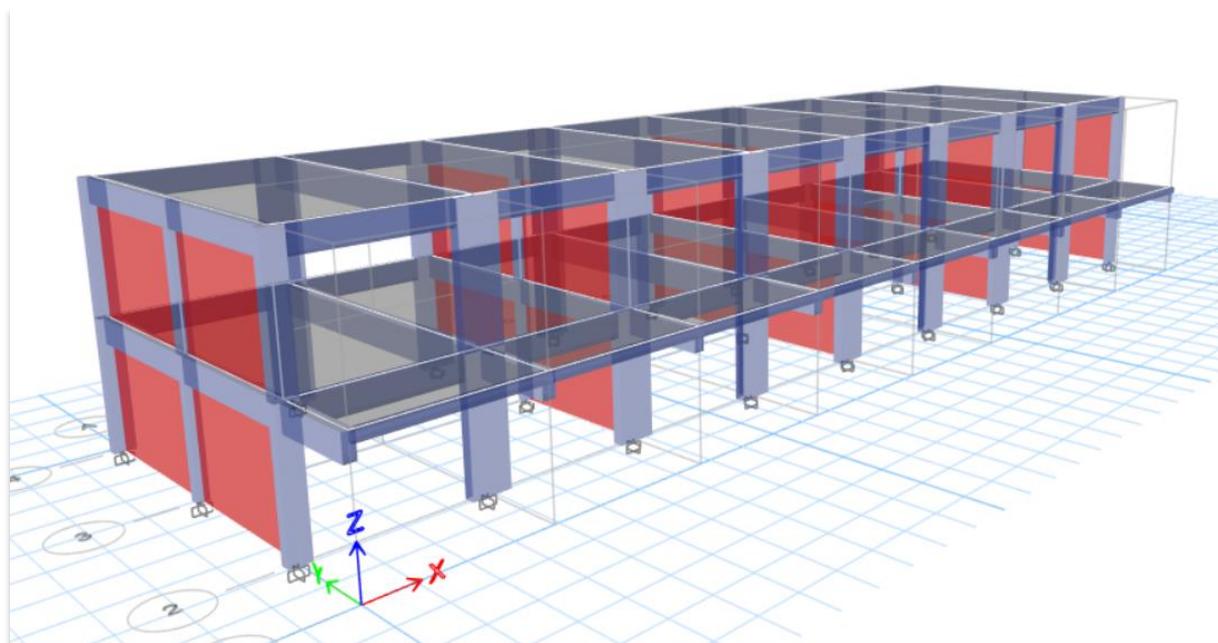
Tabla 15. Características de los materiales

Material	Concreto		Albañilería
	Bloque I	Bloque II	
E(Tn/m ²)	2.02x10 ⁶	2.00x10 ⁶	3.25x10 ⁵
G(Tn/m ²)	8.80x10 ⁵	8.68x10 ⁵	13.54x10 ⁴

Fuente: Elaboración Propia

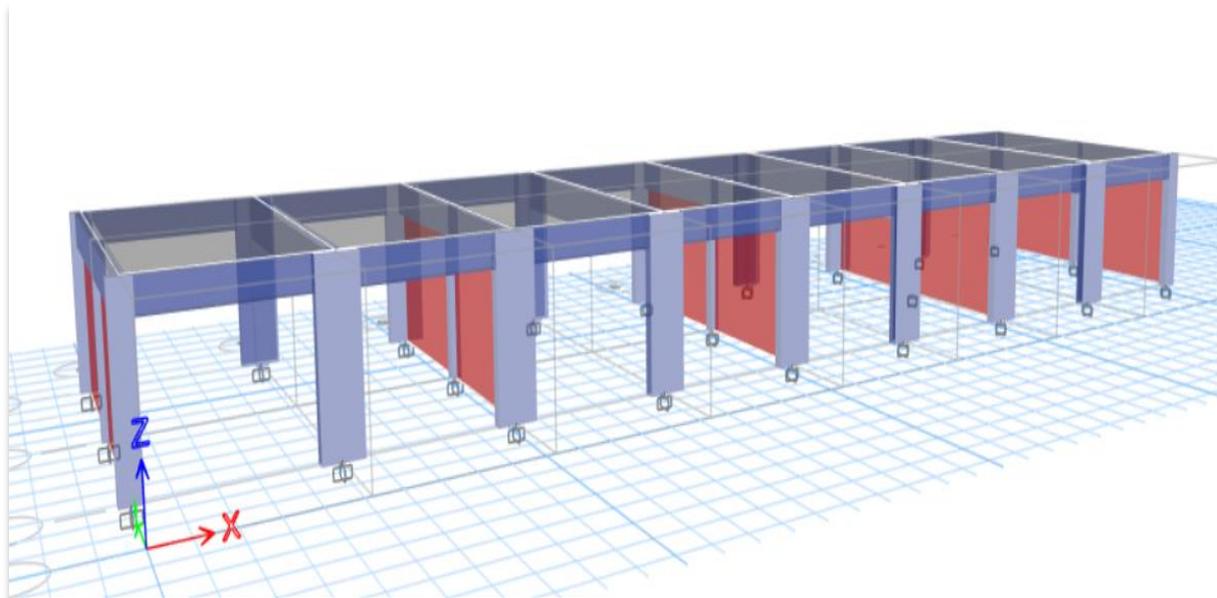
La institución educativa presenta una configuración arquitectónica correspondiente al modelo INFES 780 vigente, en la cual los Bloques I y II están diseñados con un sistema de pórticos de concreto armado en la dirección X, mientras que en la dirección Y se ha dispuesto un sistema de muros de albañilería confinada. Se ha implementado conexiones de dintel en las uniones entre columnas y vigas, y se ha considerado la presencia de losas aligeradas con un espesor de 20 cm en una dirección. En términos de cargas, se ha tenido en cuenta la carga muerta, que se fijó en 300 kgf/m², y se han modelado diafragmas rígidos en el sistema. Además, se han empleado apoyos completamente empotrados en el modelo estructural. Para obtener una representación visual de este modelo, se pueden consultar las figuras 22 y 23, que muestran la estructura realizada en el software ETABS para cada bloque.

Ilustración 22. Modelo Estructural del Bloque I en ETABS18



Fuente: Elaboración Propio

Ilustración 23. Modelo Estructural del Bloque I en ETAB-18



Fuente: Elaboración Propio

Masas de la estructura

Como se muestra en la tabla 17 y 18. Haciendo las verificaciones en el Programa Etabs dio como resultado un peso sísmico total de 567.7 Tnf, para el Bloque II el valor determinado como peso sísmico es de 250.40Tnf

Tabla 16. Peso sísmico Por nivel-Bloque I

Peso sísmico Por Nivel	
Niveles	P Tonf
Piso 2	232.6
Piso 1	334.4

Fuente: Elaboración Propio

Tabla 17. Peso sísmico Por nivel-Bloque II

Peso sísmico Por Nivel	
Niveles	P Tonf
Piso 1	250.4

Fuente: Elaboración Propio

Análisis de frecuencia

De acuerdo a la simulación dinámica realizada en el Bloque I, en el eje X se comprobó que el 89% de la masa movilizada se concentra en lo descrito en la Tabla 19, la cual revela un periodo de 0.189 segundos en el primer modo vibracional. Respecto al eje Y, el análisis detectó que el 94% de la masa participativa se aglutina en el segundo modo, con un periodo de 0.073 segundos. En síntesis, el estudio modal del modelo computarizado permitió identificar los modos y periodos primarios en ambas direcciones, donde la mayor parte de la masa estructural se hace partícipe del movimiento. Esto corrobora el comportamiento dinámico del Bloque I obtenido de la simulación en ETABS. En bloque II en la dirección X con un 100% de participación de masa el cual se ubicó en el modo 1 determinándose un periodo de 0.1 segundos. Para la dirección Y se generó también el 100% de participación de masa en el modo 2 determinándose un periodo de 0.043 segundos mostrada en la tabla 20.

Tabla 18. Periodos de Vibración del Bloque I

Mode	Periodos	Ux	Uy	Porcentaje de masa		RZ
				Dirección X	Dirección Y	
1	0.189	0.8934	0	89%	0%	1E-06
2	0.073	0	0.9432	89%	94%	0
3	0.068	0.0003	0	89%	94%	0.939
4	0.046	0.1062	0	100%	94%	0.0012
5	0.03	0	0.0568	100%	100%	0
6	0.027	0.0001	0	100%	100%	0.0598

Fuente: Elaboración Propio

Tabla 19. Periodos de Vibración del Bloque II

Mode	Periodos	Ux	Uy	Porcentaje de masa		RZ
				Dirección X	Dirección Y	
1	0.1	1	0	100%	0%	0
2	0.043	0	1	100%	100%	0
3	0.039	0	0	100%	100%	1

Fuente: Elaboración Propio

Distorsiones

Según las derivas calculadas por el programa Etabs tanto para el bloque I y II siguiendo los parámetros de la normativa peruana E.030 nos indica que la deriva máxima por concreto armado es de 0.007, según las tablas generadas por el programa para calcular la deriva se multiplica la distorsión del entre pisos 0.75 por el factor de reducción que la dirección X es igual a 8, en la dirección Y es igual a 3. Según se aprecia, para el Bloque I el programa arroja una deriva máxima de 0.0021 en el eje X y de 0.0012 en el eje Y, como se muestra en las tablas generadas. En el Bloque II, revisando la tabla 23 se tiene una deriva de 0.00008 en X y de 0.0007 en Y. En resumen, de los resultados del análisis estático se obtuvieron los valores de deriva máxima en ambas direcciones para cada bloque, verificando que en todos los casos estas derivas cumplen con lo exigido por la norma de diseño sismorresistente.

Tabla 20. Derivas X del Bloque I

TABLE: Story Max Over Avg Drifts							
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift m	Avg Drift m	Condición
Piso 2	DERIVA X	Combination	Max	X	0.002138	0.001186	Cumple
Piso 1	DERIVA X	Combination	Max	X	0.001748	0.000982	Cumple

Fuente: Elaboración Propio

Tabla 21. Derivas Y del Bloque I

TABLE: Story Max Over Avg Drifts							
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift m	Avg Drift m	Condición
Piso 2	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0.001131	0.000577	Cumple
Piso 1	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0.001223	0.000625	Cumple

*Fuente: Elaboración Propio**Tabla 22. Derivas X del bloque II*

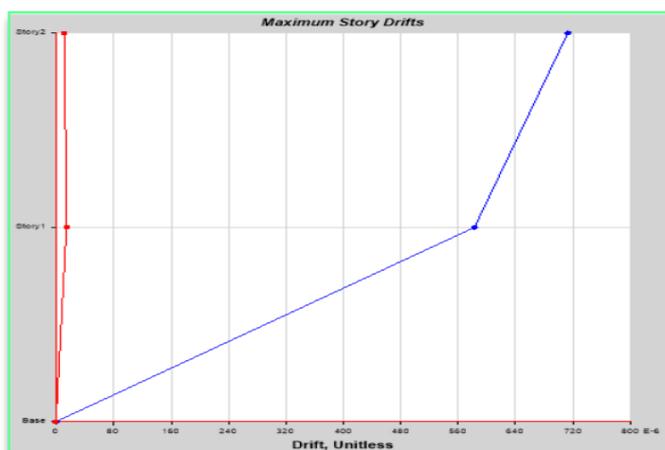
TABLE: Story Max Over Avg Drifts							
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift m	Avg Drift m	Condición
Piso 1	DERIVA X	Combination	Max	X	0.000076	0.000076	Cumple

*Fuente: Elaboración Propio**Tabla 23. Derivas Y del bloque II*

TABLE: Story Max Over Avg Drifts							
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift m	Avg Drift m	Condición
Piso 1	DERIVA Y	Combination	Max	X	0.00008	0.000073	Cumple

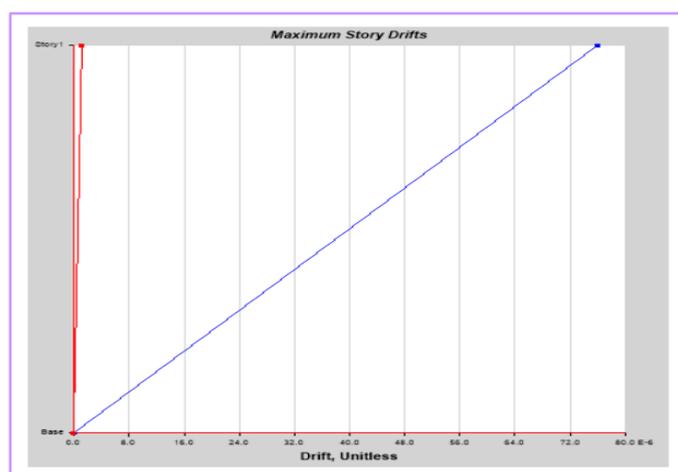
Fuente: Elaboración Propio

Ilustración 24. Distorsiones en el eje X e Y del bloque I



Fuente: Elaboración Propio

Ilustración 25. Distorsiones en el eje X e Y del bloque II



Fuente: Elaboración Propio

Cortante en la base

De acuerdo a los requisitos de la norma peruana E.030, es indispensable garantizar que la fuerza cortante dinámica no sea menor al 80% de la fuerza cortante estática en la base. Esta verificación tiene como propósito validar que el comportamiento sísmico obtenido del análisis dinámico de la estructura sea consistente y no subestime la acción sísmica con respecto al cortante basal calculado en el análisis estático. Cumplir este criterio es una condición obligatoria establecida por la normativa nacional para el diseño sismorresistente. En este contexto, es importante destacar que los Bloques I y II, tal como se aprecia en los planos, exhiben estructuras simétricas. Para una comprensión detallada de las magnitudes de las fuerzas

cortantes, tanto las dinámicas como las estáticas, generadas por el programa ETABS, se encuentra disponible información detallada en la Tabla 24.

Tabla 24. Cortante Estática y Dinámica Bloque I

0.8V_{xest} (Tnf)	0.8V_{yest} (Tnf)	V_xdinam (Tnf)	V_ydinam (Tnf)
86.7408	231.31536	101.8984	284.5588

Fuente: Elaboración Propio

Tabla 25. Cortante Estática y Dinámica Bloque II

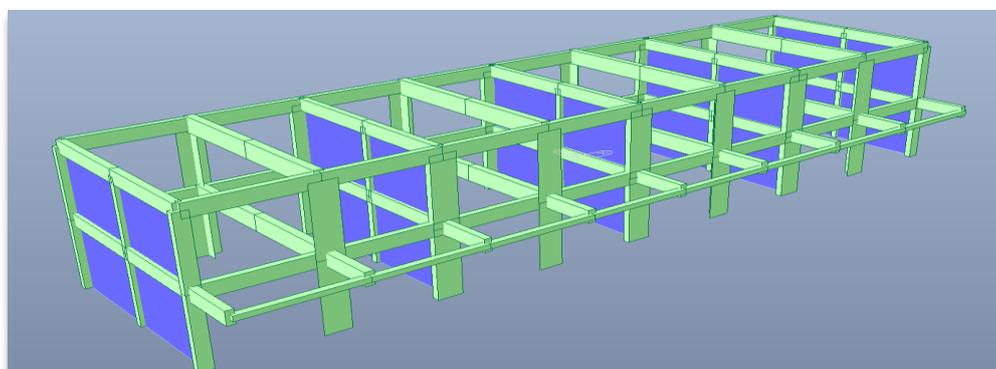
0.8V_{xest} (Tnf)	0.8V_{yest} (Tnf)	V_xdinam (Tnf)	V_ydinam (Tnf)
36.9588	98.55968	46.1985	123.1996

Fuente: Elaboración Propio

Análisis estático no lineal

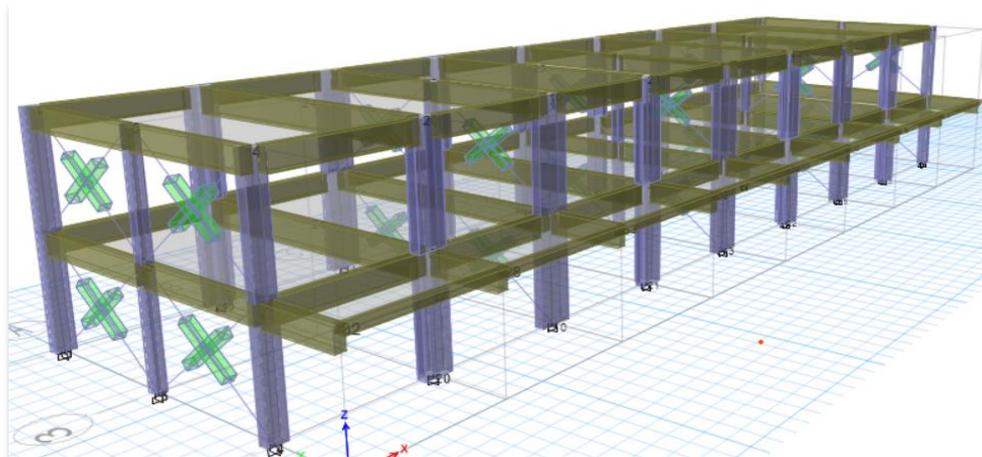
Para la realización del Pushover se hizo el modelamiento en el Midas Gen el cual es un programa donde se calcula los métodos no lineales más precisos análisis tanto para el bloque I y II, el cual se utilizó modelos inelásticos, son modelos más complejos que genera resultados más precisos y analiza los elementos estructurales. En la ilustración 26 y 27 se puede observar el bloque I y bloque II modelado en el programa Midas Gen.

Ilustración 26. Modelo en Midas Gen no lineal del bloque I



Fuente: Elaboración Propio

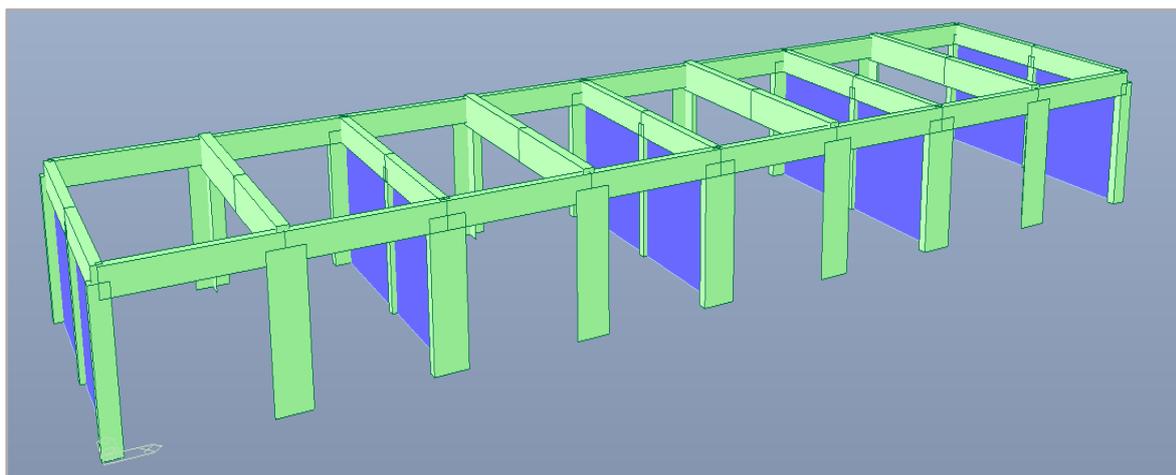
Ilustración 27. Modelado no lineal en Etabs del bloque I



Fuente: Elaboración Propio

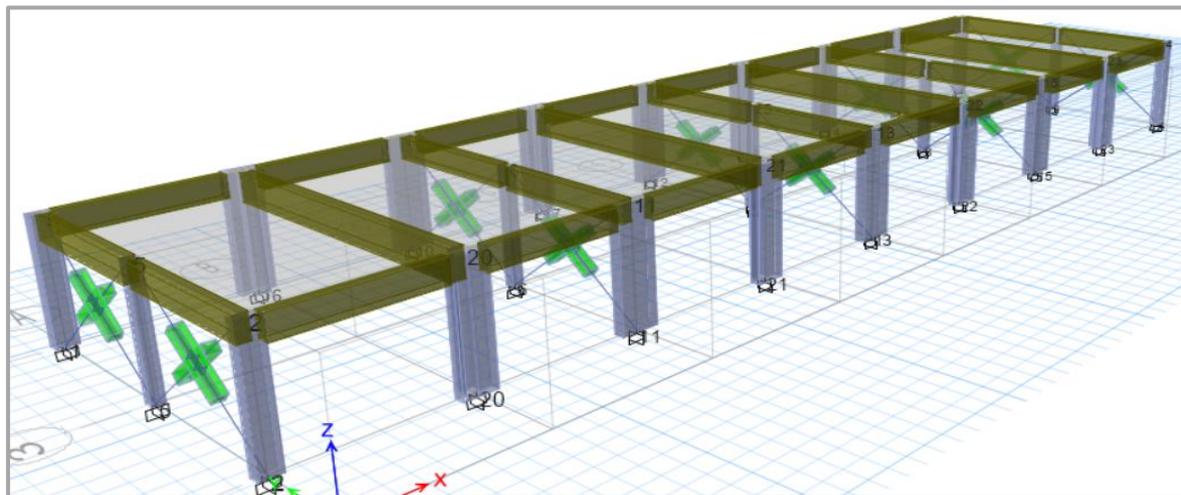
Como se sabe la institución a evaluar consta de 2 bloques I y II; mediante el cual bloque I consta de 2 pisos con 4 aulas por piso, mientras que el bloque II consta de un piso con 4 aulas, los cuales han sido sometidos al análisis Pushover para analizar en qué nivel operacional se encuentran los bloques I y II.

Ilustración 28. Modelado en Midas Gen no lineal del bloque II



Fuente: Elaboración Propio

Ilustración 29. Modelado no lineal en Etabs del bloque II

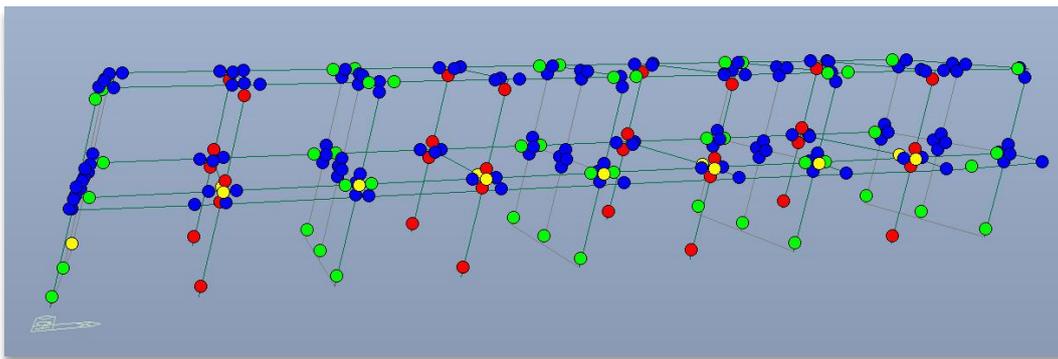


Fuente: Elaboración Propia

Rótulas plásticas

Se llevó a cabo un análisis Pushover en el Bloque I en la dirección X, siguiendo las pautas establecidas en la normativa FEMA356. La Ilustración 28 muestra la generación de rótulas plásticas durante el análisis. Es importante resaltar que, durante este proceso, se identificaron los componentes estructurales que experimentaron fallas a medida que se incrementaban las cargas. Principalmente, las columnas del sistema de pórticos fueron las que mostraron fallas en la base, llegando a un punto crítico en su comportamiento. Los demás componentes estructurales exhibieron diversos niveles de comportamiento, con algunos que lograron mantener la ocupación inmediata, otros que aseguraron la seguridad de las personas, y algunos en una condición preventiva de colapso. De manera más detallada, el 24.4% de los elementos mostraron una deformación inicial, mientras que el 0% alcanzó el nivel de protección de vidas. En contraste, el 19.8% de los elementos experimentó fallas y llegaron a su punto crítico de resistencia.

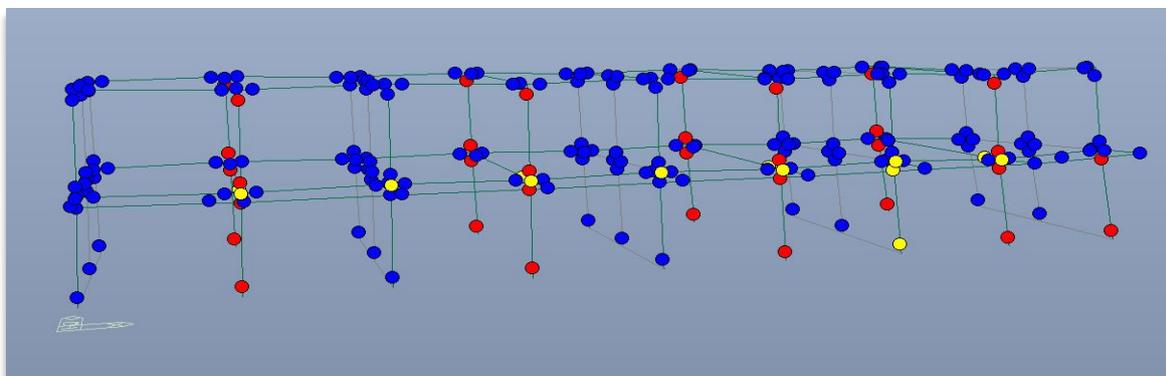
Ilustración 30. Generación de rótulas plásticas en Midas Gen en el bloque I -Eje X-X



Fuente: Elaboración Propia

El método Pushover se aplicó al Bloque I en la dirección Y-Y siguiendo las pautas de la normativa FEMA356, como se ilustra en la Figura 29. En esta dirección, se observa una mayor generación de rótulas plásticas, ya que esta es la dirección más flexible de la estructura. Al igual que en el análisis anterior, se identificó que los elementos estructurales que mostraron fallas a medida que se incrementaban las cargas fueron las columnas del sistema de pórticos, las cuales se rompieron en la base de las columnas y alcanzaron su estado último de resistencia. Los demás elementos estructurales se encontraron en un estado de ocupación inmediata, mientras que algunos alcanzaron el nivel de seguridad de vida. En términos específicos, el 43.2% de los elementos experimentó una fluencia insipiente, el 1.2% llegó al estado de colapso, y el 25.9% de los elementos fallaron, llegando a su estado último.

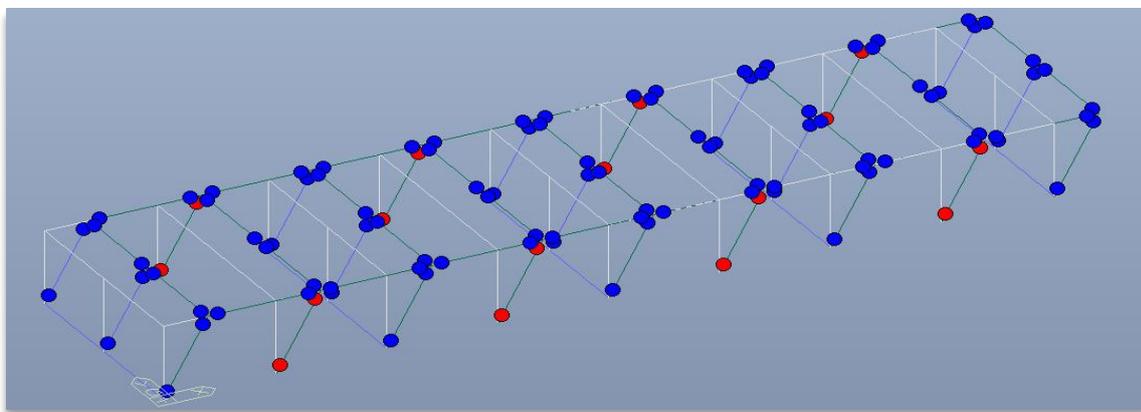
Ilustración 31. Generación de rótulas plásticas en Migas gen en el bloque I -Eje Y-Y



Fuente: Elaboración Propia

En el análisis pushover del Bloque II en el eje X, siguiendo los lineamientos de la norma FEMA356, se aprecia en la figura 30 la formación de rótulas plásticas. Similar a los análisis previos, los elementos que manifestaron fallas conforme se incrementaban las cargas fueron las columnas del sistema de pórticos. Estas columnas colapsaron en la base alcanzando un estado de ocupación inmediata, mientras algunos elementos llegaron al nivel de seguridad de vida y otros al punto de prevención de colapso. Específicamente, el 81.3% de los elementos fallaron completamente a su estado último, y el 18.8% de los elementos sufrieron daños diversos.

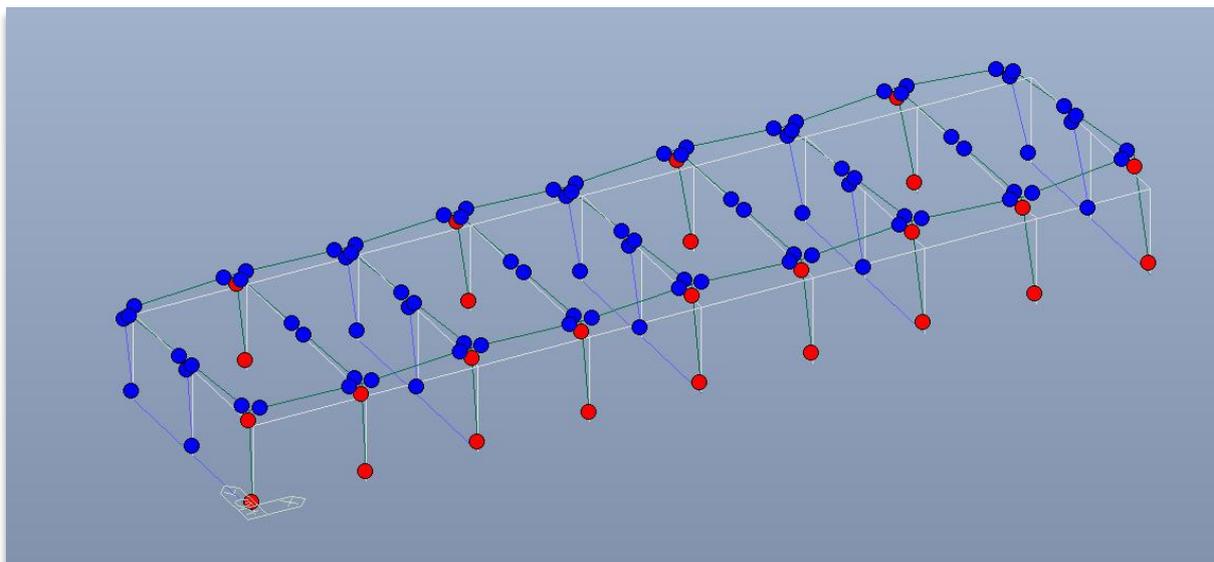
Ilustración 32. Generación de rótulas plásticas en el bloque II-Eje X-X



Fuente: Elaboración Propia

En el análisis pushover efectuado en el Bloque II para la dirección Y, siguiendo las pautas de la normativa FEMA356, se observa en la ilustración 31 una mayor generación de rótulas plásticas, ya que esta dirección es la más flexible. Se mantiene la tendencia de que los elementos estructurales que experimentan fallas a medida que se incrementan las cargas son las columnas del sistema de pórticos, como se mencionó anteriormente, y estas columnas se rompen en la base, alcanzando un estado de ocupación inmediata. Algunos elementos llegan al nivel de seguridad de vida. En números específicos, el 68.8% de los elementos experimenta una fluencia insipiente, y el 31.3% de los elementos ha fallado, alcanzando su estado último.

Ilustración 33. Generación de rótulas plásticas en el bloque II-Eje Y-Y

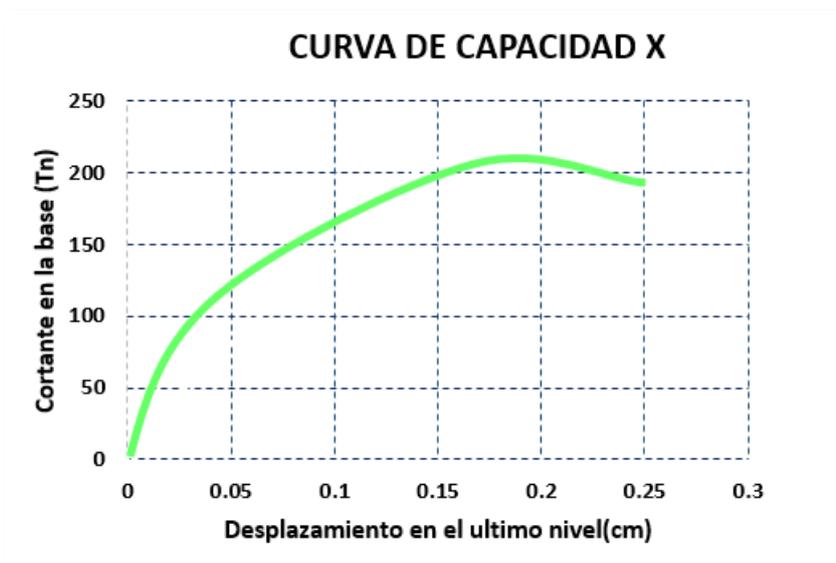


Fuente: Elaboración Propia

Curva de capacidad

Con el fin de generar la curva de capacidad del Bloque I en la orientación X-X, se expuso la estructura a un progresivo conjunto de fuerzas laterales hasta que se alcanzó su límite máximo de resistencia. Utilizando el análisis Pushover X-X en el software, se creó un gráfico que evidencia la falta de linealidad inicial en la configuración de la estructura en el eje X-X comienza cuando la cortante basal alcanza un valor de 198.8 toneladas, y la máxima fuerza que puede soportar es de 210.2 toneladas, la cual se encuentra en la sección no lineal de la curva. Para concluir, el punto de colapso definitivo se establece al alcanzar un desplazamiento máximo de 0.25 centímetros en la estructura en este eje.

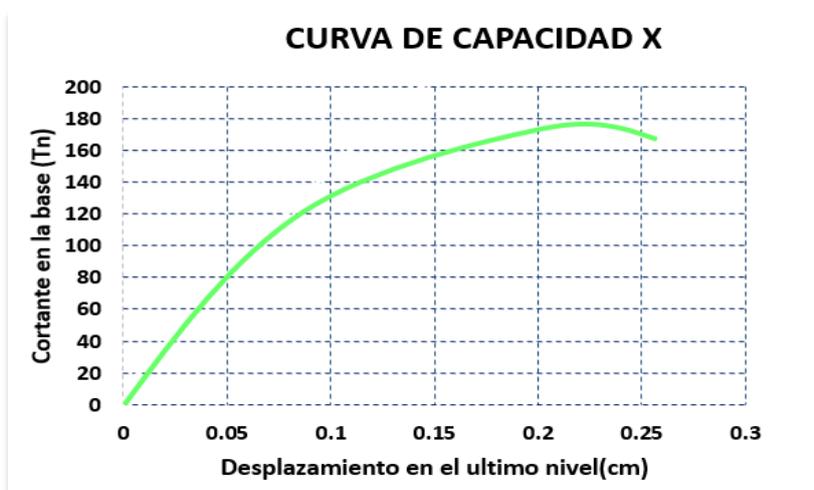
Ilustración 34. Curva de Capacidad del Bloque I-Eje X-X



Fuente: Elaboración Propia

Con el propósito de derivar la curva de capacidad del Bloque II en la orientación X-X, se expuso la estructura a un progresivo conjunto de fuerzas laterales hasta que se llegó a su capacidad máxima. Mediante el análisis Pushover X-X en el software, se generó un gráfico que muestra que la no linealidad inicial en la estructura en el eje X-X comienza cuando la cortante basal alcanza un valor de 163.5 toneladas, y la máxima fuerza que puede soportar es de 179.2 toneladas, la cual se encuentra en la sección no lineal de la curva. Para concluir, se determina que el punto de colapso definitivo se presenta cuando la estructura alcanza un desplazamiento máximo de 0.254 centímetros en este eje.

Ilustración 35. Curva de Capacidad del Bloque II-Eje X-X



Fuente: Elaboración Propia

Modelo no lineal en el eje Y-Y

Dado que los Bloques I y II cuentan con muros de albañilería confinada en la dirección Y-Y como parte de su sistema estructural, se necesitó una aproximación particular en el proceso de modelado estático no lineal Pushover para adecuadamente describir el desempeño de estos muros. Para alcanzar este objetivo, se hicieron uso de elementos designados como 'enlaces' que funcionan en condiciones de compresión, con el fin de simular el comportamiento de los muros de albañilería. Además, se emplearon elementos llamados 'estructuras' para modelar el pórtico formado por las columnas y las vigas. El diseño del sistema estructural se llevó a cabo mediante la creación de un gráfico que relaciona la fuerza y el desplazamiento, como se ilustra en la figura, con el propósito de capturar de manera precisa su comportamiento en un análisis no lineal. Este enfoque se basó en la investigación de pregrado realizada por Coral Alva en 2017, que involucró la ejecución de tres experimentos en laboratorio con muros de albañilería confinada para evaluar su nivel de daño en distintos estados de rendimiento. A partir de los resultados obtenidos en estos experimentos, se creó una curva de capacidad con tres segmentos lineales, la cual se aplicó en los elementos de tipo 'enlace' con el propósito de modelar de manera precisa el desempeño de los muros de albañilería confinada, tal y como se muestra en la figura ilustrativa.

Modelo de muro de albañilería confinada aplicada al colegio 780 actual

Después de ajustar y perfeccionar los modelos numéricos con base en los resultados de los ensayos 1 y 2, extendimos una estrategia análoga en nuestro análisis no lineal para la orientación Y-Y de los Bloques I y II de la institución educativa de tipo 780 Actual. Para llevar a cabo este proceso, es esencial contar con información sobre las propiedades tanto geométricas como mecánicas de los muros de albañilería confinada. Los detalles de estas características se encuentran detallados en la tabla adjunta. Dado que no se disponen de pruebas específicas para pilas o muretes, se ha adoptado un valor de 65 kg/cm^2 para f'_m y un valor de 8.06 kg/cm^2 para v'_m , conforme a lo estipulado en la tabla 7 de la norma E0.70. En lo que respecta a las cargas de servicio (P_g), se derivaron a partir del análisis lineal las cargas promedio que deben ser soportadas por cada muro de albañilería, y se determinaron en 25 toneladas de fuerza. Como consecuencia, se procedió a calcular el valor de resistencia al corte del muro de albañilería (V_m) empleando la fórmula 6.1 establecida en la norma E0.70, obteniendo un valor de 42.13 toneladas de fuerza. Para representar el elemento de tipo 'enlace', se consideraron las propiedades de fuerza y deformación, las cuales se calcularon con base en el gráfico que

describe la relación entre fuerza y desplazamiento, como se ilustra en la imagen adjunta. Los resultados de estos cálculos se detallan en la tabla.

Tabla 26. *Propiedades geométricas y mecánicas de muros de albañilería confinada*

Muro de albañilería confinada			
L(cm)	376.00	H(cm)	310.00
D(cm)	487.32	α(°)	39.50
f'm	65	t(cm)	24
α	1	vm	8.06
Vm(tonf)	42.13	Pg(tonf)	25

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 27. *Propiedades de Fuerza-deformación para elementos tipo link*

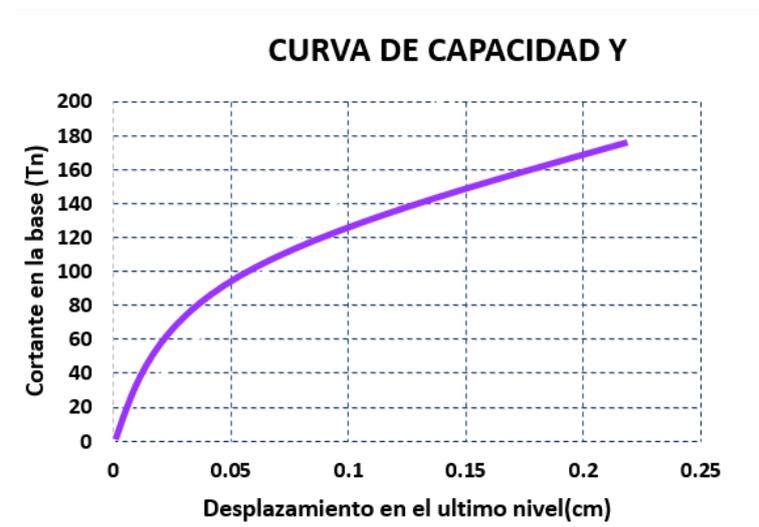
Link	Zona elástica	Zona máxima	Zona residual
Axial (tonf)	28.60	35.75	21.45
Deformación(cm)	0.215	1.435	2.033

Fuente: Elaboración Propia

Curva de capacidad en el eje Y-Y

Una vez que se finalizó el procedimiento de modelado en la dirección Y-Y para el Bloque I utilizando el software, se obtuvo la curva de capacidad que se representa en el gráfico adjunto. En este gráfico, se observa claramente que el punto en el cual comienza la no linealidad se ubica aproximadamente cuando el desplazamiento llega a 0.22 centímetros, y en ese mismo instante, la fuerza de cortante basal se sitúa en 179.25 toneladas de fuerza.

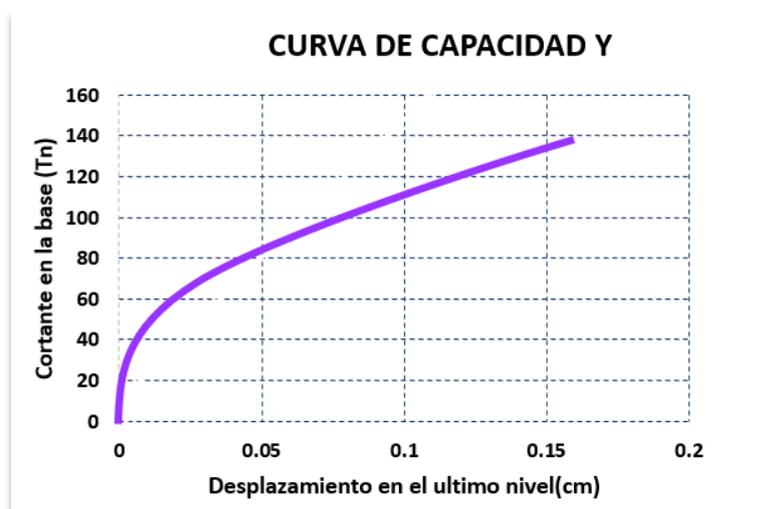
Ilustración 36. Curva de Capacidad del Bloque I-Eje Y-Y



Fuente: Elaboración Propia

Luego de llevar a cabo la fase de modelado en la dirección Y-Y para el Bloque II mediante el uso del software, se produjo la curva de capacidad que se presenta en la representación gráfica. En esta gráfica, se hace evidente que el punto donde se inicia la no linealidad ocurre aproximadamente cuando el desplazamiento llega a unos 0.16 centímetros, y en ese mismo momento, la fuerza de cortante basal se sitúa en torno a las 139.62 toneladas de fuerza.

Ilustración 37. Curva de Capacidad del Bloque II-Eje Y-Y



Fuente: Elaboración Propia

Análisis Dinámico no lineal

Para llevar a cabo el análisis de tiempo historia, se utilizaron modelos inelásticos previamente establecidos mediante el análisis Pushover. Estos modelos incorporaron el comportamiento histerético de los elementos estructurales, y se empleó un enfoque de modelamiento propuesto por Takaeda, ya que resultó ser el método más adecuado para representar la respuesta de la estructura frente a cargas cíclicas.

Bloque I

Registro sísmico

Tabla 28. Registros sísmicos

Sismo	Fecha	Dirección	PGA(cm/s ²)	Magnitud
Lima 1966	17/10/1966	EW	-180.56	Mw 8.1
		NS	-268.24	
Lima 1970	31/05/1970	EW	-105.05	Mb 6.6
		NS	-97.81	
Lima 1974	03/10/1974	EW	-194.21	Mb 6.6
		NS	-180.09	

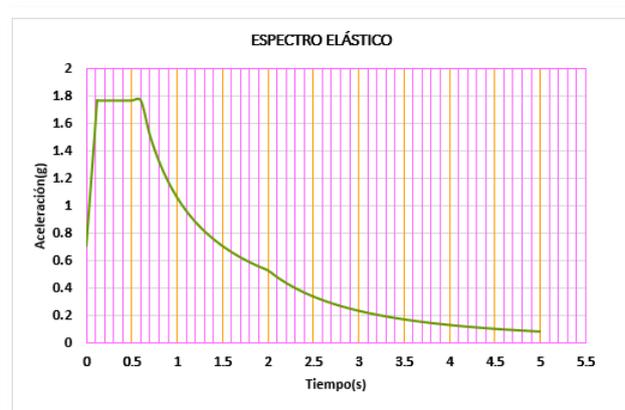
Fuente: Elaboración Propio

Tabla 29. Espectro Elástico

T(seg)	C	Sa(g)
0	1.00	0.709
0.02	1.25	0.886
0.04	1.50	1.063
0.06	1.75	1.240
0.08	2.00	1.418
0.1	2.25	1.595
0.2	2.50	1.772
0.4	2.50	1.772
0.6	2.50	1.772
0.8	1.88	1.329
1	1.50	1.063
1.2	1.25	0.886
1.4	1.07	0.759
1.6	0.94	0.664
1.8	0.83	0.591
2	0.75	0.532
2.2	0.62	0.439
2.4	0.52	0.369
2.6	0.44	0.315
2.8	0.38	0.271
3	0.33	0.236
3.2	0.29	0.208
3.4	0.26	0.184
3.6	0.23	0.164
3.8	0.21	0.147
4	0.19	0.133
4.2	0.17	0.121
4.4	0.15	0.110
4.6	0.14	0.100
4.8	0.13	0.092
5	0.12	0.085

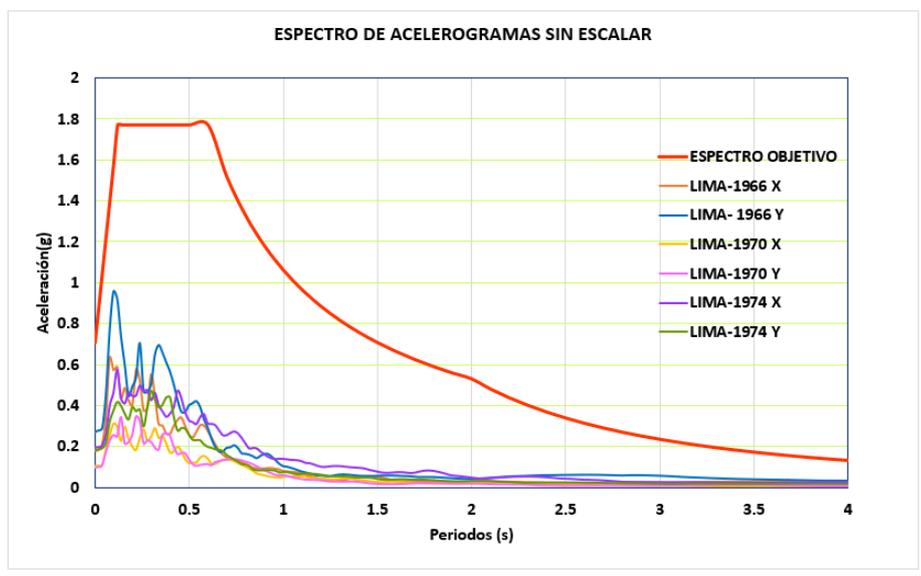
Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 38. Espectro Elástico



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 39. Espectro de acelerogramas sin escalar



Fuente: Elaboración Propia

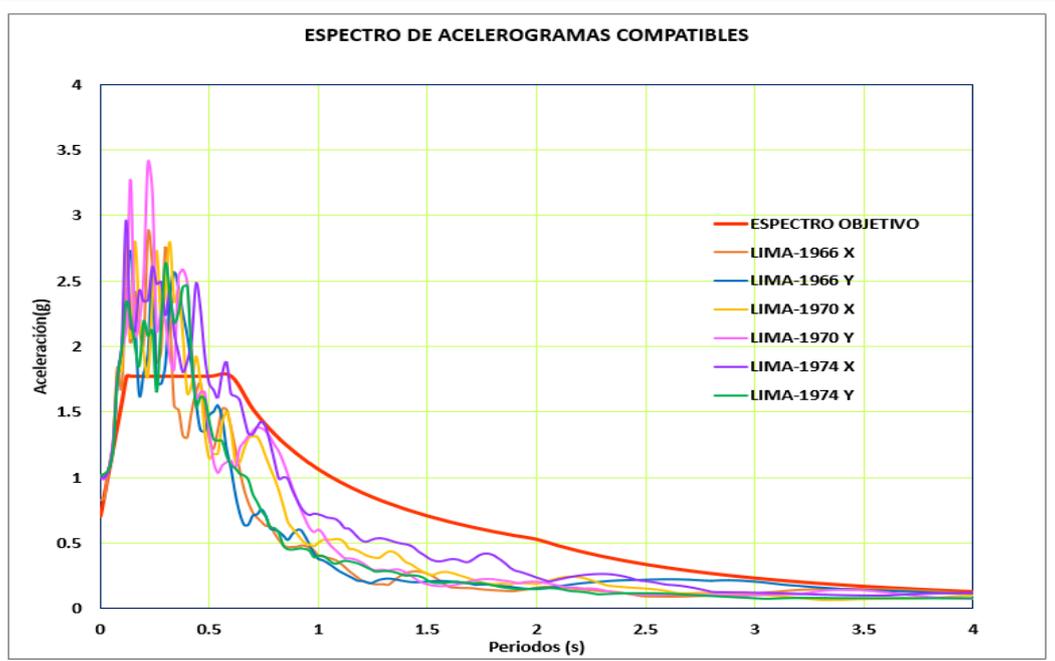
Las imágenes previas presentan un espectro objetivo, que corresponde al espectro elástico con un factor de comportamiento R igual a 1. Este espectro se utilizará para ajustar los tres registros sísmicos que se emplearán. De acuerdo con las regulaciones, se requiere que el promedio de estos tres registros sísmicos sea igual o superior al espectro elástico en el intervalo de periodos que se extiende desde 0.2 veces el período mínimo (T_{min}) hasta 1.5 veces el período máximo (T_{max}). En consecuencia, este estudio se enfocará en llevar a cabo la adaptación en el rango de periodos mencionado.

Tabla 30. Rango de periodos para el espectro compatible -Bloque I

PERIODOS	
$T_x=0.185$	$T_y=0.1$
Rango a compatibilizar	
$0.2 T_{min}=0.037$	$1.50 T_{max}=0.1125$

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 40. Espectro de acelerogramas compatible-Bloque I



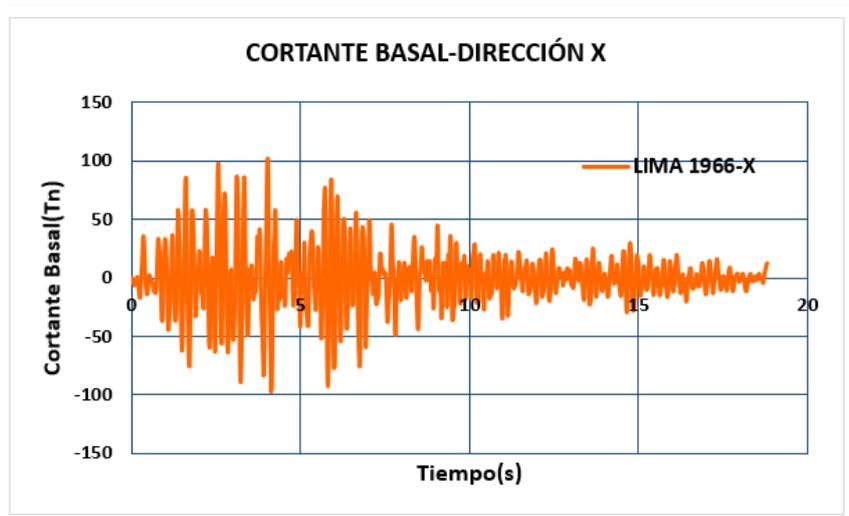
Fuente: Elaboración Propia

Resultados del análisis no lineal tiempo historia

Sismo de Lima 1966

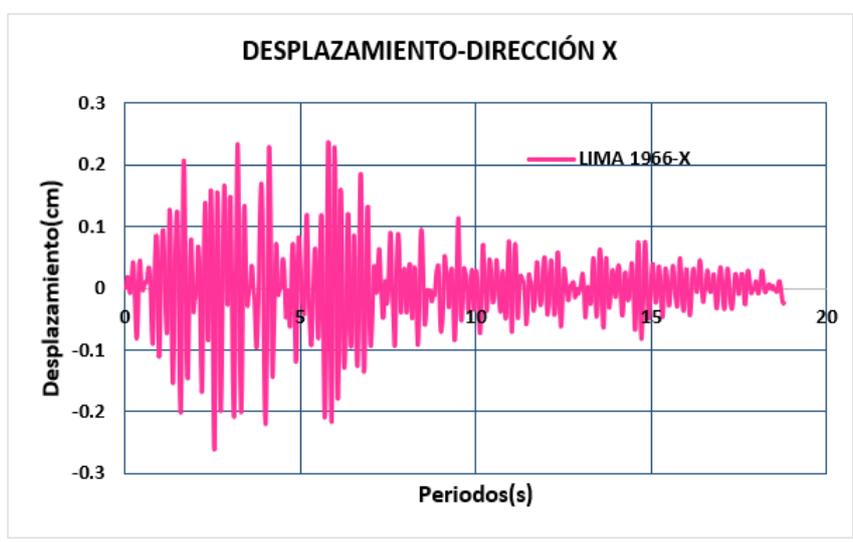
Dirección X

Ilustración 41. Sismo Lima 1966 -Cortante Basal -dirección X- Bloque I



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 42. Sismo Lima 1966 -Desplazamiento -dirección X- Bloque I



Fuente: Elaboración Propia

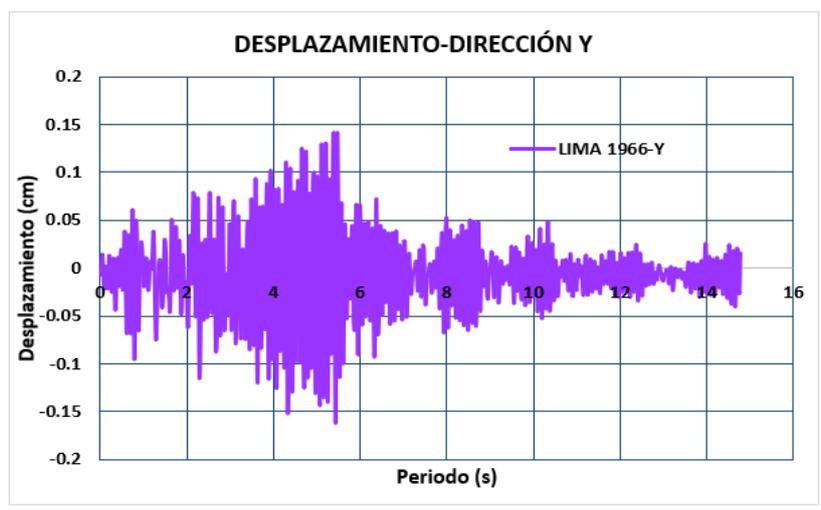
Dirección Y

Ilustración 43. Sismo Lima 1966 -Cortante Basal -dirección Y- Bloque I



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 44. Sismo Lima 1966 -Desplazamiento -dirección Y- Bloque I

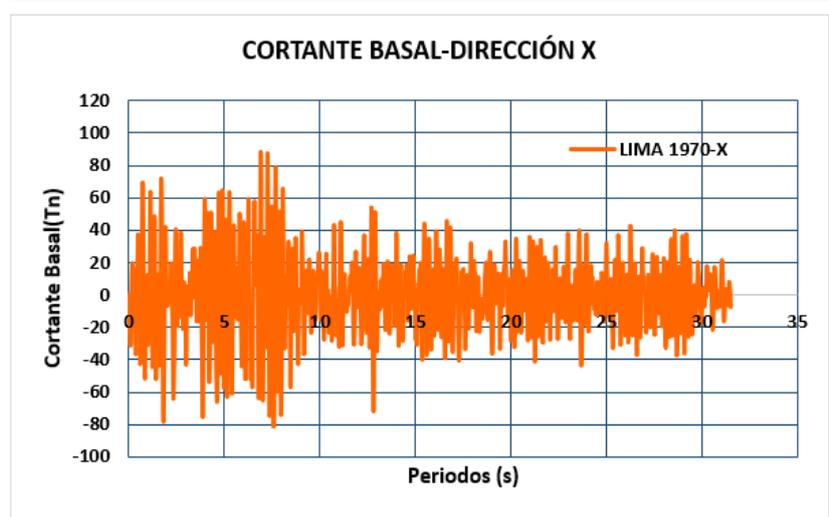


Fuente: Elaboración Propia

Sismo de Lima 1970

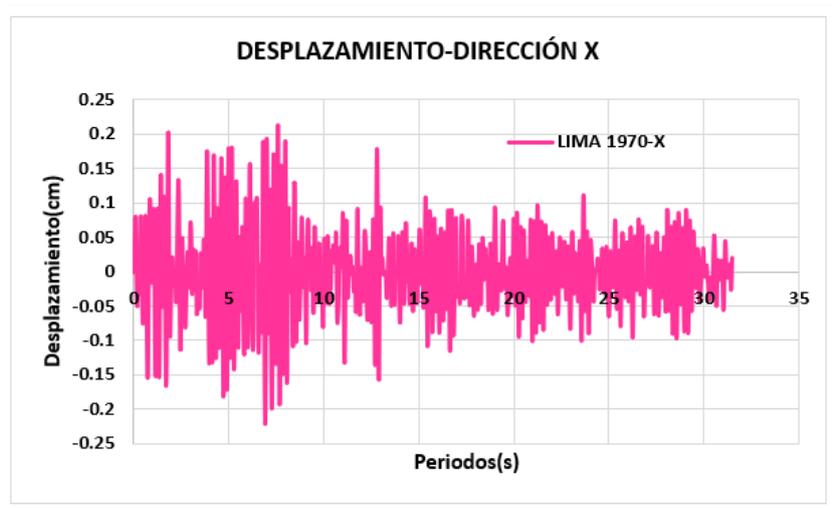
Dirección X

Ilustración 45. Sismo Lima 1970 -Cortante Basal -dirección X- Bloque I



Fuente: Elaboración Propia

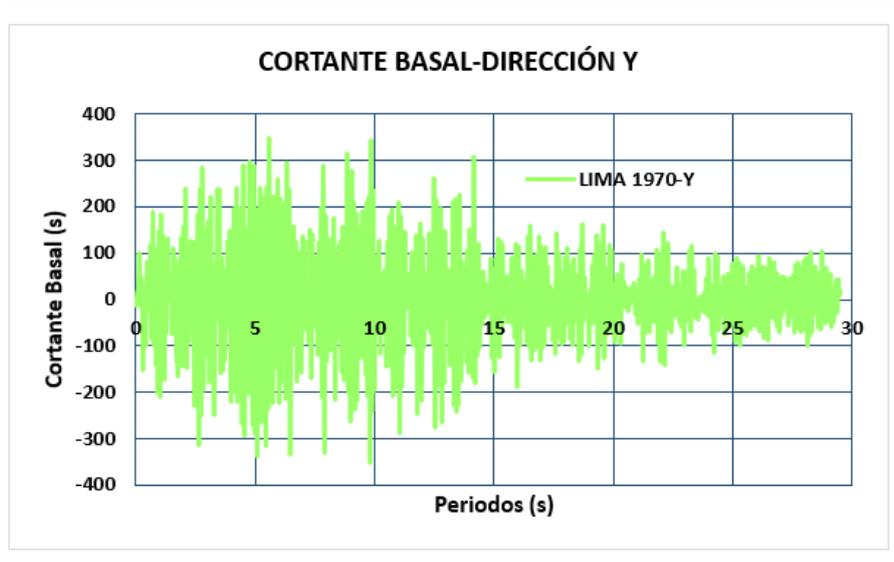
Ilustración 46. Sismo Lima 1970 -Desplazamiento -dirección X- Bloque I



Fuente: Elaboración Propia

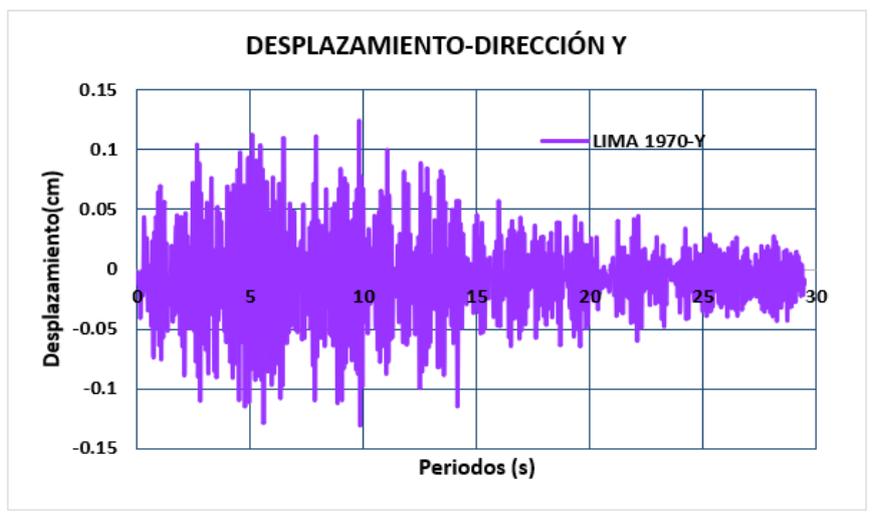
Dirección Y

Ilustración 47. Sismo Lima 1970 -Cortante Basal -dirección Y- Bloque I



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 48. Sismo Lima 1970 -Desplazamiento -dirección Y- Bloque I

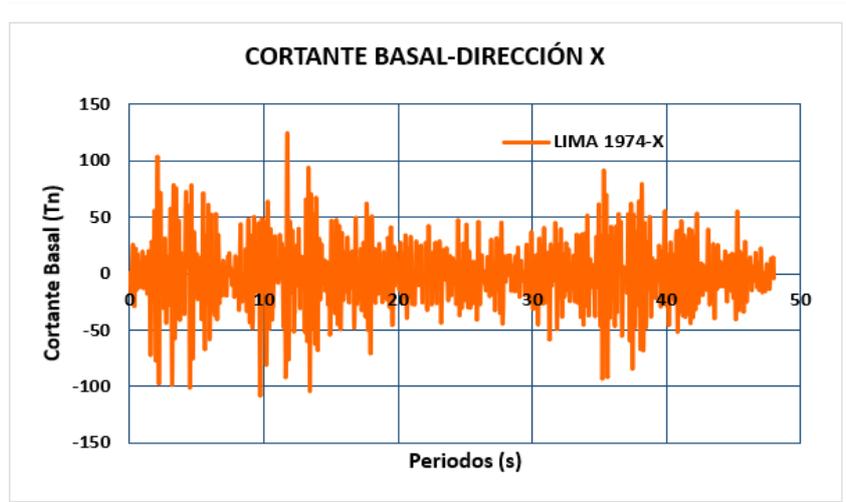


Fuente: Elaboración Propia

Sismo de Lima 1974

Dirección X

Ilustración 49. Sismo Lima 1974 -Cortante Basal -dirección X- Bloque I



Fuente: Elaboración Propia

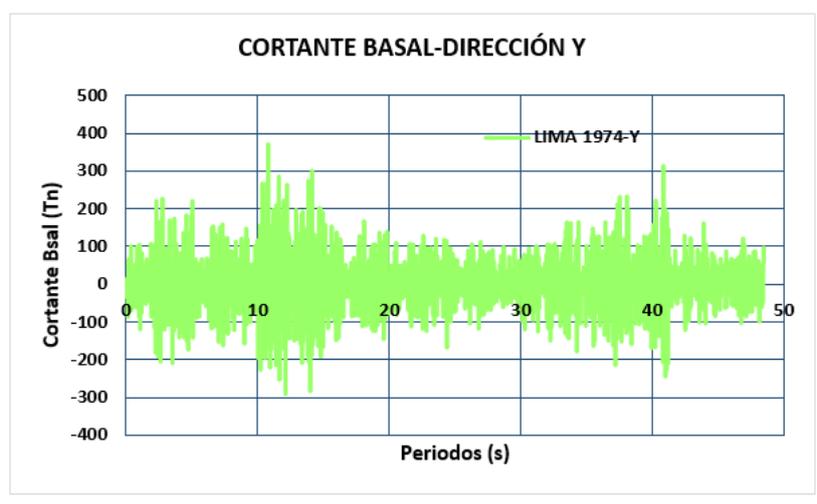
Ilustración 50. Sismo Lima 1974 -Desplazamiento -dirección X- Bloque I



Fuente: Elaboración Propia

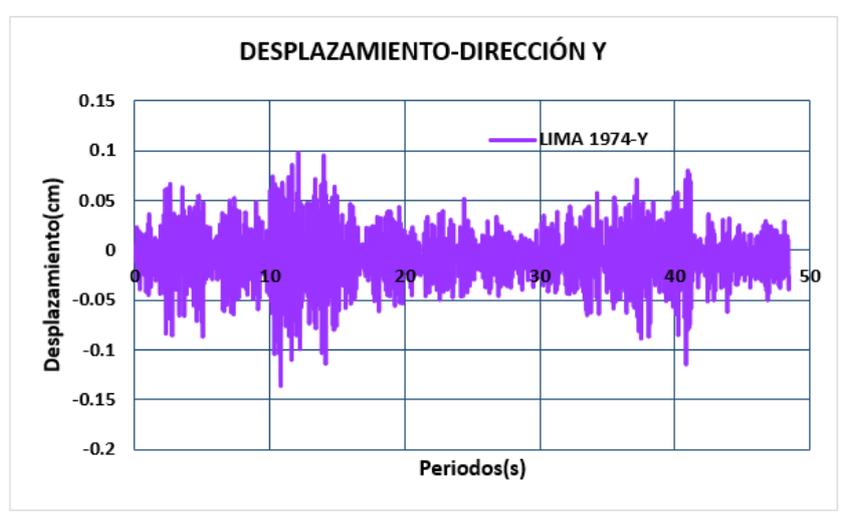
Dirección Y

Ilustración 51. Sismo Lima 1974 -Cortante Basal -dirección Y- Bloque I



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 52. Sismo Lima 1974 -Desplazamiento -dirección Y- Bloque I



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 31. Cortante basal y desplazamiento-dirección X- Bloque I

DIRECCIÓN X-X		
ANALISIS	CORTANTE BASAL MAXIMO (Tn)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (cm)
ANLTH-LIMA 1966-X	102.01	0.2
ANLTH-LIMA 1970-X	88.03	0.21
ANLTH-LIMA 1974-X	124.22	0.25
ANLE	198.8	0.25
MÁXIMO	124.22	0.25
PROMEDIO	104.75	0.22

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 32. Cortante basal y desplazamiento-dirección Y- Bloque I

DIRECCIÓN Y-Y		
ANALISIS	CORTANTE BASAL MAXIMO (Tn)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (cm)
ANLTH-LIMA 1966-Y	418.98	0.1
ANLTH-LIMA 1970-Y	347.08	0.12
ANLTH-LIMA 1974-Y	367.37	0.1
ANLE	179.25	0.22
MAXIMO	418.98	0.12
PROMEDIO	377.81	0.11

Fuente: Elaboración Propia

Los valores máximos de cortante y desplazamiento en cada dirección de análisis se especifican en las Tablas 32 y 33. A continuación, se exhiben los resultados de las deformaciones en cada nivel, considerando cada uno de los registros sísmicos.

Tabla 33. Derivas del tiempo Historia -dirección X- Bloque I

Piso	DERIVA X-X		
	1966	1970	1974
Piso 1	0.0012	0.0012	0.0014
Piso 2	0.0026	0.0022	0.003

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 34. Derivas del tiempo Historia -dirección Y- Bloque I

Piso	DERIVA Y-Y		
	1966	1970	1974
Piso 1	0.001	0.001	0.001
Piso 2	0.0016	0.0013	0.0014

Fuente: Elaboración Propia

Bloque II

Compatibilidad de señales sísmicas con el espectro elástico

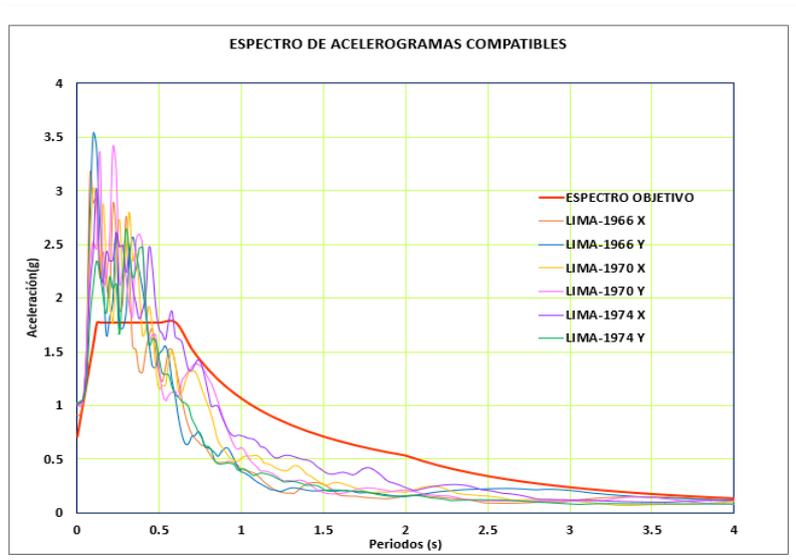
Se han ajustado los 3 registros sísmicos utilizados de manera que se ajusten al espectro elástico en el intervalo de períodos que va desde 0.02 segundos a 0.064 segundos. La tabla detalla el rango de períodos para el espectro compatible, y en la Ilustración 77 se muestra el espectro de respuesta de los acelerogramas adaptados.

Tabla 35. Rango de periodos para el espectro compatible -Bloque II

PERIODOS	
$T_x=0.074$	$T_y=0.042$
Rango a compatibilizar	
0.2 $T_{min}=0.0148$	1.50 $T_{max}=0.063$

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 53. Espectro de acelerogramas compatible-Bloque II



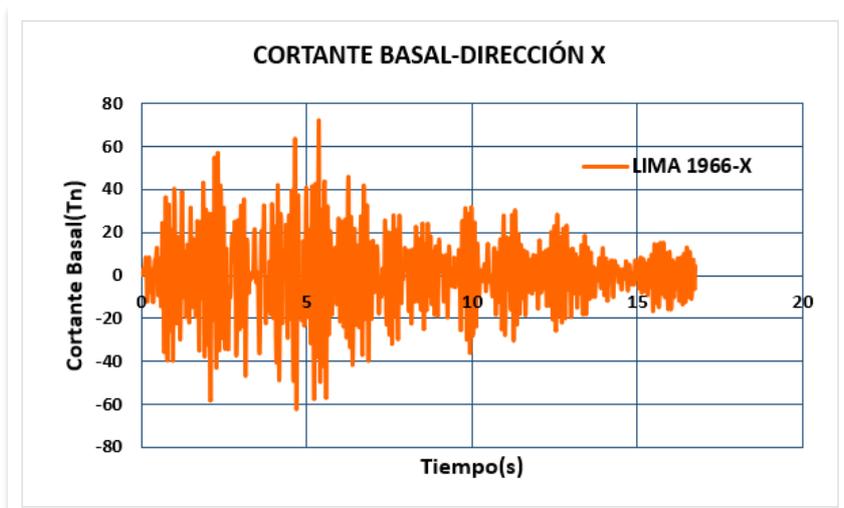
Fuente: Elaboración Propia

Resultados del análisis no lineal tiempo historia

Sismo Lima 1966

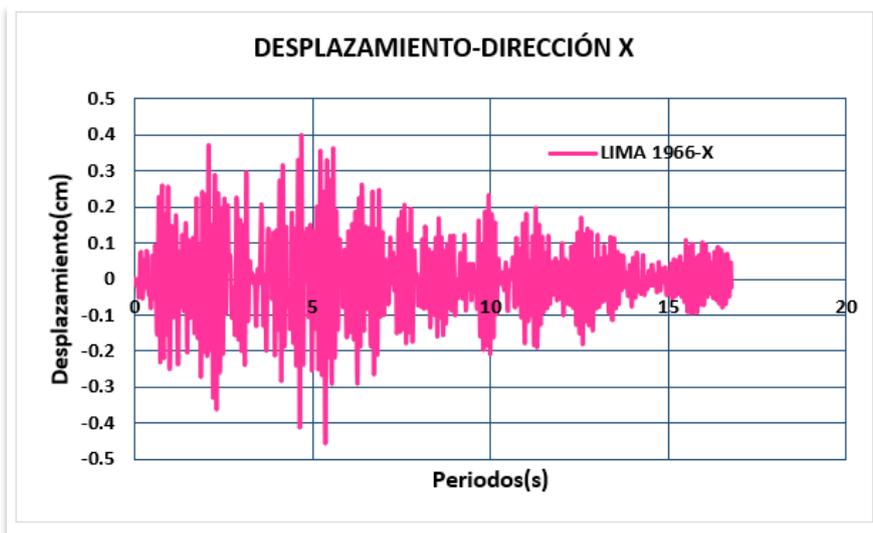
Dirección X

Ilustración 54. Sismo Lima 1966 -Cortante Basal -dirección X- Bloque II



Fuente: Elaboración Propia

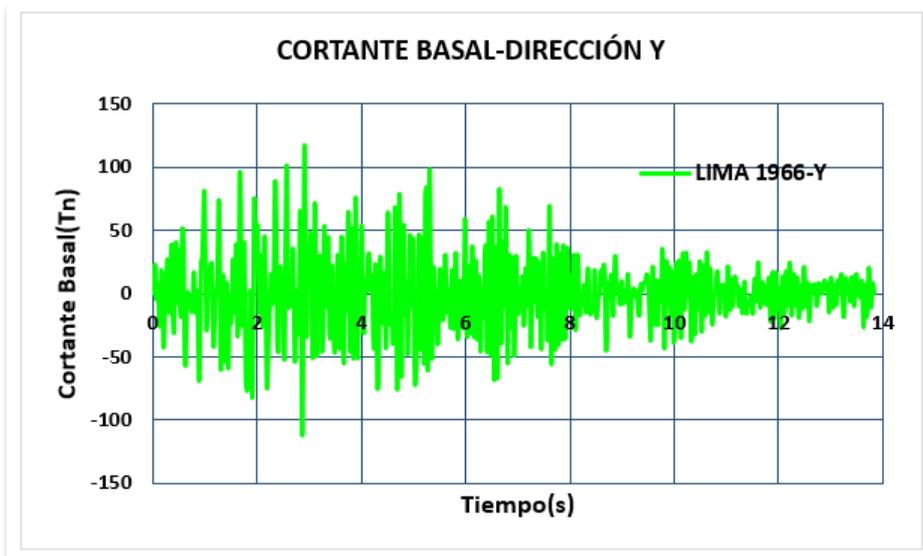
Ilustración 55. Sismo Lima 1966 -Desplazamiento -dirección X- Bloque II



Fuente: Elaboración Propia

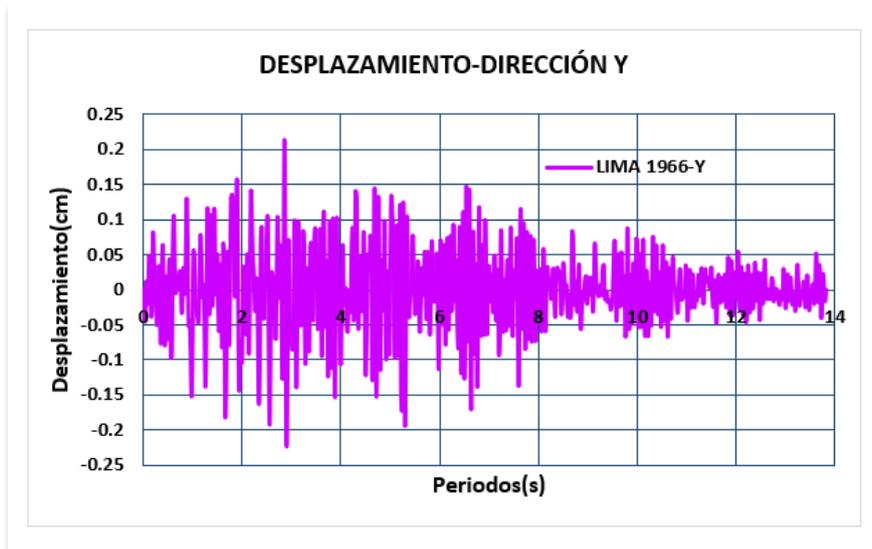
Dirección Y

Ilustración 56. Sismo Lima 1966 -Cortante Basal -dirección Y- Bloque II



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 57. Sismo Lima 1966 -Desplazamiento -dirección Y- Bloque II

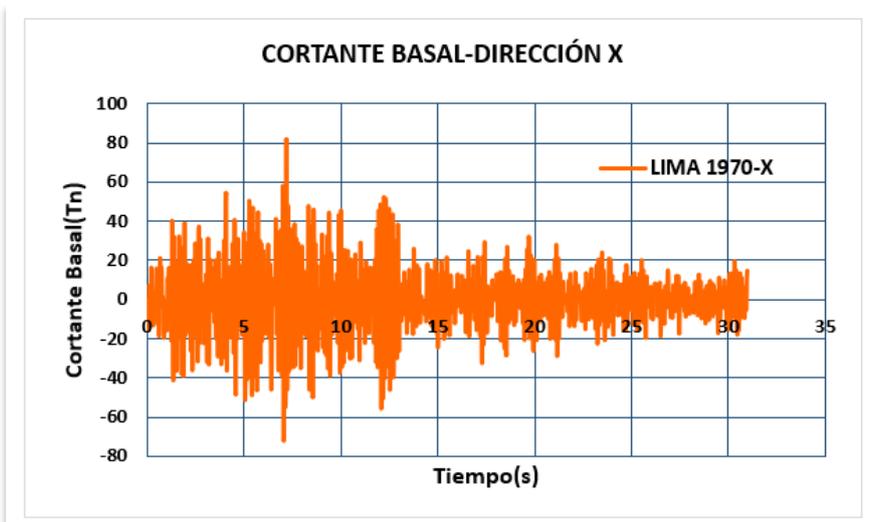


Fuente: Elaboración Propia

Sismo de Lima 1970

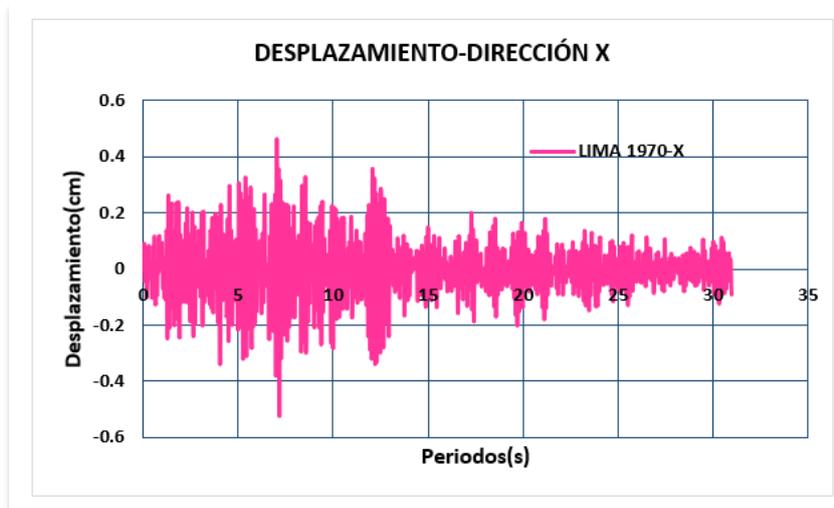
Dirección X

Ilustración 58. Sismo Lima 1970 -Cortante Basal -dirección X- Bloque II



Fuente: Elaboración Propia

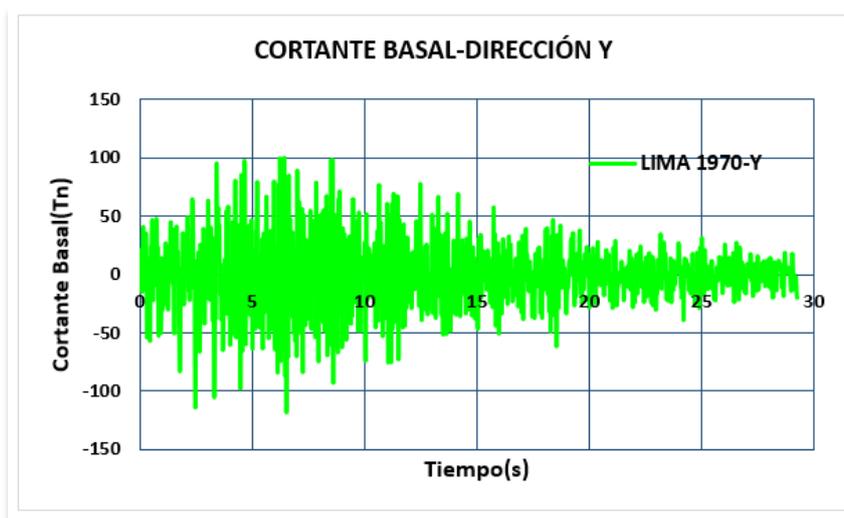
Ilustración 59. Sismo Lima 1970 -Desplazamiento -dirección X- Bloque II



Fuente: Elaboración Propia

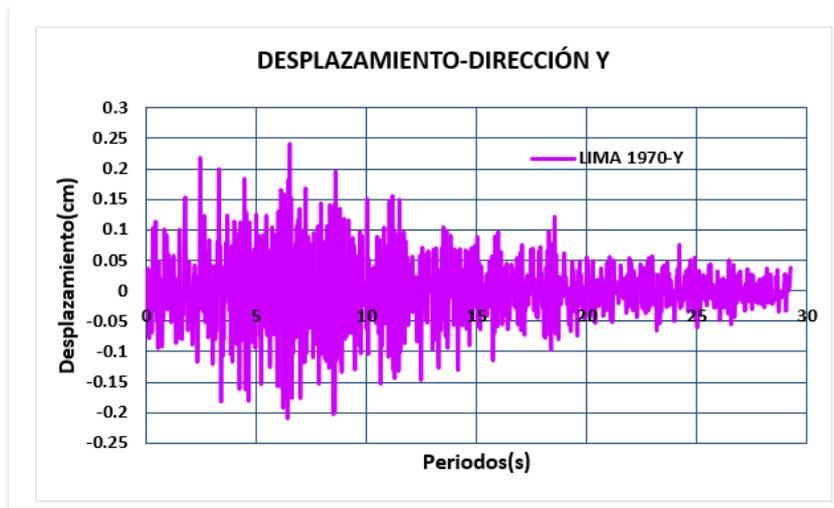
Dirección Y

Ilustración 60. Sismo Lima 1970 -Cortante Basal -dirección Y- Bloque II



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 61. Sismo Lima 1970 -Desplazamiento -dirección Y- Bloque II

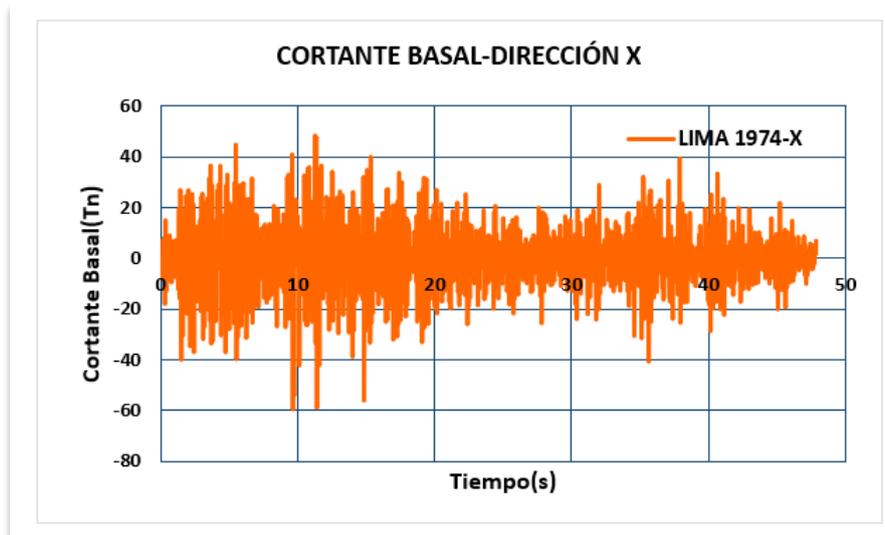


Fuente: Elaboración Propia

Sismo Lima 1974

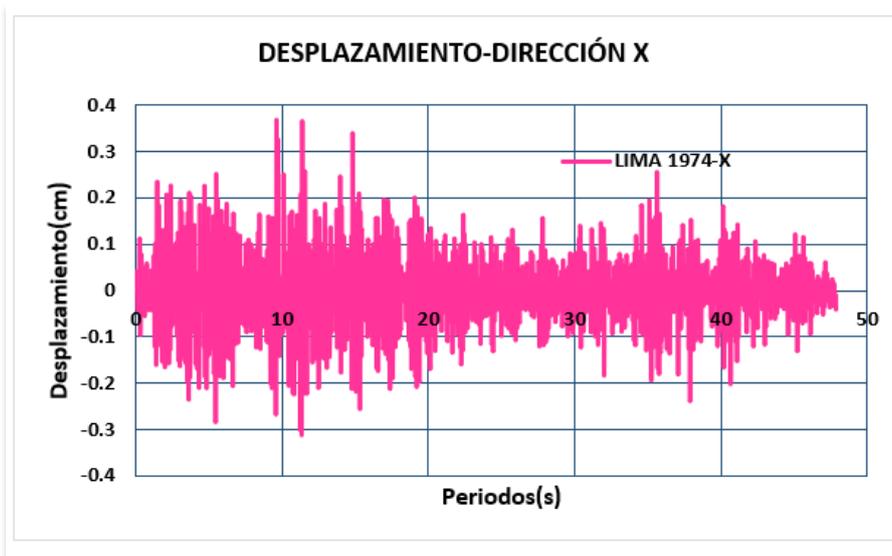
Dirección X

Ilustración 62. Sismo Lima 1974 -Cortante Basal -dirección X- Bloque II



Fuente: Elaboración Propia

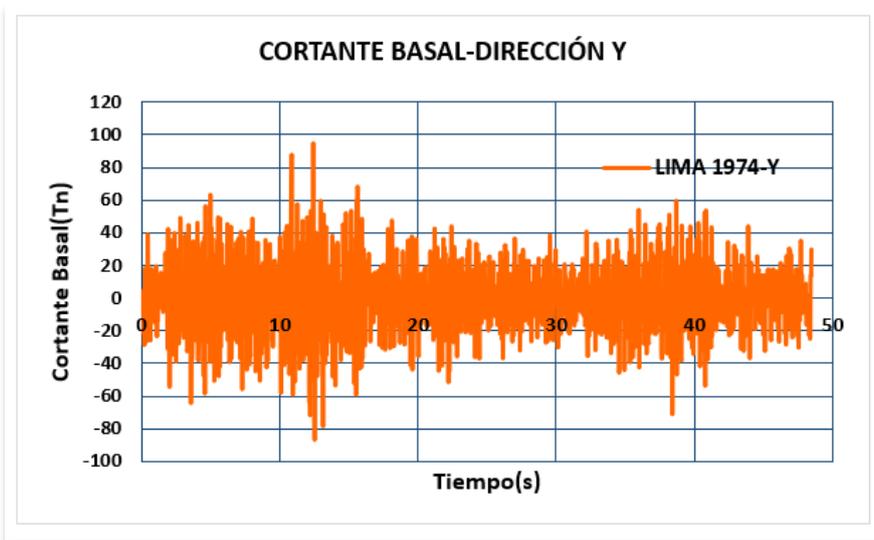
Ilustración 63. Sismo Lima 1974 -Desplazamiento -dirección X- Bloque II



Fuente: Elaboración Propia

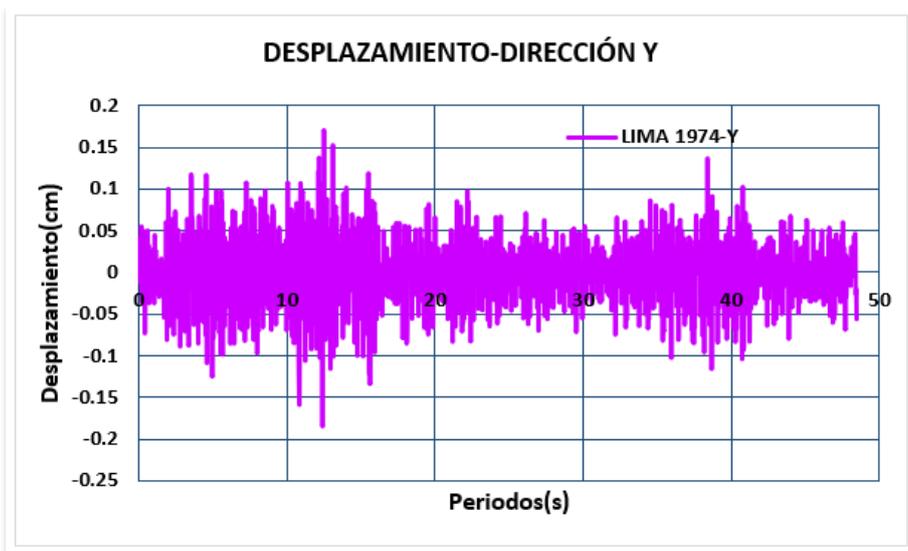
Dirección Y

Ilustración 64. Sismo Lima 1974 -Cortante Basal -dirección Y- Bloque II



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 65. Sismo Lima 1974 -Desplazamiento -dirección Y- Bloque II



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 36. Cortante basal y desplazamiento-dirección X- Bloque II

DIRECCIÓN X-X		
ANALISIS	CORTANTE BASAL MAXIMO (Tn)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (cm)
ANLTH-LIMA 1966-X	71.45	0.39
ANLTH-LIMA 1970-X	81.78	0.46
ANLTH-LIMA 1974-X	48.5	0.36
ANLE	163.5	0.25
MÁXIMO	48.5	0.36
PROMEDIO	67.24	0.40

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 37. Cortante basal y desplazamiento-dirección Y- Bloque II

DIRECCIÓN Y-Y		
ANALISIS	CORTANTE BASAL MAXIMO (Tn)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (cm)
ANLTH-LIMA 1966-Y	114.24	0.21
ANLTH-LIMA 1970-Y	100.56	0.24
ANLTH-LIMA 1974-Y	92.91	0.17
ANLE	139.62	0.22
MAXIMO	114.24	0.24
PROMEDIO	102.57	0.21

Fuente: Elaboración Propia

En las Tablas 37 y 38 se registran los valores máximos de cortante y desplazamiento para cada dirección de análisis. A continuación, se presentan los resultados de las deformaciones en cada nivel y para cada uno de los registros sísmicos.

Tabla 38. Derivas del tiempo Historia -dirección X- Bloque II

Piso	DERIVA X-X		
	1966	1970	1974
Piso 1	0.004	0.005	0.0036

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 39. Derivas del tiempo Historia -dirección Y- Bloque II

Piso	DERIVA Y-Y		
	1966	1970	1974
Piso 1	0.0021	0.002	0.0018

Fuente: Elaboración Propia

Comparación de los análisis no lineales

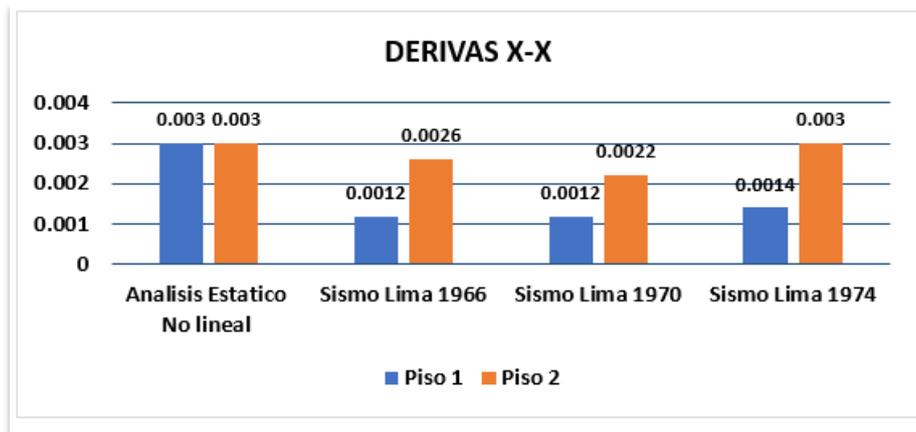
En el caso del Bloque I, se nota que las deformaciones son comparables en ambas direcciones, tanto en los análisis estáticos como en los no lineales. Es esencial destacar que en la dirección X, la estructura se compone de albañilería confinada, mientras que en la dirección Y se emplean muros de concreto armado.

Tabla 40. Derivas del tiempo Historia -dirección X- Bloque I

Derivas X-X				
Piso	Analisis Estatico No lineal	Sismo Lima 1966	Sismo Lima 1970	Sismo Lima 1974
Piso 1	0.003	0.0012	0.0012	0.0014
Piso 2	0.003	0.0026	0.0022	0.003

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 66. Comparación de Derivas-dirección X- Bloque I



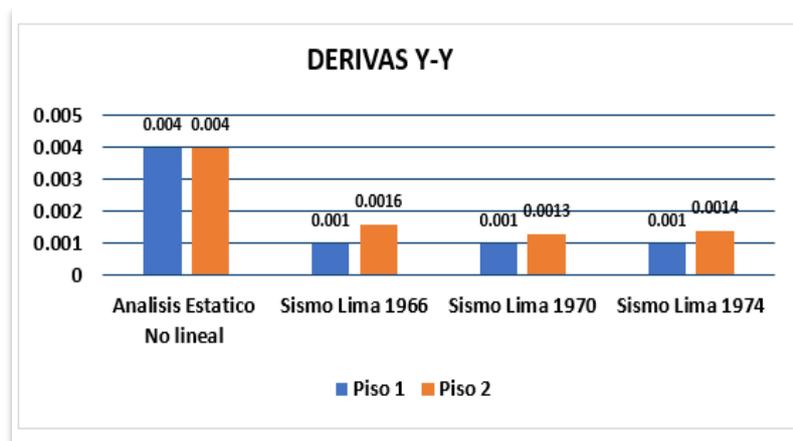
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 41. Derivas del tiempo Historia -dirección Y- Bloque I

Derivas Y-Y				
Piso	Analisis Estatico No lineal	Sismo Lima 1966	Sismo Lima 1970	Sismo Lima 1974
Piso 1	0.004	0.001	0.001	0.001
Piso 2	0.004	0.0016	0.0013	0.0014

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 67. Comparación de Derivas-dirección Y- Bloque I



Fuente: Elaboración Propia

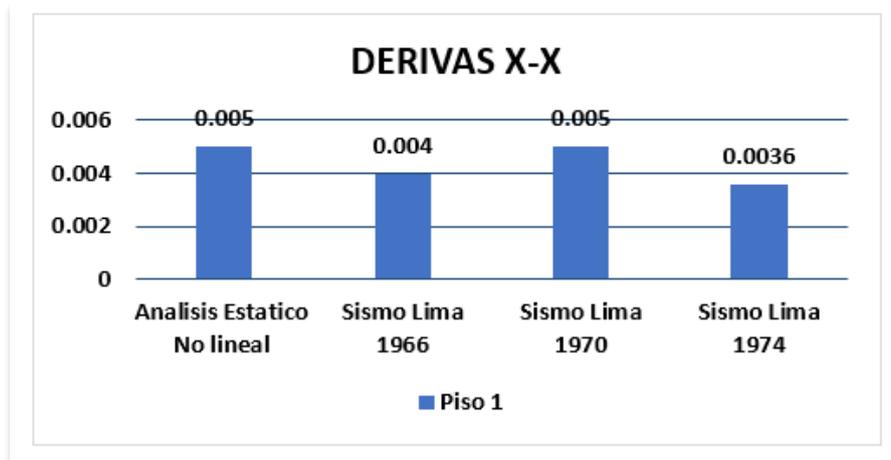
En el Bloque II, se puede observar que las deformaciones son semejantes en ambas direcciones, tanto en los análisis estáticos como en los no lineales. Es importante señalar que en la dirección X, la estructura está conformada por albañilería confinada, mientras que en la dirección Y se utilizan muros de concreto armado.

Tabla 42. Derivas del tiempo Historia -dirección X- Bloque II

Derivas X-X				
Piso	Analisis Estatico No	Sismo Lima 1966	Sismo Lima 1970	Sismo Lima 1974
Piso 1	0.005	0.004	0.005	0.0036

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 68. Comparación de Derivas-dirección X- Bloque II



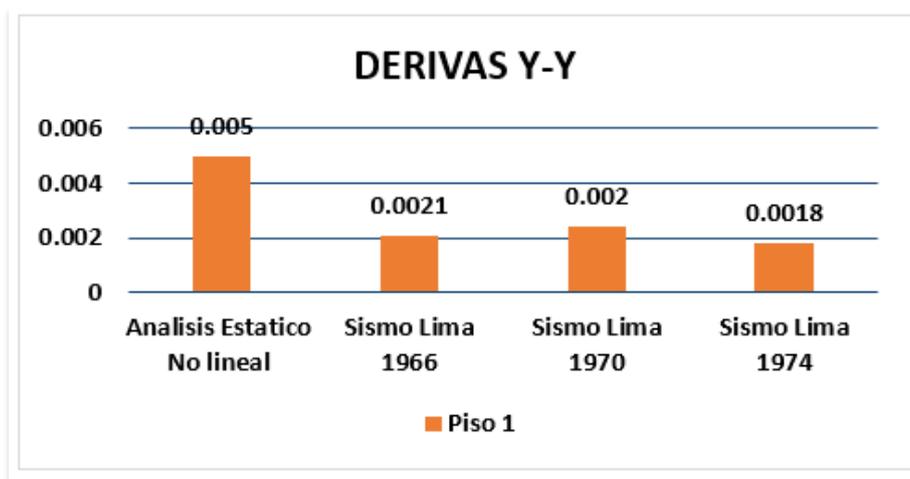
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 43. Derivas del tiempo Historia -dirección Y- Bloque II

Derivas Y-Y				
Piso	Analisis Estatico No	Sismo Lima 1966	Sismo Lima 1970	Sismo Lima 1974
Piso 1	0.005	0.0021	0.002	0.0018

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 69. Comparación de Derivas-dirección Y- Bloque II



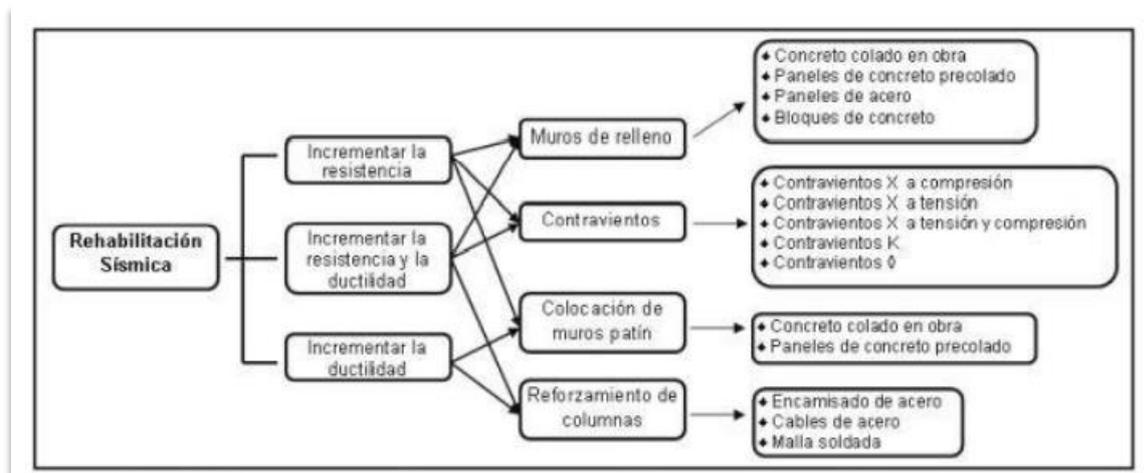
Fuente: Elaboración Propia

Propuesta de reforzamiento colegio tipo 780 actual

La normativa peruana de resistencia sísmica ha experimentado cambios continuos a lo largo de los años, lo que ha llevado a modificaciones en los parámetros de diseño estructural. En la actualidad, existen varios métodos de refuerzo estructural que pueden proporcionar alternativas de solución frente a posibles riesgos sísmicos en cualquier momento. Estos métodos son principalmente aplicados en edificaciones de vital importancia que deben mantenerse operativas tras un evento sísmico, garantizando una evacuación segura de los estudiantes y el personal. En el caso de la Institución Educativa Héctor Rene Lanegra Romero, se ha diseñado un plan de mejora estructural para los Bloques I y II. Este plan, como se muestra en la figura 27, se enfoca en técnicas de restauración que buscan aumentar la resistencia estructural, con un énfasis particular en la dirección X. El refuerzo implica la intervención en las columnas, dado que son componentes fundamentales del sistema de pórticos. Este proceso tiene como objetivo realzar tanto la resistencia como la capacidad de deformación de la estructura. Según los ensayos realizados utilizando diamantina, no se han observado daños significativos en la estructura, como se puede verificar en los Anexos 6, 7 y 8. Sin embargo, es importante tener en cuenta la posibilidad de problemas relacionados con la exposición del acero a condiciones de fuego y corrosión. Para abordar esta cuestión, se sugiere fortalecer la estructura mediante la inclusión de marcos de acero que cuentan con arriostres concéntricos. Según los resultados de las pruebas, este enfoque podría reducir la vulnerabilidad de la estructura a menos del 10% en caso de un terremoto. Enfocar el refuerzo principalmente en las columnas ofrece varias ventajas, como la

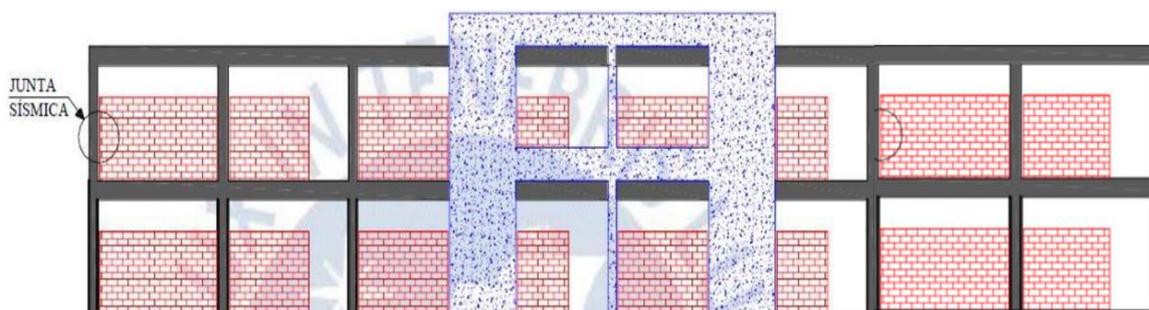
posibilidad de alcanzar una adecuada compatibilidad entre el refuerzo y el material original. Además, este método cuenta con una baja conductividad térmica, lo que mejora la resistencia al fuego y brinda un sólido aislamiento térmico. Es relevante destacar la sólida adherencia entre el nuevo concreto y el material original, lo cual es esencial desde una perspectiva de construcción. Este enfoque implica el fortalecimiento mediante un material con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm².

Ilustración 70. Técnica de Rehabilitación Técnica



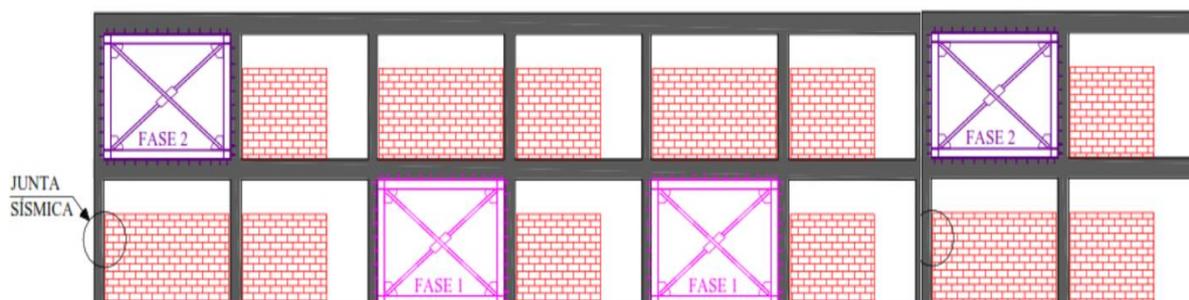
Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 71. Elevación eje A-A, esquema de reforzamiento ACMAC



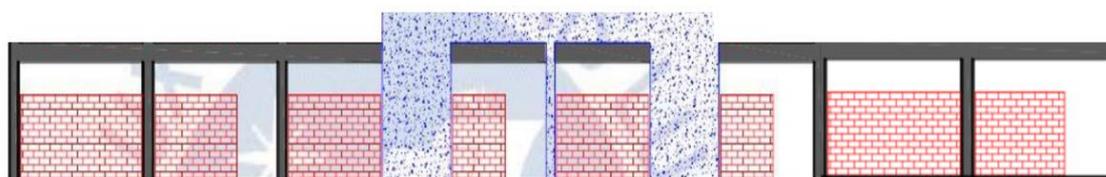
Fuente: Gustavo Loa Canales (2017)

Ilustración 72. Esquema de elevación de reforzamiento ACMAC



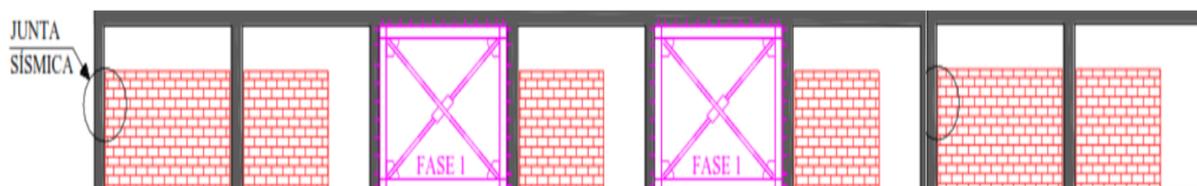
Fuente: Gustavo Loa Canales (2017)

Ilustración 73. Elevación eje A-A, Esquema de reforzamiento ACMAC



Fuente: Gustavo Loa Canales (2017)

Ilustración 74. Esquema de elevación de reforzamiento ACMAC



Fuente: Gustavo Loa Canales (2017)

Conclusiones

- En el colegio N° 10056 Héctor Rene Lanegra Romero, se realizaron 7 ensayos de diamantina en el bloque I, incluyendo 3 en columnas y 4 en vigas, tanto en el primer y segundo nivel. La resistencia del concreto obtenida fue de 182 kgf/cm². En el bloque II, se llevaron a cabo 5 ensayos de diamantina, 3 en columnas y 2 en vigas, dado que la estructura consta de un solo piso, y la resistencia del concreto fue de 177 kg/m².
- Los ensayos de scanner realizados en el bloque I y II proporcionaron resultados que indicaron el uso de barras de acero con diámetros de 3/4" y 5/8". En cuanto a las secciones

de las columnas, estas eran de 25x45, 25x90, y las columnas en forma de "T" tenían dimensiones de 45x75. Las secciones de las vigas obtenidas eran de 25x55 y 25x70.

- De acuerdo a las disposiciones de la normativa peruana E.30, la fuerza cortante dinámica en los entresijos del edificio superó el 80% de la cortante estática calculada, lo que indicó que no era necesario ajustar el modelo de la estructura.
- En el Bloque I, se creó una curva de capacidad a través de un proceso de aplicación gradual de cargas laterales en la estructura. En la orientación X-X, se alcanzó una fuerza de cortante basal de 198.8 toneladas con un desplazamiento de 0.25 centímetros. Mientras que en la dirección Y-Y, se obtuvo una fuerza de cortante basal de 179.25 toneladas con un desplazamiento de 0.22 centímetros.
- Dentro del Bloque II, se generó una curva de capacidad en la orientación X-X, logrando una fuerza de cortante basal de 163.5 toneladas con un desplazamiento de 0.25 centímetros. En la dirección Y-Y, la fuerza de cortante basal registrada fue de 139.62 toneladas con un desplazamiento de 0.22 centímetros.
- Para el análisis no lineal dinámico, se utilizaron tres registros sísmicos diferentes: Lima 1966, Lima 1970 y Lima 1974.
- En el Bloque I, el análisis dinámico no lineal para el sismo en la dirección X-X de Lima 1966 resultó en una cortante basal de 102.1 toneladas con un desplazamiento de 0.2 centímetros. Para el sismo de Lima 1970, se obtuvo una cortante basal de 88.3 toneladas con un desplazamiento de 0.21 centímetros. Finalmente, para el sismo de Lima 1974, se registró una cortante de 124.22 toneladas con un desplazamiento de 0.25 centímetros. En la dirección Y-Y, para el sismo de Lima 1966 y un desplazamiento de 0.1 centímetros, se obtuvo una cortante basal de 418.98 toneladas. Para el sismo de Lima 1970 y un desplazamiento de 0.12 centímetros, la cortante basal fue de 347.08 toneladas, y para el sismo de Lima 1974 y un desplazamiento de 0.1 centímetros, se registró una cortante de 367.37 toneladas.
- En el Bloque II, el análisis dinámico no lineal para el sismo en la dirección X-X de Lima 1966 arrojó una cortante basal de 71.45 toneladas con un desplazamiento de 0.39 centímetros. Para el sismo de Lima 1970, con un desplazamiento de 0.46 centímetros, se

obtuvo una cortante basal de 81.78 toneladas. Finalmente, para el sismo de Lima 1974 y un desplazamiento de 0.36 centímetros, se registró una cortante de 48.5 toneladas. En la dirección Y-Y, para el sismo de Lima 1966 y un desplazamiento de 0.21 centímetros, se obtuvo una cortante basal de 114.24 toneladas. Para el sismo de Lima 1970 y un desplazamiento de 0.24 centímetros, la cortante basal fue de 100.56 toneladas, y para el sismo de Lima 1974 y un desplazamiento de 0.17 centímetros, se registró una cortante de 92.91 toneladas

Recomendaciones

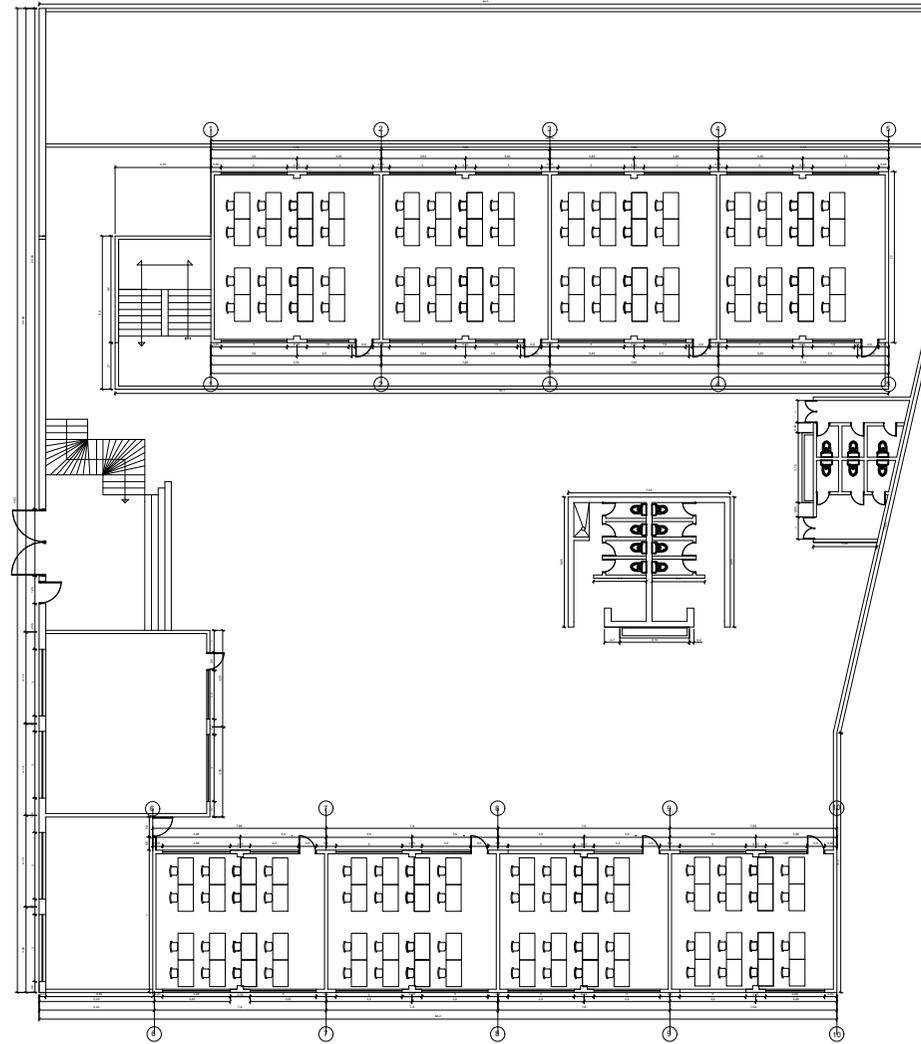
- Para llevar a cabo un análisis no lineal dinámico, se recomienda emplear al menos tres pares de registros sísmicos debidamente corregidos por línea base, lo que proporcionará datos más precisos y confiables para el diseño de estructuras.
- En la actualidad, existen diversas estrategias de reforzamiento estructural destinadas a mejorar el rendimiento sísmico de edificaciones esenciales en Perú. Un ejemplo de ello es el uso de sistemas de pórticos sísmicos complementarios, que pueden contribuir a aumentar la seguridad y la resistencia de las estructuras.
- Para lograr análisis más eficientes y exactos, se sugiere la utilización de software de modelado altamente preciso. El análisis dinámico no lineal, aunque demanda tiempo para obtener resultados detallados, representa una herramienta invaluable para comprender la respuesta de una estructura ante las fuerzas sísmicas.
- Los resultados del análisis no lineal indicaron resistencias de concreto de 182 kgf/cm² y 177 kg/cm² para el bloque I y el bloque II de la institución educativa de tipo 780 actual I.E. Estas cifras se obtuvieron a partir de la diferencia entre la media y la desviación estándar. Sin embargo, también se podría haber calculado una resistencia promedio más la desviación estándar, lo que habría dado resultados igualmente satisfactorios.

Referencias Bibliográficas

- [1] A. E. Esteba Apaza, "Static and Nonlinear Dynamic Analysis in the Performance of a Reinforced Concrete Building Designed Under Standard E-030 in Puno," Puno, 2017.
- [2] Aguiar Falconí, "Seismic Analysis of Buildings," Quito, 2021.
- [3] Chopra, A.K. "Dynamics of Structures," Pearson Higher Ed, 2014.
- [4] Ministry of Housing and Construction, "Standard E.030: Seismic Design," National Building Code, Lima, Megabyte, 2019.
- [5] Ministry of Housing and Construction, "Standard E.050: Soils and Foundations," National Building Code, Lima, Megabyte, 2016.
- [6] Muñoz, "Seismic Engineering, notes from the seismic engineering course," Pontifical Catholic University of Peru, 2009.
- [7] FEMA 356, "Seismic Performance Assessment of Buildings," Washington, 2000.
- [8] M. Peralta Álvarez, "Nonlinear Static and Nonlinear Dynamic Analysis of the Vielha Hospital," Barcelona, 2012.
- [9] V. A. A. Vergara Luna and M. C. Zevallos Esquivel, "Seismic Performance Evaluation by Nonlinear Static Performance of a 6-Story Building in Trujillo, La Libertad," Trujillo, 2014.
- [10] H. G. Busso Diaz and Y. B. Jorge Chaguayo, "Seismic Performance Evaluation of a Five-Story Confined Building in the City of Huancavelica Using a Nonlinear Analysis."

Anexos

ANEXO N°1



Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil y Ambiental

ASESOR: JOSE CESPEDES DEZA

TESISTA: NELLY MARIA GALLARDO BARRETO

DIRECCION: FERREÑAFE

TESIS: ANALISIS ESTADICO Y DINAMICO
NO LINEAL EN EL DISEÑO
SISMORRESISTENTE DE UN
COLEGIO DISEÑADO BAJO LA
NORMA E.030 EN FERREÑAFE

ESCALA: INDICADA

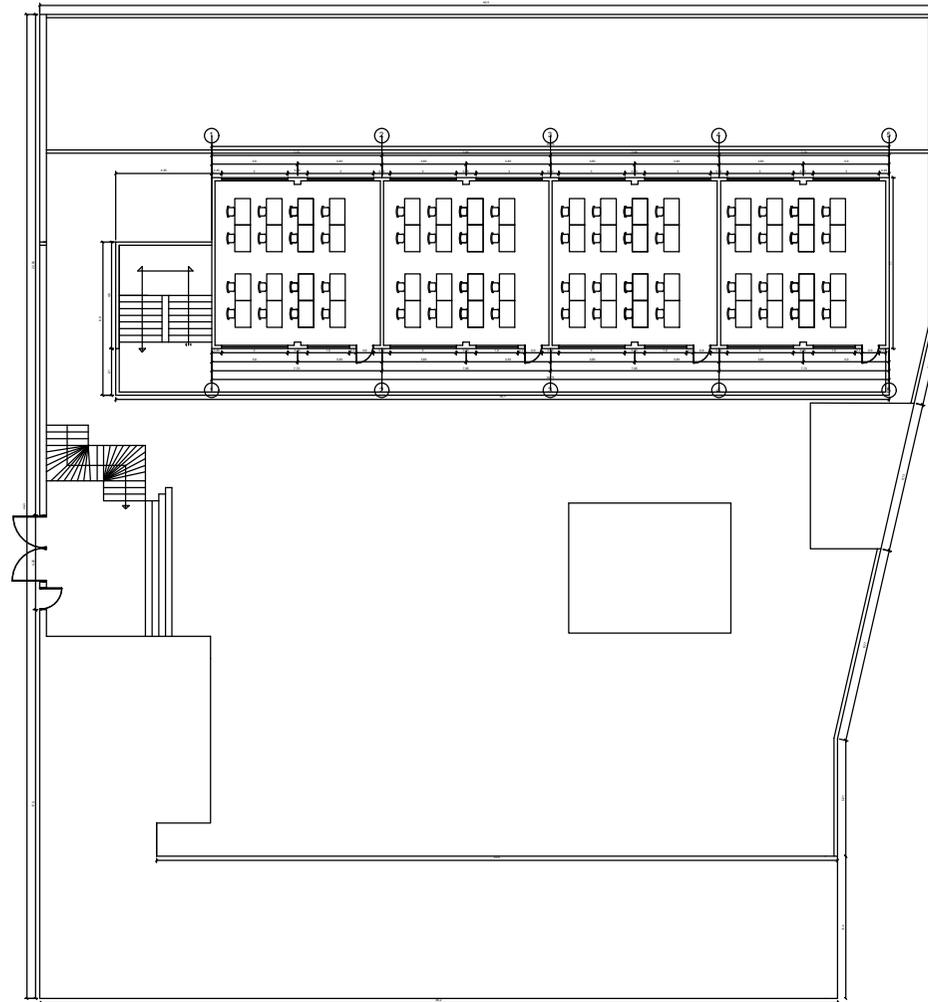
FECHA: JUNIO 2022



UNIVERSIDAD CATOLICA
SANTO TORIBERO DE MOGROVEC

Lámina:
A-01

ANEXO N°2



Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil y Ambiental

ASESOR: JOSE CESPEDES DEZA

TESISTA: NELLY MARIA GALLARDO BARRETO

DIRECCION: FERREÑAFE

Plan: ARQUITECTURA-SEGUNDO NIVEL

TESIS:
ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO
NO LINEAL EN EL DISEÑO
SISMORESISTENTE DE UN
COLEGIO DISEÑADO BAJO LA
NORMA E.030 EN FERREÑAFE

Escala: INDICADA

Fecha: JUNIO-2022



UNIVERSIDAD CATÓLICA
SANTO TÓRIBO DE MÓGROVEDO

Lámina:
A-1

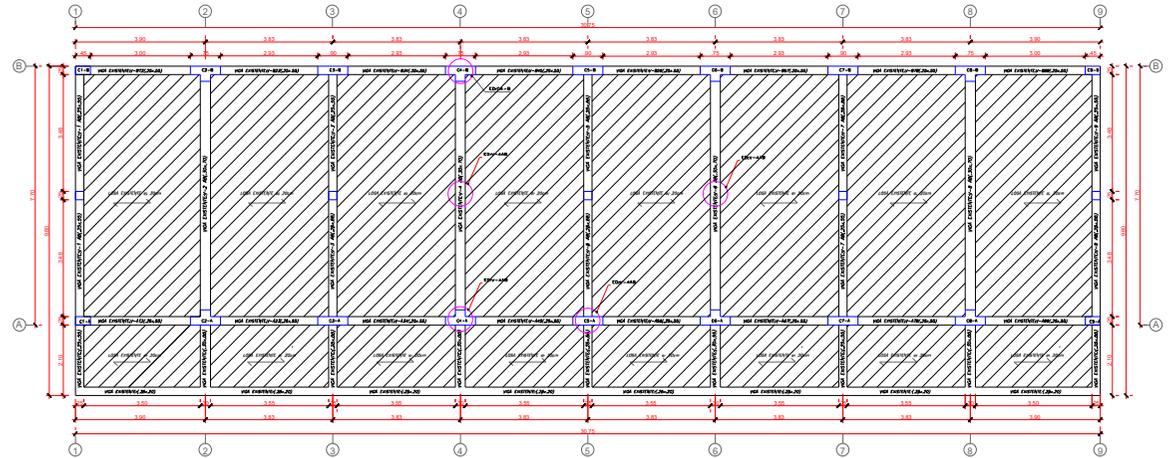
RESULTADOS DEL ENSAYO DE DIAMANTINA - BLOQUE I

N°de Probetas	Descripción de la muestra	Nivel	Elemento Estructural	Diametro	Area mm ²	Carga Kn	Resistencia Kg/cm ²
1	ED-C4-A	1	Columna	81	5153	113.7	211
2	ED-C5-A	1	Columna	81	5153	110.7	207
3	ED-C5-B	1	Columna	81	5153	82.3	155
4	ED-V-4AB	1	Viga	81	5153	111.9	215
5	ED-V-6AB	1	Viga	81	5153	106.4	211
6	ED-V-4AB	2	Viga	81	5153	107.2	212
7	ED-V-6AB	2	Viga	81	5153	110.6	219

COMPARACIÓN CON NORMATIVA - BLOQUE I

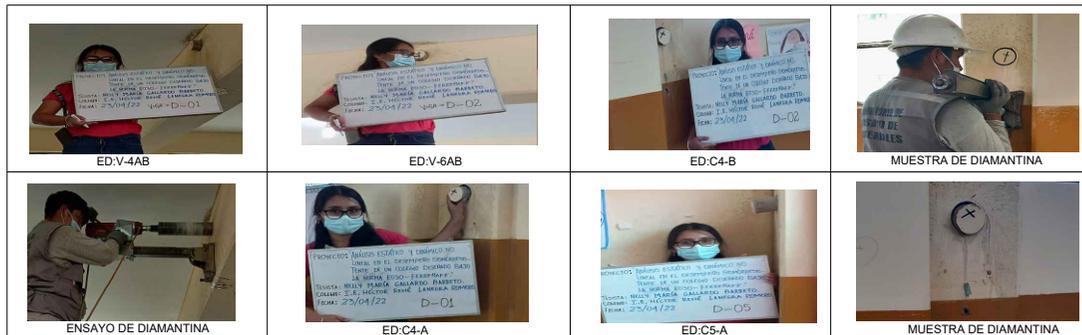
N°de Probetas	Descripción de la muestra	Resistencia Kg/cm ²	Comparación con reglamentos (Supera exigencia de la norma)	
			RNC Resistencia >175kg/cm ²	RNE Resistencia >210kg/cm ²
1	ED-C4-A	211	SI	SI
2	ED-C5-A	207	SI	NO
3	ED-C5-B	155	NO	NO
4	ED-V-4AB	215	SI	SI
5	ED-V-6AB	211	SI	SI
6	ED-V-4AB	212	SI	SI
7	ED-V-6AB	219	SI	SI

ANEXO 3
RESULTADOS DEL ENSAYO DE DIAMANTINA BLOQUE I- COLEGIO MODERNO MODELO INFES 780 NUEVO



BLOQUE 1- COLEGIO MODERNO MODELO INFES 780 NUEVO
PLANTA PRIMER NIVEL

VISTA DURANTE EL ENSAYO DE DIAMANTINA-BLOQUE I-PRIMER NIVEL



Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil y Ambiental		 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MUGROVEJO
ASESOR: JOSE CEPEDAS DEZA	TESISISTA: NELLY MARIA GALLARDO BARRETO	
UBICACIÓN: FERRÑAFE	TESIS: ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SIMONRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E.030 EN FERRÑAFE	
Plano: ENSAYO DE DIAMANTINA		
Escala: INDICADA		
Fecha: JUNIO-2022		Lámina: ED-01

ANEXO 4

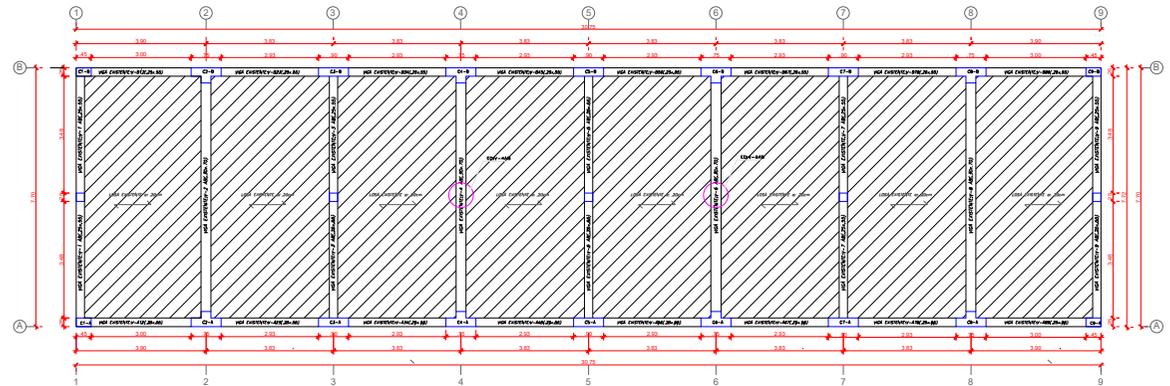
RESULTADOS DEL ENSAYO DE DIAMANTINA BLOQUE I- COLEGIO MODERNO MODELO INFES 780 NUEVO

RESULTADOS DEL ENSAYO DE DIAMANTINA - BLOQUE I

Nº de Probetas	Descripción de la muestra	Nivel	Elemento Estructural	Diámetro	Área mm ²	Carga Kn	Resistencia kgf/cm ²
1	ED-C4-A	1	Columna	81	5153	113.7	211
2	ED-C5-A	1	Columna	81	5153	110.7	207
3	ED-C5-B	1	Columna	81	5153	82.5	155
4	ED-V-4AB	1	Viga	81	5153	111.9	215
5	ED-V-6AB	1	Viga	81	5153	106.4	211
6	ED-V-4AB	2	Viga	81	5153	107.2	212
7	ED-V-6AB	2	Viga	81	5153	110.6	219

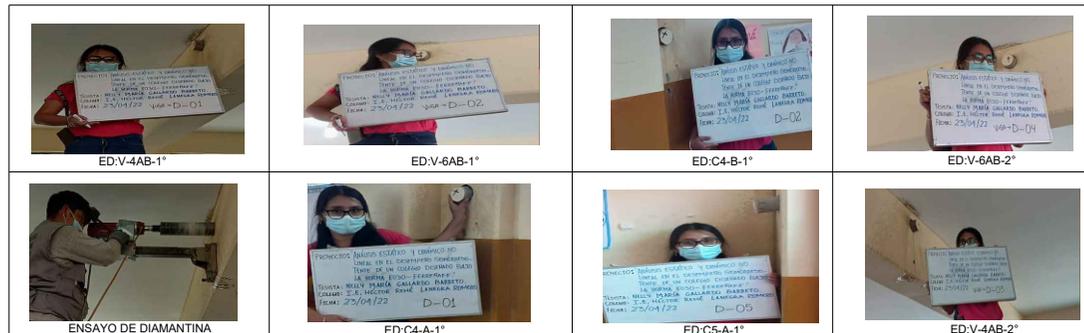
COMPARACIÓN CON NORMATIVA - BLOQUE I

Nº de Probetas	Descripción de la muestra	Resistencia kgf/cm ²	Comparación con reglamentos (Supera exigencia de la norma)	
			RNC Resistencia > 175 kgf/cm ²	RST Resistencia > 210 kgf/cm ²
1	ED-C4-A	211	SI	SI
2	ED-C5-A	207	SI	NO
3	ED-C5-B	155	NO	NO
4	ED-V-4AB	215	SI	SI
5	ED-V-6AB	211	SI	SI
6	ED-V-4AB	212	SI	SI
7	ED-V-6AB	219	SI	SI



BLOQUE I- COLEGIO MODERNO MODELO INFES 780 NUEVO
SEGUNDA PLANTA

VISTA DURANTE EL ENSAYO DE DIAMANTINA-BLOQUE I-SEGUNDO NIVEL



Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil y Ambiental		 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MORGUEJO Lámina: ED-02	
ASESOR:	JOSE CESPEDES DEZA		TESISTA:
UBICACION:	FERRÑAFE	TESIS:	ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINAMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SIMONESTANTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E.030 EN FERRÑAFE
Plano:	ENSAYO DE DIAMANTINA		
Escala:	INDICADA		
Fecha:	JUNIO-2022		

ANEXO 5

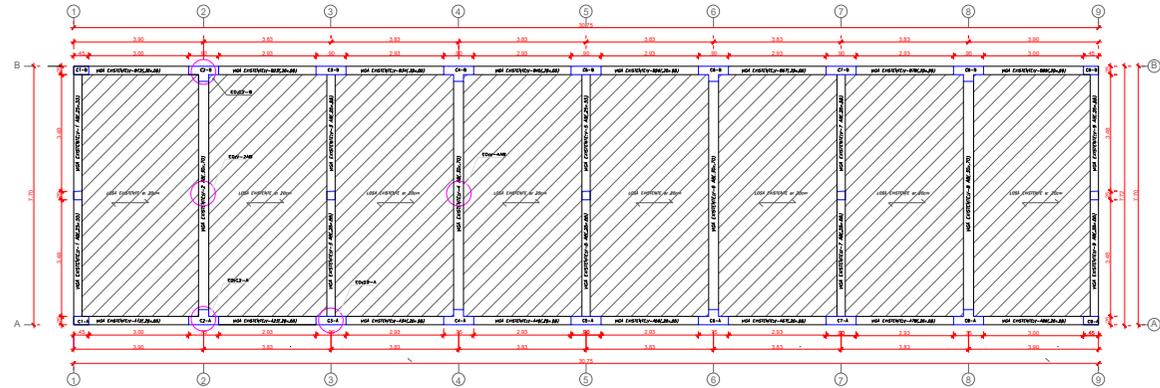
RESULTADOS DEL ENSAYO DE DIAMANTINA BLOQUE II- COLEGIO MODERNO MODELO INFES 780 NUEVO

RESULTADOS DEL ENSAYO DE DIAMANTINA - BLOQUE II

N° de Probetas	Descripción de la muestra	Nivel	Elemento Estructural	Diametro	Área mm ²	Carga Kn	Resistencia Kg/cm ²
1	ED-C2-A	1	Columna	81	5153	109.5	217
2	ED-C3-A	1	Columna	81	5153	110.7	206
3	ED-C2-B	1	Columna	81	5153	83.6	159
4	ED-V-2AB	1	Viga	81	5153	116.1	216
5	ED-V-4AB	1	Viga	81	5153	113.1	213

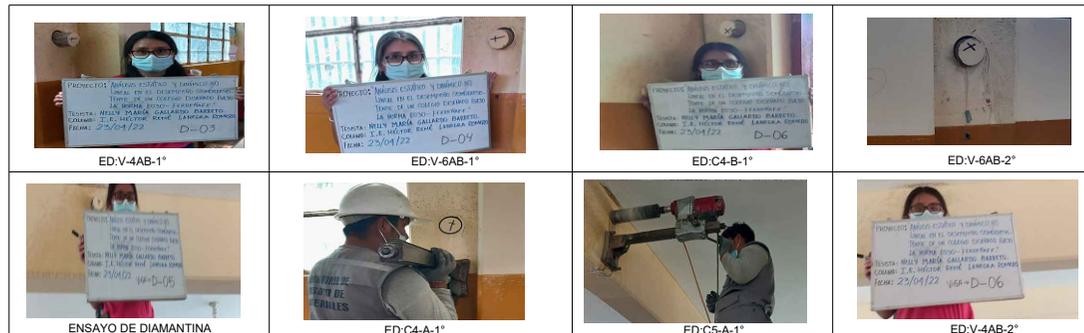
COMPARACIÓN CON NORMATIVA - BLOQUE II

ENSAYOS DE DIAMANTINA BLOQUE II			Comparación con reglamentos (Supera exigencia de la norma)	
N° de Probetas	Descripción de la muestra	Resistencia Kg/cm ²	RNC Resistencia -175kg/cm ²	RNF Resistencia -210kg/cm ²
1	ED-C2-A	217	SI	SI
2	ED-C3-A	206	NO	NO
3	ED-C2-B	159	NO	NO
4	ED-V-2AB	216	SI	SI
5	ED-V-4AB	213	SI	SI



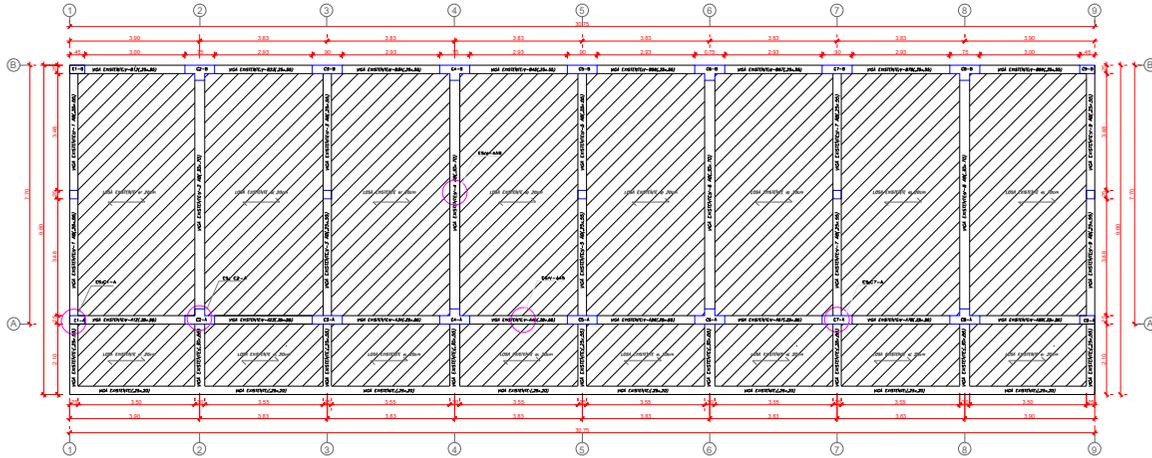
BLOQUE II- COLEGIO MODERNO MODELO INFES 780 NUEVO PRIMER NIVEL

VISTA DURANTE EL ENSAYO DE DIAMANTINA-BLOQUE II-PRIMER NIVEL

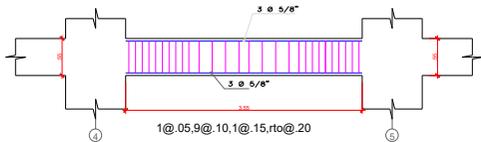


Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil y Ambiental		 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MUGROVEJO
ASESOR: JOSE CESPEDES DEZA	TESISITA: NELLY MARIA GALLARDO BARRETO	
UBICACION: FERRÉNAFE	TESIS: ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SIMONSIESTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E.030 EN FERRÉNAFE	
Plano: ENSAYO DE DIAMANTINA		
Escala: INDICADA		
Fecha: JUNIO-2022		
		Lámina: ED-03

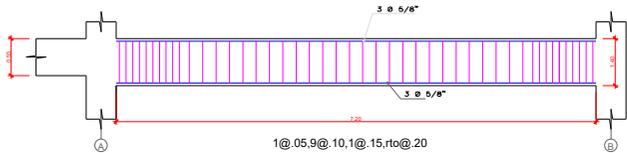
ANEXO 6
 PLANO ESTRUCTURAL BLOQUE I- COLEGIO MODERNO MODELO INFES 780 NUEVO



BLOQUE 1- COLEGIO MODERNO MODELO INFES 780 NUEVO
 PLANTA PRIMER NIVEL



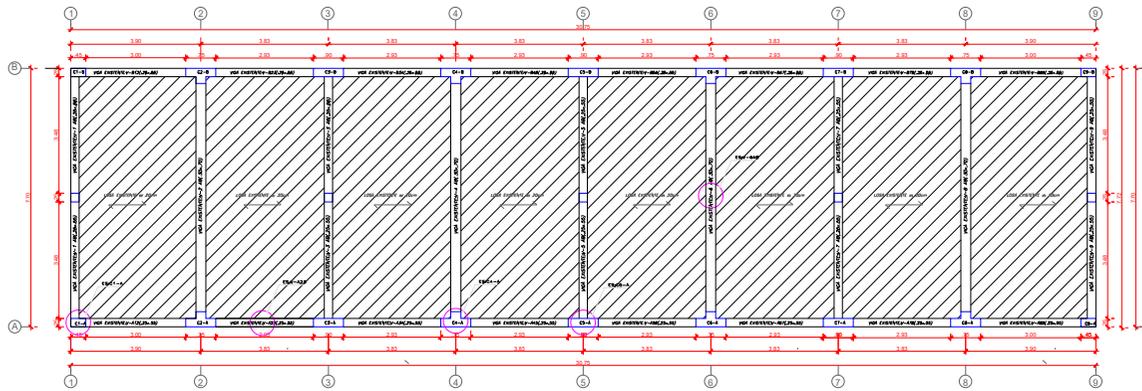
PRIMER NIVEL	CUADRO DE SECCION TRANSVERSAL DE VIGAS	
	V-4 AB	V-4 A5
GRAFICO: ESCANEARO		
SECCION REPRESENTO	30 x 40 40 ØP 1Ø-Ø5,Ø8,1Ø-1Ø,1Ø-Ø8,Ø8	30 x 35 40 ØP 1Ø-Ø5,Ø8,1Ø-1Ø,1Ø-Ø8,Ø8



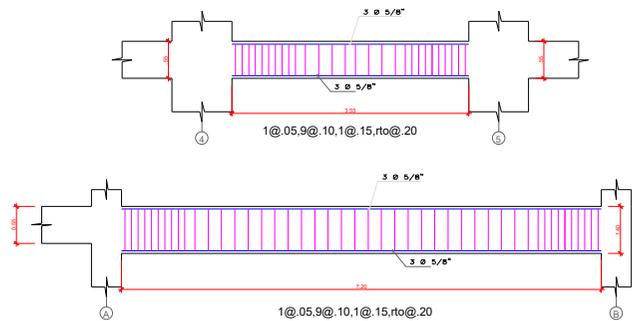
PRIMER NIVEL	CUADRO DE SECCION TRANSVERSAL DE COLUMNAS		
	C1-A	C2-A	C3-A
GRAFICO: ESCANEARO			
SECCION REPRESENTO	30 x 40 40 ØP 1Ø-Ø5,Ø8,1Ø-1Ø,1Ø-Ø8,Ø8	30 x 35 40 ØP 1Ø-Ø5,Ø8,1Ø-1Ø,1Ø-Ø8,Ø8	30 x 30 40 ØP 1Ø-Ø5,Ø8,1Ø-1Ø,1Ø-Ø8,Ø8

Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil y Ambiental		 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MUGROVEJO
ASESOR: JOSE CEPEDAS DEZA	TESISISTA: NELLY MARIA GALLARDO BARRETO	
UBICACION: FERRÉNAFE	TESIS: ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SIMONRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E.030 EN FERRÉNAFE	Lámina: ES-01
Plano: ENSAYO DE SCANNER	Fecha: JUNIO-2022	

ANEXO 7
PLANO ESTRUCTURAL BLOQUE I- COLEGIO MODERNO MODELO INFES 780 NUEVO



BLOQUE 1- COLEGIO MODERNO MODELO INFES 780 NUEVO
PLANTA SEGUNDO NIVEL



CUADRO DE SECCION TRANSVERSAL DE COLUMNAS			
COLUMNAS	CL-A	CC-A	CS-A
GRÁFICO: ESCANEARO			
SECCION	20 x 30	30 x 30	20 x 30
REFUERZO	4Ø8	4Ø8	4Ø8
	1Ø5.9@10.1@15.rto@20	1Ø5.9@10.1@15.rto@20	1Ø5.9@10.1@15.rto@20

CUADRO DE SECCION TRANSVERSAL DE VIGAS		
VIGAS	V-0 A-B	V-0 B-C
GRÁFICO: ESCANEARO		
SECCION	20 x 30	20 x 30
REFUERZO	4Ø8	4Ø8
	1Ø5.9@10.1@15.rto@20	1Ø5.9@10.1@15.rto@20



Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil y Ambiental

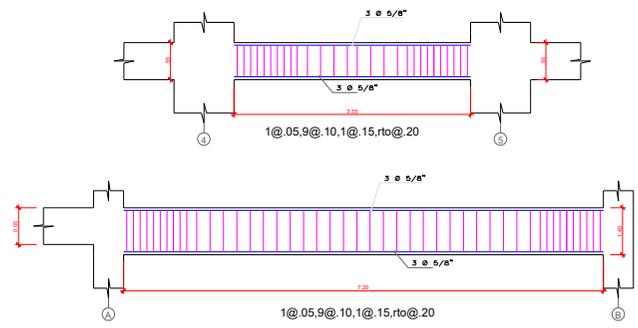
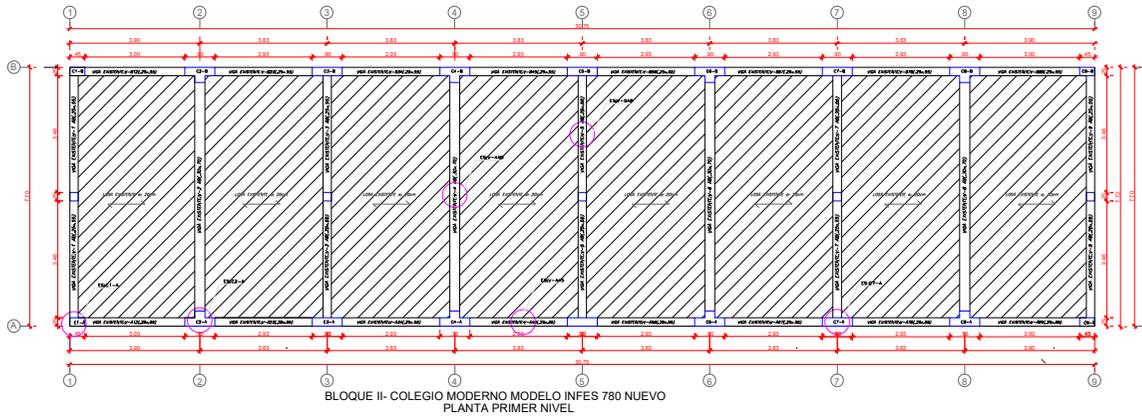
ASESOR:	JOSE CESPEDES DEZA	TESISTA:	NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
UBICACION:	FERRÉNAFE	TESIS:	ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SIMONSIESTANTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E.030 EN FERRÉNAFE
Plano:	ENSAYO DE SCANNER		
Escala:	INDICADA		
Fecha:	JUNIO-2022		



UNIVERSIDAD CATÓLICA
SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

Lámina:
ES-02

ANEXO 8
 PLANO ESTRUCTURAL BLOQUE II- COLEGIO MODERNO MODELO INFES 780 NUEVO



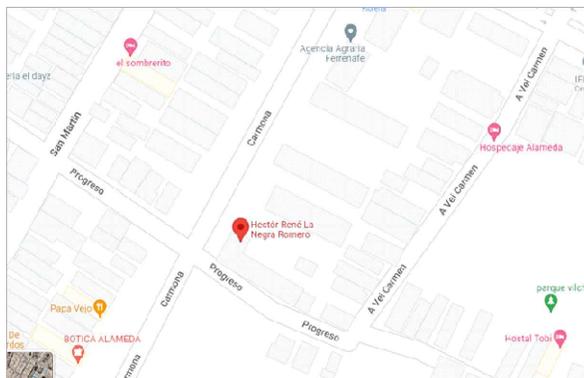
CUADRO DE SECCION TRANSVERSAL DE COLUMNAS			
COLUMNAS	C1-A	C1-B	C1-A
PRIMER NIVEL			
GRAFICO ESCANEADO			
SECCION	300 x 300	400 x 300	300 x 300
REINFORZO	1 @ 0.05, 9 @ 10, 1 @ 15, rto @ 20	1 @ 0.05, 9 @ 10, 1 @ 15, rto @ 20	1 @ 0.05, 9 @ 10, 1 @ 15, rto @ 20

CUADRO DE SECCION TRANSVERSAL DE VIGAS		
VIGAS	V1-A	V1-B
PRIMER NIVEL		
GRAFICO ESCANEADO		
SECCION	200 x 300	200 x 300
REINFORZO	1 @ 0.05, 9 @ 10, 1 @ 15, rto @ 20	1 @ 0.05, 9 @ 10, 1 @ 15, rto @ 20



Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil y Ambiental		 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MUGROVEJO	
ASESOR:	JOSE CEPEDAS DEZA		TESISTA:
UBICACION:	FERRÉNAFE	TESIS:	ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SIMONRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E.030 EN FERRÉNAFE
Plano:	ENSAYO DE SCANNER	Lámina:	ES-03
Escala:	INDICADA		
Fecha:	JUNIO-2022		

ANEXO 9
 ENSAYO DE MECANICA DE SUELOS I- COLEGIO MODERNO MODELO INFES 780 NUEVO



CALICATA	Df(m)	B(m)	L(m)	Carga Adm.(Kg/cm2)	Asentamiento (mm)
C-1	1.50	1.00	1.00	0.65	0.88
C-2	1.50	1.00	1.00	0.70	0.97
C-3	1.50	1.00	1.00	0.64	0.85

	C-1	C-2	C-3
	Estrato N°1	Estrato N°2	Estrato N°3
Profundidad	0.00-2.80m	0.00-2.80m	0.00-2.70m
Densidad	1.584	1.617	1.633
%Humedad	14.10%	9.70%	13.80%
Parametros de Cohesión	0.216	0.278	0.193
Angulo de Fricción	13.60°	11.20°	14.80°
Nomenclatura AASTHO	A-4(1)	A-4(1)	A-4(1)
Nomenclatura SUCS	SC-SM	SC-SM	SC-SM



Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil y Ambiental		 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MUGROVEJO	
ASESOR:	JOSE CESPEDES DEZA		TESISTA:
UBICACION:	FERRERNAFE	TESIS:	ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E.030 EN FERRERNAFE
Plano:	ENSAYO DE SUELOS	Lámina:	ES-01
Escala:	INDICADA		
Fecha:	JUNIO-2022		

ANEXO 10

ESTUDIO DE SUELOS



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

INFORME DE ENSAYO N°3806

Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Testista : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Atención : UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 Proyecto : ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFA, DISTRITO FERREÑAFA, PROVINCIA FERREÑAFA, REGIÓN LAMBAYEQUE
 Lugar : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión : Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico
 : SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del
 : SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.
 NORMA DE REFERENCIA : N.T.P. 399.128 : 1999
 : N.T.P. 399.131
 : N.T.P. 339.127: 1998

Calicata - C-1

Muestra: M-1

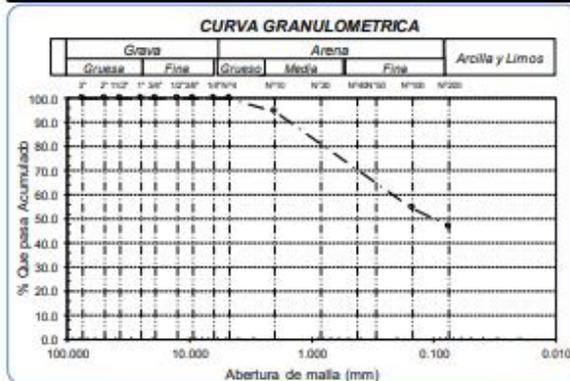
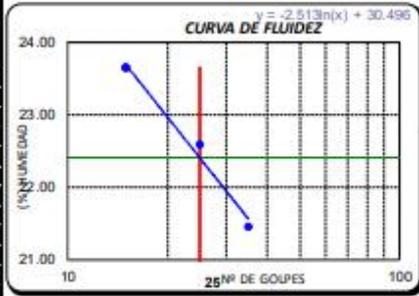
Profundidad: 0.00m. - 2.80m.

Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N°4	4.750	0.0	100.0
N°10	2.000	5.4	94.6
N°20	0.850	9.5	90.5
N°50	0.300	23.2	76.8
N°100	0.150	45.5	54.5
N°200	0.075	53.0	47.0

Distribución granulométrica			
% Grava	G.C. %	0.0	0.0
	G.F. %	0.0	
% Arena	A.G. %	5.4	53.0
	A.F. %	35.9	
	A.M. %	11.8	
% Arcilla y Limo		47.0	47.0
Total		100.0	100.0

Contenido de Humedad		14.1
----------------------	--	------

Ensayo de Límite de Atterberg		22.41 (%)
Límite líquido (L.L.)		22.41 (%)
Límite Plástico (L.P.)		16.83 (%)
Índice Plástico (I.P.)		5.58 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)		SC-SM
Descripción del suelo		
Arena limo arcillosa		
Clasificación (AASHTO)		A-4 (3)
Descripción		
REGULAR-MALO		



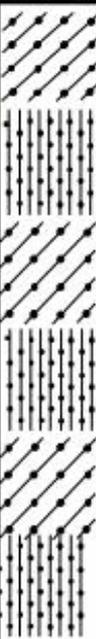
Gerson Gastón Cárdenas
 LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES
 Ana Cecilia Flores Pineda
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

Expediente N° : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Tesista : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Atención : UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 Proyecto : ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE
 Ubicación : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de Muestreo : Chidayo, 11 de Mayo del 2022

Calicata : C-1
 Nivel freático : No

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad (cm)	Tipo de Excavación	Muestra N°	Símbolo	Clasificación SUCS	Descripción visual (IN-SITU)
0.0	Excavación	M-1		SC-SM A-4 (3)	Arcilla limo arcillosa. Limite líquido : 22.4% Limite plástico : 16.8% Índice de plasticidad : 5.6% Humedad : 14.10%
0.1					
0.2					
0.3					
0.4					
0.5					
0.6					
0.7					
0.8					
0.9					
1.0					
1.1					
1.2					
1.3					
1.4					
1.5					
1.6					
1.7					
1.8					
1.9					
2.0					
2.1					
2.2					
2.3					
2.4					
2.5					
2.6					
2.7					
2.8 2.80					
2.9					
3.0					

Observaciones:
 Muestreo e identificación realizados por el solicitante


 German Gustavo Chávez




 José Carlos Fernández Arce
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123356



964423859 - 943011231



fermatisac@gmail.com

INFORME DE ENSAYO N°3806

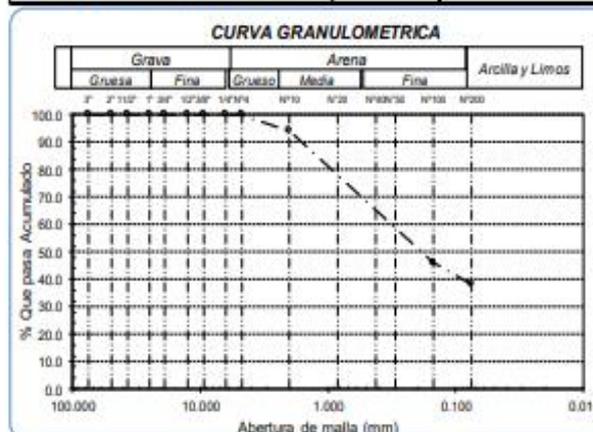
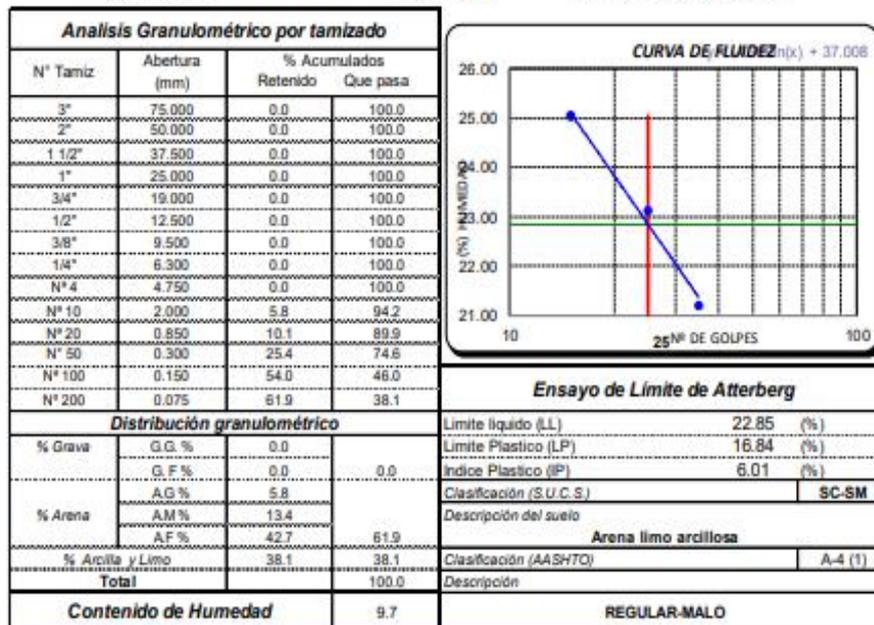
Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C.
 Tesista : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Atención : UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 Proyecto : ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE
 Lugar : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión : Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico
 : SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del
 : SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.
 NORMA DE REFERENCIA : N.T.P. 399.128 : 1999
 : N.T.P. 399.131
 : N.T.P. 399.127 : 1998

Calicata - C-2

Muestra: M-1

Profundidad: 0.00m. - 2.80m.






Ana Carolina Fernández Arends
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123385

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

Expediente N° : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Tesisista : NELLYMARIA GALLARDO BARRETO
 Atención : UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 Proyecto : ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE

Ubicación : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de Muestreo : Chidayo, 11 de Mayo del 2022

Calicata : C-2
 Nivel freático : No

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad	Tipo de	Muestra	Símbolo	Clasificación	Descripción visual (IN-SITU)
0.0 (cm)	Excavación	N°		SUCS	
0.1		M-1		SC-SM A-4 (1)	Arcilla limo arcillosa. Limite liquido : 22.9% Limite plástico : 16.8% Índice de plasticidad : 6.0% Humedad : 9.70%
0.2					
0.3					
0.4					
0.5					
0.6					
0.7					
0.8					
0.9					
1.0					
1.1					
1.2					
1.3					
1.4					
1.5					
1.6					
1.7					
1.8					
1.9					
2.0					
2.1					
2.2					
2.3					
2.4					
2.5					
2.6					
2.7					
2.8 2.80					
2.9					
3.0					

Observaciones:
 Muestreo e identificación realizados por el solicitante


 German Gustavo Céspedes




 Nellymaría Gallardo Barreto
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123331

INFORME DE ENSAYO N° 3806

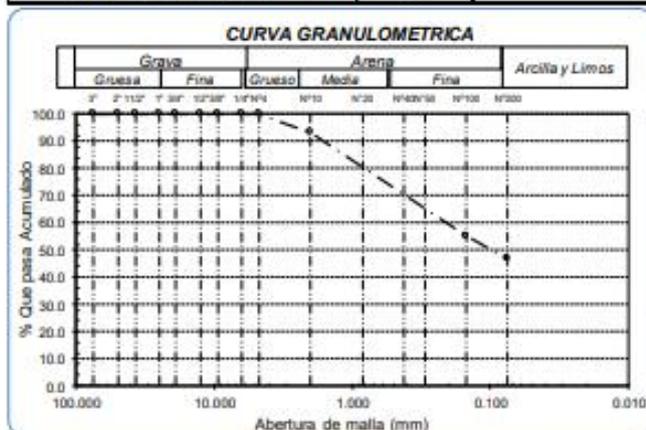
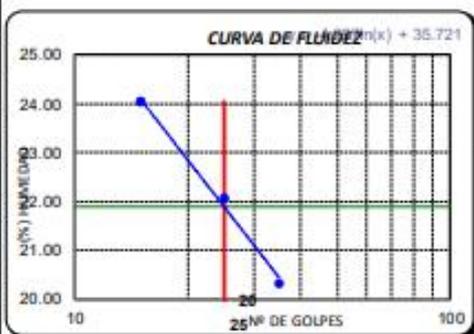
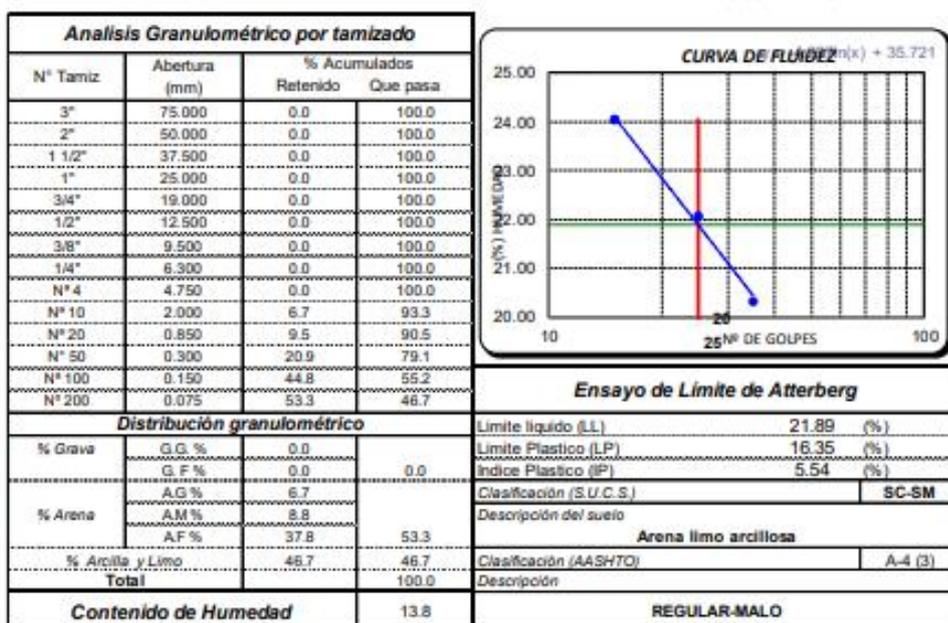
Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C.
 Tesista : NELLY MARIAGALLARDO BARRETO
 Atención : UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 Proyecto : ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE
 Lugar : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión : Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico
 : SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del
 : SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.
 NORMA DE REFERENCIA : N.T.P. 399.128 : 1999
 : N.T.P. 399.131
 : N.T.P. 399.127: 1998

Calicata - C-3

Muestra: M-1

Profundidad: 0.00m. - 2.70m.





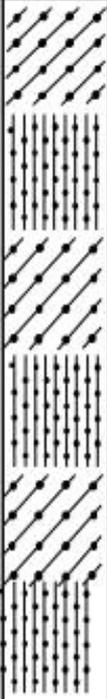


LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

Expediente N° : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C.
 Tesista : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Atención : UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 Proyecto : ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE
 Ubicación : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de Muestreo : Chidayo, 11 de Mayo del 2022

Calicata : C-3
 Nivel freático : No

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad	Tipo de	Muestra	Símbolo	Clasificación	Descripción visual (IN-SITU)
0.0	(cm)	N°		SUCS	
0.1	Excavación	M-1		SC-SM A-4 (3)	Arcilla limo arcillosa. Limite líquido : 21.9% Limite plástico : 16.4% Índice de plasticidad : 5.5% Humedad : 13.80%
0.2					
0.3					
0.4					
0.5					
0.6					
0.7					
0.8					
0.9					
1.0					
1.1					
1.2					
1.3					
1.4					
1.5					
1.6					
1.7					
1.8					
1.9					
2.0					
2.1					
2.2					
2.3					
2.4					
2.5					
2.6					
2.7 2.70					
2.8					
2.9					
3.0 3.00					

Observaciones:
 Muestreo e identificación realizados por el solicitante



German Gustavo Cárdenas




Juan Carlos Flores Ayala
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

INFORME DE ENSAYO N°3806

Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Tesista : NELLYMARIA GALLARDO BARRETO
 Atención : UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 Proyecto/Tesis : ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE
 Lugar : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión : Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

ENSAYO : Peso Volumétrico de Suelos Cohesivos
 REFERENCIA : NTP 339.139 / BS-1377

Calicata : C-1
 Muestra : M-1
 Profundidad : 1.00 - 2.00 m

Peso volumétrico húmedo	g/cm ³	1.855
Peso volumétrico seco	g/cm ³	1.614

Calicata : C-2
 Muestra : M-1
 Profundidad : 1.00 - 2.00 m

Peso volumétrico húmedo	g/cm ³	1.816
Peso volumétrico seco	g/cm ³	1.658

Calicata : C-3
 Muestra : M-1
 Profundidad : 1.00 - 2.00 m

Peso volumétrico húmedo	g/cm ³	1.845
Peso volumétrico seco	g/cm ³	1.630

OBSERVACIONES:

- Muestreo e identificación realizado por el solicitante
- El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del laboratorio


Germán Gustavo Chávez




Eyn Dania Rincón de Arce
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351



INFORME DE ENSAYO N°3806

(Pág. 01 de 01)

Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Solicitante : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Atención : UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 Proyecto : ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE
 Lugar : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión : Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

ENSAYO : Peso específico relativo de sólidos (G_s)-Material que pasa la malla N° 4
 REFERENCIA : NTP 339.131 ASTM D - 854

	C-1	C-2	C-3
1. N° de fiola	F-2	F-3	F-4
2. Peso de la fiola g.	110.39	94.5	140.5
3. Peso de la muestra de suelo - seco g.	50.0	50.0	100.0
4. Peso de la muestra de suelo seco + peso de la fiola (2+3) g.	160.4	144.5	240.5
5. Peso de la muestra + Fiola + agua g.	389.5	375.6	462.0
6. Peso de la fiola + peso de agua g.	357.2	343.2	397.5
7. Peso específico relativo de sólidos (G_s) $(3)/((3+6)-5)$ g/cm ³	2.817	2.841	2.817

OBSERVACIONES :

- El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del Laboratorio.


German Gastelo Chávez




Juan Carlos Zúñiga Amato
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123350

INFORME DE ENSAYO N°3806

(Pág. 01 de 01)

Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Solicitante : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Proyecto/Tesis : ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO
 DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE,
 REGIÓN LAMBAYEQUE
 Ubicación : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión : Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para la determinación del contenido de sales solubles en suelo y agua subterránea.
 REFERENCIA : NORMA N.T.P. 399.152 : 2002
 ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para la determinación cuantitativa de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea
 REFERENCIA : NORMA NTP 339.177 :2002
 ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para la determinación cuantitativa de cloruros solubles en suelos y agua subterránea
 REFERENCIA : NORMA NTP 339.178 :2003

Tipo de Análisis : Analisis Químico

		C-1 - M-2	C-2 - M-2	C-3 - M-2
		0.10 a 1.50 mts.	0.10 a 1.50 mts.	0.10 a 1.50 mts.
Sales Solubles Totales	ppm	3526	5260	4250
	%	0.35	0.53	0.43
Cloruros Cl ⁻	ppm	1980	1940	2045
	%	0.20	0.19	0.20
Sulfatos SO ₄ ²⁻	ppm	985	842	975
	%	0.10	0.08	0.10

Observaciones:

- El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del Laboratorio.


German Gastelo Chénicas




Wladimir Flores Benda Jorda
INGENIERO CIVIL
Reg. C.O.P. 02555

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Solicitante : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Atención : UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 Proyecto : * ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE *
 Ubicación : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión : Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

Calicata : C - 1
Muestra : M - 1
Profundidad : 1.00 a 1.50 mts
CIMENTACION CONTINUA
**CAPACIDAD PORTANTE
(FALLA LOCAL)**

$$q_d = (2/3)C \cdot N_c + Y \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 Y \cdot B \cdot N_y$$

Donde:

 q_d = Capacidad de Carga límite en Tm/m²

 C = Cohesión del suelo en Tm/m²

 Y = Peso volumétrico del suelo en Tm/m³

 D_f = Profundidad de desplante de la cimentación en metros

B = Ancho de la zapata, en metros

 N_c N_q N_y = Factores de carga obtenidas del gráfico

DATOS:

Ø =	13.6 °	Ancho de Ciment.	Larg. Ciment.	Desplante	Q _u	Q _d	Q _{ad}
Ø =	9.16 °	B (m)	L (m)	D _f (m)	t/m ²	kg/cm ²	kg/cm ²
C =	0.216	1.00		1.00	17.57	1.76	0.59
Y =	1.614	1.00		1.50	19.43	1.94	0.65
N _c =	9.17	1.00		2.00	21.43	2.14	0.71
N _q =	2.48	1.00		3.00	25.43	2.54	0.85
N _y =	0.45	Factor de seguridad (FS=3)					

CIMENTACION AISLADA
**CAPACIDAD PORTANTE
(FALLA LOCAL)**

$$q_d = 1.3(2/3)C \cdot N_c + Y \cdot Z \cdot N_q + 0.4 Y \cdot B \cdot N_y$$

Donde:

 q_d = Capacidad de Carga límite en Tm/m²

 C = Cohesión del suelo en Tm/m²

 Y = Peso volumétrico del suelo en Tm/m³

 D_f = Profundidad de desplante de la cimentación en metros

B = Ancho de la zapata, en metros

 N_c N_q N_y = Factores de carga obtenidas del gráfico

Ancho de Ciment.	Larg. Ciment.	Desplante	Q _u	Q _d	Q _{ad}
B (m)	L (m)	D _f (m)	t/m ²	kg/cm ²	kg/cm ²
1.00	1.00	1.00	21.45	2.15	0.72
1.00	1.00	1.50	23.45	2.35	0.78
1.00	1.00	2.00	25.45	2.55	0.85
1.00	1.00	3.00	29.45	2.95	0.98
Factor de seguridad (FS=3)					



German Gastelú Céspedes



Don Carlos Francisco Arce
 Ingeniero Civil
 Reg. CIP. 52335

CALCULO DE LOSA O PLATEAS DE CIMENTACIÓN – MÉTODO DE MEYERHOFF

Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Solicitante : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Proyecto : * ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO
 DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE,
 Ubicación : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión : Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

Calicata : C - 1 Muestra: M - 1 Profundidad : 1.00 a 1.50 mts

q_u = Capacidad de Carga limite en Tm/m^2
 C = Cohesión del suelo en Tm/m^2
 Y = Peso volumétrico del suelo en Tm/m^3
 Df = Profundidad de desplante de la cimentación en metros
 B = Ancho de la zapata, en metros
 Nc Nq Ny = Factores de carga obtenidas del gráfico

$\phi = 13.6$
 $\phi' = 9.2$
 C = 0.2
 Y = 1.6
 Y' = 1.0
 Nc = 9.17
 Nq = 2.48
 Ny = 0.45
 Fcs = 1.32
 Fcd = 1.01
 Fci = 1.00
 Fqs = 1.50
 Fqd = 1.00
 Fqj = 1.00
 Fys = 0.52
 Fyd = 1.00
 Fyi = 1.00
 q = 0.92

Ancho de Ciment.	Larg. Ciment.	Desplante
B (m)	L (m)	Df (m)
9.75	8.15	0.30

EC= $Q_N c F_{cd} F_{ci}$ 2.7
 EQ= $q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qj}$ 1.1
 Ey= $0.5 \gamma B N_y F_{ys} F_{yd} F_{yi}$ 0.38

$q_u = Q_N c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qj} + 0.5 \gamma B N_y F_{ys} F_{yd} F_{yi}$

$q_u = 4.17$
 $q_{adm} = 1.39$


 German Gustavo Chirinos




 Juan Carlos Flores Quispe Amico
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

CALCULO DE ASENTAMIENTO ELÁSTICO

Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Solicitante : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Atención : UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 Proyecto : "ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE"
 Ubicación : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión : Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

Calicata : C - 1
Muestra: M - 1
Profundidad : 1.00 a 1.50 mts
ASENTAMIENTO ELÁSTICO

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

Donde:

- S = Asentamiento inmediato en cm
- q = Presión de trabajo neta (Ton/m²)
- B = Ancho de la cimentación (m)
- u = Relación de Poisson
- I_f = Factor de Forma (cm/m)
- E_s = Modulo de Elasticidad (ton/m²)

DATOS:

q =	4.08
B =	1.00
u =	0.20
I _f =	112
E _s =	5000

S =	0.09 cm
------------	----------------

S =	0.88 mm
------------	----------------

FORMA DE LA ZAPATA	VALORES DE I _f (cm/m)				
	CIM. FLEXIBLE		RÍGIDA		
UBICACIÓN	CENTRO	EDG.	MEDIO	--	
RECTANGULAR L/B = 2	163	77	130	120	
	L/B = 5	210	106	183	170
	L/B = 10	264	127	226	210
CUADRADA	112	56	95	82	
CIRCULAR	100	64	85	88	

TIPO DE SUELO	E _s (ton/m ²)	TIPO DE SUELO	μ (-)
ARCILLA MUY BLANDA	30 - 300	ARCILLA SATURADA	0.4 - 0.5
BLANDA	200 - 400	NO SATURADA	0.1 - 0.3
MEDIA	400 - 600	ARENOSA	0.2 - 0.3
DURA	700 - 2000	LIMO	0.3 - 0.38
ARCILLA ARENOSA	3000 - 4200	ARENA DENSА	0.2 - 0.4
SUELOS GRACHALES	1000 - 16000	DE GRANO GRUESO	0.15
LOESS	1500 - 6000	DE GRANO FINO	0.25
ARENA LIMOSA	500 - 2000	ROCA	0.1 - 0.4
ARENA SUELTA	1000 - 2500	LOESS	0.1 - 0.3
DENSА	5000 - 10000	HIELO	0.35
GRAVA ARENOSA DENSА	8000 - 20000	CONCRETO	0.15
SUELTA	5000 - 14 000		
ARCILLA ESQUEJADA	14000 - 140000		
LIMOS	200 - 2000		



German Gustavo Cárdenas




Gerardo Flores
INGENIERO CIVIL
Reg. C.P. 12333

964423859 - 943011231

Ca. José Galvez N° 120

fermaisac@gmail.com

www.fermaisac.cf

INFORME DE ENSAYO N°3806

Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Tesisista : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Proyecto : ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE
 Lugar : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión: Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

ENSAYO: SUELOS. Método de ensayo para el ensayo de corte directo de suelos bajo condiciones consolidadas no drenadas
 REFERENCIA: N.T.P. 339.171 - 2002 / ASTM D - 3080

Calicata : C - 2
 Muestra : M - 1

Profundidad : 1.00 - 1.30 mts

Estado: Remoldeado

ESPECIMEN	DENSIDAD REMOLDEADA	DENSIDAD SECA	ESFUERZO NORMAL	HUMEDAD NATURAL	HUMEDAD ENSAYO	ESFUERZO CORTE MÁX.
N°	g/ cm ³	g/ cm ³	kg/ cm ²	%	%	kg/ cm ²
N° 01	1.985	1.617	0.50	22.74	22.74	0.362
N° 02	1.990	1.633	1.00	21.87	21.87	0.506
N° 03	1.950	1.578	1.50	23.57	23.57	0.560

ESPECIMEN N°01			ESPECIMEN N°02			ESPECIMEN N°03		
DEFORMACIÓN TANGENCIAL (%)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/Cm ²)	ESFUERZO NORMALIZ. (Kg/Cm ²)	DEFORMACIÓN TANGENCIAL (%)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/Cm ²)	ESFUERZO NORMALIZ. (Kg/Cm ²)	DEFORMACIÓN TANGENCIAL (%)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/Cm ²)	ESFUERZO NORMALIZ. (Kg/Cm ²)
0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000
0.10	0.065	0.130	0.10	0.098	0.098	0.10	0.042	0.028
0.20	0.076	0.152	0.20	0.131	0.131	0.20	0.108	0.072
0.35	0.087	0.174	0.35	0.153	0.153	0.35	0.142	0.094
0.50	0.098	0.196	0.50	0.197	0.197	0.50	0.175	0.116
0.75	0.120	0.240	0.75	0.208	0.208	0.75	0.197	0.131
1.00	0.131	0.262	1.00	0.230	0.230	1.00	0.208	0.138
1.25	0.142	0.284	1.25	0.252	0.252	1.25	0.219	0.146
1.50	0.153	0.306	1.50	0.263	0.263	1.50	0.241	0.160
1.75	0.164	0.328	1.75	0.274	0.274	1.75	0.252	0.168
2.00	0.175	0.350	2.00	0.296	0.296	2.00	0.263	0.175
2.50	0.197	0.394	2.50	0.318	0.318	2.50	0.241	0.160
3.00	0.208	0.416	3.00	0.340	0.340	3.00	0.307	0.205
3.50	0.230	0.460	3.50	0.362	0.362	3.50	0.329	0.219
4.00	0.252	0.504	4.00	0.373	0.373	4.00	0.373	0.249
4.50	0.263	0.526	4.50	0.417	0.417	4.50	0.395	0.263
5.00	0.274	0.548	5.00	0.428	0.428	5.00	0.417	0.278
5.50	0.285	0.570	5.50	0.450	0.450	5.50	0.439	0.293
6.00	0.296	0.592	6.00	0.473	0.473	6.00	0.450	0.300
6.50	0.318	0.637	6.50	0.484	0.484	6.50	0.472	0.315
7.00	0.351	0.703	7.00	0.495	0.495	7.00	0.505	0.337
7.50	0.362	0.725	7.50	0.506	0.506	7.50	0.527	0.351
8.00	0.362	0.725	8.00	0.506	0.506	8.00	0.538	0.359
8.50	0.362	0.725	8.50	0.506	0.506	8.50	0.560	0.373
9.00	0.362	0.725	9.00	0.506	0.506	9.00	0.560	0.373
9.50	0.362	0.725	9.50	0.506	0.506	9.50	0.560	0.373
10.00	0.362	0.725	10.00	0.506	0.506	10.00	0.560	0.373
11.00	0.362	0.725	11.00	0.506	0.506	11.00	0.560	0.373
12.00	0.362	0.725	12.00	0.506	0.506	12.00	0.560	0.373



German Gustavo Chávez




Juan Carlos Fariña Jara
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

INFORME DE ENSAYO N°3806

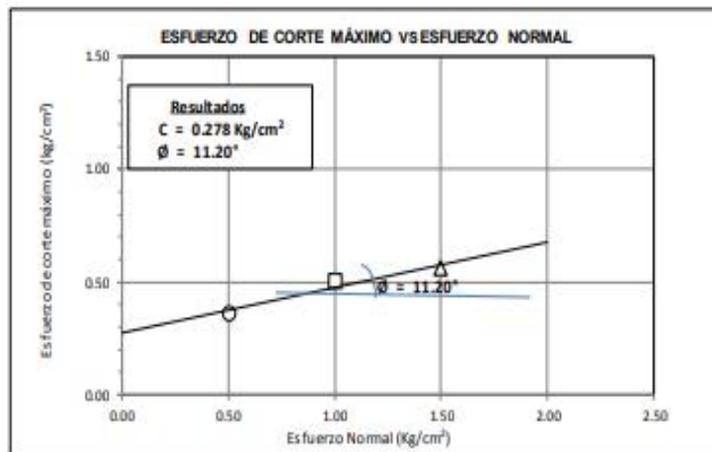
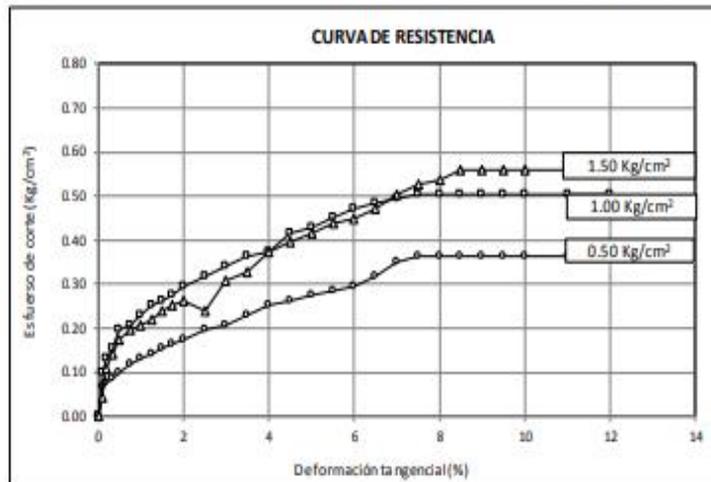
Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Atención : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Proyecto : ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA
 Lugar : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión: Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

ENSAYO: SUELOS. Método de ensayo para el ensayo de corte directo de suelos bajo condiciones consolidadas no drenadas
 REFERENCIA: N.T.P. 339.171 - 2002 / ASTM D - 3080

Calicata : C - 2
 Muestra : M - 1

Profundidad : 1.00 - 1.30 mts

Estado: Remoldeado



German Gastelú Chávez



Ben Carlos Rosalinda Arellano
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351



CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Solicitante : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Atención : UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 Proyecto : * ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE*

Ubicación : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.

Fecha de emisión : Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

Calicata : C - 2

Muestra: M - 1

Profundidad : 1.00 a 1.30 mts

CIMENTACION CONTINUA
CAPACIDAD PORTANTE
(FALLA LOCAL)

$$q_d = (2/3)C \cdot N_c + Y \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 Y \cdot B \cdot N_y$$

Donde:

q_d = Capacidad de Carga limite en Tm/m²

C = Cohesión del suelo en Tm/m²

Y = Peso volumétrico del suelo en Tm/m³

Df = Profundidad de desplante de la cimentación en metros

B = Ancho de la zapata, en metros

Nc Nq, Ny = Factores de carga obtenidas del gráfico

DATOS:

Ø	11.2 °	Ancho de Ciment.	Larg. Ciment.	Desplante	Qu	Qd	Qad
Ø'	7.52 °	B (m)	L (m)	Df (m)	t/m ²	kg/cm ²	kg/cm ²
C =	0.278	1.00		1.00	19.28	1.93	0.64
Y =	1.658	1.00		1.50	20.92	2.09	0.70
Nc =	8.38	1.00		2.00	22.67	2.27	0.76
Nq =	2.11	1.00		3.00	26.16	2.62	0.87
Ny =	0.30	Factor de seguridad (FS=3)					

CIMENTACION AISLADA
CAPACIDAD PORTANTE
(FALLA LOCAL)

$$q_d = 1.3(2/3)C \cdot N_c + Y \cdot Z \cdot N_q + 0.4 Y \cdot B \cdot N_y$$

Donde:

q_d = Capacidad de Carga limite en Tm/m²

C = Cohesión del suelo en Tm/m²

Y = Peso volumétrico del suelo en Tm/m³

Df = Profundidad de desplante de la cimentación en metros

B = Ancho de la zapata, en metros

Nc Nq, Ny = Factores de carga obtenidas del gráfico

Ancho de Ciment.	Larg. Ciment.	Desplante	Qu	Qd	Qad
B (m)	L (m)	Df (m)	t/m ²	kg/cm ²	kg/cm ²
1.00	1.00	1.00	23.89	2.39	0.80
1.00	1.00	1.50	25.63	2.56	0.85
1.00	1.00	2.00	27.38	2.74	0.91
1.00	1.00	3.00	30.87	3.09	1.03
Factor de seguridad (FS=3)					



Ben Carlos Escobedo Ayala
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351



CALCULO DE LOSAO PLATEAS DE CIMENTACIÓN – MÉTODO DE MEYERHOFF

Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Solicitante : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Proyecto : * ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROMINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE*
 Ubicación : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión : Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

Calicata : C - 2 Muestra: M - 1 Profundidad : 1.00 a 1.30 mts

q_u = Capacidad de Carga limite en Tm/m^2
 C = Cohesión del suelo en Tm/m^2
 γ = Peso volumétrico del suelo en Tm/m^3
 D_f = Profundidad de desplante de la cimentación en metros
 B = Ancho de la zapata, en metros
 N_c, N_q, N_γ = Factores de carga obtenidas del gráfico

$\phi = 11.2$
 $\phi' = 7.5$
 $C = 0.3$
 $\gamma = 1.7$
 $\gamma' = 1.0$
 $N_c = 8.38$
 $N_q = 2.11$
 $N_\gamma = 0.30$
 $F_{cs} = 1.30$
 $F_{cd} = 1.01$
 $F_{ci} = 1.00$
 $F_{qs} = 1.53$
 $F_{qd} = 1.00$
 $F_{qi} = 1.00$
 $F_{ys} = 0.52$
 $F_{yd} = 1.00$
 $F_{yi} = 1.00$
 $q = 0.75$

Ancho de Ciment.	Larg. Ciment.	Desplante
B (m)	L (m)	Df (m)
9.75	8.15	0.30

$EC = C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} = 3.1$
 $EQ = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} = 0.8$
 $E_\gamma = 0.5 \gamma B N_\gamma F_{ys} F_{yd} F_{yi} = 0.26$

$$q_u = EC + EQ + E_\gamma = 4.13$$

$q_u = 4.13$
 $q_{adm} = 1.38$


 German Gustavo Chéneca


 LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES


 Ana Carolina Escobedo Amis
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 122155

CALCULO DE ASENTAMIENTO ELÁSTICO

Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Solicitante : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Atención : UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 Proyecto : "ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE"
 Ubicación : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión : Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

Calicata : C - 2
Muestra: M - 1
Profundidad : 1.00 a 1.30 mts
ASENTAMIENTO ELÁSTICO

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

Donde:

- S = Asentamiento inmediato en cm
- q = Presión de trabajo neta (Ton/m²)
- B = Ancho de la cimentación (m)
- u = Relación de Poisson
- I_f = Factor de Forma (cm/m)
- E_s = Módulo de Elasticidad (ton/m²)

DATOS:

q =	4.51
B =	1.00
u =	0.20
I _f =	112
E _s =	5000

S = 0.10 cm

S = 0.97 mm

FORMA DE LA ZAPATA	VALORES DE I _f (cm/m)				
	DIM. FLEXIBLE			RÍGIDA	
UBICACIÓN	CENTRO	EQQ.	MEDIO	—	
RECTANGULAR	L/B = 2	163	77	130	120
	L/B = 5	210	106	183	170
	L/B = 10	264	127	226	210
CUADRADA	112	66	95	82	
CIRCULAR	100	64	85	88	

TIPO DE SUELO	E _s (ton/m ²)	TIPO DE SUELO	μ (-)
ARCILLA MUY BLANDA	30 - 100	ARCILLA SATURADA	0.4 - 0.5
BLANDA	200 - 400	NO SATURADA	0.1 - 0.3
MEDIA	450 - 600	ARENOSA	0.2 - 0.3
DURA	700 - 2000	LIMO	0.3 - 0.35
ARCILLA ARENOSA	3000 - 4250	ARENA: DENSA	0.2 - 0.4
SUELOS GRACIARES	1000 - 16000	DE GRAVO GRUESO	0.15
LOESS	1800 - 6000	DE GRAVO FINO	0.25
ARENA LIMOSA	500 - 2000	ROCA	0.1 - 0.4
ARENA: SUELTA	1000 - 2500	LOESS	0.1 - 0.3
DENSA	5000 - 10000	HIELO	0.30
GRAVA ARENOSA: DENSA	6000 - 20000	CONCRETO	0.15
SUELTA	6000 - 14 000		
ARCILLA ESQUISTOSA	14000 - 140000		
LIMOS	200 - 3000		



German Galvez Cipriano




Nelly María Gallardo Barreto
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123331

INFORME DE ENSAYO N°3806

Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Tesista : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Proyecto : ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE
 Lugar : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión: Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

ENSAYO: SUELOS. Método de ensayo para el ensayo de corte directo de suelos bajo condiciones consolidadas no drenadas
 REFERENCIA: N.T.P. 339.171 - 2002 / ASTM D - 3080

Calicata : C - 3
 Muestra : M - 1

Profundidad : 1.00 - 1.60 mts

Estado: Remoldeado

ESPECIMEN N°	DENSIDAD REMOLDEADA g/cm ³	DENSIDAD SECA g/cm ³	ESFUERZO NORMAL kg/cm ²	HUMEDAD NATURAL %	HUMEDAD ENSAYO %	ESFUERZO CORTE MÁX. kg/cm ²
N°01	1.983	1.633	0.50	21.46	21.46	0.318
N°02	1.982	1.639	1.00	20.91	20.91	0.473
N°03	1.964	1.596	1.50	23.05	23.05	0.583

ESPECIMEN N°01			ESPECIMEN N°02			ESPECIMEN N°03		
DEFORMACIÓN TANGENCIAL (%)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/Cm ²)	ESFUERZO NORMALIZ. (Kg/Cm ²)	DEFORMACIÓN TANGENCIAL (%)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/Cm ²)	ESFUERZO NORMALIZ. (Kg/Cm ²)	DEFORMACIÓN TANGENCIAL (%)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/Cm ²)	ESFUERZO NORMALIZ. (Kg/Cm ²)
0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000
0.10	0.065	0.130	0.10	0.098	0.098	0.10	0.098	0.065
0.20	0.076	0.152	0.20	0.131	0.131	0.20	0.164	0.109
0.35	0.087	0.174	0.35	0.153	0.153	0.35	0.197	0.131
0.50	0.098	0.196	0.50	0.197	0.197	0.50	0.230	0.153
0.75	0.120	0.240	0.75	0.208	0.208	0.75	0.252	0.168
1.00	0.131	0.262	1.00	0.230	0.230	1.00	0.263	0.175
1.25	0.142	0.284	1.25	0.252	0.252	1.25	0.274	0.183
1.50	0.153	0.306	1.50	0.263	0.263	1.50	0.296	0.197
1.75	0.164	0.328	1.75	0.274	0.274	1.75	0.307	0.205
2.00	0.175	0.350	2.00	0.296	0.296	2.00	0.318	0.212
2.50	0.197	0.394	2.50	0.318	0.318	2.50	0.296	0.197
3.00	0.208	0.416	3.00	0.340	0.340	3.00	0.362	0.242
3.50	0.230	0.460	3.50	0.362	0.362	3.50	0.384	0.256
4.00	0.252	0.504	4.00	0.373	0.373	4.00	0.428	0.288
4.50	0.263	0.526	4.50	0.417	0.417	4.50	0.450	0.300
5.00	0.274	0.548	5.00	0.428	0.428	5.00	0.473	0.315
5.50	0.285	0.570	5.50	0.450	0.450	5.50	0.495	0.330
6.00	0.296	0.592	6.00	0.473	0.473	6.00	0.506	0.337
6.50	0.318	0.637	6.50	0.473	0.473	6.50	0.528	0.352
7.00	0.318	0.637	7.00	0.473	0.473	7.00	0.561	0.374
7.50	0.318	0.637	7.50	0.473	0.473	7.50	0.583	0.388
8.00	0.318	0.637	8.00	0.473	0.473	8.00	0.583	0.388
8.50	0.318	0.637	8.50	0.473	0.473	8.50	0.583	0.388
9.00	0.318	0.637	9.00	0.473	0.473	9.00	0.583	0.388
9.50	0.318	0.637	9.50	0.473	0.473	9.50	0.583	0.388
10.00	0.318	0.637	10.00	0.473	0.473	10.00	0.583	0.388
11.00	0.318	0.637	11.00	0.473	0.473	11.00	0.583	0.388
12.00	0.318	0.637	12.00	0.473	0.473	12.00	0.583	0.388


 German Gastelo C.M.Eng.




 Juan Carlos Flores Borda Araya
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123355



964423859 - 943011231



fermatisac@gmail.com

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Solicitante : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Atención : UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 Proyecto : * ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE*
 Ubicación : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión : Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

Calicata : C - 3

Muestra: M - 1

Profundidad : 1.00 a 1.30 mts

CIMENTACION CONTINUA

CAPACIDAD PORTANTE
(FALLA LOCAL)

$$q_d = (2/3)C \cdot N_c + Y \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 Y \cdot B \cdot N_y$$

Donde:

- q_d = Capacidad de Carga limite en Tm/m^2
- C = Cohesión del suelo en Tm/m^2
- Y = Peso volumétrico del suelo en Tm/m^3
- Df = Profundidad de desplante de la cimentación en metros
- B = Ancho de la zapata, en metros
- N_c N_q N_y = Factores de carga obtenidas del gráfico

DATOS:

	Ø = 14.8 °	Ancho de Ciment. B (m)	Larg. Ciment. L (m)	Desplante Df (m)	Qu t/m^2	Qd kg/cm^2	Qad kg/cm^2
Ø'	9.99 °						
C =	0.193	1.00		1.00	17.19	1.72	0.57
Y =	1.63	1.00		1.50	19.21	1.92	0.64
N_c =	9.60	1.00		2.00	21.4	2.14	0.71
N_q =	2.69	1.00		3.00	25.79	2.58	0.86
N_y =	0.55	Factor de seguridad (FS=3)					

CIMENTACION AISLADA

CAPACIDAD PORTANTE
(FALLA LOCAL)

$$q_d = 1.3(2/3)C \cdot N_c + Y \cdot Z \cdot N_q + 0.4 Y \cdot B \cdot N_y$$

Donde:

- q_d = Capacidad de Carga limite en Tm/m^2
- C = Cohesión del suelo en Tm/m^2
- Y = Peso volumétrico del suelo en Tm/m^3
- Df = Profundidad de desplante de la cimentación en metros
- B = Ancho de la zapata, en metros
- N_c N_q N_y = Factores de carga obtenidas del gráfico



Ancho de Ciment. B (m)	Larg. Ciment. L (m)	Desplante Df (m)	Qu t/m^2	Qd kg/cm^2	Qad kg/cm^2
1.00	1.00	1.00	20.8	2.08	0.69
1.00	1.00	1.50	23	2.3	0.77
1.00	1.00	2.00	25.19	2.52	0.84
1.00	1.00	3.00	29.58	2.96	0.99
Factor de seguridad (FS=3)					

CALCULO DE LOSAO PLATEAS DE CIMENTACIÓN – MÉTODO DE MEYERHOFF

Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Solicitante : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Proyecto : * ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE*
 Ubicación : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión : Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

Calculata : C - 3 Muestra: M - 1 Profundidad : 1.00 a 1.30 mts

q_u = Capacidad de Carga limite en Tm/m^2
 C = Cohesión del suelo en Tm/m^2
 γ = Peso volumétrico del suelo en Tm/m^3
 D_f = Profundidad de desplante de la cimentación en metros
 B = Ancho de la zapata, en metros
 N_c, N_q, N_γ = Factores de carga obtenidas del gráfico

$\phi = 14.8$
 $\phi' = 10.0$
 $C = 0.2$
 $\gamma = 1.6$
 $\gamma' = 1.0$
 $N_c = 9.60$
 $N_q = 2.69$
 $N_\gamma = 0.55$
 $F_{cs} = 1.34$
 $F_{cd} = 1.01$
 $F_{ci} = 1.00$
 $F_{qs} = 1.49$
 $F_{qd} = 1.00$
 $F_{qi} = 1.00$
 $F_{ys} = 0.52$
 $F_{yd} = 1.00$
 $F_{yi} = 1.00$
 $q = 1.00$

Ancho de Ciment.	Larg. Ciment.	Desplante
B (m)	L (m)	Df (m)
9.75	8.15	0.30

$EC = C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} = 2.5$
 $EQ = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} = 1.3$
 $E\gamma = 0.5 \gamma B N_\gamma F_{ys} F_{yd} F_{yi} = 0.47$

$$q_u = C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma B N_\gamma F_{ys} F_{yd} F_{yi}$$

$q_u = 4.31$
 $q_{adm} = 1.44$

 German Gustavo Cisneros
 LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES
 Nelly María Gallardo Barreto
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123394

CALCULO DE ASENTAMIENTO ELÁSTICO

Expediente : 1800 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Solicitante : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Atención : UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 Proyecto : " ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE"
 Ubicación : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión : Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

Calicata : C - 3
Muestra : M - 1
Profundidad : 1.00 a 1.30 mts
ASENTAMIENTO ELÁSTICO

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

Donde:

- S = Asentamiento inmediato en cm
- q = Presión de trabajo neta (Ton/m²)
- B = Ancho de la cimentación (m)
- u = Relación de Poisson
- I_f = Factor de Forma (cm/m)
- E_s = Modulo de Elasticidad (ton/m²)

DATOS:

q =	3.96
B =	1.00
u =	0.20
I _f =	112
E _s =	5000

S =	0.09 cm
------------	----------------

S =	0.85 mm
------------	----------------

FORMA DE LA ZAPATA	VALORES DE I _f (cm/m)				
	CIM FLEXIBLE		RIGIDA		
UBICACION	CENTRO	EDG.	MEDIO	—	
RECTANGULAR L/B = 2	153	77	130	120	
	L/B = 5	210	105	183	170
	L/B = 10	284	127	225	210
CUADRADA	112	56	95	82	
CIRCULAR	100	64	85	88	

TIPO DE SUELO	E _s (ton/m ²)	TIPO DE SUELO	μ (-)
ARCILLA MUY BLANCA	30 - 300	ARCILLA SATURADA	0.4 - 0.5
BLANDA	200 - 400	NO SATURADA	0.1 - 0.3
MEDIA	400 - 600	ARENOSA	0.2 - 0.3
DURA	700 - 2000	LILO	0.2 - 0.35
ARCILLA ARENOSA	3000 - 4200	ARENA DENS	0.2 - 0.4
SUELOS GRACIARES	1000 - 9500	DE GRAVO GRUESO	0.15
LOESS	1500 - 6000	DE GRAVO FINO	0.25
ARENA LIMOSA	500 - 2000	ROCA	0.1 - 0.4
ARENA SUELTA	1000 - 2500	LOESS	0.1 - 0.3
DENSA	5000 - 10000	HELO	0.30
GRAVA ARENOSA DENS	6000 - 20000	CONCRETO	0.15
SUELTA	5000 - 14 000		
ARCILLA ESQUISTOSA	14000 - 140000		
LIMOS	200 - 2000		



German Gustavo Chávez




Aron Carlos Rosendel Arce
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123151



ANEXO I
FORMATO OBLIGATORIO DE LA HOJA DE RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN
Nombre del Solicitante:

NELLY MARIA GALLARDO BARRETO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN
Nombre del Proyecto:

ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE

Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.

De conformidad con la Norma Técnica E. 060 "Suelos y Cimentaciones" la siguiente información deberá transcribirse literalmente en los planos de cimentación. Esta información no es limitativa, deberá cumplir con todo lo especificado en el presente Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) y con el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
Profesional Responsable (PR)	: Juan Carlos Firmo Ojeda Ayesta Ing. Civil CIP: 123351
Tipo de Cimentación	: Superficial (Cimientos Corridos y Cuadrados)
Estrato de apoyo de la cimentación	: Arena Limo Arcilloso (SC-SM)
Profundidad de la Napa Freática	: No se encontro Fecha lunes, 11 de abril de 2022
Parámetros de Diseño de la Cimentación	
Profundidad de Cimentación:	-1.50 metros
Presión Admisible:	Cimentación corrida 0.64 kg/cm ² Cimentación cuadrada 0.77 kg/cm ²
Factor de Seguridad por Corte (Estático, Dinámico):	3
Asentamiento Diferencial Máximo Aceptable:	0.10 cm
Parámetros Sísmico del Suelo (De acuerdo a la Norma E 0.30)	
Zona Sísmica:	ZONA 4
Tipo de perfil del suelo:	S2 Suelos Intermedios
Factor del suelo (S):	S= 1.05
Período TP (S):	TP (S)= 1.00
Período TL (S):	TL (S)= 2.0
Agresividad del Suelo a la Cimentación: (En caso de suelos agresivos se debe indicar tipo de agresión, tipo de cemento portland, relación a/c y f'c mínimo, recubrimiento mínimo y otros)	
Agresividad:	Moderada
Tipo de Cemento:	M5
Relación agua cemento:	r/c = 0.50
f'c mínimo (mpa):	f'c = 28 MPA
f'c mínimo (kg/cm ²):	f'c = 280 kg/cm ²
Problemas Especiales de cimentación	
Licuefacción:	No Licuable
Colapso:	No Colapsable
Expansión:	Grado de Expansión Alto
Indicaciones Adicionales:	

Fecha: miércoles, 11 de mayo de 2022


 Gerardo Gastón Chávez


 Juan Carlos Firmo Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

ANEXO 11

ENSAYO DE DIAMANTINA



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

INFORME DE ENSAYO N° 3807

(PÁG. 01 de 01)

Expediente N° : 1801 - 2022 L.E.M. FERMATI S.A.C
 Tesista : NELLY MARIA GALLARDO BARRETO
 Atención : UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 Proyecto : ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE
 Lugar : Dist. Ferreñafe, Prov. Ferreñafe, Reg. Lambayeque.
 Fecha de emisión : Chiclayo, 11 de Mayo del 2022

Código : NTP 339.059-2001
 Título : HORMIGÓN (CONCRETO): Método para obtención y ensayo de corazones diamantinos y vigas cortadas de hormigón (concreto)
 Código : ASTM C42/C 42 M-2004
 : Standard Test Method for Obtaining and testing Driller Cores and Sawed Beams of Concrete.

N°	Descripción de las Extracciones	Fecha de Extracción	Fecha de Ensayo	Relación (L/D)	Carga (Kg)	f _c (kg/cm ²)
1	VIGA	06-05-22	10-05-22	1.62	11410	215
2	VIGA	06-05-22	10-05-22	1.79	10852	211
3	VIGA	06-05-22	10-05-22	1.75	10926	212
4	VIGA	06-05-22	10-05-22	1.79	11280	219
5	VIGA	06-05-22	10-05-22	1.77	11170	217
6	VIGA	06-05-22	10-05-22	1.73	10829	206
7	C1-D1	06-05-22	10-05-22	1.33	11590	211
8	C1-D1	06-05-22	10-05-22	1.36	11290	207
9	C3-D4	06-05-22	10-05-22	1.42	8410	155
10	C3-D4	06-05-22	10-05-22	1.51	8526	159
11	C6-D6	06-05-22	10-05-22	1.25	11840	216
12	C6-D6	06-05-22	10-05-22	1.42	11530	213

L = Altura (cm) D = Diámetro (cm)

NOTAS :

- Los núcleos tienen un diámetro promedio de 8.1 cm (D)

OBSERVACIONES :

- Muestreo e identificación realizados por el solicitante.
- El presente documento no deberá ser reproducido sin la autorización escrita del laboratorio.



German Gastelo Chirinos
LABORATORISTA-FERMATI S.A.C



CONSTRUCTORA Y SERVICIOS GENERALES
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



Juan Carlos Forno Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351



964423859 - 943011231



Ca. José Galvez N° 120



fermatisac@gmail.com



www.fermatisac.cf

ENSAYO DE ESCANNER

TESISTA: NELLY GALLARDO BARRETO

ATENCIÓN: UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

TESIS: ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN COLEGIO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN FERREÑAFE, DISTRITO FERREÑAFE, PROVINCIA FERREÑAFE, REGIÓN LAMBAYEQUE

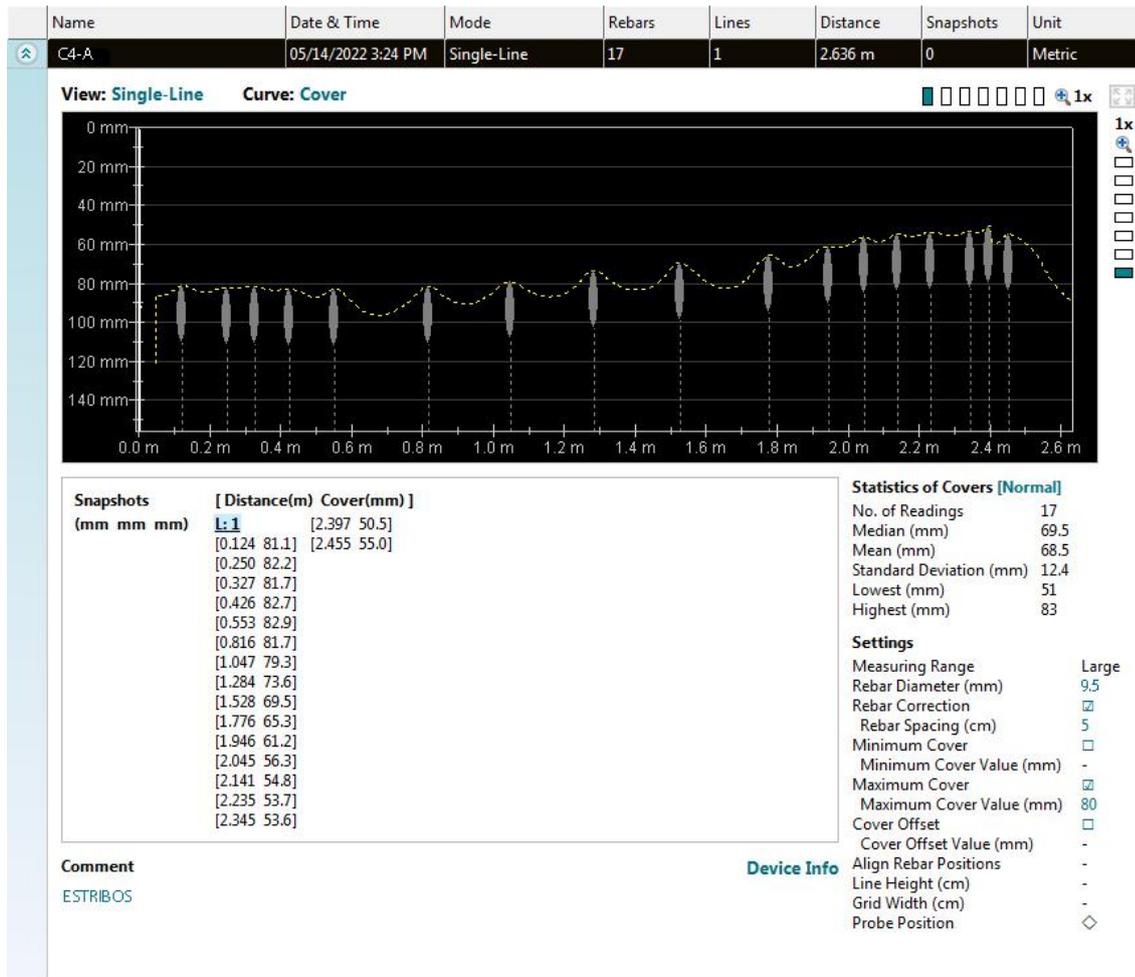
LUGAR: FERREÑAFE, FERREÑAFE, LAMBAYEQUE

FECHA DE EMISION: CHICLAYO, MAYO DEL 2022

COLUMNA ESTRIBOS

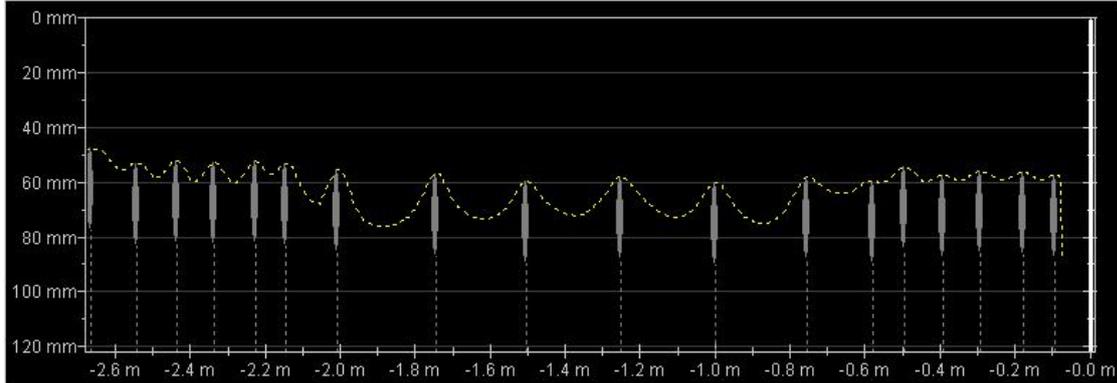






Name	Date & Time	Mode	Rebars	Lines	Distance	Snapshots	Unit
C1-A	05/14/2022 3:20 PM	Single-Line	18	1	2.688 m	0	Metric

View: Single-Line Curve: Cover



Snapshots (mm mm mm)	[Distance(m) Cover(mm)]
L:1	[-0.294 56.1]
[-2.664 47.7]	[-0.179 56.3]
[-2.543 53.1]	[-0.093 57.5]
[-2.436 52.0]	
[-2.337 52.8]	
[-2.227 52.5]	
[-2.144 53.3]	
[-2.007 55.3]	
[-1.743 57.0]	
[-1.504 59.7]	
[-1.251 57.9]	
[-0.998 60.4]	
[-0.753 58.2]	
[-0.580 59.4]	
[-0.495 54.6]	
[-0.393 57.4]	

Statistics of Covers [Normal]

No. of Readings	18
Median (mm)	56.2
Mean (mm)	55.6
Standard Deviation (mm)	3.2
Lowest (mm)	48
Highest (mm)	60

Settings

Measuring Range	Large
Rebar Diameter (mm)	9.5
Rebar Correction	<input checked="" type="checkbox"/>
Rebar Spacing (cm)	5
Minimum Cover	<input type="checkbox"/>
Minimum Cover Value (mm)	-
Maximum Cover	<input checked="" type="checkbox"/>
Maximum Cover Value (mm)	80
Cover Offset	<input type="checkbox"/>
Cover Offset Value (mm)	-
Align Rebar Positions	-
Line Height (cm)	-
Grid Width (cm)	-
Probe Position	◇

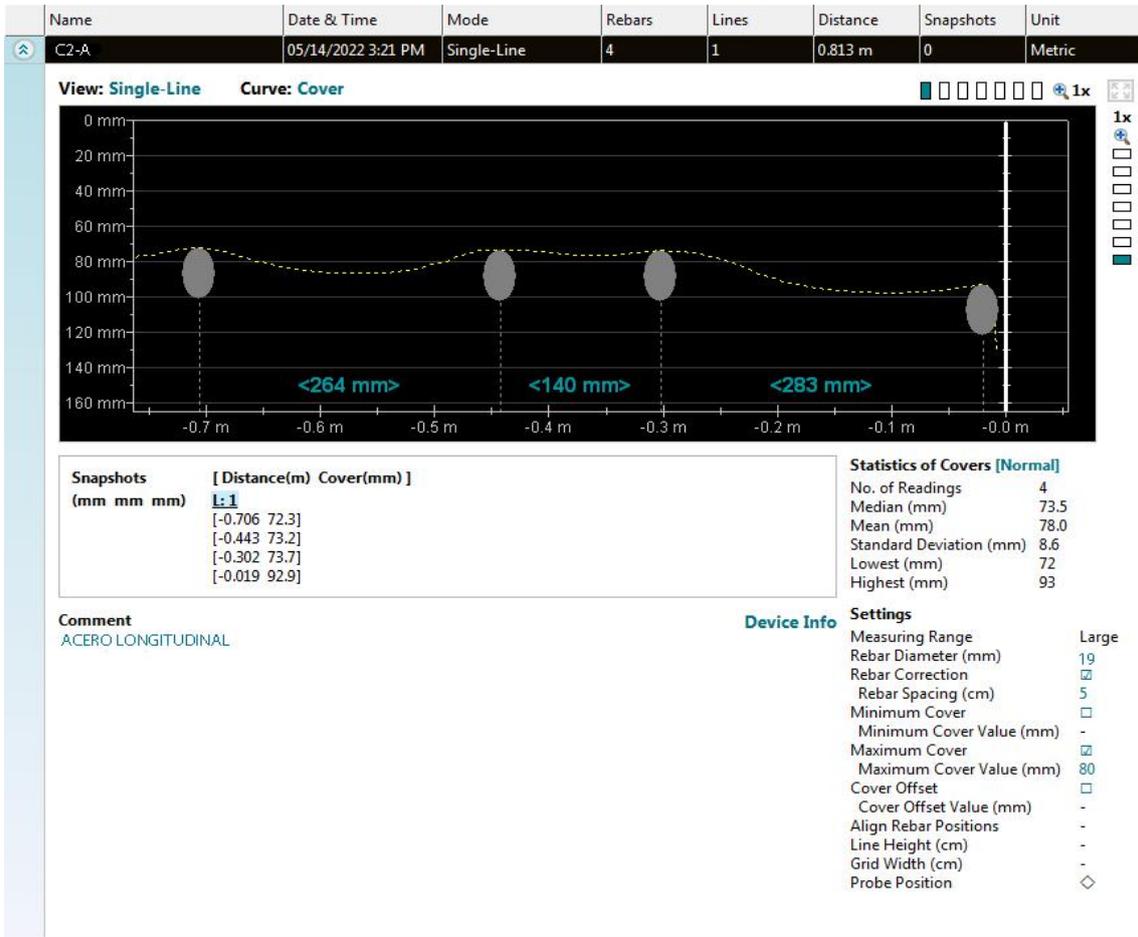
Comment

ESTRIBOS

Device Info

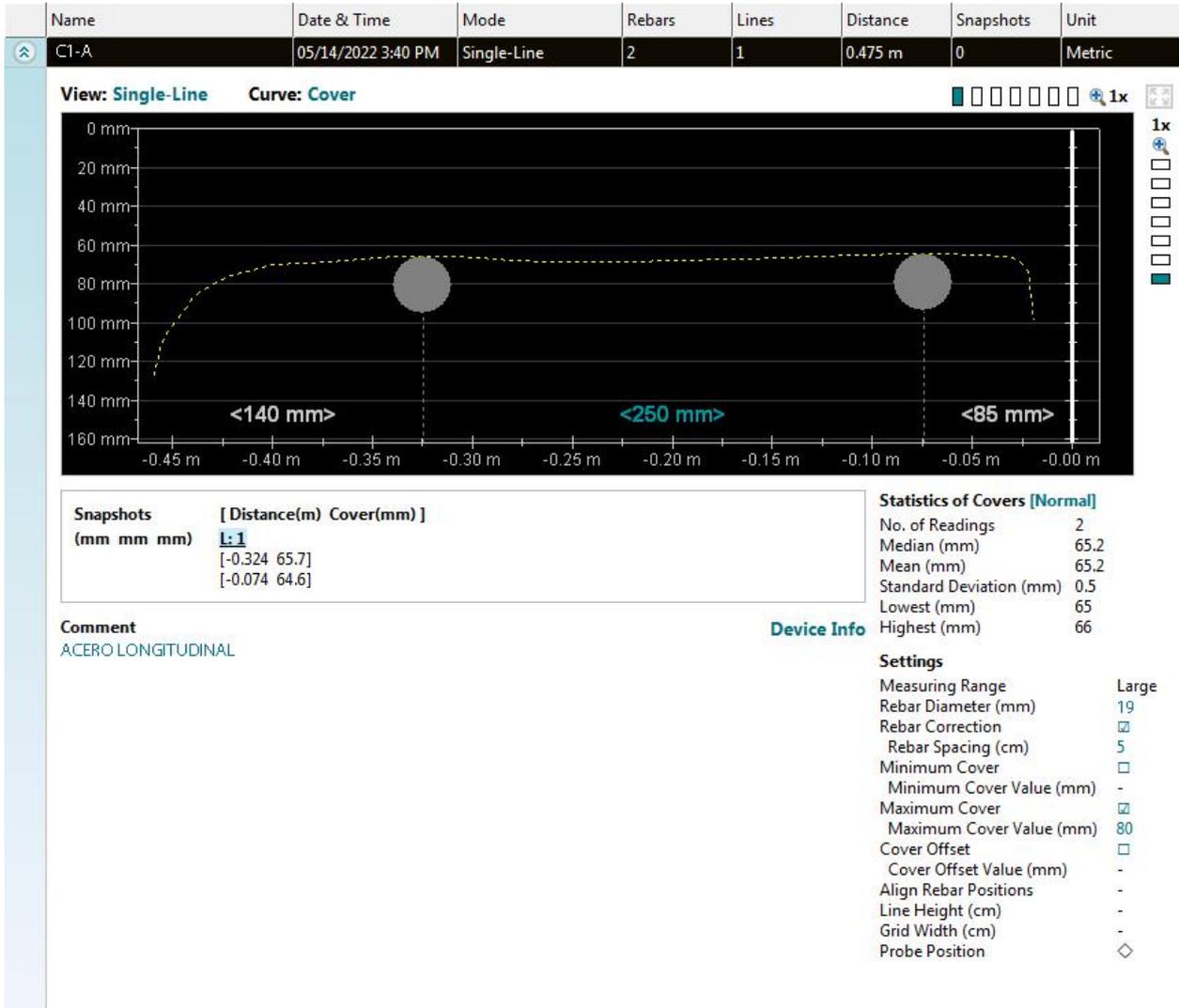


ACERO LONGITUDINAL



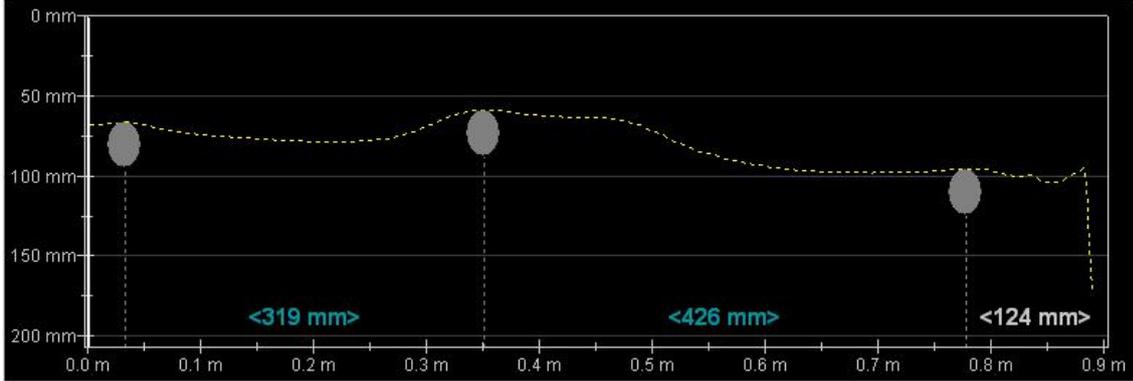






Name	Date & Time	Mode	Rebars	Lines	Distance	Snapshots	Unit
C5-A	05/14/2022 3:17 PM	Single-Line	3	1	0.901 m	0	Metric

View: Single-Line Curve: Cover



Snapshots	[Distance(m) Cover(mm)]
(mm mm mm)	1:1
	[0.033 66.4]
	[0.352 58.9]
	[0.778 95.4]

Statistics of Covers [Normal]

No. of Readings	3
Median (mm)	66.4
Mean (mm)	73.6
Standard Deviation (mm)	15.7
Lowest (mm)	59
Highest (mm)	95

Comment
ACERO LONGITUDINAL

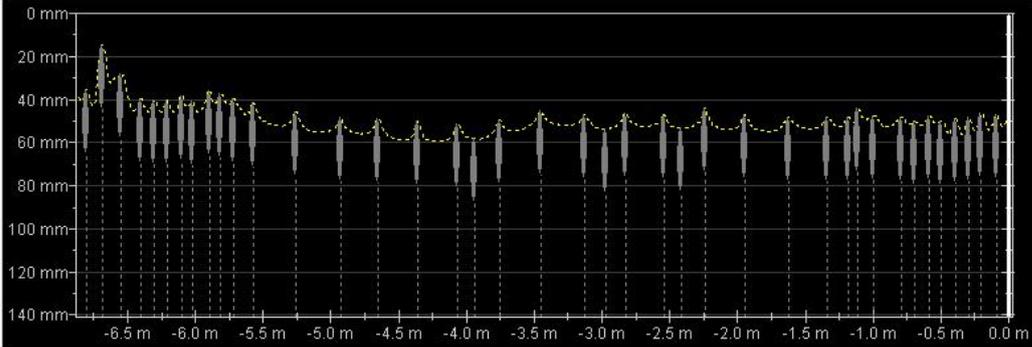
Device Info

Settings

Measuring Range	Large
Rebar Diameter (mm)	19
Rebar Correction	<input checked="" type="checkbox"/>
Rebar Spacing (cm)	5
Minimum Cover	<input type="checkbox"/>
Minimum Cover Value (mm)	-
Maximum Cover	<input checked="" type="checkbox"/>
Maximum Cover Value (mm)	80
Cover Offset	<input type="checkbox"/>
Cover Offset Value (mm)	-
Align Rebar Positions	-
Line Height (cm)	-
Grid Width (cm)	-
Probe Position	<input type="checkbox"/>

Name	Date & Time	Mode	Rebars	Lines	Distance	Snapshots	Unit
V-6AB	05/14/2022 3:38 PM	Single-Line	40	1	6.905 m	0	Metric

View: Single-Line Curve: Cover



Snapshot	[Distance(m) Cover(mm)]
(mm mm mm)	[-4.363 50.1] [-0.998 47.4]
	[-6.801 35.5] [-4.063 51.1] [-0.794 48.3]
	[-6.683 14.8] [-3.937 57.8] [-0.695 50.2]
	[-6.548 27.8] [-3.755 49.3] [-0.583 47.6]
	[-6.400 39.4] [-3.453 45.3] [-0.495 50.1]
	[-6.301 40.0] [-3.128 47.1] [-0.390 48.8]
	[-6.210 40.4] [-2.972 53.5] [-0.294 48.3]
	[-6.097 38.2] [-2.829 46.4] [-0.201 46.6]
	[-6.020 40.7] [-2.540 47.0] [-0.091 46.9]
	[-5.894 36.1] [-2.414 53.0]
	[-5.814 37.4] [-2.240 44.0]
	[-5.718 39.5] [-1.949 47.0]
	[-5.572 41.7] [-1.625 48.4]
	[-5.259 45.9] [-1.342 48.0]
	[-4.926 48.5] [-1.182 48.2]
	[-4.654 48.7] [-1.111 44.2]

Statistics of Covers [Normal]

No. of Readings	40
Median (mm)	47.0
Mean (mm)	44.7
Standard Deviation (mm)	7.4
Lowest (mm)	15
Highest (mm)	58

Settings

Measuring Range	Large
Rebar Diameter (mm)	9,5
Rebar Correction	<input checked="" type="checkbox"/>
Rebar Spacing (cm)	5
Minimum Cover	<input type="checkbox"/>
Minimum Cover Value (mm)	-
Maximum Cover	<input checked="" type="checkbox"/>
Maximum Cover Value (mm)	80
Cover Offset	<input type="checkbox"/>
Cover Offset Value (mm)	-

Device Info

Align Rebar Positions	-
Line Height (cm)	-
Grid Width (cm)	-
Probe Position	-

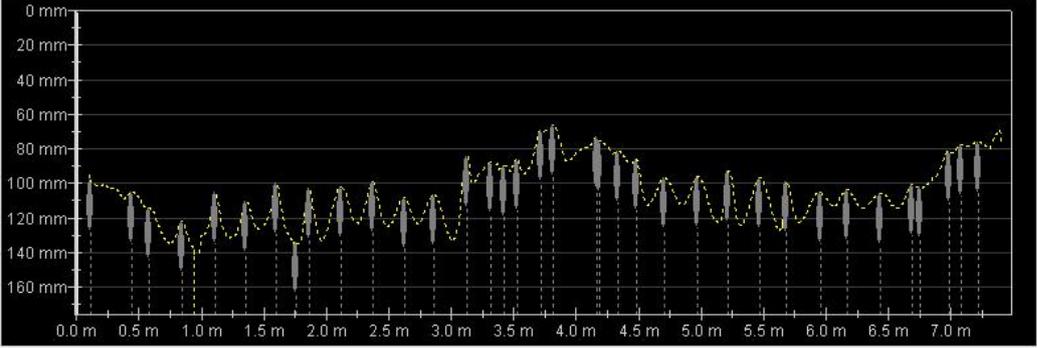
Comment
Viga 1aula 2
ESTRIBOS





Name	Date & Time	Mode	Rebars	Lines	Distance	Snapshots	Unit
V-5AB	05/14/2022 3:55 PM	Single-Line	36	1	7.493 m	0	Metric

View: **Single-Line** Curve: **Cover**



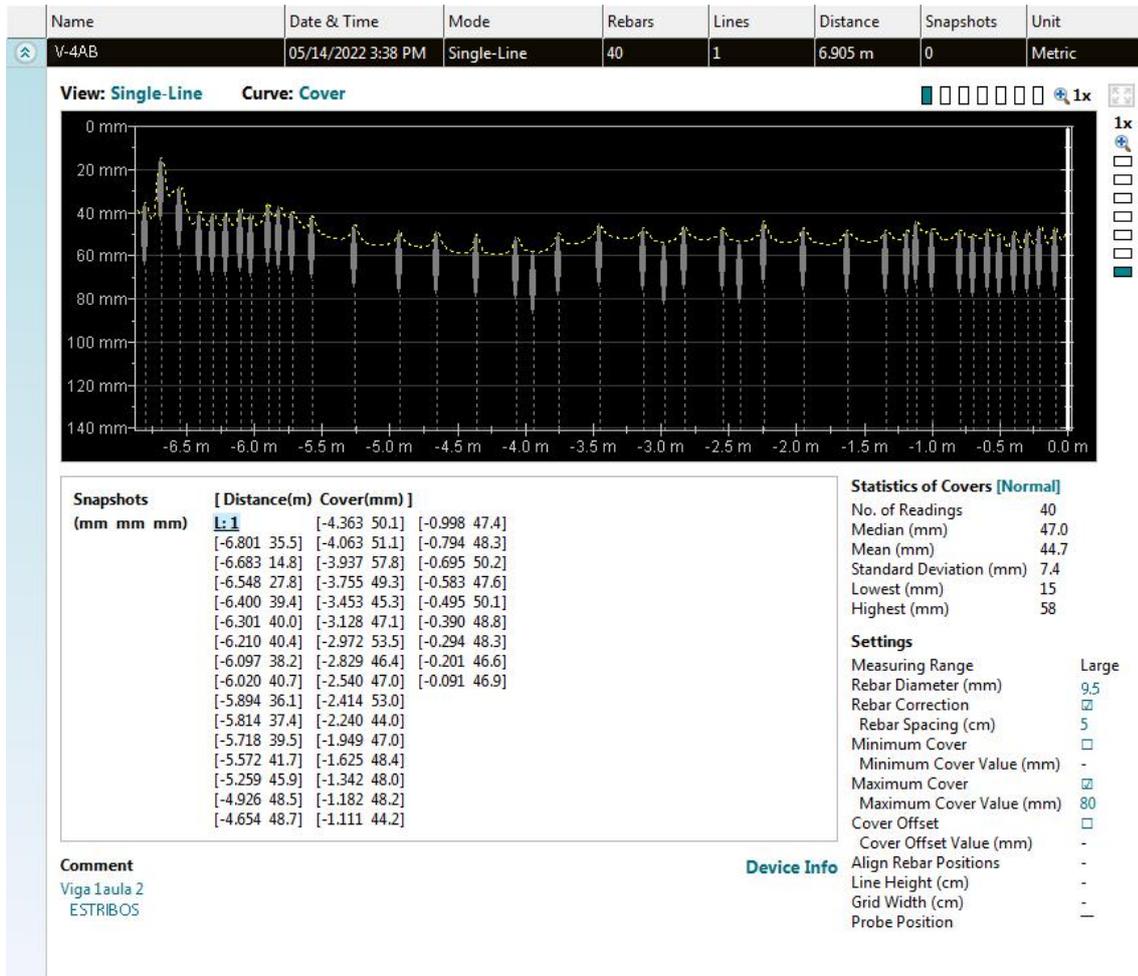
Snapshots	[Distance(m) Cover(mm)]
(mm mm mm)	L:1 [3.420 89.8] [6.694 100.4]
	[0.115 98.3] [3.527 85.7] [6.757 102.2]
	[0.443 105.1] [3.717 69.4] [6.982 81.3]
	[0.577 114.4] [3.818 65.9] [7.081 77.7]
	[0.841 121.7] [4.165 73.3] [7.219 76.1]
	[1.113 105.3] [4.189 75.5]
	[1.358 110.6] [4.338 81.5]
	[1.600 100.0] [4.478 86.0]
	[1.757 134.3] [4.706 96.8]
	[1.861 102.6] [4.976 96.0]
	[2.114 102.0] [5.218 92.8]
	[2.370 99.0] [5.473 96.5]
	[2.625 108.2] [5.682 98.9]
	[2.862 106.4] [5.954 105.0]
	[3.123 84.4] [6.169 103.4]
	[3.318 87.8] [6.435 105.6]

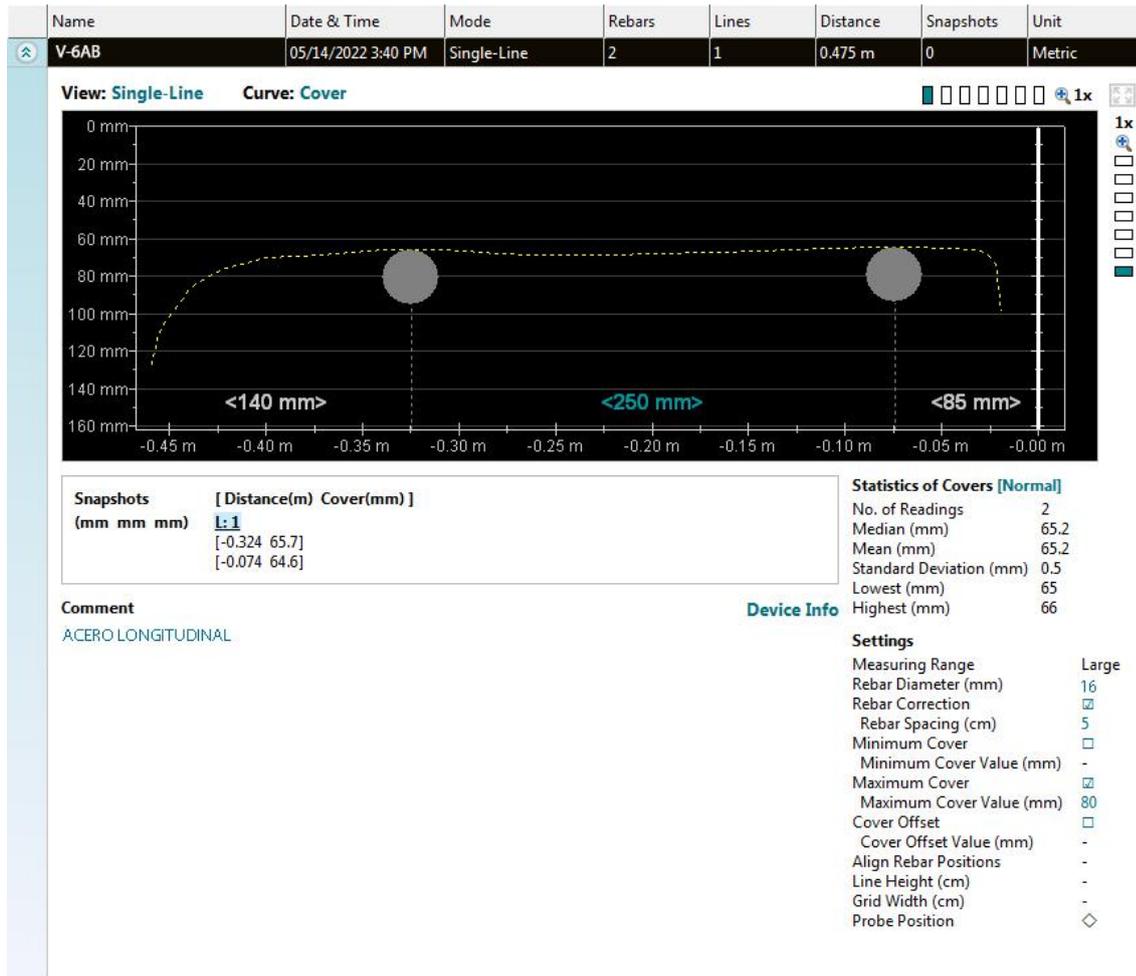
Statistics of Covers [Normal]	
No. of Readings	36
Median (mm)	98.6
Mean (mm)	95.6
Standard Deviation (mm)	14.6
Lowest (mm)	66
Highest (mm)	134

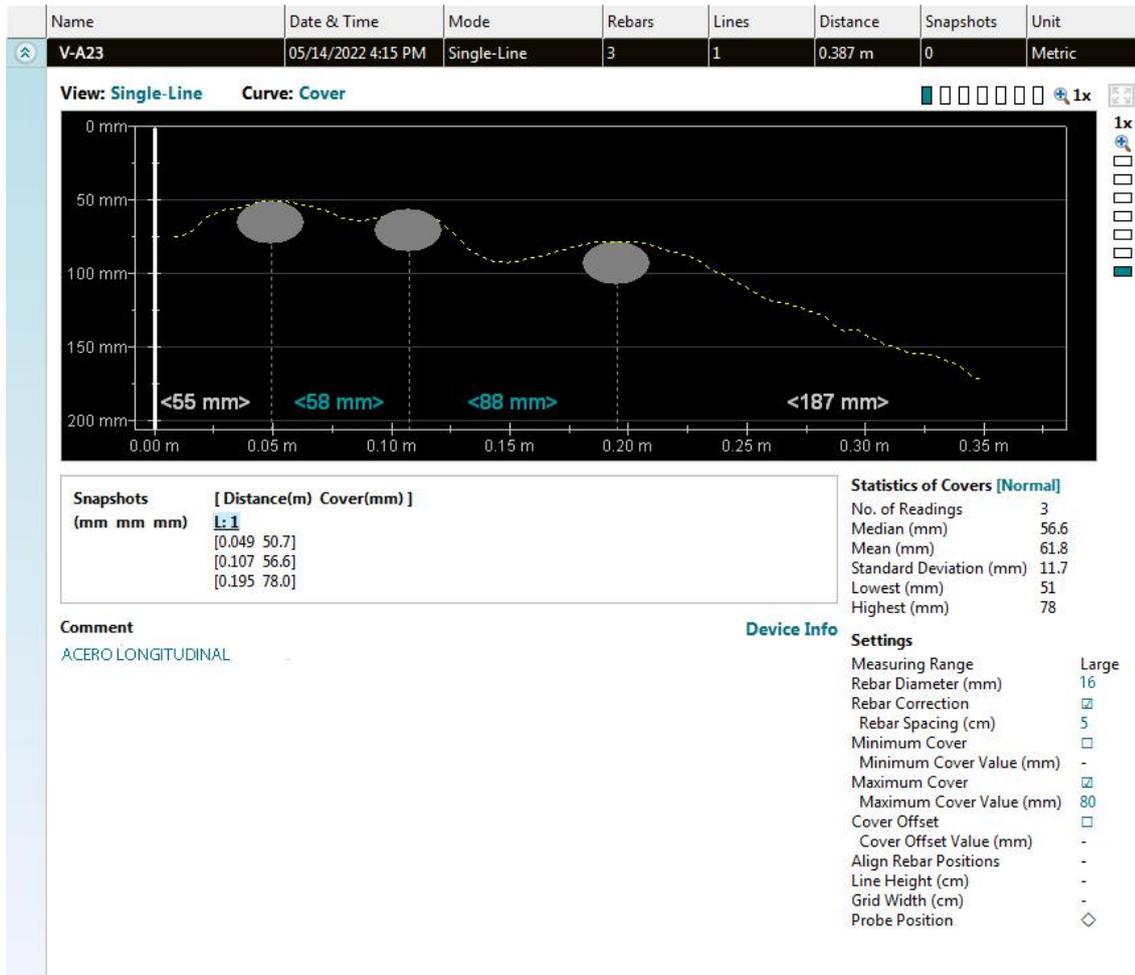
Settings	
Measuring Range	Large
Rebar Diameter (mm)	9.5
Rebar Correction	<input checked="" type="checkbox"/>
Rebar Spacing (cm)	5
Minimum Cover	<input type="checkbox"/>
Minimum Cover Value (mm)	-
Maximum Cover	<input checked="" type="checkbox"/>
Maximum Cover Value (mm)	80
Cover Offset	<input type="checkbox"/>
Cover Offset Value (mm)	-

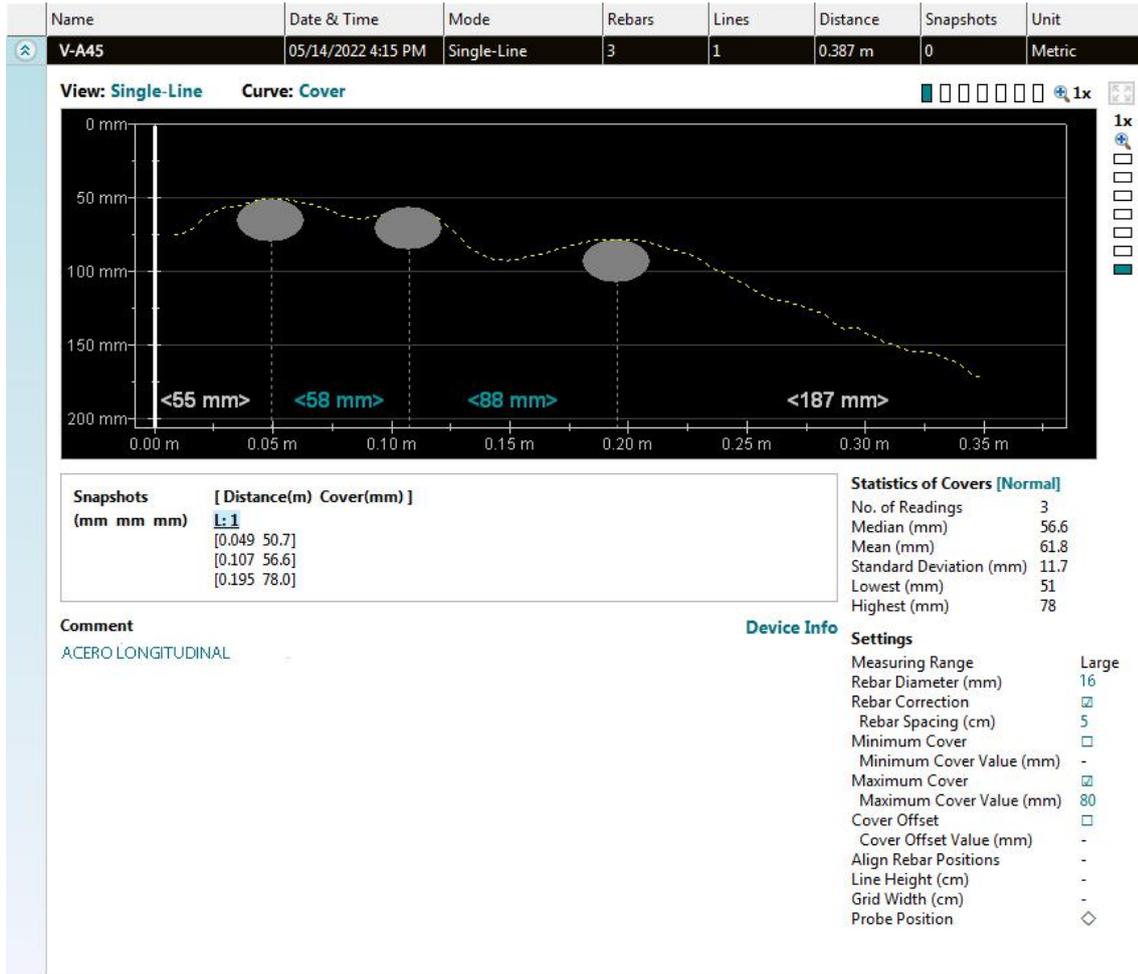
Device Info	
Align Rebar Positions	-
Line Height (cm)	-
Grid Width (cm)	-
Probe Position	◇

Comment
ESTRIBOS









964423859 - 943011231



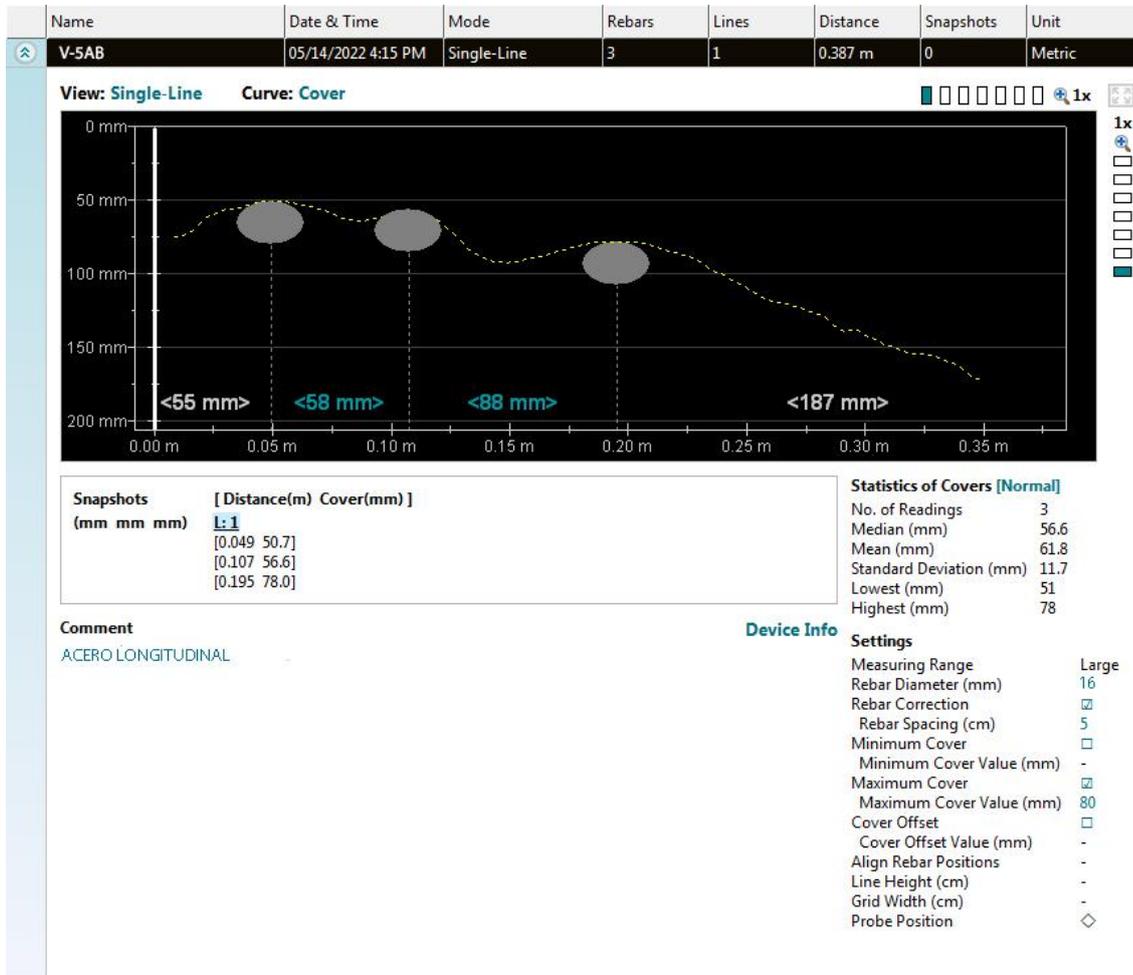
Ca. José Galvez N° 120

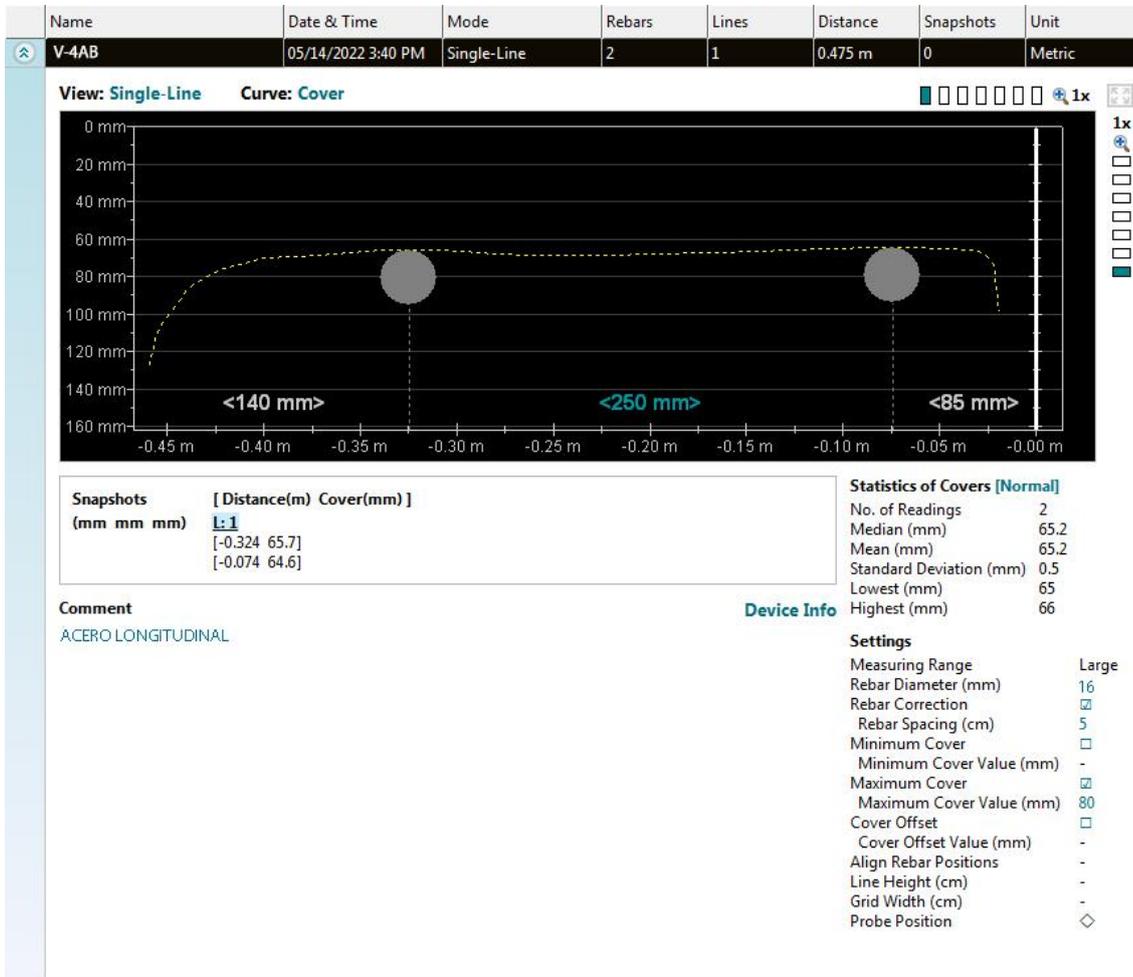


fermatisac@gmail.com



www.fermatisac.cf





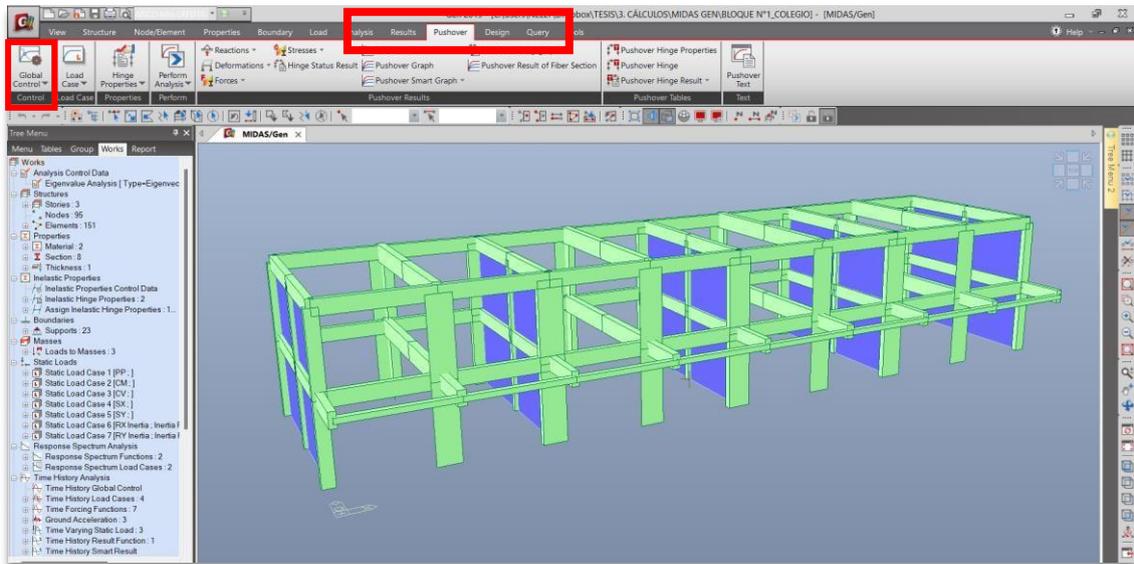

 German Gastelo Chirinos
 LABORATORISTA-FERMATI S.A.C



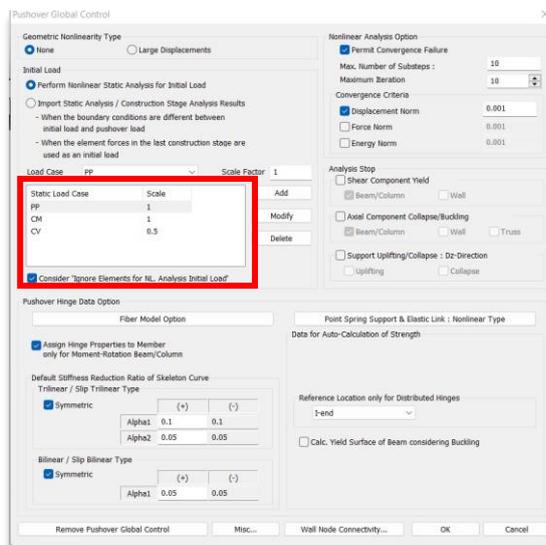

 Juan Carlos Firmo Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

Anexos 13:

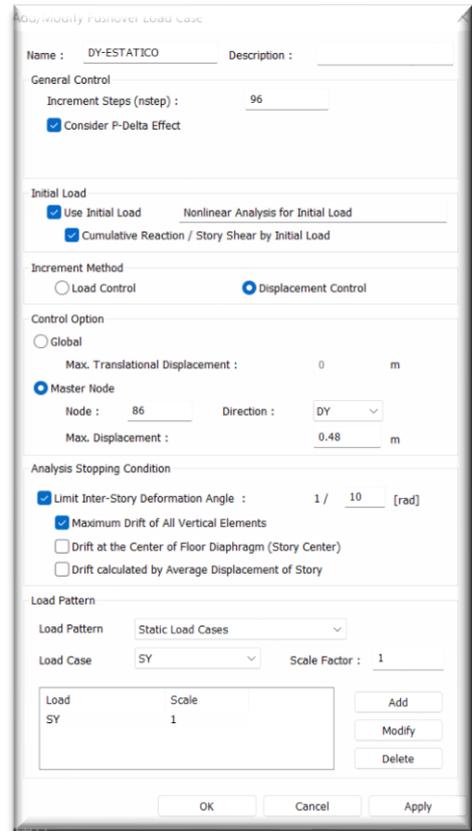
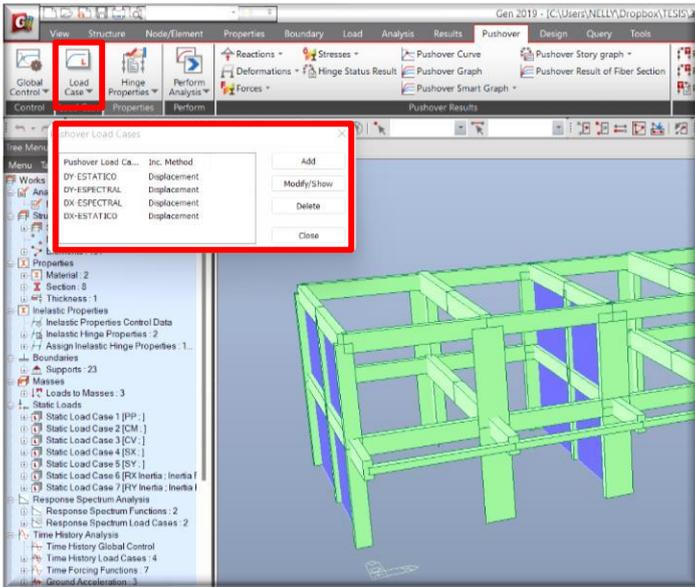
Procedimiento computacional del bloque I en el programa Migas Gen



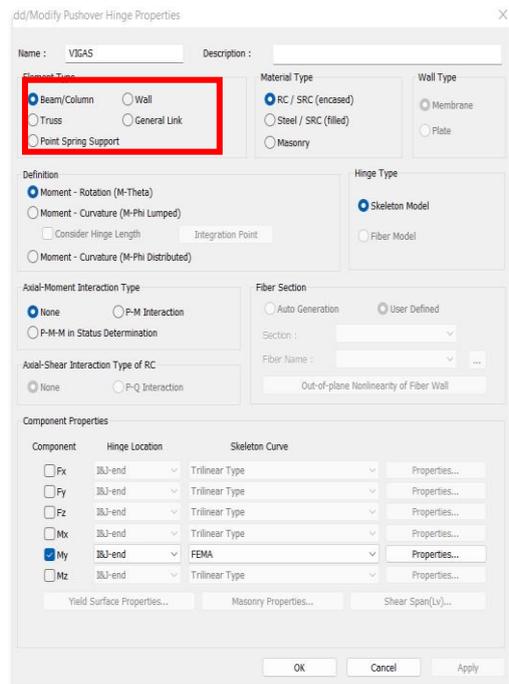
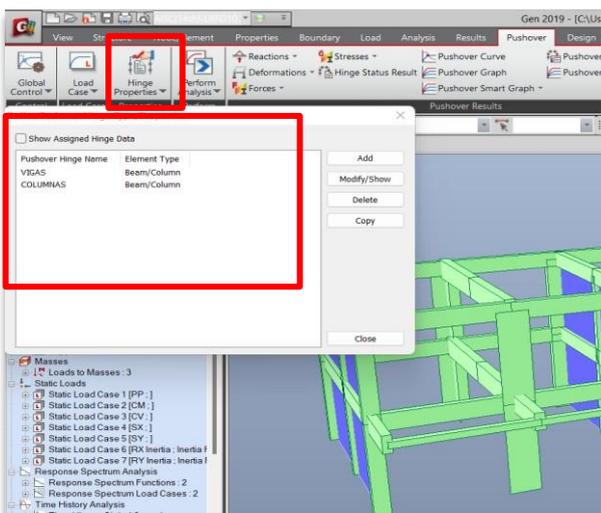
- Distribución de las fuerzas gravitatorias en el interior de la estructura



- Casos de cargas que actúan dentro del análisis Push-Over



- Propiedades de las articulaciones



- Momento rotación

Name : VIGAS Description :

Element Type: Beam/Column Wall Truss General Link Point Spring Support

Material Type: RC / SRC (encased) Steel / SRC (filled) Masonry

Wall Type: Membrane Plate

Definition: Moment - Rotation (M-Theta) Moment - Curvature (M-Phi Lumped) Consider Hinge Length Integration Point Moment - Curvature (M-Phi Distributed)

Hinge Type: Skeleton Model Fiber Model

Axial-Moment Interaction Type: None P-M Interaction P-M-M in Status Determination

Fiber Section: Auto Generation User Defined

Axial-Shear Interaction Type of RC: None P-Q Interaction

Section: Fiber Name: Out-of-plane Nonlinearity of Fiber Wall:

Component Properties

Component	Hinge Location	Skeleton Curve	Properties...
<input type="checkbox"/> Fx	I&J-end	Trilinear Type	Properties...
<input type="checkbox"/> Fy	I&J-end	Trilinear Type	Properties...
<input type="checkbox"/> Fz	I&J-end	Trilinear Type	Properties...
<input checked="" type="checkbox"/> Mx	I&J-end	Trilinear Type	Properties...
<input checked="" type="checkbox"/> My	I&J-end	FEMA	Properties...
<input type="checkbox"/> Mz	I&J-end	Trilinear Type	Properties...

Yield Surface Properties... Masonry Properties... Shear Span(Lv)...

The image shows a software interface for defining pushover hinge properties. It includes a 'Define Pushover Hinge Type/Properties' dialog box, a Force-Deformation diagram, and a 'Directional Properties of Pushover Hinge : FEMA' dialog box.

Define Pushover Hinge Type/Properties:

- Pushover Hinge Name: VIGAS
- Element Type: Beam/Column
- Component Properties: My is checked, with FEMA selected as the Skeleton Curve.

Force-Deformation Diagram:

The diagram shows a hysteretic loop with points A, B, C, D, E, and F. Key parameters include:

- Yield Strength (+) and (-)
- Initial Stiffness (K_0)
- Peak Strength ($K_0 + K_1$)
- Residual Strength ($K_0 + K_2$)
- Unloading Stiffness (K_3)
- Origin-Oriented Stiffness (K_4)

Directional Properties of Pushover Hinge : FEMA:

Input Method: Auto-Calculation User Input

Shape of FEMA Curve: General Type Perfect Plastic Type

Strength Loss: Yes No

Unloading Stiffness Type: Total Strength Loss at Point E, -E:

Properties:

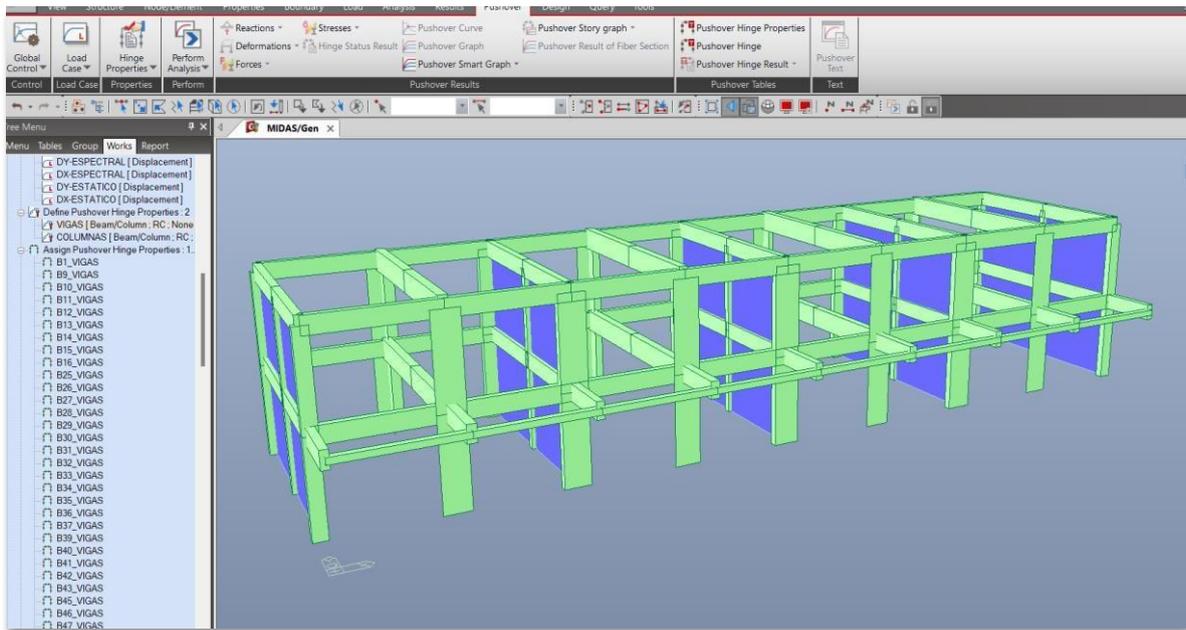
- Type: Symmetric Asymmetric
- Yield Strength (MY) table:

M/Myr	D/DYr
-E -0.2	-E -8
-D -0.2	-D -6.3
-C -1.25	-C -6
-B -1	-B -1
A 0	A 0
B 1	B 1
C 1.25	C 6
D 0.2	D 6.3
E 0.2	E 8

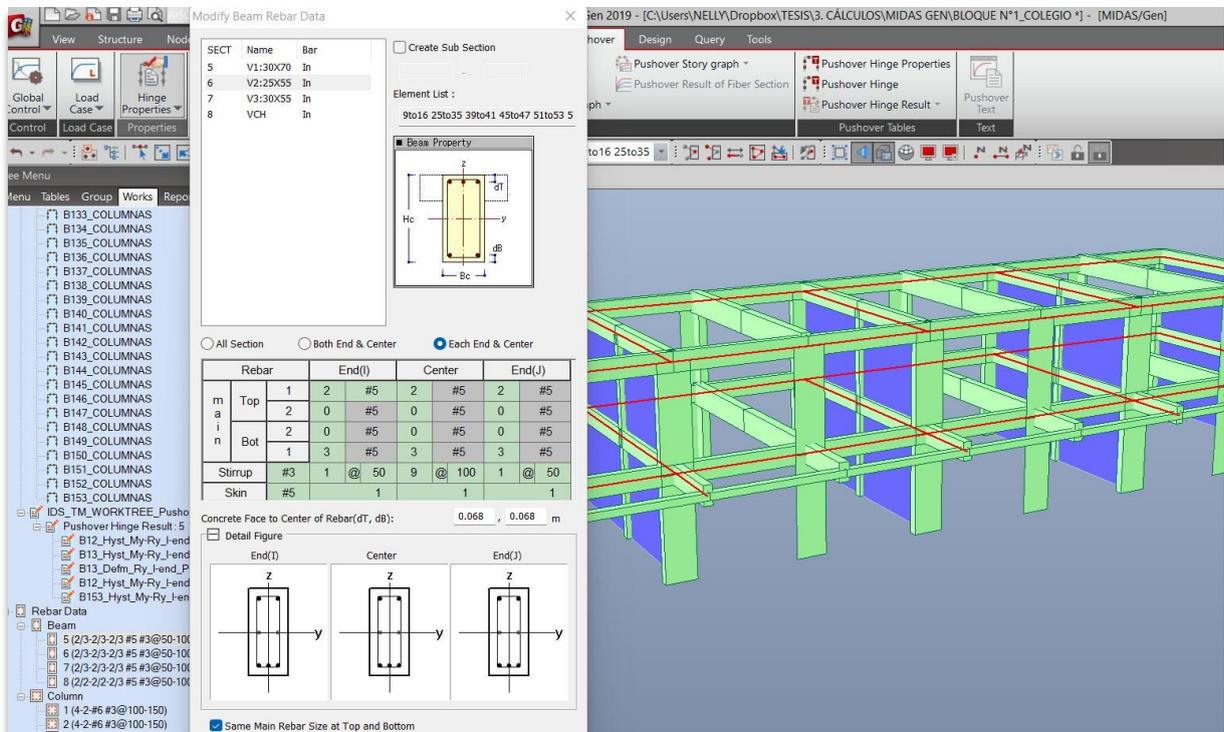
Yield Rotation (DY): User Defined 6E/L 3E/L 2E/L

Unloading Stiffness Parameter: Exponent in Unloading Stiffness Calculation: 0.4, Pinching-Rule Factor ($\beta=1.0$): 0.5

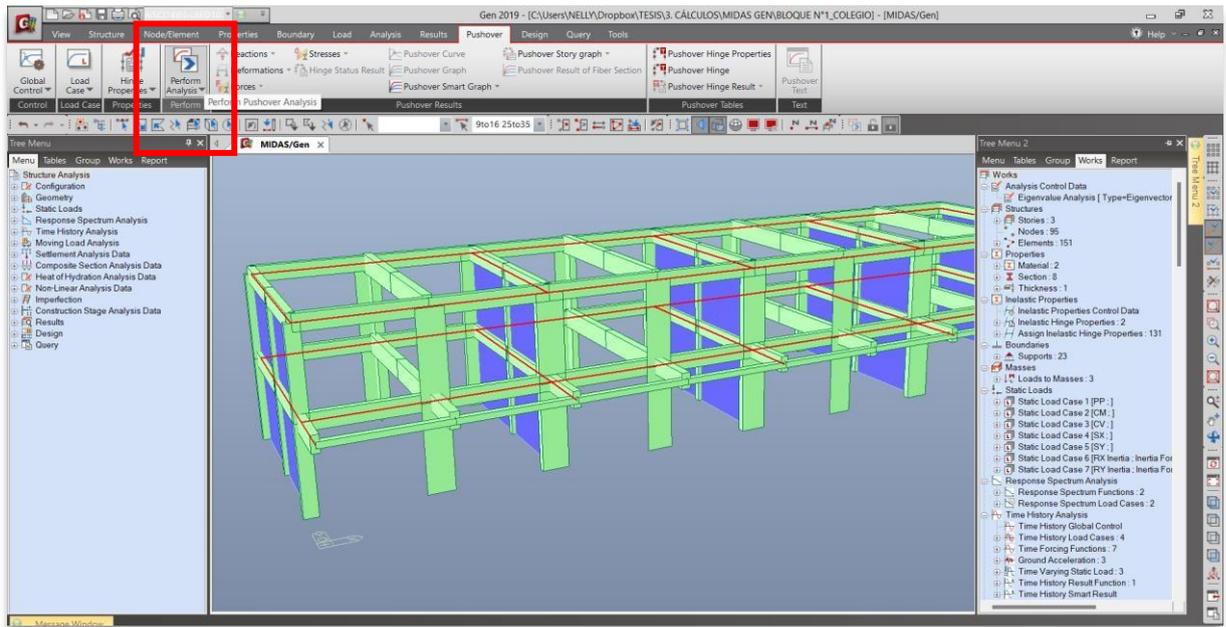
- Asignación de rotulas plásticas



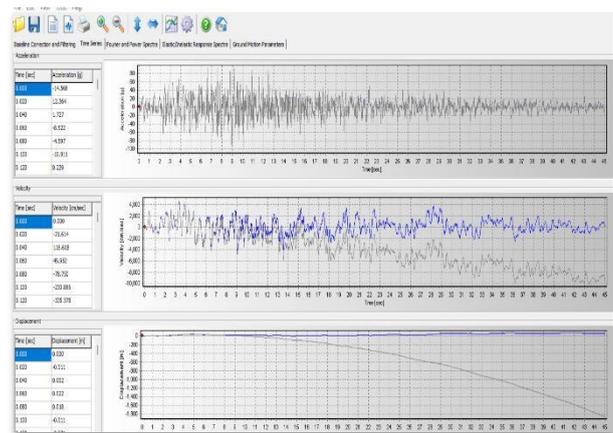
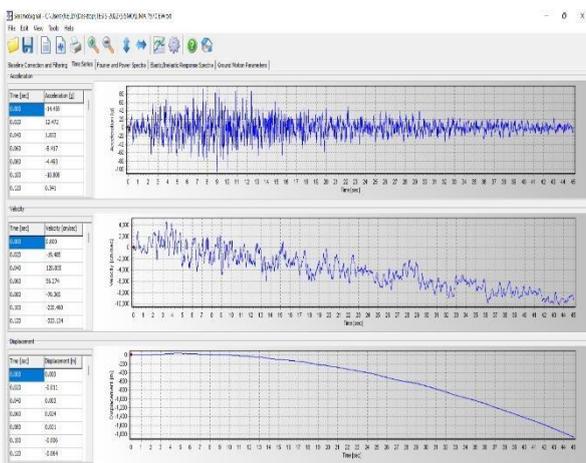
- Definición de acero en elementos estructurales



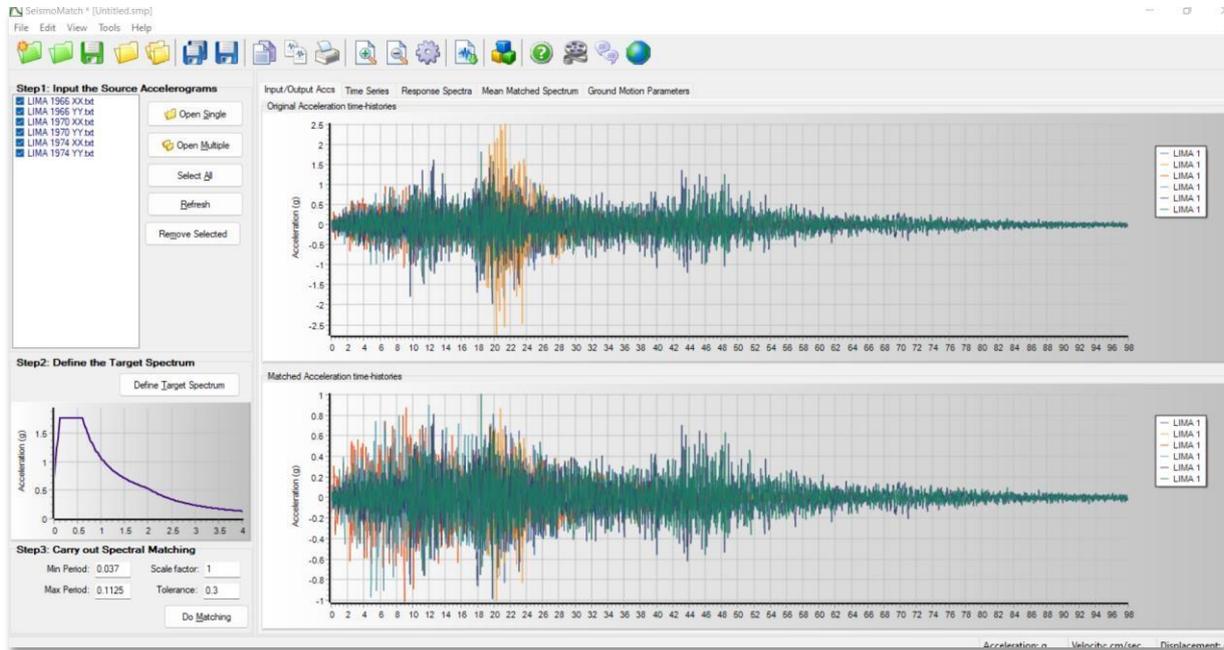
- Ejecución del análisis Push-Over



- La evaluación no lineal de la respuesta dinámica a lo largo del tiempo implica la introducción de movimientos sísmicos en la estructura, siendo esenciales para esta tarea los datos sísmicos obtenidos del CISMID – REDACIS, los cuales deben ser adecuadamente preparados para su utilización.
- En primer lugar, se introduce la señal en el programa SeismoSignal con el propósito de efectuar una corrección basada en la línea de base y aplicar un proceso de filtrado.
- La imagen muestra que la amplitud del desplazamiento de la señal del Sismo Lima 1970 se aproxima a cero, lo cual parece estar en concordancia con lo esperado.



- Seguidamente la señal sísmica debe ser escalada y compatible con el espectro elástico en el rango de 0.2 T_{min} y 1.5 T_{max}.



- Teniendo las señales corregidas se ingresan al Software

