

UNIVERSIDAD DE HUANUCO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

“Verificación estructural de edificios multifamiliares usando la Norma E.030-2018 diseño sismorresistente para minimizar los riesgos sísmicos - Huánuco - 2023”

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL

AUTORA: Bravo Cervantes, Alexia Nayarith

ASESORA: Morales Beteta, Sheyla Mayumi

HUÁNUCO – PERÚ

2024

U

TIPO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN:

- Tesis (X)
- Trabajo de Suficiencia Profesional()
- Trabajo de Investigación ()
- Trabajo Académico ()

LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN: Estructuras
AÑO DE LA LÍNEA DE INVESTIGACIÓN (2020)

CAMPO DE CONOCIMIENTO OCDE:

Área: Ingeniería, Tecnología

Sub área: Ingeniería civil

Disciplina: Ingeniería civil

D

DATOS DEL PROGRAMA:

Nombre del Grado/Título a recibir: Título
 Profesional de Ingeniera Civil

Código del Programa: P07

Tipo de Financiamiento:

- Propio (X)
- UDH ()
- Fondos Concursables ()

DATOS DEL AUTOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 71870048

DATOS DEL ASESOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 72424772

Grado/Título: Doctor en medio ambiente y desarrollo
 sostenible

Código ORCID: 0000-0001-8683-7087

H

DATOS DE LOS JURADOS:

N°	APELLIDOS Y NOMBRES	GRADO	DNI	Código ORCID
1	Jacha Rojas, Johnny Prudencio	Doctor en medio ambiente y desarrollo sostenible	40895876	0000-0001-7920-1304
2	Aguilar Alcantara, Leonel Marlo	Maestro en ingeniería civil con mención en dirección de empresas de la construcción	43415813	0000-0002-0877-5922
3	Taboada Trujillo, William Paolo	Maestro en medio ambiente y desarrollo sostenible, mención en gestión ambiental	40847625	0000-0002-4594-1491



UNIVERSIDAD DE HUANUCO

Facultad de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO

(A) CIVIL

En la ciudad de Huánuco, siendo las 15:30 horas del día **miércoles 08 de mayo de 2024**, en cumplimiento de lo señalado en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, se reunieron los **Jurados Calificadores** integrado por los docentes:


- | | |
|--------------------------------------|--------------|
| ❖ DR. JOHNNY PRUDENCIO JACHA ROJAS | - PRESIDENTE |
| ❖ MG. LEONEL MARLO AGUILAR ALCANTARA | - SECRETARIO |
| ❖ MG. WILLIAM PAOLO TABOADA TRUJILLO | - VOCAL |


Nombrados mediante la RESOLUCIÓN No 0938-2024-D-FI-UDH, para evaluar la Tesis intitulada: **"VERIFICACION ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS MULTIFAMILIARES USANDO LA NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE PARA MINIMIZAR LOS RIESGOS SISMICOS- HUANUCO - 2023"**, presentado por el (la) Bachiller. Bach. **Alexia Nayarith BRAVO CERVANTES**, para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil.

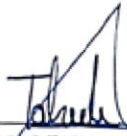
Dicho acto de sustentación se desarrolló en dos etapas: exposición y absolución de preguntas: procediéndose luego a la evaluación por parte de los miembros del jurado.

Habiendo absuelto las objeciones que le fueron formuladas por los miembros del Jurado y de conformidad con las respectivas disposiciones reglamentarias, procedieron a deliberar y calificar, declarándolo(a) *Aprobado* por *Unanimitad* con el calificativo cuantitativo de *1.1* y cualitativo de *Suficiente* (Art. 47).

Siendo las *16:40* horas del día 08 del mes de mayo del año 2024, los miembros del Jurado Calificador firman la presente Acta en señal de conformidad.


DR. JOHNNY PRUDENCIO JACHA ROJAS
DNI: 40895876
ORCID: 0000-0001-7920-1304
Presidente


MG. LEONEL MARLO AGUILAR ALCANTARA
DNI: 43415813
ORCID: 0000-0002-0877-5922
Secretario


MG. WILLIAM PAOLO TABOADA TRUJILLO
DNI: 40847625
ORCID: 0000-0002-4594-1491
Vocal



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

El comité de integridad científica, realizó la revisión del trabajo de investigación del estudiante: BRAVO CERVANTES, ALEXIA NAYARITH, de la investigación titulada "Verificación estructural de edificios multifamiliares usando la Norma E.030-2018 diseño sismorresistente para minimizar los riesgos sísmicos - Huánuco - 2023", con asesora SHEYLA MAYUMI MORALES BETETA, designada mediante documento, con RESOLUCIÓN N° 234-2023-R-UDH del P.A. de INGENIERÍA CIVIL.

Puede constar que la misma tiene un índice de similitud del 23 % verificable en el reporte final del análisis de originalidad mediante el Software Turnitin.

Por lo que concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio y cumple con todas las normas de la Universidad de Huánuco.

Se expide la presente, a solicitud del interesado para los fines que estime conveniente.

Huánuco, 02 de julio de 2024



RICHARD J. SOLIS TOLEDO
D.N.I.: 47074047
cod. ORCID: 0000-0002-7629-6421



FERNANDO F. SILVERIO BRAVO
D.N.I.: 40618286
cod. ORCID: 0009-0008-6777-3370

4. Bravo Cervantes, Alexia Nayarith.docx

INFORME DE ORIGINALIDAD

23%

INDICE DE SIMILITUD

22%

FUENTES DE INTERNET

6%

PUBLICACIONES

10%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	3%
2	cdn.www.gob.pe Fuente de Internet	2%
3	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	2%
4	www.slideshare.net Fuente de Internet	2%
5	docplayer.es Fuente de Internet	1%



RICHARD J. SOLIS TOLEDO,
D.N.I.: 47074047
cod. ORCID: 0000-0002-7629-6421



FERNANDO F. SILVERIO BRAVO
D.N.I.: 40618286
cod. ORCID: 0009-0008-6777-3370

DEDICATORIA

Dedico con todo mi corazón a mi querida madre, pues sin ella no lo había logrado, por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad, su bendición a diario a lo largo de vida me protege.

A mis añorados hermanos por su gran apoyo incondicional, muchos mislogros se los debo a mis familiares.

AGRADECIMIENTO

En principal agradecimiento a Dios quien me ha guiado y me ha dado la fortaleza para seguir adelante y disfrutar esta hermosa etapa de mi vida profesional.

A mis padres Cleopatra y Giovanni, por inculcarme sus valores y guiarme por los buenos caminos a lo largo de esta aventura de mi vida que hoy se hace realidad.

A mis centros de estudio en las cuales me formé; a los docentes por llenarme de conocimiento y valores a los cuales recuerdo con mucho respeto ya que fueron indispensables para realizarme profesionalmente.

A mi asesora de tesis que me brindo su tiempo para poder llevar a cabo mi tesis.

Y a mi enamorado y todos los amigos que de una u otra forma me apoyaron en la realización de este trabajo.

ÍNDICE

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
ÍNDICE.....	IV
ÍNDICE DE TABLAS.....	VII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VIII
RESUMEN.....	XII
ABSTRACT.....	XIV
INTRODUCCIÓN.....	XVI
CAPITULO I.....	17
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	17
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	17
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	18
1.2.1. PROBLEMA GENERAL	18
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS.....	18
1.3. OBJETIVOS.....	18
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	18
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	19
1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	19
1.4.1. JUSTIFICACIÓN PRACTICA.....	19
1.4.2. JUSTIFICACIÓN SOCIAL.....	19
1.4.3. JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA.....	20
1.4.4. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA.....	20
1.4.5. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA	21
1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	21
1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN	22
CAPÍTULO II.....	23
MARCO TEÓRICO	23
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	23
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	23
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES.....	24
2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES	25
2.2. BASES TEÓRICAS	26

2.2.1.	SISTEMAS SOMETIDOS A LOS EFECTOS DE UN SISMO .	26
2.2.2.	CONVENIO ESPECÍFICO INTERINSTITUCIONAL.....	30
2.2.3.	CORRECCIONES SOBRE LOS ACELEROGRAMAS	32
2.2.4.	TRATAMIENTO DE RESULTADOS.....	37
2.3.	DEFINICIONES CONCEPTUALES.....	41
2.4.	HIPÓTESIS.....	43
2.4.1.	HIPÓTESIS GENERAL.....	43
2.4.2.	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	43
2.5.	VARIABLES	43
2.5.1.	VARIABLE DEPENDIENTE	43
2.5.2.	VARIABLE INDEPENDIENTE	43
2.6.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	44
CAPITULO III.....		45
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN		45
3.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	45
3.1.1.	ENFOQUE.....	45
3.1.2.	ALCANCE O NIVEL	45
3.1.3.	DISEÑO.....	46
3.2.	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	46
3.2.1.	POBLACIÓN	46
3.2.2.	MUESTRA.....	47
3.3.	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	49
3.3.1.	PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS	49
3.3.2.	PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS.....	50
3.3.3.	PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS	50
CAPITULO IV.....		51
RESULTADOS		51
4.1.	PROCESAMIENTO DE DATOS.....	51
4.1.1.	EDIFICIO MULTIFAMILIAR Nº01 AMARILIS.....	51
4.1.2.	EDIFICIO MULTIFAMILIAR Nº02 ANDABAMBA	68
4.1.3.	EDIFICIO MULTIFAMILIAR Nº03 HUÁNUCO	85
4.2.	CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS Y PRUEBA DE HIPÓTESIS	
	105	
CAPITULO V.....		107

DISCUSIÓN DE RESULTADOS	107
CONCLUSIONES	110
RECOMENDACIONES.....	112
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	113
ANEXOS	116

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Operacionalización de Variables	44
Tabla 2 Instrumentos de recolección de datos	49
Tabla 3 Resumen de distancia de vanos en el eje X	51
Tabla 4 Resumen de distancia de vanos en el eje Y	51
Tabla 5 Resumen de Características utilizadas para el concreto en el software DIANA FEA	52
Tabla 6 Resumen de Características utilizadas para el acero de refuerzo en el software DIANA FEA	53
Tabla 7 Resumen de distancia de vanos en el eje X	68
Tabla 8 Resumen de distancia de vanos en el eje Y	69
Tabla 9 Resumen de Características utilizadas para el concreto en el software DIANA FEA	70
Tabla 10 Resumen de Características utilizadas para el acero de refuerzo en el software DIANA FEA	70
Tabla 11 Resumen de distancia de vanos en el eje X	85
Tabla 12 Resumen de distancia de vanos en el eje Y	86
Tabla 13 Resumen de Características utilizadas para el concreto en el software DIANA FEA	87
Tabla 14 Resumen de Características utilizadas para el acero de refuerzo en el software DIANA FEA	87
Tabla 15 Desplazamientos máximos relativos y derivas máximas para el edificio multifamiliar N°01 Amarilis, obtenidas del software DIANA FEA.	102
Tabla 16 Desplazamientos máximos relativos y derivas máximas para el edificio multifamiliar N°02 Andabamba, obtenidas del software DIANA FEA.	103
Tabla 17 Desplazamientos máximos relativos y derivas máximas para el edificio multifamiliar N°03 HUANUCO, obtenidas del software DIANA FEA.....	104
Tabla 18 Prueba de Normalidad.....	104
Tabla 19 CORRELACIÓN DE LA HIPÓTESIS GENERAL	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú. ...	27
Figura 2 Comportamiento elástico de osciladores sísmicos.	27
Figura 3 Respuesta a deformación de 1GLD.	29
Figura 4 Espectros de respuesta para la aceleración sísmica de El Callao (1974). a) Espectro de desplazamiento, b) espectro de velocidad, c) espectro de aceleración.....	29
Figura 5 Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú....	31
Figura 6 Error de ceros o línea base del acelerograma	32
Figura 7 Corrección por filtrado de señales sísmicas.	33
Figura 8 Comparación de espectros de diseño	35
Figura 9 Anexo 09 Aceleraciones sísmicas propuestas por la E.030-2018.	35
Figura 10 Valores de intensidad de Arias para el registro sísmico de Lima 1966	37
Figura 11 Límites para la distorsión del entrepiso.....	38
Figura 12 Estimación de los desplazamientos laterales máximos.....	39
Figura 13 Desplazamientos laterales inelásticos	40
Figura 14 Límites para los desplazamientos de entrepiso.	41
Figura 15 Viviendas particulares, según área urbana y rural - Huánuco	47
Figura 16 Izq.: Planta típica (1er al 5to nivel). Der.: Vista 3D del edificio multifamiliar N°01, denominado Amarilis desde el software ETABS.....	48
Figura 17 Izq.: Vista 3D del edificio multifamiliar N°02, denominado Andabamba Der.: Vista en planta del edificio multifamiliar Andabamba; desde el software ETABS.....	48
Figura 18 Izq.: Vista 3D del edificio multifamiliar N°03, denominado Huánuco Der.: Vista en planta del edificio multifamiliar Huánuco; desde el software ETABS	49
Figura 19 Características mecánicas de los materiales de construcción, tanto el concreto y acero de refuerzo	52
Figura 20 Detalle de la exportación utilizando el comando file - export - DXF/DWG file	54
Figura 21 Vista isométrica del edificio multifamiliar Amarilis.....	54
Figura 22 Producto que se obtuvo después de la exportación	55

Figura 23 Asignación de secciones de concreto armado según la memoria de cálculo.....	56
Figura 24 Asignación de propiedades mecánicas para el concreto y acero de refuerzo según la memoria de cálculo.....	56
Figura 25 Asignación de condiciones de borde o soportes.....	57
Figura 26 Creación del caso de análisis del tipo modal	58
Figura 27 Creación del caso de análisis del tipo modal	58
Figura 28 Formas modales y masas participativas	59
Figura 29 Formas modales y masas participativas	59
Figura 30 Formas modales y masas participativas	60
Figura 31 Sismo de Japón Kobe 1985 (dirección EW)	61
Figura 32 Sismo de Japón Kobe 1985 (dirección NS):	61
Figura 33 Sismo de Chile Melipilla (dirección EW)	62
Figura 34 Sismo de Chile Melipilla (dirección NS):	62
Figura 35 Sismo de San Fernando (dirección EW)	63
Figura 36 Sismo de San Fernando (dirección NS):.....	63
Figura 37 Escalamiento de registros sísmicos utilizando el software SeismoMatch	64
Figura 38 Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de Japón Kobe 1995	65
Figura 39 Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de Chile Melipilla.....	65
Figura 40 Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de EE.UU San Fernando.....	66
Figura 41 Creación del caso de carga previo al tiempo historia del tipo peso propio o masa	67
Figura 42 Creación del caso de carga previo al tiempo historia del tipo peso propio o masa	67
Figura 43 Método iterativo utilizado para solucionar las ecuaciones de equilibrio.....	68
Figura 44 Características mecánicas de los materiales de construcción, tanto el concreto y acero de refuerzo	69
Figura 45 Detalle de la exportación utilizando el comando file - export - DXF/DWG file	71

Figura 46 Vista isométrica del edificio multifamiliar Andabamba	71
Figura 47 Producto que se obtuvo después de la exportación	72
Figura 48 Asignación de secciones de concreto armado según la memoria de cálculo.....	73
Figura 49 Asignación de propiedades mecánicas para el concreto y acero de refuerzo según la memoria de cálculo.....	73
Figura 50 Asignación de condiciones de borde o soportes.....	74
Figura 51 Creación del caso de análisis del tipo modal	75
Figura 52 Creación del caso de análisis del tipo modal	75
Figura 53 Formas modales y masas participativas	76
Figura 54 Formas modales y masas participativas	76
Figura 55 Formas modales y masas participativas	77
Figura 56 Sismo de Japón Kobe 1985 (dirección EW)	78
Figura 57 Sismo de Japón Kobe 1985 (dirección NS):	78
Figura 58 Sismo de Chile Melipilla (dirección EW)	79
Figura 59 Sismo de Chile Melipilla (dirección NS):	79
Figura 60 Sismo de San Fernando (dirección EW).....	80
Figura 61 Sismo de San Fernando (dirección NS):.....	80
Figura 62 Escalamiento de registros sísmicos utilizando el software SeismoMatch	81
Figura 63 Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de Japón Kobe 1995	82
Figura 64 Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de Chile Melipilla.....	82
Figura 65 Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de EE.UU San Fernando.....	83
Figura 66 Creación del caso de carga previo al tiempo historia del tipo peso propio o masa	84
Figura 67 Creación del caso de carga previo al tiempo historia del tipo peso propio o masa	84
Figura 68 Método iterativo utilizado para solucionar las ecuaciones de equilibrio.....	85
Figura 69 Características mecánicas de los materiales de construcción, tanto el concreto y acero de refuerzo	86

Figura 70 Detalle de la exportación utilizando el comando file - export - DXF/DWG file	88
Figura 71 Vista isométrica del edificio multifamiliar Huánuco	88
Figura 72 Producto que se obtuvo después de la exportación	89
Figura 73 Asignación de secciones de concreto armado según la memoria de cálculo.....	90
Figura 74 Asignación de propiedades mecánicas para el concreto y acero de refuerzo según la memoria de cálculo.....	90
Figura 75 Asignación de condiciones de borde o soportes.....	91
Figura 76 Creación del caso de análisis del tipo modal	92
Figura 77 Creación del caso de análisis del tipo modal	92
Figura 78 Formas modales y masas participativas	93
Figura 79 Formas modales y masas participativas	93
Figura 80 Formas modales y masas participativas	94
Figura 81 Sismo de Japón Kobe 1985 (dirección EW)	95
Figura 82 Sismo de Japón Kobe 1985 (dirección NS):	95
Figura 83 Sismo de Chile Melipilla (dirección EW)	96
Figura 84 Sismo de Chile Melipilla (dirección NS):	96
Figura 85 Sismo de San Fernando (dirección EW)	97
Figura 86 Sismo de San Fernando (dirección NS):.....	97
Figura 87 Escalamiento de registros sísmicos utilizando el software SeismoMatch	98
Figura 88 Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de Japón Kobe 1995	99
Figura 89 Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de Chile Melipilla.....	99
Figura 90 Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de EE.UU San Fernando.....	100
Figura 91 Creación del caso de carga previo al tiempo historia del tipo peso propio o masa	100
Figura 92 Creación del caso de carga previo al tiempo historia del tipo peso propio o masa	101
Figura 93 Método iterativo utilizado para solucionar las ecuaciones de equilibrio.....	101

RESUMEN

La verificación estructural representa una manera realista de conocer el desempeño estructural de cualquier tipo de edificación, en la presente tesis el objetivo estuvo propuesto en evaluar la verificación estructural de edificios multifamiliares a través del control de desplazamientos y derivas tal como menciona el artículo 30 de la normativa sismorresistente E.030 — 2018; combinándolo con el software DIANA FEA se pudo conocer los desplazamientos y derivas en cualquier instante de la señal sísmica.

La presente tesis representa una enorme contribución a la ingeniería estructural de nuestro medio al mostrar de manera didáctica y sincronizadamente los pasos para realizar la verificación estructural que esta mencionada en nuestra normativa, pero sin mucho acojo por parte de futuros ingenieros o ingenieros ya graduados.

La población de la presente tesis está representada por la totalidad de edificaciones con sistema estructural de pórticos ya que es el más común en nuestra región de Huánuco. Así mismo, la muestra estuvo conformada por un grupo de 3 edificios multifamiliares. Los resultados de la verificación estructural en la ciudad de Huánuco realizadas durante el año 2023 han demostrado, que a través del promedio de la media geométrica de todas las derivas de entrepiso de cada edificio se pudo conocer el desempeño, calificándolos de desempeño adecuado y desempeño no adecuado. Teniendo una correlación positiva significativa de Pearson, cuyo valor es de 0,876, expresando según el coeficiente dando un resultado positivo. Afirmando que si es que se realiza la verificación estructural de edificios usando la norma E.030 se va minimizar los riesgos sísmicos.

Esta investigación concluye que la verificación estructural de edificios usando la norma E.030 si va a minimizar los riesgos sísmicos en la ciudad de Huánuco, en el cual se debe realizar un reforzamiento estructural en los ejes más débiles de los edificios ya que obtienen desempeños no adecuados así evitar posteriormente pérdidas económicas y de vidas humanas, así mismo el autor recomienda proseguir con la secuencia mostrada en la tesis para

evaluar la verificación estructural en sistemas de muros estructurales, muros de ductilidad limitada, sistemas estructurales de acero y demás.

Palabras clave: Verificación estructural, E.030 Diseño sismorresistente, Desempeño estructural, derivas de entrepiso, desplazamientos relativos de entrepiso.

ABSTRACT

Structural verification represents a realistic way to know the structural performance of any type of building, in this thesis the objective was proposed to evaluate the structural verification of multifamily buildings through the control of displacements and drifts as mentioned in Article 30 of the seismic-resistant standard E.030 - 2018; combining it with the DIANA FEA software it was possible to know the displacements and drifts at any instant of the seismic signal.

This thesis represents an enormous contribution to the structural engineering of our environment by showing in a didactic and synchronized way the steps to perform the structural verification that is mentioned in our regulations, but without much acceptance by future engineers or engineers already graduated.

The population of this thesis is represented by the totality of buildings with a portal frame structural system, since it is the most common in our region of Huánuco. Likewise, the sample consisted of a group of 3 multifamily buildings. The results of the structural verification in the city of Huánuco carried out during the year 2023 have shown, then through the average of the geometric mean of all the interstory drifts of each building it was possible to know the performance, qualifying them as adequate performance and not adequate performance. Having a significant positive Pearson correlation, whose value is 0.876, expressing according to the coefficient giving a positive result. Affirming that if the structural verification of buildings is carried out using the E.030 standard, seismic risks will be minimized.

This research concludes that the structural verification of buildings using the E.030 standard will minimize the seismic risks in the city of Huánuco, in which a structural reinforcement should be performed in the weakest axes of the buildings since they obtain inadequate performances to avoid later economic losses and human lives, likewise the author recommends continuing with the sequence shown in the thesis to evaluate the structural verification in

structural wall systems, walls of limited ductility, steel structural systems and others.

Keywords: Structural verification, E.030 Earthquake-resistant design, Structural performance, mezzanine drifts, relative displacements

INTRODUCCIÓN

El contenido de la presente tesis estuvo basado en el reglamento de grados y títulos de la universidad de Huánuco, la cual propone cinco capítulos y son:

En el capítulo I se describió la realidad problemática desde un enfoque técnico, sugiere la manera en cómo solucionar el problema.

En el capítulo II se mostró la literatura existente sobre la verificación estructural bajo el artículo 30 de la normativa E.030. Así mismo se propusieron diversas hipótesis y variables en función del problema general.

El capítulo III representó a la metodología de la investigación científica como fueron: el alcance, el nivel y el diseño de la investigación también hasta las técnicas e instrumentación.

En el capítulo IV se presenta mediante tablas y figuras la construcción del modelo numérico de cada edificio multifamiliar, luego se muestra la verificación de la participación modal y finalmente la creación del caso de carga tiempo historia en el software DIANA FEA.

Por último, se presenta el Capítulo V, se discuten los resultados con un autor pionero en el tema de verificaciones estructurales.

CAPITULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Nuestro Reglamento Nacional de Edificaciones mediante la norma E.030-2018 Diseño Sismorresistente tiene como concepto de diseño prevenir la pérdida de vidas, garantiza la continuidad de los servicios esenciales y minimiza los daños a la propiedad; para tal fin establece la ejecución de análisis lineales estáticos y dinámicos, para los análisis lineales estáticos se supone que la estructura esta afecta a cargas triangulares en toda la altura de la estructura, mientras que para el análisis lineal dinámico se supone que la estructura esta afecta bajo espectros inelásticos de diseño.

Caso contrario sucede para las edificaciones existentes, por ello la norma E.030-2018 establece un procedimiento con fines de verificación estructural confiable con la finalidad de obtener la salud estructural de cualquier edificación en estudio, esto se logra a través de la ejecución del Análisis Dinámico Tiempo — Historia (Art. 30); en donde se utiliza un modelo matemático estructural que estará afecta a un conjunto de aceleraciones sísmicas reales generando respuestas por desplazamientos y por distorsiones en todos los niveles.

Según la E.030-2018 en el artículo 30.3.2, la salud estructural o verificación estructural va depender de la excedencia de 1.25 veces los valores de las distorsiones máximas obtenidas luego de la excitación dinámica por la aceleración de los conjuntos de registros sísmicos en comparación con los valores de distorsiones máximas indicados en la tabla N°11 de la mencionada normatividad, si excede dicho porcentaje se demostraría un desempeño satisfactorio; sin embargo si no excede el porcentaje mencionado el desempeño no sería satisfactorio.

A nivel regional en Huánuco se presenta anualmente un incremento considerable de edificaciones multifamiliares siendo las más comunes con sistema estructural de pórticos de las cuales algunos edificios si cumplen con

los estipulado en la E.030-2018 Diseño Sismorresistente y otros no, ya que confían en el exceso de confianza de los maestros de obra, esto debido al ahorro y sobre todo a no generar elevado costos, lo cual es un error grave ya que estas edificación no guardan garantía en seguridad que a un futuro ante cualquier movimiento sísmico puede ocasionar fallas, por lo cual en la presente tesis se plantea realizar la verificación estructural de una manera realista y confiable con fines de minimizar los riesgos sísmicos.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿Cómo realizar la verificación estructural de los edificios multifamiliares usando la norma E.030-2018 Diseño sismorresistente para minimizar los riesgos sísmicos - Huánuco - 2023?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

¿Cuál es el modelo matemático de los edificios multifamiliares capaces de ejecutar los análisis bajo aceleraciones sísmicas según la E.030-2018?

¿Cómo seleccionar los conjuntos de registros de aceleraciones sísmicas de magnitud altas cercanas a la falla según la E.030-2018?

¿De qué manera escalar los conjuntos de registros sísmicos al espectro de respuesta según la E.030-2018?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Evaluar la verificación estructural de edificios multifamiliares, usando la norma E.030-2018 Diseño sismorresistente para minimizar los riesgos sísmicos - Huánuco - 2023.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Generar el modelo matemático de edificios multifamiliares capaces de ejecutar los análisis bajo aceleraciones sísmicas según la E.030-2018.

Seleccionar los conjuntos de registros de aceleraciones sísmicas de magnitud altas cercanas a la falla según la E.030-2018.

Escalar los conjuntos de registros sísmicos al espectro de respuesta según la E.030-2018.

1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

Destinada a proponer o tratar nuevos aportes. La utilización de registros sísmicos reales representa el mayor conocimiento en la ingeniería estructural, ya que los empotramientos perfectos de la base de fundación, asumidos en un análisis lineal, son remplazados por las aceleraciones de estos registros sísmicos reales; representando así una respuesta estructural ideal y confiable, entonces al realizar de manera adecuada y en función del artículo 30 de la normatividad E.030-2018 se lograría la generación y propagación de este conocimiento ideal y confiable a nivel local y nacional

La definición de un nuevo aporte tendría lugar en proponer la metodología del artículo 30 del código denominado diseño sismorresistente basado en una edificación local, diseñado en función al código establecido.

1.4.2. JUSTIFICACIÓN SOCIAL

Destinada a la mejora de la calidad de vida de una población. Con la utilización de las diversas metodologías normativas de verificaciones estructurales es posible satisfacer las demandas sociales a nivel de reducción o minimización de la vulnerabilidad sísmica ya que, mediante

estas metodologías normadas es posible conocer los niveles de servicio bajo la cual se encuentran las edificaciones de una población cualquiera y proponer soluciones de reforzamiento estructural si así lo amerita.

Al reducir o minimizar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones se traduce en mayor seguridad estructural lo que conlleva a generar reparaciones estructurales no tan costosas y lo más importante evitar la pérdida de vidas humanas bajo eventos sísmicos.

1.4.3. JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA

Utilizada para, según: Baena (2017), indica que para una investigación en donde se desee conocer la justificación del tipo económica, puede ser justificada si el dinero invertido en ella es posible de recuperar, Tamayo y Tamayo (1999); menciona que los resultados obtenidos con la investigación generarían alguna ganancia para una empresa.

Desde lo reportados por Baena (2017) y Tamayo y Tamayo (1999); se concluye que la presente investigación se justifica económicamente en que cualquier empresa que dedique algún esfuerzo en realizar alguna verificación estructural en base a alguna normativa reduciría exponencialmente las pérdidas económicas ante sismos severos.

1.4.4. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

Según diversos autores, la reducción o recorte de brechas buscan ser minimizadas bajo la justificación teórica de la investigación; como es sabido la normativa E.030-2018 Diseño Sismorresistente no solo sirve para el diseño confiable en donde se esperan daños reparables, también deberá ser usado e implementado para la realización de verificaciones estructural de manera confiable.

Existen buenas investigaciones a nivel de pregrado sobre el diseño estructural bajo solicitaciones estáticas y solicitaciones dinámicas pero muy pocas investigaciones o publicaciones relacionadas al desempeño estructural utilizando nuestra normatividad (tal como se muestra en el

capítulo 2.1 antecedentes de la investigación); esto seguramente por la dificultad del tratamiento de registros sísmicos y sobre todo la poca o nula información al respecto; de ello se desprende la reducción parcial de brechas que la presente investigación busca fomentar.

1.4.5. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

Algunos autores establecen o definen a esta justificación como la que busca un nuevo método o una estrategia nueva a efectos de generar conocimientos confiables y fiables.

La utilización de registros sísmicos reales representa el mayor conocimiento en la ingeniería estructural, ya que los empotramientos perfectos de la base de fundación en un análisis lineal son remplazados por las aceleraciones de estos registros sísmicos reales; representando así una respuesta estructural ideal y confiable, entonces al realizar de manera adecuada y en función del artículo 30 de la normatividad E.030- 2018 se lograría la generación y propagación de este conocimiento ideal y confiable a nivel local y nacional.

1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

Ávila (2001) indica que: una limitación consiste en que se deja de estudiar un aspecto del problema por alguna razón en específico, esto quiere decir que toda la limitación debe ser justificada por una buena razón. Entre las principales limitaciones que se estiman son:

Falta de datos disponibles. Este apartado hace referencia a la falta de datos disponibles referidos a la falta de investigaciones basadas en la verificación estructural utilizando las disposiciones de nuestra normatividad.

Tamaño de la muestra. En nuestro medio local y nacional existe demasiada diversidad de edificaciones que estarían adecuadas para la realización de la verificación estructural, desde sistemas resistente de pórticos hasta sistemas de muros estructurales con configuraciones estructurales distintas.

Limitaciones de tiempo. El esfuerzo computacional al ejecutar un análisis considerando aceleraciones sísmicas reales es mucho mayor que al ejecutar un análisis estático simple o análisis dinámico, es por ello que solamente se utilizan tres edificios del total de la población.

1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN

Sampieri (2014) denomina a la viabilidad de la investigación como; la que responde de manera realista a las preguntas siguientes: ¿es posible llevar a cabo la investigación? y ¿cuánto tiempo nos tomará?

La primera es respondida de manera categórica ya que se disponen de los conocimientos teóricos sobre la verificación estructural, además se conoce sobre el tratamiento de los registros sísmicos.

La segunda pregunta referida al tiempo de ejecución se determina mediante el Cronograma de actividades; en donde se determinó un total de 04 meses (120 días calendario) como máximo, siendo un plazo establecido en concordancia con la correcta ejecución de la presente investigación y la normativa de la universidad de Huánuco.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Proaño (2023) con su investigación denominada *Verificación estructural de los diseños de la nave industrial para el mercado plaza Bicentenario Machala*, Cuenca, Ecuador se propuso como objetivo evaluar si los diseños estructurales cumplen estados límites de servicio y un análisis de resistencia para verificar los criterios de desempeño y realizar un rediseño si es necesario de los estudios de reforzamiento de diseño de la estructura del proyecto Mercado Plaza Bicentenario que se encuentra ubicado en el cantón Machala provincia de El Oro, determinando que la mencionada nave industrial no cumple con los criterios y exigencias de la norma ecuatoriana de la construcción NEC, producto de los desplazamientos y derivas mayores a las máximas permitidas para este tipo de estructuras.

Maharjan (2018) en su trabajo de tesis final denominada *Structural Analysis o fan office building with Robot Structural Analysis and manual calculation*, Finlandia, el propósito de esta tesis fue realizar un análisis estructural de elementos estructurales de un edificio de concreto de varios pisos con análisis estructural de Autodesk Robot y cálculo manual tradicional con el objetivo de comparar ambos métodos, obteniendo como resultados que para una carga dada aplicada sobre la estructura, las combinaciones de carga mediante cálculos manuales tradicionales son casi imposibles de ejecutar debido a las muchas combinaciones posibles, lo que genera dificultades para determinar la carga crítica.

López (2017) mediante su tesis denominada *Verificación estructural de edificación existente sometida a solicitaciones de tsunami*, Valparaíso, Chile, tuvo como objetivo verificando el cumplimiento de los requerimientos y recomendaciones incluidos de la

normativa vigente para edificios sometidos a cargas sísmicas según la NCh433 of.1996 mod.2009 y lo descrito en el decreto supremo D.S. N°61 - que en conjunto fijan el diseño sísmico de edificios, Para ello, realizó un análisis no lineal, mediante un análisis estático Pushover, con la finalidad de estimar la curva de capacidad en sus dos ejes principales y compararla con la demanda sísmica de la NCh433 para estimar el estado de la estructura, finalmente determinando que el edificio que es capaz de permanecer dentro del rango de desempeño de ocupación inmediata posterior a la demanda sísmica, y tiene la capacidad suficiente para soportar las solicitaciones provocadas por el tsunami.

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES

Rivera et al. (2020) realizaron la tesis denominada *Procedimiento para una evaluación estructural en una vivienda de concreto armado*, los autores plantearon el objetivo conciso de encontrar alternativas que permitan realizar una evaluación estructural en una vivienda de concreto armado con la finalidad de posteriormente poder ejecutar la reparación o reforzamiento para este tipo de vivienda, para ellos realizaron la comparación de distintos métodos de evaluación estructural desde diversas normatividades, los autores concluyen que deberán analizarse los datos recabados y resumirse en un informe que ha de incluir la comprobación de la resistencia estructural, la viabilidad del proyecto, el listado de problemas estructurales y el análisis de la aplicación del método de evaluación estructural propuesto.

Marín (2019) realizó una tesis denominada *Influencia de la interacción suelo-estructura en el desempeño estructural de puentes continuos de concreto armado sometidos a la acción de cargas sísmicas en suelos arenosos*, planteándose como objetivo general de demostrar la importancia e influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica de puentes continuos de concreto armado debido a la acción de fuerzas laterales sísmicas sobre suelos arenosos semi densos, concluyendo que la flexibilidad de la base de fundación influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo de la

estructura del puente, tales como desplazamiento lateral, fuerza axial máxima, fuerza cortante máxima y momento flector.

Lovon (2017) ejecutó la tesis denominada *Análisis comparativo de un hospital con sistema de aislamiento sísmico versus base fija convencional en base a las consideraciones de Perú*, proponiendo como objetivo principal realizar un análisis comparativo del comportamiento estructural de un hospital, considerando el sistema con aislamiento sísmico y su análogo de base fija convencional, concluyendo que la diferencia más relevante de la comparación de la estructura considerando el sistema de aislamiento con el sistema convencional es la reducción considerable de los esfuerzos a nivel de cortante de diseño, cortante de piso, deriva de entrepiso y desplazamientos de entrepiso, permitiendo reducir los esfuerzos en los elementos estructurales y así obtener una estructura con mejor desempeño a un costo similar.

Paredes (2016) desarrolló una investigación denominada *Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal Pushover*, proponiendo como principal objetivo realizar el diseño por desempeño de un edificio destinado a vivienda en Lima verificando que ante un sismo moderado y severo cumpla con lo indicado en la Norma Sismorresistente E.030-2018. Dentro de la metodología propuesta, el autor indica que la norma FEMA se ha aplicado completamente para todo el diseño por desempeño, solo modificando el espectro de respuesta, finalmente, en la sección de resultados Finalmente, se concluye que el desempeño sismorresistente de un edificio en la ciudad de Lima cumple con los objetivos de la Norma Peruana Sismorresistente E-030.

2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES

Rizabal (2018) realizó la tesis denominada *Análisis sismorresistente comparativo entre las normas E.030-2018 - 2016 y su predecesora aplicado en el proyecto de Hospital Hermilio Valdizán en*

Huánuco, tuvo como objetivo realizar el análisis estructural de los edificios representativos del proyecto de hospital Hermilio Valdizán concluyendo que el periodo de la estructura es inherente al espectro utilizado sea para la norma E.030-2018 del 2003 o la del 2016 por lo tanto para el Sector A, el valor del periodo es de 0.366267 y para el sector B el valor del periodo es de 0.367709.

Cotrina et al. (2016) ejecutaron la tesis denominada *Evaluación estructural de las torres de telecomunicación, Huánuco – Huánuco 2016*, estos autores establecieron como el objetivo dar a conocer el proceso de evaluación estructural de las torres de telecomunicación mediante el software Ms Tower V06.02.002 bajo la norma ANSI TIA 222G, así mismo los autores concluyen que El diseño de sismo no es determinante para la evaluación de las torres de telecomunicación, según la tesis: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA TORRE DE TELECOMUNICACION AUTOSOPORTADA CUADRANGULAR DE 120M-YURIMAGUAS 2014, presentada por la Bach. Miriam Estefa Sarmiento Ponciano. Ratificamos que el sismo no es relevante para este tipo de estructura, debido a la disminución gradual de masas por cada panel.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. SISTEMAS SOMETIDOS A LOS EFECTOS DE UN SISMO

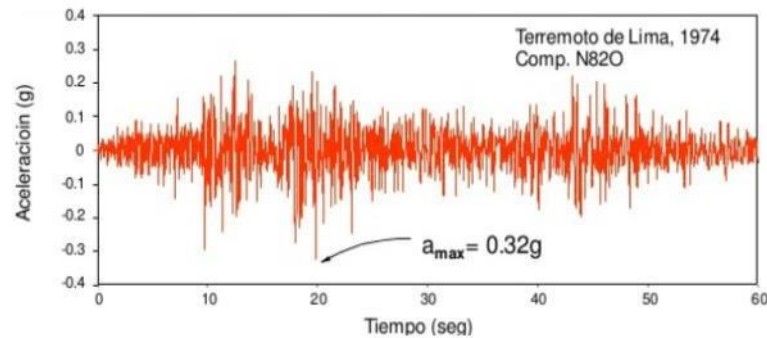
La respuesta del sistema puede determinarse mediante ecuaciones que involucran las propiedades del sistema (masa, rigidez y amortiguación); entonces solo necesitas saber $\ddot{u}_g(t)$ (Quispe et al 2020). Las aceleraciones causadas por terremotos no muestran un comportamiento constante y predecible (movimiento armónico), por lo que las lecturas de aceleración deben tomarse en un período de tiempo muy corto. (Quispe et al 2020). Basado en esto.

Los acelerómetros son instrumentos desarrollados en la década de 1930 que registran la aceleración que se produce en la corteza terrestre durante los eventos sísmicos. (Quispe et al 2020). Cabe señalar que los

registros de aceleración logran una mayor precisión que los registros de desplazamiento porque la integración numérica es más precisa que la derivación. (Villaverde, 2009). A continuación, la Figura N° 1 presenta el acelerograma del sismo de Lima-Callo en 1974, este registro corresponde a la componente Norte-Sur del sismo.

Figura 1

Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú

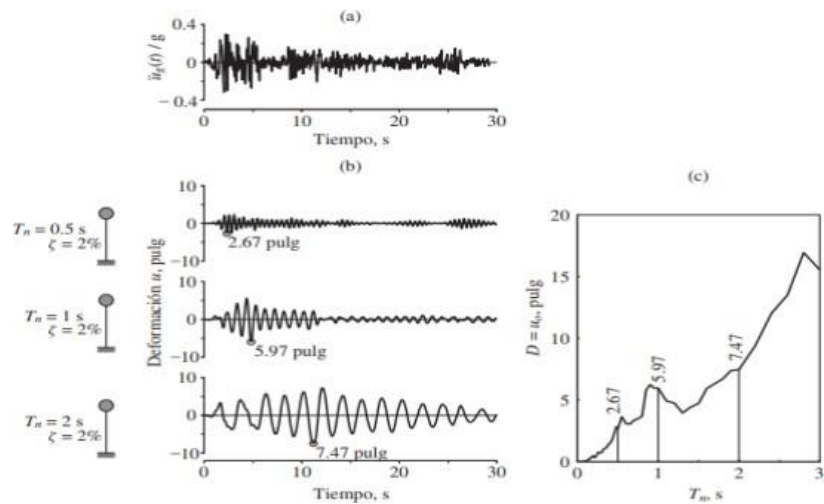


Nota: El acelerograma representa la comparación de aceleraciones en función del tiempo, para el sismo de Lima 1974.

A partir de los registros numéricos, generalmente usados a 0.005, 0.010 segundos, se genera una discretización del movimiento dinámico del tipo sísmico y así determinar la solución total del sistema en base a la aplicación métodos numéricos (Método de Newmark). La Figura N° 2 Se muestra el comportamiento elástico de diferentes osciladores 1DOF con coeficiente de amortiguamiento constante y diferentes períodos de vibración para señales sísmicas (Chopra, 2014).

Figura 2

Comportamiento elástico de osciladores sísmicos.



Nota: El comportamiento elástico de diversos osciladores están en función del periodo natural de vibración.

La respuesta de vibración del sistema a fuerzas de excitación externas depende de su período natural de vibración, relación de amortiguación y propiedades del suelo. Las estructuras de corto tiempo tienden a vibrar simultáneamente debido a su alta rigidez en comparación a una estructura de largo periodo (Chopra, 2014).

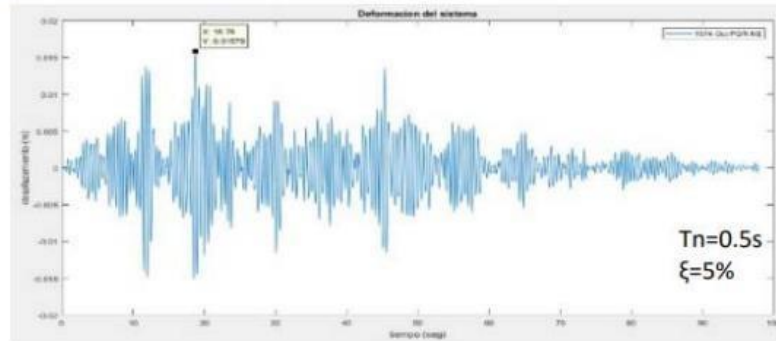
Como se determina en la figura 1, el máximo desplazamiento de cada oscilador de 1 grado de libertad (1GDL) pertenece a un punto en el espectro de deformación de la figura 1(c). Así se elaboran los espectros de respuesta, utilizados para el posterior diseño estructural (Chopra, 2014).

La figura N° 2 representara a una estructura como un oscilador de 1GDL bajo diversos periodos. Un periodo de vibración bajo (cerca de cero) conlleva a diversos números de ondas en comparación a los osciladores que tiene mayores periodos de vibrar o moverse. Existen diversos espectros como el de desplazamiento y velocidad, que son usados por los ingenieros estructurales para el cálculo y computación de estructuras. El espectro de pseudo-velocidad está relacionado al mayor valor de energía de deformación del edificio, por su lado el espectro de pseudoaceleración está relacionado principalmente al cortante basal del sistema bajo acciones dinámicas como el sismo (Quispe et al 2020).

Por eso los espectros de aceleración y velocidad son tan útiles, se utilizan en el diseño de estructuras porque proporcionan información valiosa sobre la estructura (Quispe et al 2020).

Figura 3

Respuesta a deformación de 1GLD

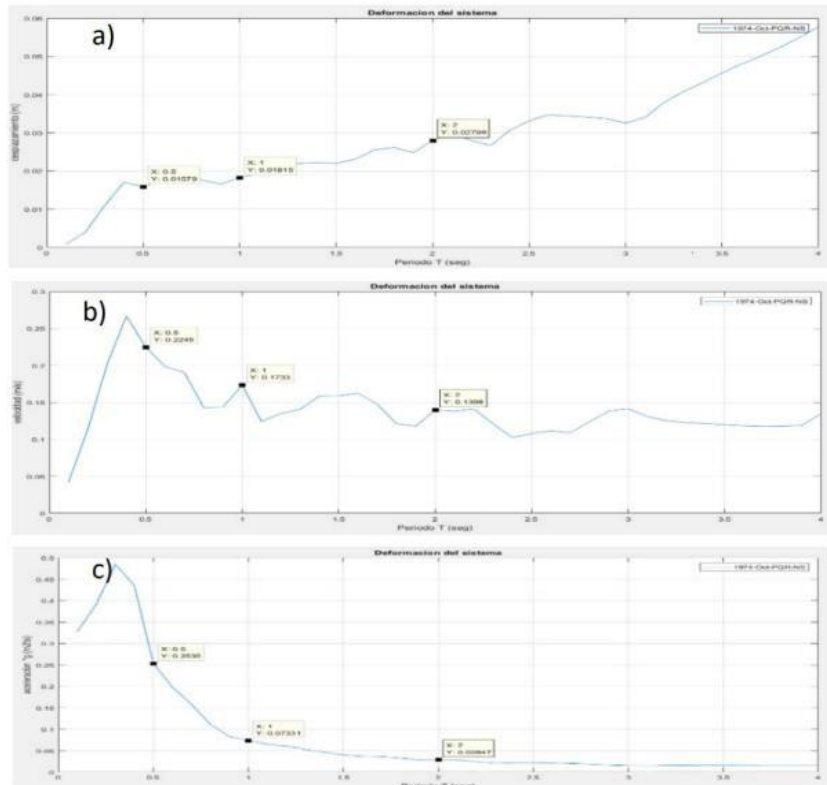


Nota: Espectro de desplazamiento para un oscilador de 0.5 segundos de periodo fundamental de vibración y 5% de amortiguamiento.

La combinación de métodos numéricos y señales sísmicas previamente relatada, y con la figura N°03 presenta los valores máximos de varios osciladores de 1GDL, generando así la formación de espectros de desplazamiento, pseudo-velocidad y pseudo-aceleración. Los mismos que nos traducen los esfuerzos de diseño.

Figura 4

Espectros de respuesta para la aceleración sísmica de El Callao (1974). a) Espectro de desplazamiento, b) espectro de velocidad, c) espectro de aceleración.



Nota: El espectro con mayor utilización en la ingeniería estructural es la que muestra las aceleraciones.

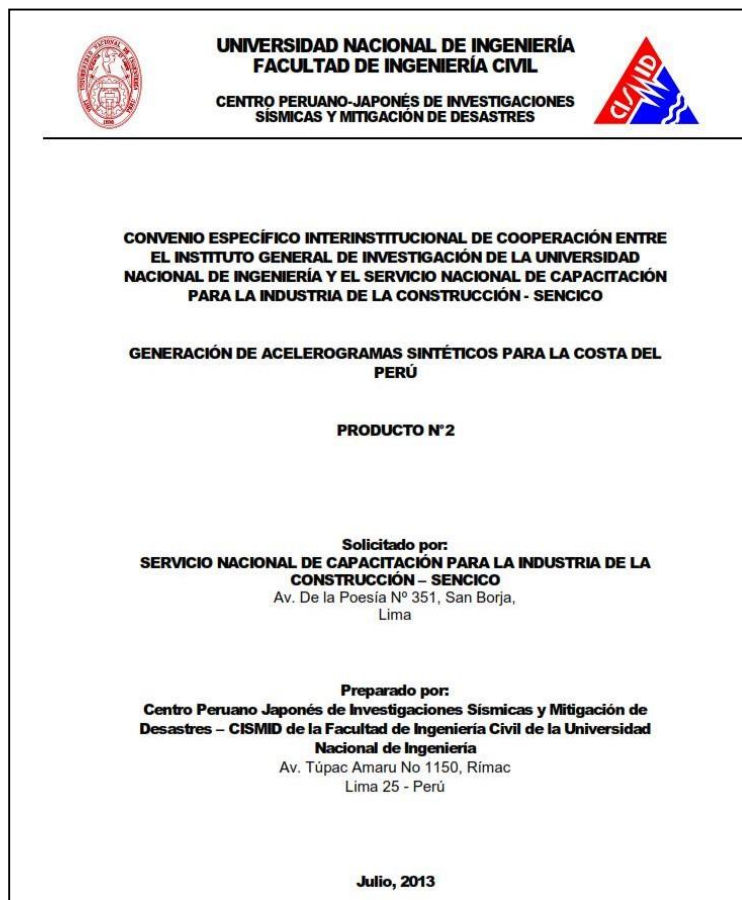
2.2.2. CONVENIO ESPECÍFICO INTERINSTITUCIONAL

Cooperación entre el instituto general de investigación de la Universidad nacional de ingeniería y el servicio nacional de capacitación para la industria de la construcción - SENCICO.

La universidad nacional de Ingeniería (UNI) y Servicio Nacional de capacitación para la industria de la construcción (SENCICO) realizaron el informe denominado GENERACION DE ACELEROGRAMAS SINTETICOS PARA LA COSTA DEL PERU, tal como se muestra en la figura N°05:

Figura 5

Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú



Nota: El mencionado informe presenta 21 pares de registros sísmicos que pueden ser utilizados por cualquier investigador.

El objetivo de este estudio es generar al menos 21 acelerogramas sintéticos basados en registros de diferentes grandes terremotos que han ocurrido en diferentes tipos de suelo alrededor del mundo para crear una base de datos de registros de terremotos en el formato especificado por CISMID (Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú, 2013).

Para lograr estos objetivos se desarrolló el siguiente plan de trabajo: Describir la metodología utilizada para generar acelerogramas sintéticos para los tres tipos de suelo cubiertos por la Norma de Diseño Sísmico E030.

2.2.3. CORRECCIONES SOBRE LOS ACELEROGRAMAS

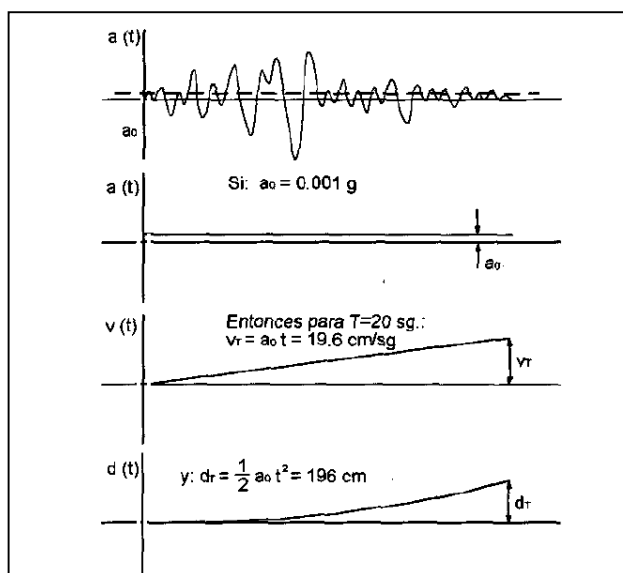
2.2.3.1. CORRECCIÓN DE LA LÍNEA BASE

Puede suceder que los valores del acelerograma se desplacen con respecto a la línea de aceleración cero. Este error es probable que suceda porque el acelerómetro no está colocado exactamente horizontal o porque el sistema de registro hace que los datos se desvíen con respecto a la línea de base. (Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú, 2013).

Aunque este error es insignificante en la aceleración, puede ser muy importante cuando las velocidades y los desplazamientos se computan por integración numérica porque la región entre la curva de aceleración y la línea base se tiene en cuenta y se acumula, como se muestra en la Fig. 6 (Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú, 2013).

Figura 6

Error de ceros o línea base del acelerograma



Nota: Ningún análisis basado en registros sísmicos debe presentar el error de línea base.

2.2.3.2. CORRECCIÓN POR FILTRADO DE SEÑALES

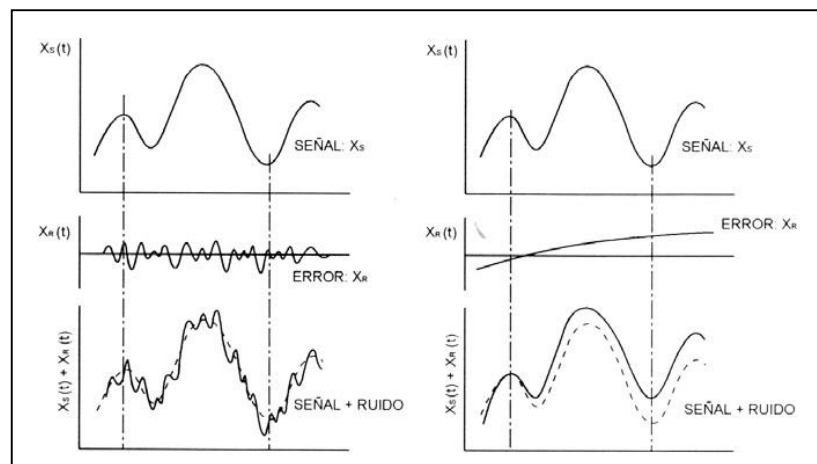
Cuando se corrige el acelerograma en la línea base, se debe tener en cuenta el efecto del ruido en la señal. Este ruido puede ser causado por fenómenos naturales y procesamiento de datos. Por lo tanto, podemos pensar en un acelerograma como la suma de la señal sísmica y el ruido. (Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú, 2013).

$$a(t) = s(t) + r(t)$$

siendo $a(t)$ el acelerograma sin corregir, $s(t)$ la señal sísmica y $r(t)$ el ruido. (Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú, 2013).

Figura 7

Corrección por filtrado de señales sísmicas



Nota: La reducción del ruido dentro de los registros sísmicos representa un parámetro de mejora antes de realizar análisis por registros sísmicos.

2.2.3.3. REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS

Para este procedimiento, consideramos el uso de acelerogramas registrados durante distintos grandes terremotos recientes que ocurrió en diferentes países como son: El terremoto de Valparaiso, Chile de 1985; el terremoto de Kobe, Japón de 1995; el terremoto de Atico, Perú del 2001; el terremoto de Geiyo, Japón del 2001; los terremotos de Sanriku Minami y Tokachi-Oki, Japón

del 2003; el terremoto de Tarapacá, Chile del 2005; el terremoto de Pisco, Perú del 2007 y el Terremoto de Maule, Chile del 2010 (Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú, 2013).

Los mecanismos focales de la mayoría de estos eventos son del tipo interfase e intraplaca, y también se considera que los terremotos con mecanismos de la corteza terrestre (terremotos de Kobe) incluyen los efectos de dichos mecanismos en la base de datos, aunque no se utilizan con frecuencia, en algunos casos especiales. es necesario (Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú, 2013).

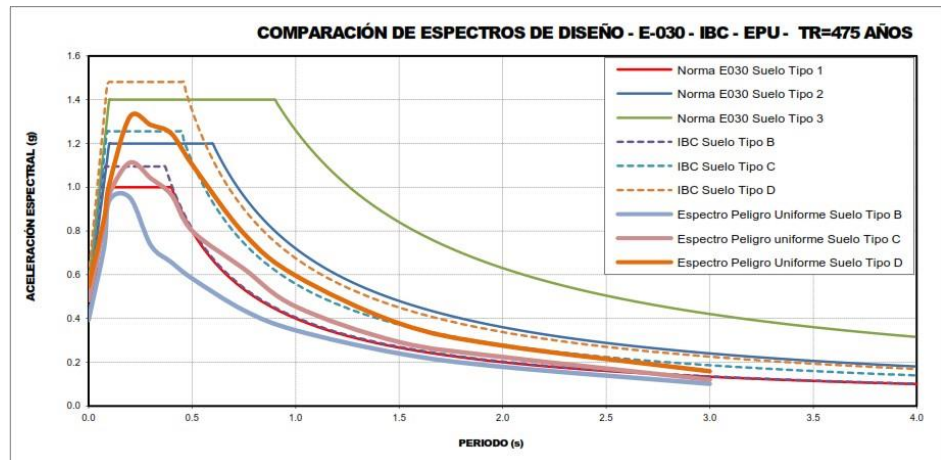
2.2.3.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una vez definidos los acelerogramas utilizados en el análisis, se ajustan espectralmente para que coincidan con el espectro objetivo. De esta manera, los acelerogramas obtenidos como resultado de la corrección espectral reflejan con mayor precisión las características del área de estudio, ya que contienen un espectro de respuesta compatible con el espectro calculado en el análisis de peligrosidad sísmica, cambiando el contenido de amplitud y frecuencia de los datos registrados. terremotos iniciales. Las grabaciones seleccionadas fueron sometidas al proceso de ajuste espectral apropiado para el espectro objetivo con un factor de atenuación del 5%. (Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú, 2013).

El acelerograma ajustado al espectro de suelo estándar E030, clase 1 tiene una amplitud espectral menor de menos de 0,4 s que el registro sintético generado para el suelo estándar IBC clase B, como se muestra en la Figura 4, que compara estos espectros (Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú, 2013).

Figura 8

Comparación de espectros de diseño



Nota: Con los registros ya corregidos se debe realizar el ajuste espectral, así definimos que el sismo usado se adecua a la zona de estudio.

Finalmente, mediante la figura 5 se muestra los 21 pares de registros sísmicos disponibles en la literatura y que podrían ser usados para cualquier verificación estructural:

Figura 9

Aceleraciones sísmicas propuestas por la E.030-2018

1985_Chile_Valparaiso	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
1995_Japon_Kobe	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
2001_Arequipa_Moquegua	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
2001_Geiko_Hiroshima	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
2003_Sanriku_Miyagi	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
2003_Tokachi_Saporo	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
2005_Tarapaca_Cuya	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
2005_Tarapaca_Pica	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
2007_Pisco_DHN	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
2007_Pisco_JCA2	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
2007_Pisco_PCN	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
2010_Maule_Concep_CCSP	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
2010_Maule_Concep_CONC	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
2010_Maule_Constitucion	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
2010_Maule_Curico	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
2010_Maule_Melipilla	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
Simulation_CMD_5_1	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
Simulation_DHN_5_1	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
Simulation_EMO_5_1	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
Simulation_PQR_5_1	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos
Simulation_VSV_5_1	12/06/2023 16:44	Carpeta de archivos

Nota: Los registros sísmicos proporcionados por SENCICO son sismos nacionales y extranjeros de gran intensidad.

2.2.3.5. RECORTE DE REGISTRO SEGÚN LA INTENSIDAD DE ARIAS

Con las aceleraciones sísmicas filtradas y corregidas por los anteriores métodos, se debe llevar a cabo el recorte de todos los pares de registro obteniendo la duración significativa con el empleo de la Intensidad de Arias (Aguirre et al. 2020).

Esta definición de duración significativa está referida a la relación entre la máxima energía del evento sísmico y el tiempo transcurrido en la que se obtiene dicha energía, para determinar (Aguirre et al. 2020):

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a^2(t) dt$$

La integral que se muestra se llama intensidad de área, de la cual se puede obtener la intensidad acumulada expresada como porcentaje mediante la siguiente ecuación (Aguirre et al. 2020):

$$I_{acumulada}(\%) = \frac{1}{I_A} \sum_{i=1}^n \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_i} a^2(t) dt$$

Del cual, $a(t)$ representa a la aceleración según los registros y g el valor de la gravedad (Aguirre et al. 2020).

Tal como define Carreño et al. (1999), la duración significativa se encuentra en el intervalo de tiempo donde la intensidad acumulada haya alcanzado el 5% hasta el 95% (Aguirre et al. 2020).

Figura 10

Valores de intensidad de Arias para el registro sísmico de Lima 1966

Time	Acceleration	Arias Intensity	Arias Intensity[%]	Energy Flux	Time	Acceleration	Arias Intensity	Arias Intensity[%]	Energy Flux
17.540	-0.019	0.028	4.479	11.332	36.680	-0.022	0.599	94.877	167.841
17.560	-0.020	0.028	4.499	11.363	36.700	-0.013	0.600	94.885	168.063
17.580	-0.021	0.029	4.520	11.418	36.720	-0.009	0.600	94.889	168.258
17.600	-0.028	0.029	4.559	11.508	36.740	-0.004	0.600	94.890	168.437
17.620	-0.024	0.029	4.587	11.648	36.760	0.006	0.600	94.892	168.618
17.640	0.010	0.029	4.592	11.802	36.780	-0.005	0.600	94.893	168.801
17.660	0.037	0.029	4.658	11.909	36.800	-0.021	0.600	94.914	168.954
17.680	0.036	0.030	4.722	11.960	36.820	-0.026	0.600	94.947	169.060
17.700	0.050	0.031	4.844	11.971	36.840	-0.030	0.600	94.991	169.122
17.720	0.057	0.032	5.002	11.973	36.860	-0.020	0.600	95.011	169.154
17.740	0.030	0.032	5.046	11.999	36.880	0.001	0.600	95.011	169.177
17.760	0.004	0.032	5.047	12.043	36.900	0.007	0.600	95.013	169.204
17.780	0.002	0.032	5.047	12.091	36.920	-0.001	0.600	95.013	169.234
17.800	0.035	0.032	5.107	12.163	36.940	-0.004	0.600	95.014	169.261
17.820	0.039	0.033	5.181	12.301	36.960	-0.004	0.600	95.015	169.285
17.840	0.008	0.033	5.184	12.492	36.980	-0.008	0.600	95.018	169.304
17.860	-0.018	0.033	5.200	12.672	37.000	-0.009	0.600	95.022	169.317

Nota: La utilización entre el 5% y 95% del registro sísmico se realiza para acortar el tiempo de ejecución de análisis.

2.2.4. TRATAMIENTO DE RESULTADOS

La norma Diseño Sismorresistente E.030-2018, indica textualmente:

Cuando se utilizan al menos siete conjuntos de registros de movimiento del suelo, las fuerzas de diseño, las deformaciones de los miembros y las deformaciones en sándwich se evalúan con base en el promedio de los resultados máximos correspondientes de los diversos análisis. (Diseño sismorresistente E.030-2018,).

Las derivas máximas de entrepiso no exceden del 125% veces los dígitos mostrados en la Tabla N°11 (Diseño sismorresistente E.030-2018).

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, de conformidad al artículo 31, no supera la relación entre la altura de entrepiso (deriva) que se indica en la siguiente figura N°7, referida a la tabla N°11 de la norma diseño sismorresistente E.030-2018.

Figura 11

Límites para la distorsión del entrepiso

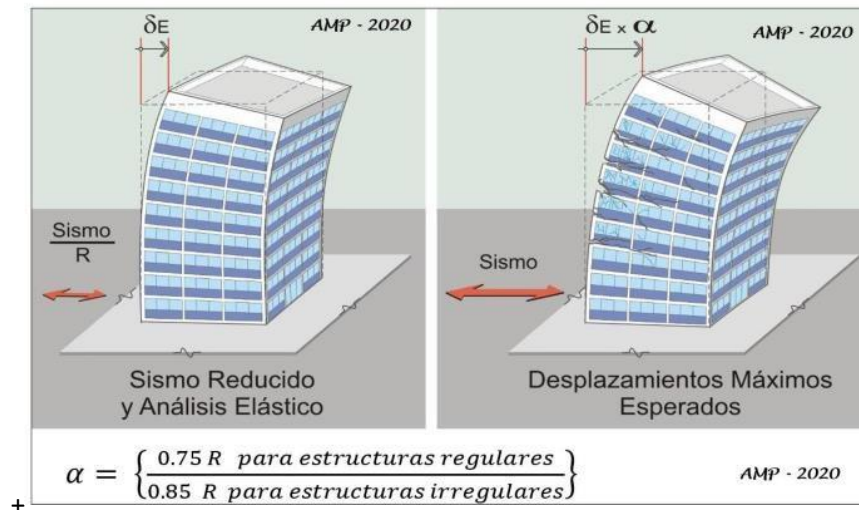
Tabla N° 11	
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Según la E.030-2018 este valor no debe ser excedido, de lo contrario se incurre en una respuesta estructural no adecuada.

Según la E.030-2018 los desplazamientos laterales por sollicitaciones sísmicas son computadas multiplicando los resultados generados a partir del análisis lineal con eventos reducidos, por 0.75R para estructuras regulares y por 0.85R para estructuras irregulares. Estos desplazamientos magnificados se definen como los desplazamientos laterales que sufriría un edificio en un sismo severo, en el cual deberá presentar un comportamiento inelástico (Muñoz, 2020).

Figura 12

Estimación de los desplazamientos laterales máximos



Nota: El factor de reducción sísmica indica que el edificio solo es capaz de soportar cierto nivel de demanda sísmica.

En un evento sísmico fuerte, dos estructuras de un GDL de similar amortiguamiento y periodo, una elástica ideal y otra inelástica, presentarían deformaciones parecidas si su periodo es medio o largo (suposición de similar desplazamiento); en cambio, sin embargo, si la estructura contiene periodos cortos, la estructura inelástica alcanzara mayor desplazamiento que la estructura elástica (Muñoz, 2020).

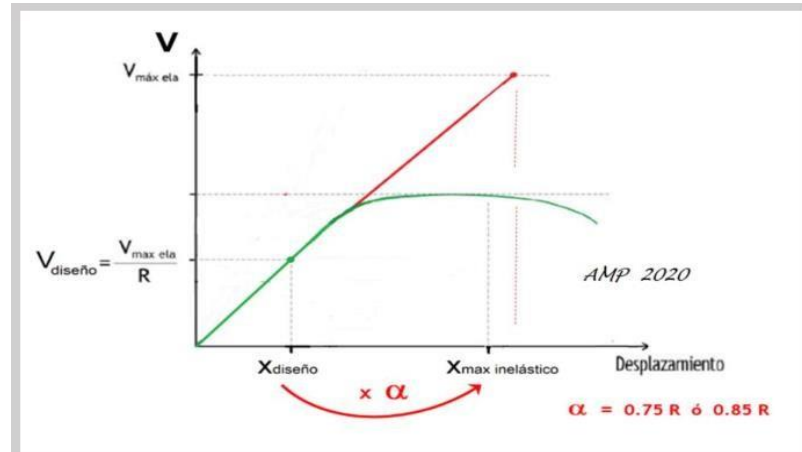
Esta norma utiliza el supuesto de desplazamientos similares para estimar el desplazamiento máximo que alcanzará la estructura durante el terremoto de diseño, pero esta simplificación puede no ser apropiada para períodos de tiempo muy cortos (Muñoz, 2020).

La Figura 9 representa la ratio entre la fuerza cortante basal de una estructura y el desplazamiento lateral del piso superior. La fuerza cortante de diseño que establece la norma, para cada edificio en particular, V diseño, se define como la resistencia lateral que la estructura debe poseer; (Muñoz, 2020).

Para la fuerza de diseño, le corresponde el desplazamiento lateral X de diseño, lo cual se presenta bajo un comportamiento netamente lineal y elástico (Muñoz, 2020).

Figura 13

Desplazamientos laterales inelásticos



Nota: Al multiplicar por el valor alfa asumimos que la estructura incursiona en el rango inelástico.

Un inicio regular del régimen inelástico generalmente corresponde a un desplazamiento lateral significativamente mayor que el desplazamiento de diseño, que se puede estimar en 2 veces el desplazamiento de diseño. ($2 * X_{diseño}$) (Muñoz, 2020).

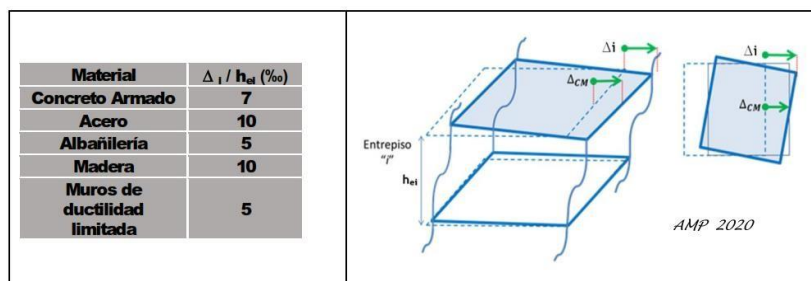
En eventos sísmicos severos la estructura supera el límite elástico y alcanza un desplazamiento lateral que se puede estimar por el producto $\alpha * X_{diseño}$, donde α debe interpretarse como el factor que permite pasar de un punto intermedio del régimen elástico ($X_{diseño}$), al desplazamiento máximo esperado, que se encuentra en régimen inelástico (Muñoz, 2020).

La norma E.030-2018 establece límites para el desplazamiento lateral según el tipo de estructura por medio de la distorsión o deriva de entrepiso (cociente entre el desplazamiento máximo de entrepiso y la altura de entrepiso); por ejemplo, para edificios de concreto armado el límite para la deriva es de 0.7% y para edificios de albañilería 0.5%. La figura N°10 muestra el límite de deriva para otros sistemas estructurales.

Dadas las características de las naves industriales, estos límites no son aplicables a estas edificaciones (Muñoz, 2020).

Figura 14

Límites para los desplazamientos de entrepiso.



Nota: Verificar este límite de desplazamiento justo en la zona de centro de masas, siempre y cuando fuera posible.

Durante décadas, la ingeniería sísmica ha reconocido una correlación directa entre el daño estructural y los desplazamientos laterales que experimenta una estructura durante terremotos severos. Esta idea es tan clara que casi todas las métricas propuestas para medir los daños incluyen el desplazamiento lateral (Muñoz, 2020).

Una forma sencilla de reducir el daño sísmico severo es limitar los desplazamientos laterales a valores en los que la propia estructura pueda desarrollar intrusiones inelásticas de acuerdo con sus sistemas estructurales sin riesgo de colapso o daño excesivo. Al controlar el movimiento entre plantas, también se protegen los componentes no estructurales sensibles al movimiento, como mamparas, ventanas o mamparas (Muñoz, 2020).

2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES

Cortante basal: Fuerza cortante que actúa en la base de la estructura (E.030-2018).

Deriva de entrepiso: Desplazamientos laterales del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) (E.030-2018).

Fuerzas internas: Representan datos necesarios para el diseño estructural y se definen como esfuerzos producidos interiormente para

estructuras, como pueden ser esfuerzo axiales, cortantes y momentos flectores. (E.060, 2009).

Grados de libertad (GL): Capacidad de desplazamiento o rotación asumido para cierto sistema estructural con fines de diseño. (Chopra, 2014).

Modelo estructural: Es la simbolización matemática de un sistema estructural utilizado para el cálculo de fuerzas internas utilizando las propiedades y características de la resistencia de materiales. (Chopra, 2014).

Periodo fundamental de vibración: Forma de movimiento para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico (E.030-2018).

Registros sísmicos: Consiste en un par de componentes de aceleración horizontal del terreno (E.030-2018).

Sismo: Definida por un movimiento dinámico producto de la colisión de las placas y su posterior disipación de energía. (Chopra, 2014).

Sismo de diseño: Sismo con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, periodo de retorno de 475 años. (E.030-2018).

Sismo máximo: Sismo con 2% de probabilidad de excedencia en 50 años, periodo de retorno de 2475 años.

Amortiguamiento: Es la capacidad que tiene un sistema para disipar energía, pues es la fuerza que se opone al movimiento y proporcionalmente asu velocidad (Chopra, 2014).

Sistema de un solo grado de libertad: Se compone de una masa m concentrada en el nivel del techo, un marco sin masa que proporciona rigidez al sistema, y un amortiguador viscoso que disipa la energía del sistema. (Chopra, 2014).

2.4. HIPÓTESIS

2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL

Ho: La verificación estructural de edificios multifamiliares usando la norma E.030-2018 Diseño Sismorresistente minimiza los riesgos sísmicos – Huánuco – 2023.

2.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

Ho1: Es posible generar el modelo matemático de edificios multifamiliares capaz de ejecutar los análisis bajos aceleraciones sísmicas según la E.030-2018.

Ho2: Es adecuado la selección de conjuntos de registros de aceleraciones sísmicas de magnitudes altas cercanas a la falla según la E.030-2018.

Ho3: Se puede escalar los conjuntos de registros sísmicos al espectro de respuesta según la E.030-2018.

2.5. VARIABLES

2.5.1. VARIABLE DEPENDIENTE

Verificación estructural de edificios multifamiliares - minimizar riesgos sísmicos.

2.5.2. VARIABLE INDEPENDIENTE

Norma E.030-2018 Diseño Sismorresistente (Artículo 30).

2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla 1

Operacionalización de Variables

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍNDICE	MEDICIÓN
Verificación estructural de los edificios multifamiliares (minimización del riesgo sísmico).	Evaluación de la salud estructural en base a los desplazamientos máximos relativos y a las derivas de entrepiso generadas a partir de análisis bajo aceleraciones del terreno.	Desplazamientos máximos relativos.	Desplazamientos en la zona del centro de rigideces para todos los niveles	Deformación	- Deformación (ϵ): m, cm, mm, inch, etc.
		Derivas de entrepiso	Deriva para cada nivel, en especial la del último nivel	Distorsión	- Distorsión (Δ): m/h, cm/h, mm/h.
Aplicación de la Norma E.030-2018 Diseño Sismorresistente (Artículo 30).	Procedimiento complementario a los análisis estáticos y dinámicos, este análisis determina la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno mediante la integración directa de las ecuaciones de equilibrio (E.030-2018).	Artículo 30 del Reglamento E.030-2018.	Escalamiento de registros sísmicos	Ajuste espectral al espectro de diseño.	Aceleración S(a): $m.s^2$ Periodo (T): sg.
			Evaluación de distorsiones	Porcentaje límite de excedencia a lo normado	$125\% \Delta_{max}$ m/h, cm/h, mm/h.

CAPITULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. ENFOQUE

La presente investigación posee un enfoque del tipo cuantitativo, por lo mencionado por Wichtendahl, ya que se partió de una idea específica (la verificación estructural en base a nuestra propia normatividad), de la cual se derivaron los objetivos, posteriormente se revisa la literatura (normativa E.030-2018 diseño sismorresistente), la hipótesis estuvo basada en las preguntas de investigación que a su vez fueron obtenidas a partir de la idea de investigación, en base a ello se determinaron las variables y finalmente se desarrollara un plan para poder comprobarlos, tal como reporta:

Wichtendahl (2010): El enfoque Cuantitativo es un conjunto de procesos secuencial y riguroso. Parte de una idea que una vez delimitada, se derivan objetivos y preguntas de investigación, se revisa la literatura y se construye un marco o perspectiva teórica. De las preguntas se establecen hipótesis y determinan variables, se desarrolla un plan para probarlas (diseño).

3.1.2. ALCANCE O NIVEL

Se determina que la presente investigación se adapta a una investigación correlacional ya que, al buscar la relación entre las dos variables de diseño; la variable independiente representaría a la causa y la variable dependiente al efecto. En resumidas cuentas, la variable independiente (aplicación de la Norma E.030-2018) permite la evaluación de la relación de la variable dependiente (Verificación estructural de los edificios multifamiliares), tal como reporta:

Danhke (1989): La investigación correlacional es aquella que tiene como propósito evaluar la relación que existe entre dos o más conceptos, categorías o variables en un contexto particular.

3.1.3. DISEÑO

Se establece que la presente investigación se adapta a una no experimental del tipo longitudinal, porque las variables de estudio nacen a partir del problema de investigación y no son utilizadas forzosamente, en la cual se podrá observar la evolución de o cambio de una variable en función de la otra, es decir se podrá observar cómo se obtiene la verificación estructural en base al artículo 30 del código E.030-2018 Diseño sismorresistente. Tal como refiere:

Hernández et al. (2006): La investigación no experimental longitudinal; son estudios que se realizan sin la manipulación deliberada de variables, en los que solo se observan los fenómenos en su ambiente natural para después analizarlos y se centra en estudiar cómo evoluciona o cambia una o más variables o relaciones entre estas.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1. POBLACIÓN

La población de estudio está representada por 68,308 edificaciones con sistema estructural de pórticos, este sistema estructural es común en nuestra región de Huánuco y se asume que cumplen con lo estipulado en la E.030-2018 Diseño Sismorresistente.

La estimación de la cantidad de la población estuvo basada en los reportes de INEI 2018, la cual se muestra a continuación:

Figura 15

Viviendas particulares, según área urbana y rural - Huánuco

CUADRO N° 1: VIVIENDAS PARTICULARES, POR CONDICION DE OCUPACION DE LA VIVIENDA, SEGUN PROVINCIA, DISTRITO, ÁREA URBANA Y RURAL; Y TIPO DE VIVIENDA

Provincia, distrito, área urbana y rural; y tipo de vivienda	Condición de ocupación de la vivienda							
	Total	Ocupada				Desocupada		
		Total	Con personas presentes	Con personas ausentes	De uso ocasional	Total	En alquiler o venta	En construcción o reparación
PROVINCIA HUÁNUCO	95 680	86 497	73 190	6 889	6 418	9 183	556	1 994
Casa independiente	89 619	80 845	68 308	6 462	6 075	8 774	438	1 967
Departamento en edificio	3 175	3 009	2 680	228	101	166	96	22
Vivienda en quinta	830	811	756	42	13	19	8	1
Vivienda en casa de vecindad	899	843	741	75	27	56	14	4
Chozo o cabaña	909	809	585	48	176	100	-	-
Vivienda improvisada	158	90	30	34	26	68	-	-
Local no dest. para hab. humana	90	90	90	-	-	-	-	-
URBANA	59 796	54 764	48 448	4 245	2 071	5 032	462	1 258
Casa independiente	54 676	49 953	44 179	3 870	1 904	4 723	344	1 231
Departamento en edificio	3 174	3 008	2 679	228	101	166	96	22
Vivienda en quinta	830	811	756	42	13	19	8	1
Vivienda en casa de vecindad	883	827	729	71	27	56	14	4
Vivienda improvisada	157	89	29	34	26	68	-	-
Local no dest. para hab. humana	76	76	76	-	-	-	-	-
RURAL	35 884	31 733	24 742	2 644	4 347	4 151	94	736
Casa independiente	34 943	30 892	24 129	2 592	4 171	4 051	94	736
Departamento en edificio	1	1	1	-	-	-	-	-
Vivienda en casa de vecindad	16	16	12	4	-	-	-	-
Chozo o cabaña	909	809	585	48	176	100	-	-
Vivienda improvisada	1	1	1	-	-	-	-	-
Local no dest. para hab. humana	14	14	14	-	-	-	-	-

Nota: Se recurre a la mencionada información ya que no se dispone de la cantidad total de edificaciones en nuestra región.

3.2.2. MUESTRA

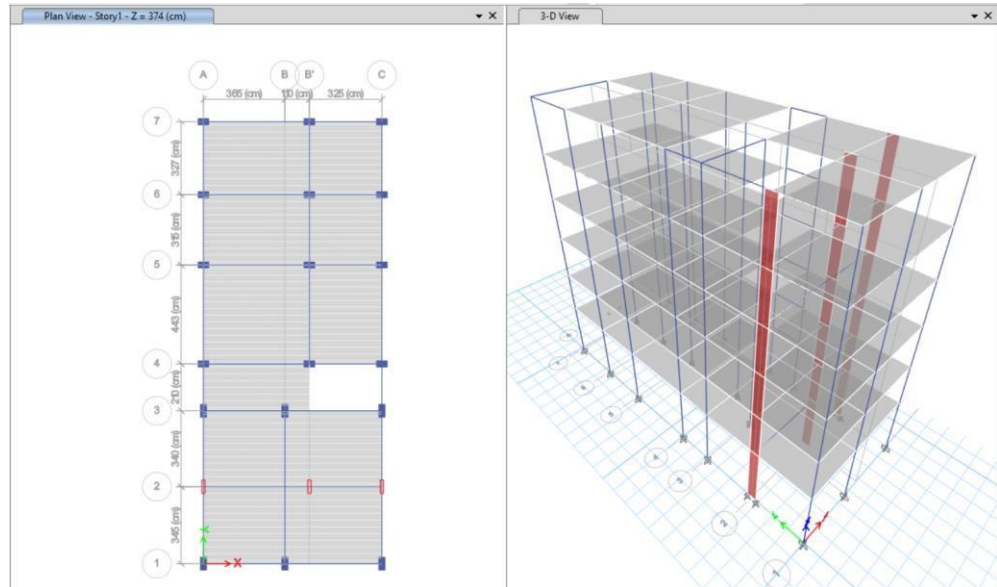
La muestra que se usará en la investigación es la no probabilística, la selección de estos tipos de muestras está sujeta al criterio del investigador.

En este caso el esfuerzo computacional al ejecutar un análisis considerando aceleraciones sísmicas reales es mucho mayor que al ejecutar un análisis estático simple o análisis dinámico, es por ello que se utilizarán tres edificios del total de población.

A continuación, se muestran tres edificaciones en base a pórticos típicos de la ciudad de nuestra región, que serán utilizados como la muestra de investigación:

Figura 16

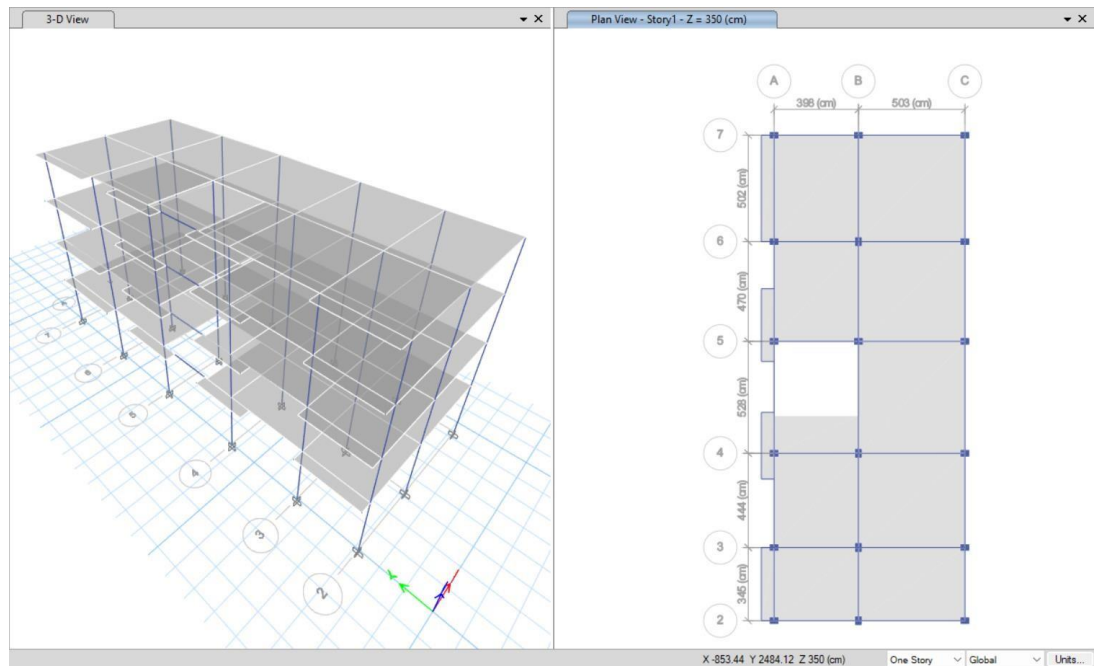
Izq.: Planta típica (1er al 5to nivel). Der.: Vista 3D del edificio multifamiliar N°01, denominado Amarillis desde el software ETABS



Nota: Edificio multifamiliar a base de pórticos, con presencia de tres muros estructurales.

Figura 17

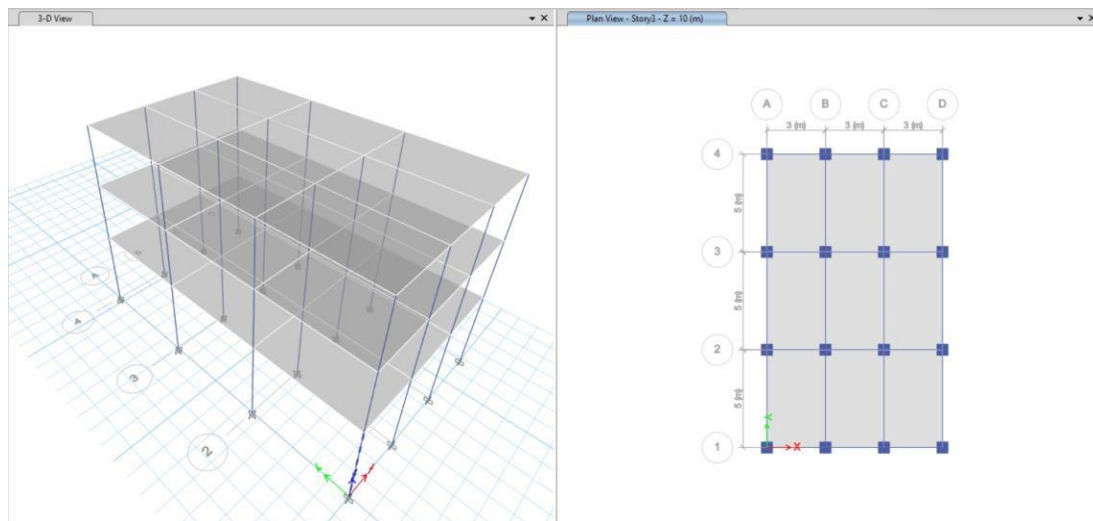
Izq.: Vista 3D del edificio multifamiliar N°02, denominado Andabamba Der.: Vista en planta del edificio multifamiliar Andabamba; desde el software ETABS



Nota: Edificio multifamiliar a base de pórticos, considerando el empotramiento perfecto de la cimentación.

Figura 18

Izq.: Vista 3D del edificio multifamiliar N°03, denominado Huánuco Der.: Vista en planta del edificio multifamiliar Huánuco; desde el software ETABS



Nota: Edificio multifamiliar a base de pórticos, considerando el empotramiento perfecto de la cimentación.

3.3. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.3.1. PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

Diversos autores indican una serie de conceptos para la recolección de datos, para la presente investigación se ha considerado a la observación no experimental, revisión documental y expedientes:

Tabla 2

Instrumentos de recolección de datos

Instrumento	Definición	Aplicación en la investigación
Fuentes primarias		
Observación del tipo no experimental	Registro visual de una situación real; consignando los acontecimientos según algún esquema previsto.	Registro visual de los documentos técnicos legales, el primero referido al expediente técnico de los edificios multifamiliares de la muestra.
Revisión documental	Consiste en realizar una investigación y recopilación de información a través de la revisión de diferentes fuentes documentales.	Necesario para la extracción de la información a través de la normativa E.030-2018 Diseño Sismorresistente y otras normas complementarias.

3.3.2. PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS

La presentación de datos debe ser realizada, en la presente investigación desde los gráficos de barra y tablas comparativas, existen softwares que realizan estos instrumentos de presentación de datos de manera específica; sin embargo, cualquier software dedicado exclusivamente al cálculo estructural también será capaz de presentarnos los datos de manera ordenada, concisa y fácil de interpretar desde su propia interfaz.

3.3.3. PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS

Diversos autores establecen que el análisis e interpretación de datos se refiere al conjunto de técnicas y procedimientos utilizados para examinar, organizar y comprender la información recopilada durante una investigación.

La interpretación de datos tiene fundamento en una serie de base de datos, proporcionados por un software especializado en la obtención de desplazamientos y su posterior computación de derivas de entrepiso, las herramientas estadísticas necesarias para la interpretación serán usadas desde el software mundialmente conocido Excel.

CAPITULO IV

RESULTADOS

4.1. PROCESAMIENTO DE DATOS

4.1.1. EDIFICIO MULTIFAMILIAR N°01 AMARILIS

➤ Datos para la geometría

Los diversos datos para caracterizar la geometría del edificio multifamiliar Amarilis, fueron resumidos en las siguientes tablas:

Tabla 3

Resumen de distancia de vanos en el eje X

Vanos en la dirección X:

Geometría en el eje XX	Distancia del vano (m)
Eje 1-1	0.00
Eje 1-1	3.45
Eje 2-2	3.40
Eje 3-3	2.10
Eje 4-4	4.43
Eje 5-5	3.15
Eje 6-6	3.47
Eje 7-7	3.47

Tabla 4

Resumen de distancia de vanos en el eje Y

Vanos en la dirección Y:

Geometría en el eje YY	Distancia del vano (m)
Eje A-A	0.00
Eje B-B	3.65
Eje C-C	4.35

➤ **Datos para reproducir el comportamiento mecánico de los materiales constitutivos**

También, los diversos datos para caracterizar los materiales constitutivos del edificio multifamiliar Amarilis, fueron resumidos mediante las siguientes tablas y figuras:

La Figura 19 muestra las características mecánicas obtenidas desde la memoria de cálculo del presente edificio multifamiliar:

Figura 19

Características mecánicas de los materiales de construcción, tanto el concreto y acero de refuerzo

<i> Materiales</i>	
Concreto Armado	
Resistencia a la Compresión del Concreto f_c	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo crítico del Concreto f_r	$f_r = 29 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de Elasticidad del Concreto	$E_c = 2.17E+05$
Valor de β	$\beta = 0.85$
Peso Especifico del Concreto	$\gamma_c = 2.40 \text{ Tn/m}^3$
Acero de Refuerzo	
Esfuerzo de Fluencia del Acero	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo máximo en el acero al Servicio	$f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de Elasticidad del Acero	$E_s = 2.00E+06$
Peso Especifico del Acero	$\gamma_A = 7.85 \text{ Tn/m}^3$

Nota: La memoria de cálculo del mencionado edificio multifamiliar amarilis mostro las diversas características para el concreto y acero de refuerzo.

Con estos valores se calcularon los diversos parámetros que exige como mínimo el programa DIANA FEA, los cuales se detallan a continuación:

Tabla 5

Resumen de Características utilizadas para el concreto en el software DIANA FEA

Características, lineales en compresión y tensión

<u>Características mecánicas del concreto</u>	<u>Valor</u>	<u>Unidad de medida</u>
Mód. de Young	23,073	N/mm ²
Poisson	0.15	
Dens. masa	4.35	T/mm ³
Esf. Tensión	1.752	N/mm ²

Energia fract.	0.11	N/mm
Esf. Comp.	24.10	N/mm ²
Energia fract.	32.361	N/mm

Tabla 6

Resumen de Características utilizadas para el acero de refuerzo en el software DIANA FEA

Características mecánicas del acero de refuerzo	Valor	Unidad de medida
Mód. de Young	292500	N/mm ²
Esfuerzo max.	420	N/mm ²
Def. fluencia	0.005	
Def. ultima	0.05	
Esf. ultimo.	744	N/mm ²

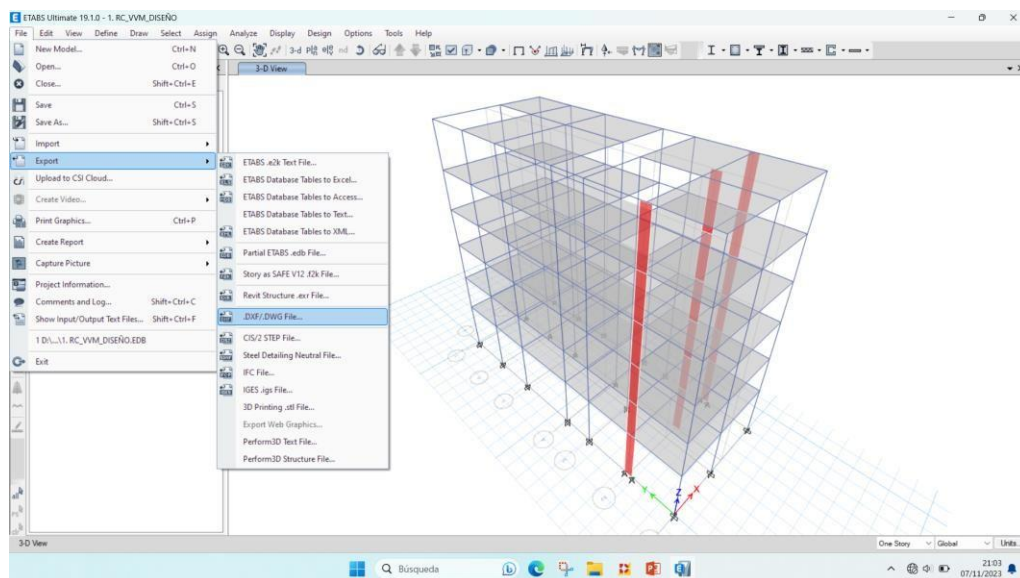
➤ **Exportación y construcción del modelo numérico**

Este edificio multifamiliar denominado Amarillis fue concebido numéricamente en el mundialmente famoso programa para cálculo estructural denominado ETABS, sin embargo, las aspiraciones de la presente tesis fueron las de evaluar el mismo modelo numérico utilizando el método de los elementos finitos, por ello:

Se exportó desde el formato de ETABS V.19.0, tal como se muestra en la siguiente figura:

Figura 20

Detalle de la exportación utilizando el comando file – export – DXF/DWG file

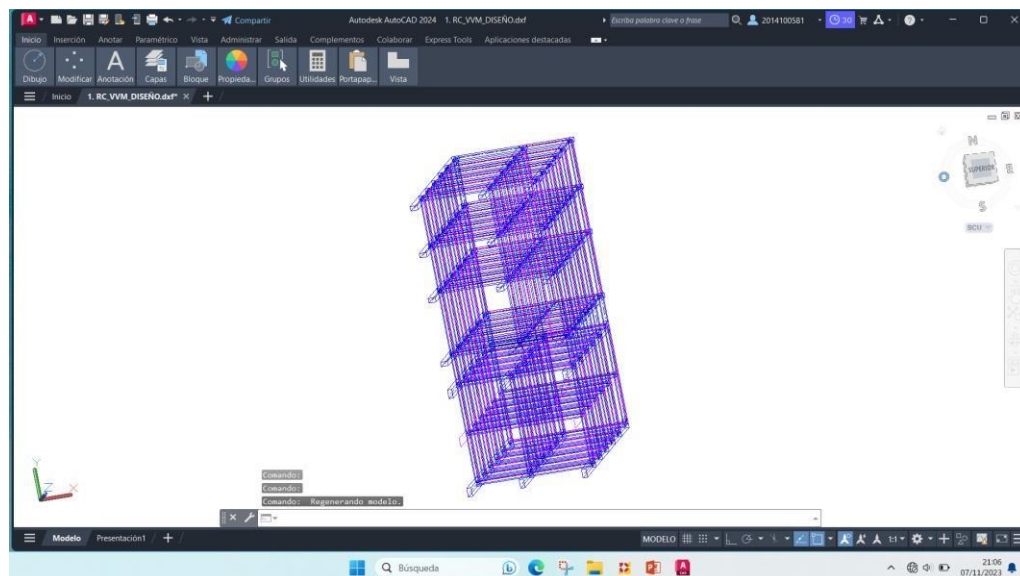


Nota: La manera más sencilla de exportar de este programa es pasando por el software AutoCAD.

Una vez generado el archivo de salida en formato DWG/DXF, se procedió a seleccionar solamente los elementos estructurales necesario para los fines de la presente tesis:

Figura 21

Vista isométrica del edificio multifamiliar Amarilis.

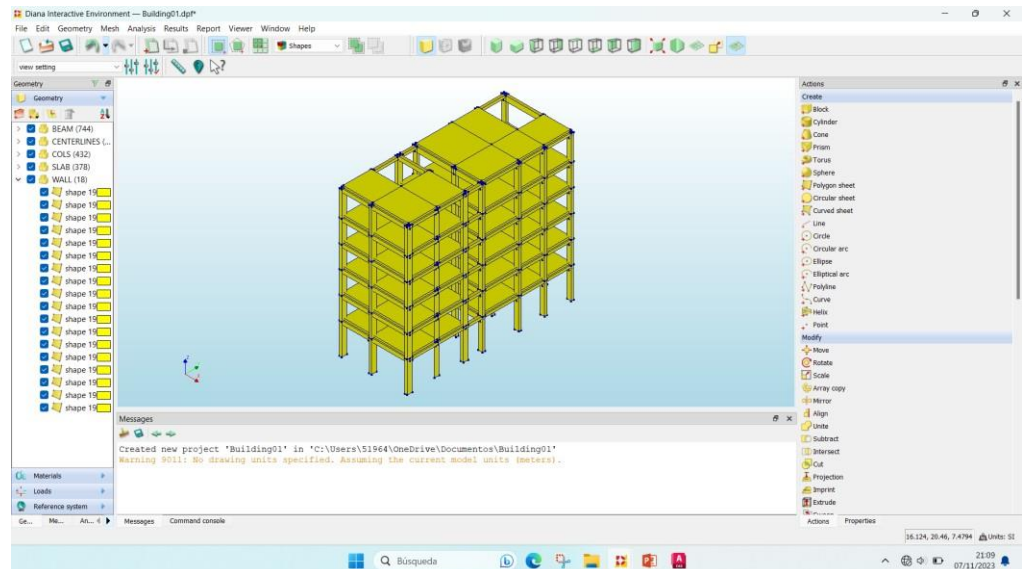


Nota: Es muy recomendable solamente exportar lo que se necesitara para la elaboración de la tesis.

Posteriormente fue necesario crear un archivo nuevo en programa DIANA FEA, en donde se procedió a exportar utilizando la herramienta interactiva Import CAD file.

Figura 22

Producto que se obtuvo después de la exportación



Nota: Este modelo numérico tal y como esta se ve parecido al modelo numérico del software ETABS sin embargo no se sabe si respondía de la misma manera.

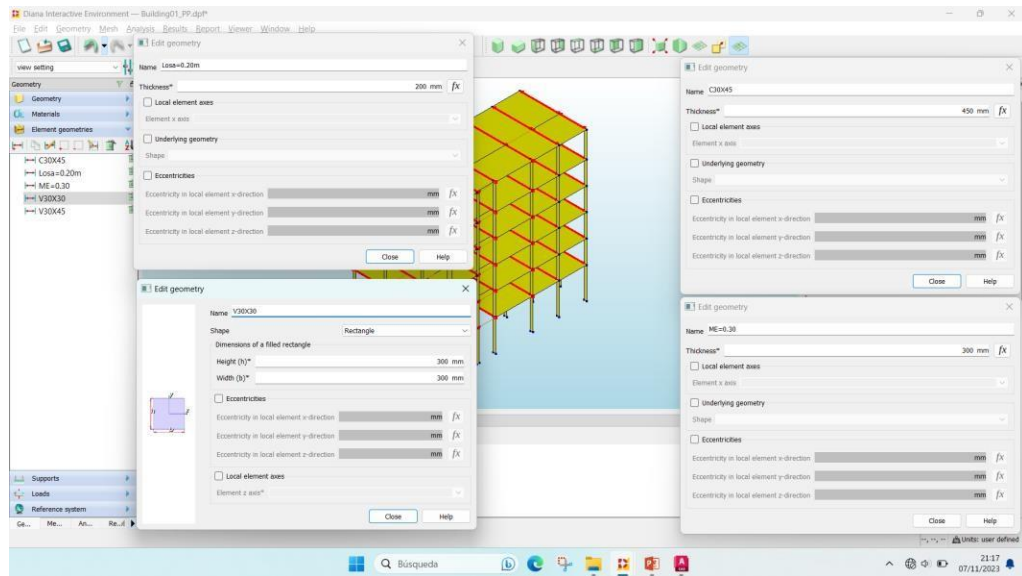
➤ **Definición de secciones, materiales, condiciones de borde y cargas según el modelo numérico del ETABS V.19.0**

Como ya se había mencionado, es necesario conocer cómo responde esta estructura exportada, para lo cual se le añadió:

Primeramente, las secciones de concreto armado, es decir los espesores de las columnas, muros, vigas y losas:

Figura 23

Asignación de secciones de concreto armado según la memoria de cálculo

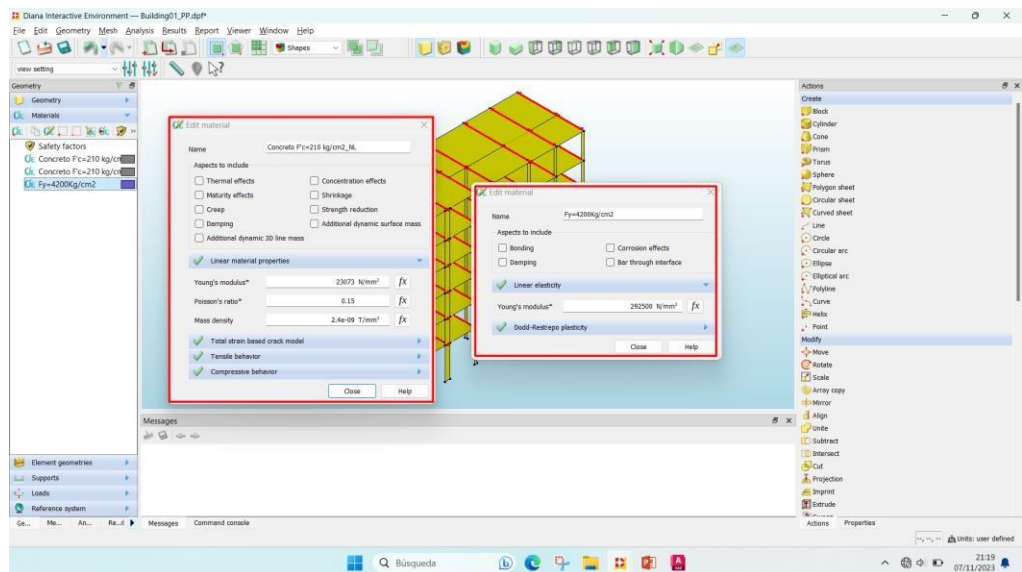


Nota: Fue necesario indicarle al programa DIANA FEA, la dirección de los espesores de todos los elementos estructurales.

Luego, se le asigno las características de los materiales reportados en las tablas N°05 y N°06 para el concreto y acero de refuerzo respectivamente:

Figura 24

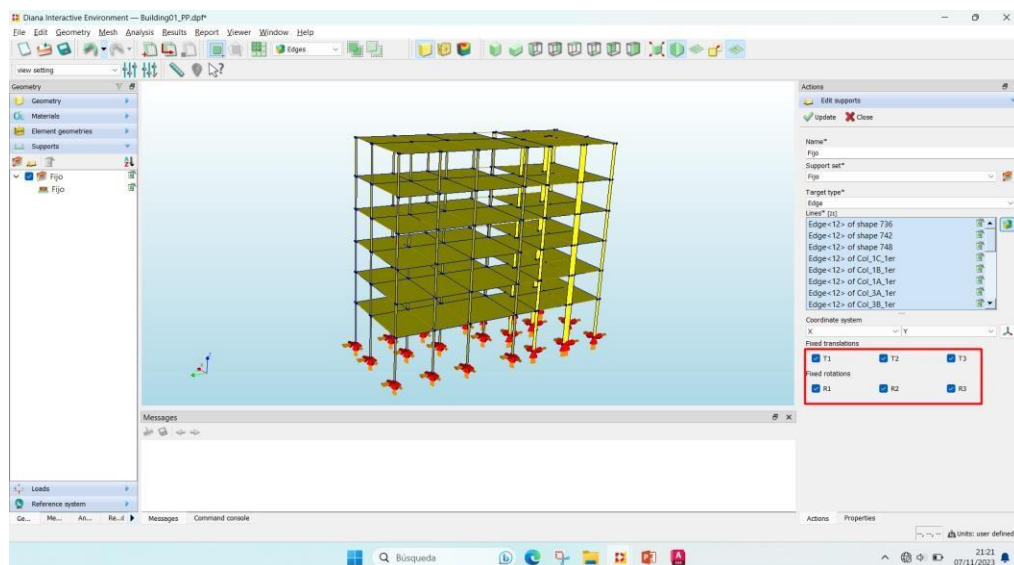
Asignación de propiedades mecánicas para el concreto y acero de refuerzo según la memoria de cálculo



Nota: Este software DIANA FEA solicitaba varios valores para los diversos materiales constitutivos.

Figura 25

Asignación de condiciones de borde o soportes



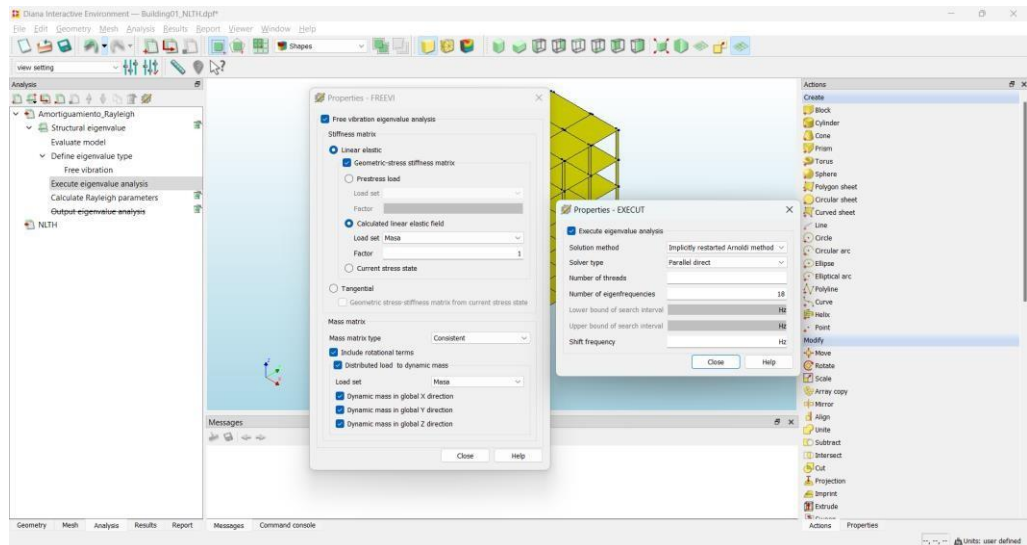
Nota: Al restringir las traslaciones y rotaciones en la base se asume el empotramiento perfecto del sistema de fundación, tal y como fue diseñado en el ETABS V.19.0.

➤ **Comprobación de la respuesta modal y la participación de masa modal**

El autor vio por conveniente ejecutar este apartado para conocer la respuesta estructural después de haberle alimentado con valores similares y condiciones similares, para ello en el software DIANA FEA se creó un caso de análisis denominada modal, en la cual se le pidió el computo de 18 modos de vibración con sus respectivas participaciones modales, ello con la finalidad de compararlo con el software ETABS V.19.0 y si se obtuvieran valores similares, se proseguiría con la ejecución de los objetivos planteados inicialmente.

Figura 26

Creación del caso de análisis del tipo modal

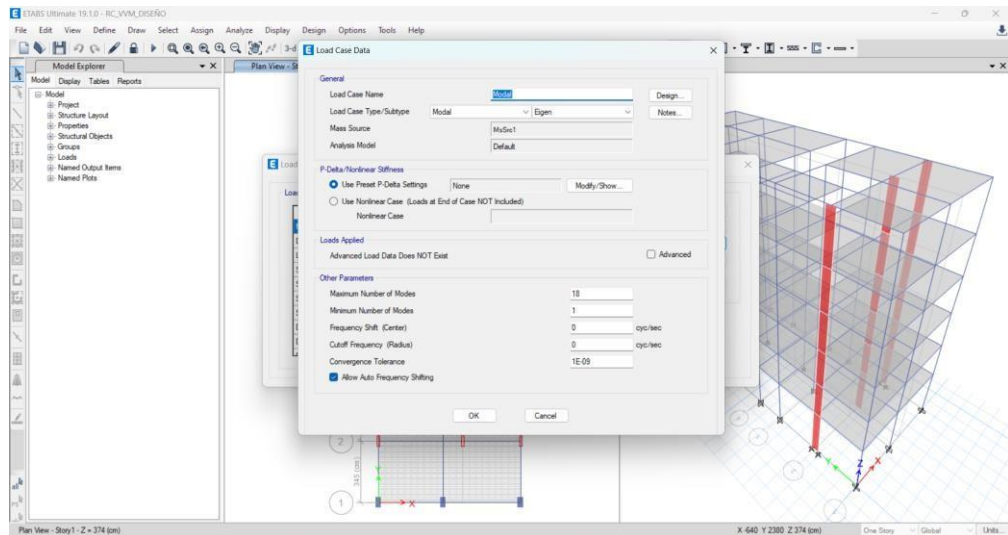


Nota: Se utiliza un caso de carga denominada masa y se le solicita 18 formas modales.

Se verificó también que en el modelo numérico concebido en el programa ETABS V.19.0 se le exigieron 18 formas modales:

Figura 27

Creación del caso de análisis del tipo modal



Nota: El caso modal representa la forma de moverse de la estructura.

Finalmente, mediante la siguiente imagen, se aprecian las formas modales y la participación de masas en cada modo para el software ETABS V.19.0 y DIANA FEA:

Figura 28

Formas modales y masas participativas

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0.971	0.0001	0.8571	0	0.0001	0.8571	0	0.1553
Modal	2	0.927	0.5109	0.0003	0	0.511	0.8574	0	0.0003
Modal	3	0.689	0.4039	3.036E-05	0	0.9148	0.8575	0	0.0001
Modal	4	0.306	1.438E-05	0.0927	0	0.9149	0.950099999...	0	0.6889
Modal	5	0.303	0.0377	4.329E-05	0	0.9526	0.9502	0	0.0004
Modal	6	0.277	0.0005	0	0	0.9531	0.9502	0	5.069E-07
Modal	7	0.22	0.0314	2.392E-06	0	0.9845	0.9502	0	2.717E-06
Modal	8	0.171	0.0058	0.0001	0	0.9903	0.9503	0	0.0002
Modal	9	0.165	1.008E-05	0.0293	0	0.9903	0.9796	0	0.0708
Modal	10	0.121	0.0059	9.704E-07	0	0.9962	0.9796	0	2.32E-06
Modal	11	0.114	0.0011	2.211E-05	0	0.9973	0.9796	0	0.0001
Modal	12	0.101	1.554E-06	0.0128	0	0.9973	0.9924	0	0.0579
Modal	13	0.083	0.0015	7.312E-06	0	0.9988	0.9924	0	2.311E-05
Modal	14	0.081	0.0005	0	0	0.9994	0.9924	0	0
Modal	15	0.071	0	0.0027	0	0.9994	0.9951	0	0.0092

Nota: Vistos desde el software ETABS V.19.0.

Figura 29

Formas modales y masas participativas

MODE	FREQUENCY	EFF.MASS TX	PERCENTAGE	CUM. PERCENT
1	0.10007E+01	0.82179E+02	0.72204E+02	0.72204E+02
2	0.11716E+01	0.29774E+01	0.26160E+01	0.74820E+02
3	0.11939E+01	0.14024E+02	0.12322E+02	0.87141E+02
4	0.30888E+01	0.82913E+01	0.72848E+01	0.94426E+02
5	0.36189E+01	0.38560E+00	0.33879E+00	0.94765E+02
6	0.36854E+01	0.10932E+01	0.96054E+00	0.95726E+02
7	0.54970E+01	0.21803E+01	0.19156E+01	0.97641E+02
8	0.64407E+01	0.18499E+00	0.16253E+00	0.97804E+02
9	0.65602E+01	0.16066E+00	0.14116E+00	0.97945E+02
10	0.83499E+01	0.80194E+00	0.70460E+00	0.98650E+02
11	0.98488E+01	0.78564E-01	0.69027E-01	0.98719E+02
12	0.10092E+02	0.22958E-01	0.20172E-01	0.98739E+02
13	0.10907E+02	0.10078E-04	0.88544E-05	0.98739E+02
14	0.11633E+02	0.27390E+00	0.24066E+00	0.98979E+02
15	0.12307E+02	0.25299E-05	0.22228E-05	0.98979E+02
16	0.12901E+02	0.82419E-04	0.72415E-04	0.98979E+02
17	0.13366E+02	0.20678E-03	0.18168E-03	0.98980E+02
18	0.13841E+02	0.23313E-01	0.20483E-01	0.99000E+02

MODE	FREQUENCY	EFF.MASS TY	PERCENTAGE	CUM. PERCENT
1	0.10007E+01	0.89163E-02	0.78340E-02	0.78340E-02
2	0.11716E+01	0.82512E+02	0.72496E+02	0.72504E+02
3	0.11939E+01	0.15772E+02	0.13858E+02	0.86362E+02
4	0.30888E+01	0.43497E-03	0.38217E-03	0.86362E+02
5	0.36189E+01	0.76403E+01	0.67129E+01	0.93075E+02
6	0.36854E+01	0.23981E+01	0.21070E+01	0.95182E+02
7	0.54970E+01	0.36355E-03	0.31942E-03	0.95182E+02
8	0.64407E+01	0.14496E+01	0.12736E+01	0.96456E+02
9	0.65602E+01	0.14326E+01	0.12587E+01	0.97715E+02
10	0.83499E+01	0.13868E-03	0.12184E-03	0.97715E+02
11	0.98488E+01	0.28538E+00	0.25074E+00	0.97966E+02
12	0.10092E+02	0.79256E+00	0.69636E+00	0.98662E+02
13	0.10907E+02	0.14216E-04	0.12491E-04	0.98662E+02
14	0.11633E+02	0.24569E-04	0.21586E-04	0.98662E+02
15	0.12307E+02	0.46881E-04	0.41191E-04	0.98662E+02
16	0.12901E+02	0.24654E-05	0.21661E-05	0.98662E+02
17	0.13366E+02	0.29008E-05	0.25487E-05	0.98662E+02
18	0.13841E+02	0.72125E-01	0.63370E-01	0.98725E+02

Nota: Vistos desde el software DIANA FEA

Análisis: El modo fundamental 01 se obtuvo un periodo de 0.9710 segundos (ETABS V.19.0), y 0.995 segundos (DIANA FEA), en el modo fundamental 02 se obtuvo un periodo 0.927 segundos y 0.854 segundos.

También se observa que en el software ETABS V.19.0 se obtiene más del 90% de participación de masa en el tercer modo (dirección X); mientras que para la dirección Y se supera el 90% de participación de masa en el modo 04.

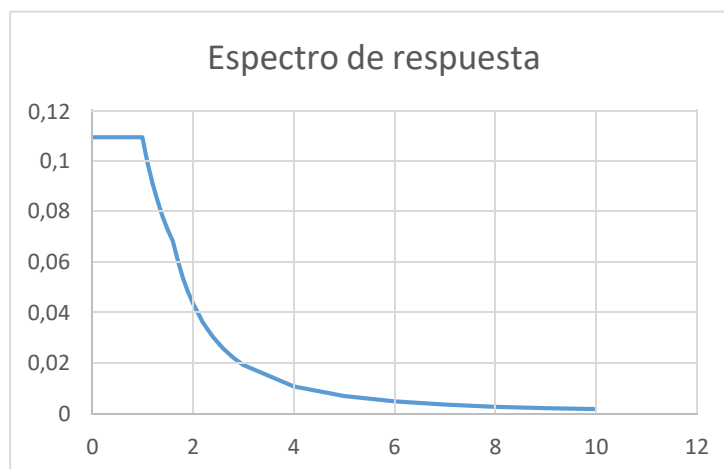
Comparándolo con el software DIANA FEA se obtiene más del 90% de participación de masa en el cuarto modo (dirección X); mientras que para la dirección Y se supera el 90% de participación de masa en el modo 05, concluyéndose que los valores son similares desde el punto de vista ingenieril.

➤ **Escalamiento de los registros sísmicos al nivel del espectro de respuesta**

Como se conocía el nivel del espectro de respuesta del edificio multifamiliar N°01 denominado Amarilis, es necesario ajustar este nivel a los valores de los registros sísmicos. El espectro de respuesta del mencionado edificio multifamiliar fue extraído del propio software ETABS V.19 y se muestra a continuación:

Figura 30

Formas modales y masas participativas

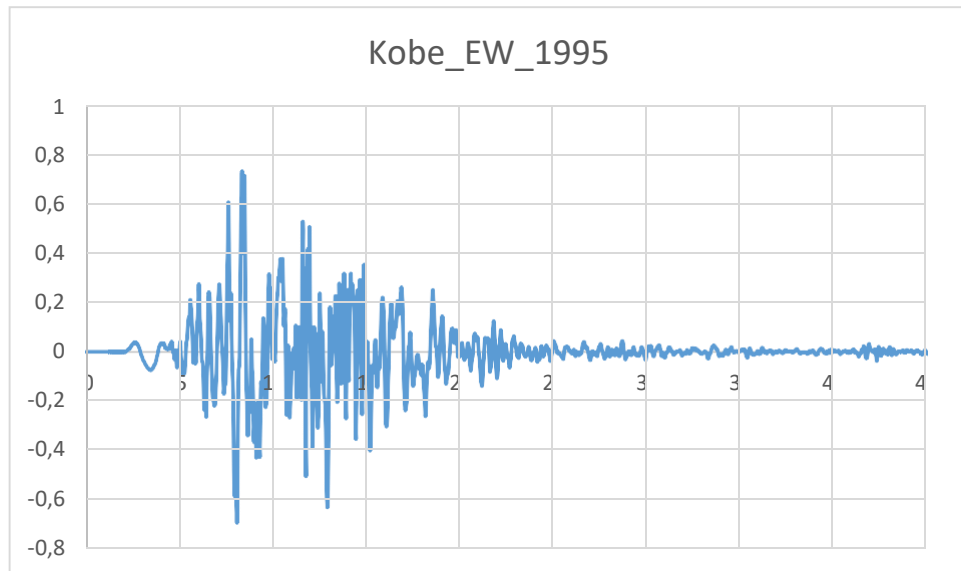


Nota: Espectro de respuesta en las direcciones XX e YY, desde el software ETABS V.19.0.

La normativa E.030 indica que como mínimo se utilizaran tres registros sísmicos, en ambas direcciones y se muestran a continuación:

Figura 31

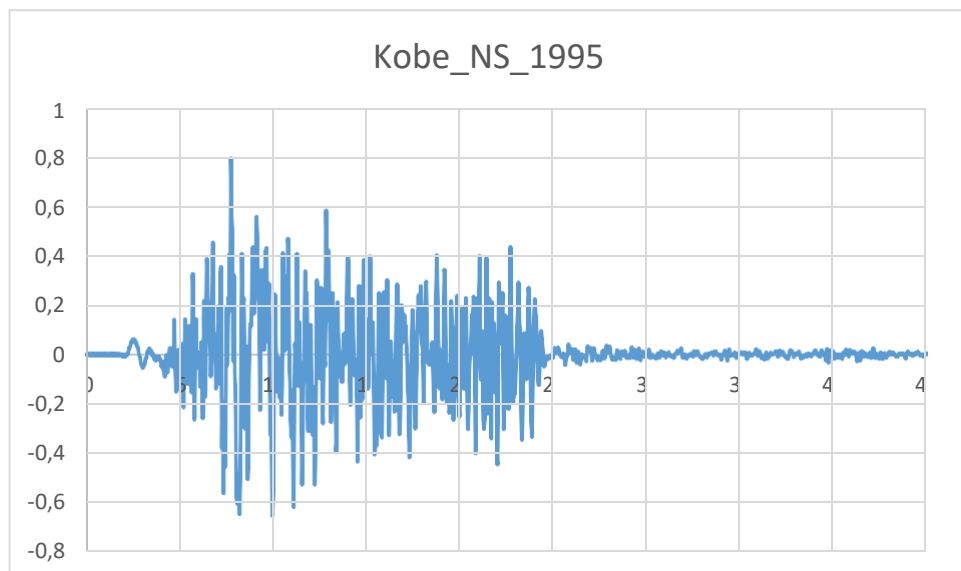
Sismo de Japón Kobe 1985 (dirección EW)



Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección EW.

Figura 32

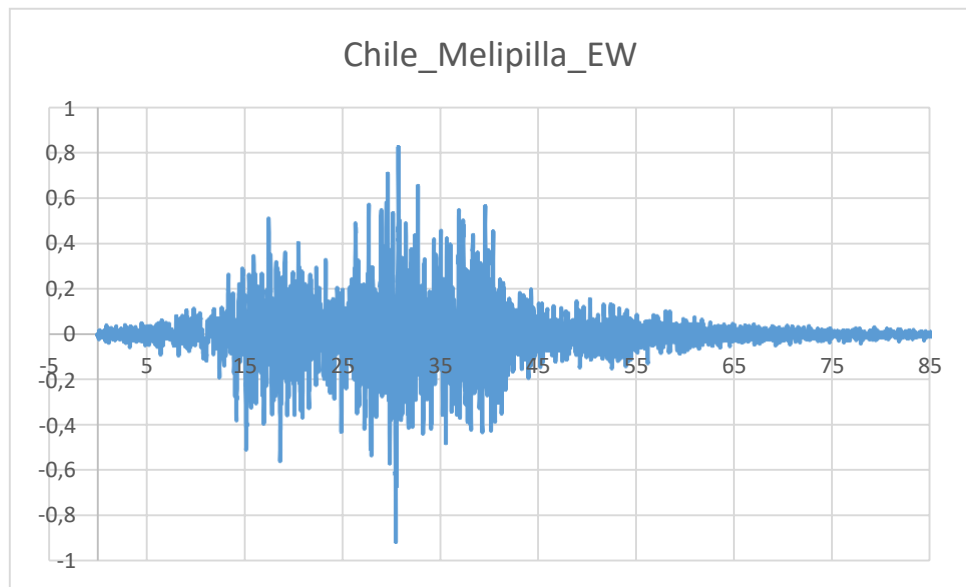
Sismo de Japón Kobe 1985 (dirección NS)



Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección NS.

Figura 33

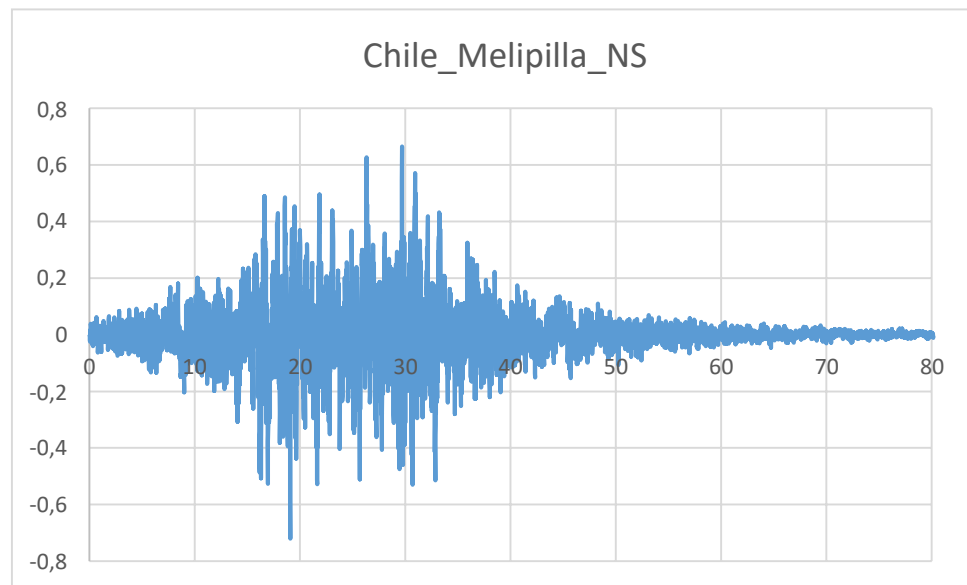
Sismo de Chile Melipilla (dirección EW)



Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección EW.

Figura 34

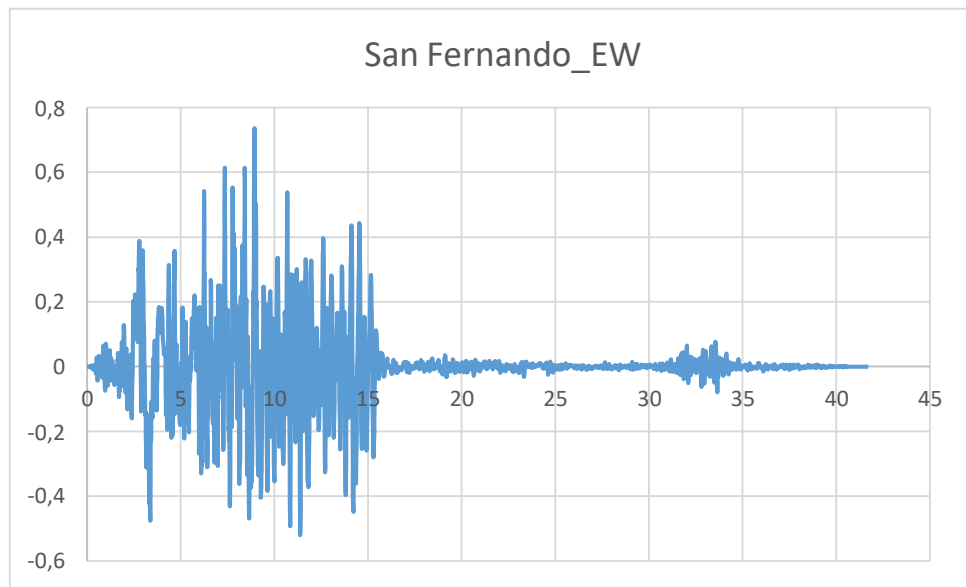
Sismo de Chile Melipilla (dirección NS)



Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección NS.

Figura 35

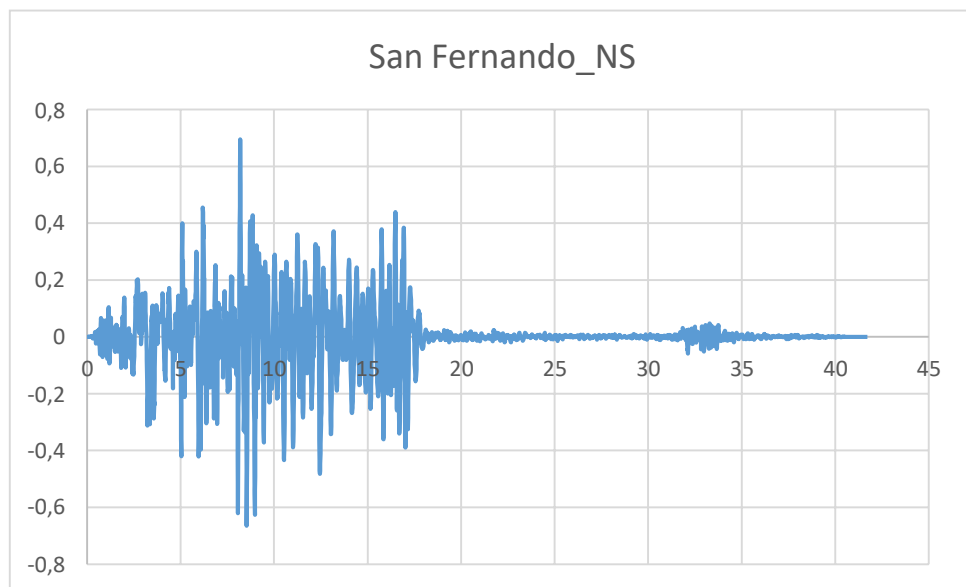
Sismo de San Fernando (dirección EW)



Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección EW.

Figura 36

Sismo de San Fernando (dirección NS)

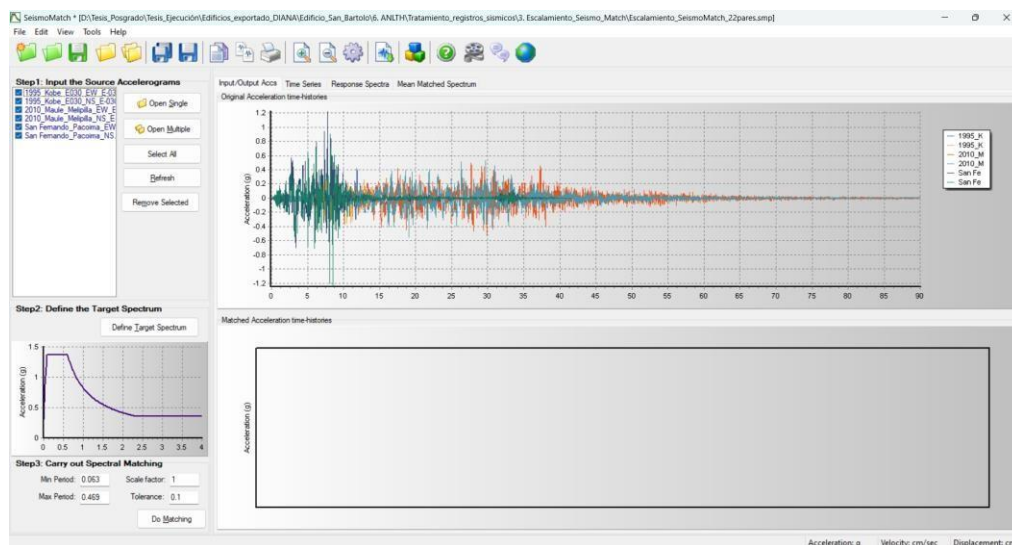


Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección NS.

Utilizando el software SeismoMatch se escalan los niveles de los sismos elegidos, y ellos son:

Figura 37

Escalamiento de registros sísmicos utilizando el software SeismoMatch.



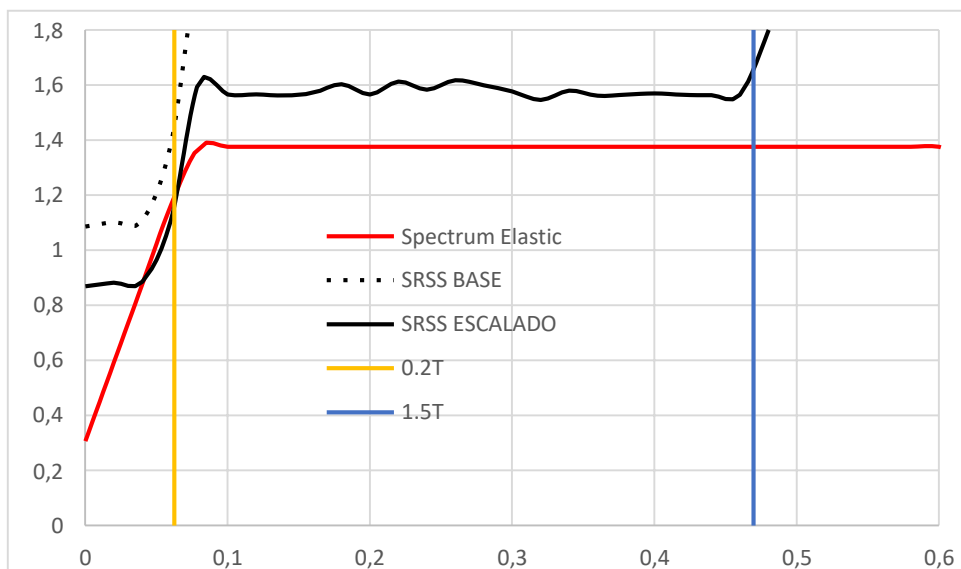
Nota: Se ve en la figura la respuesta sísmica que fue ajustada al espectro de respuesta.

Según la E.030 Diseño sismorresistente indica que, para escalar el nivel de respuesta de los registros sísmicos al nivel del espectro de respuesta, para ello cada par de componente horizontal de movimientos del suelo se construye un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5% de amortiguamiento. Ambas componentes se escalan por un mismo factor, de modo que en el rango de periodos entre $0,2T$ y $1,5T$ este en el rangopromedio:

Para el registro sísmico de Japón Kobe 1995:

Figura 38

Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de Japón Kobe 1995.

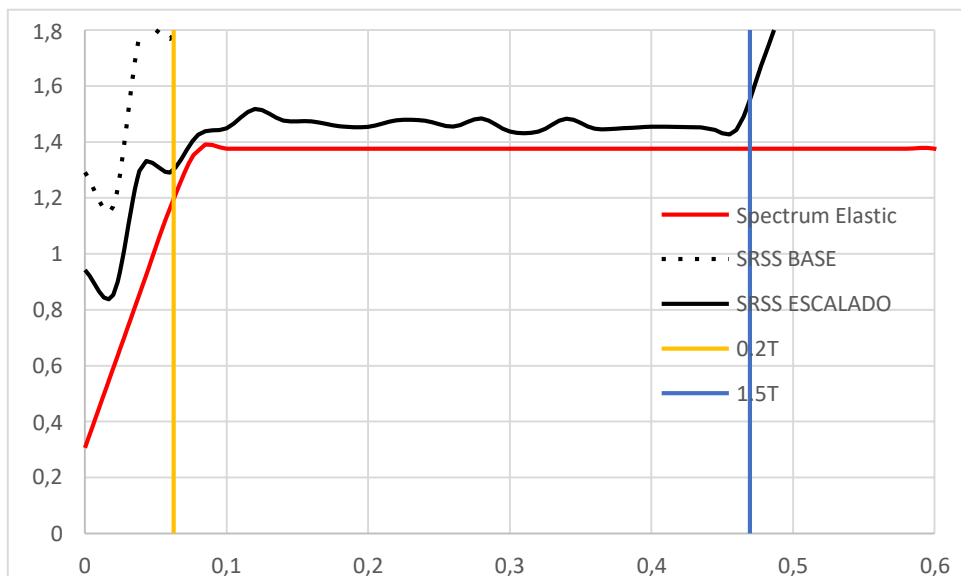


Nota: Se ajustó espectralmente la respuesta del sismo Japón Kobe al espectro de respuesta entre 0.2T y 1.5T.

Para el registro sísmico de Chile Melipilla:

Figura 39

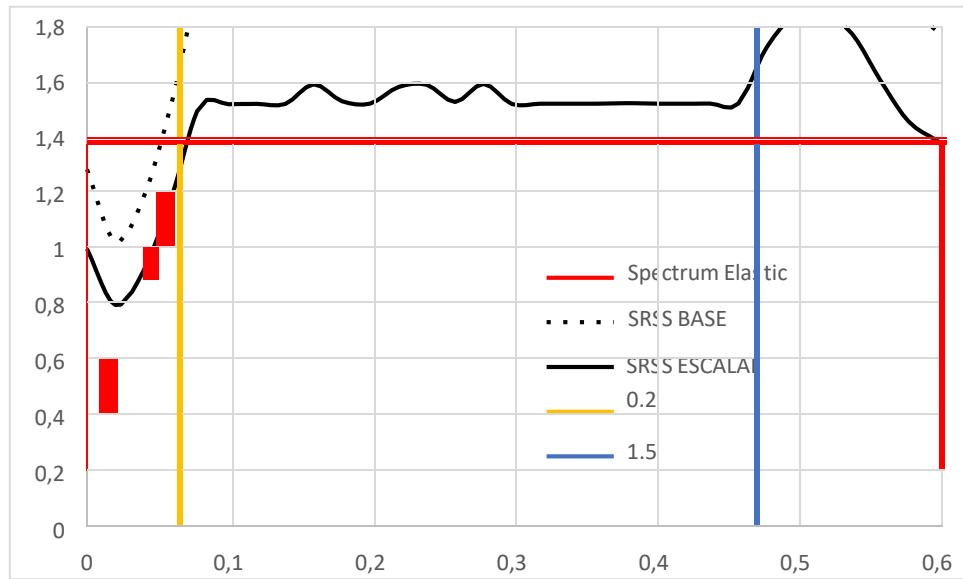
Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de Chile Melipilla



Nota: Se ajustó espectralmente la respuesta del sismo de Chile Melipilla al espectro de respuesta entre 0.2T y 1.5T.

Figura 40

Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de EE.UU San Fernando



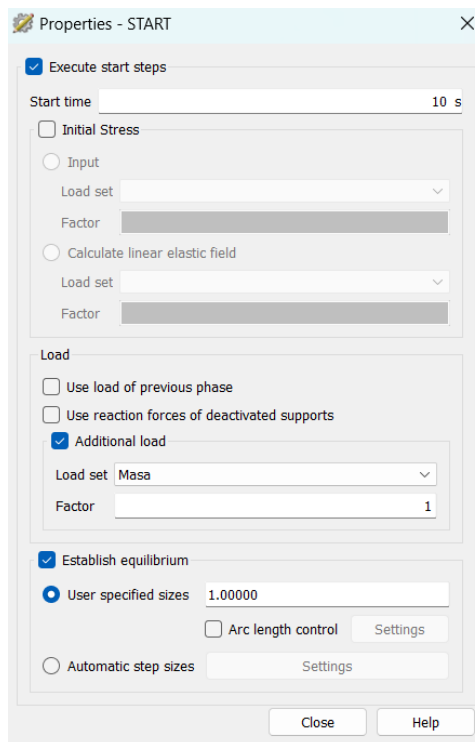
Nota: Se ajustó espectralmente la respuesta del sismo de EE.UU San Fernando al espectro de respuesta entre 0.2T y 1.5T.

➤ **Creación del caso de carga para el análisis no lineal tiempo historia**

Inicialmente es necesario crear el caso de carga bajo la combinación de peso propio, indicándole al software DIANA FEA:

Figura 41

Creación del caso de carga previo al tiempo historia del tipo peso propio o masa

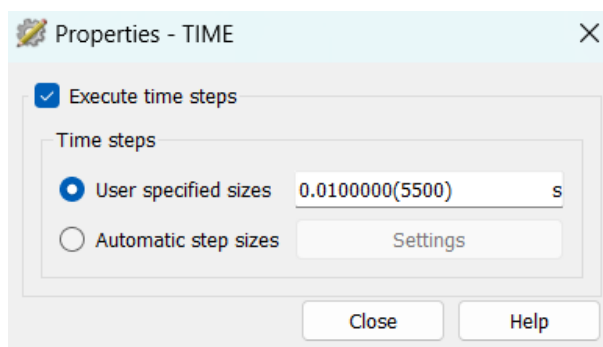


Nota: El programa DIANA FEA permite indicar el instante en que iniciaría el análisis sísmico.

Para realizar el análisis tiempo historia es necesario crear un caso de carga por tiempo, es decir:

Figura 42

Creación del caso de carga previo al tiempo historia del tipo peso propio o masa

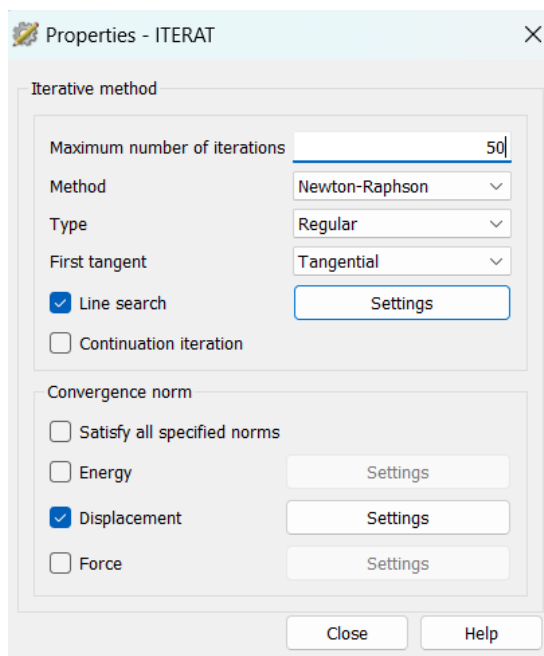


Nota: El programa DIANA FEA permite utilizar pasos determinados en función del tiempo para la ejecución del análisis tiempo historia.

Es importante también definir el número máximo de iteraciones, el método de iteración y la norma de convergencia:

Figura 43

Método iterativo utilizado para solucionar las ecuaciones de equilibrio



Nota: Se utilizó el método de Newton-Raphson por ser el más aceptable y confiable.

4.1.2. EDIFICIO MULTIFAMILIAR N°02 ANDABAMBA

➤ Datos para la geometría

Los diversos datos para caracterizar la geometría del edificio multifamiliar Andabamba, fueron resumidos en las siguientes tablas:

Tabla 7

Resumen de distancia de vanos en el eje X

Vanos en la dirección X:

Geometría en el eje XX	Distancia del vano (m)
Eje A	0.00
Eje B	3.98
Eje C	5.03

Tabla 8

Resumen de distancia de vanos en el eje Y

Vanos en la dirección Y:

Geometría en el eje YY	Distancia del vano (m)
Eje A-A	3.45
Eje B-B	4.44
Eje A-A	5.28
Eje B-B	4.70
Eje A-A	5.02

➤ **Datos para reproducir el comportamiento mecánico de los materiales constitutivos**

También, los diversos datos para caracterizar los materiales constitutivos del edificio multifamiliar Andabamba, fueron resumidos mediante las siguientes tablas y figuras:

La figura N°44 muestra las características mecánicas obtenidas desde la memoria de cálculo del presente edificio multifamiliar:

Figura 44

Características mecánicas de los materiales de construcción, tanto el concreto y acero de refuerzo.

Materiales	
Concreto Armado	
Resistencia a la Compresión del Concreto f_c	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo crítico del Concreto f_r	$f_r = 29 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de Elasticidad del Concreto	$E_c = 2.17E+05$
Valor de β	$\beta = 0.85$
Peso Especifico del Concreto	$\gamma_c = 2.40 \text{ Tn/m}^3$
Acero de Refuerzo	
Esfuerzo de Fluencia del Acero	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo máximo en el acero al Servicio	$f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de Elasticidad del Acero	$E_s = 2.00E+06$
Peso Especifico del Acero	$\gamma_A = 7.85 \text{ Tn/m}^3$

Nota: La memoria de cálculo del mencionado edificio multifamiliar Amarilis mostro las diversas características para el concreto y acero de refuerzo.

Con estos valores se calcularon los diversos parámetros que exige como mínimo el programa DIANA FEA, los cuales se detallan a continuación:

Tabla 9

Resumen de Características utilizadas para el concreto en el software DIANA FEA

Características, lineales en compresión y tensión

Características mecánicas del concreto	Valor	Unidad de medida
Mód. de Young	23,073	N/mm ²
Poisson	0.15	
Dens. masa	4.35	T/mm ³
Esf. Tensión	1.752	N/mm ²
Energía fract.	0.11	N/mm
Esf. Comp.	24.10	N/mm ²
Energía fract.	32.361	N/mm

Tabla 10

Resumen de Características utilizadas para el acero de refuerzo en el software DIANA FEA

Características mecánicas del acero de refuerzo	Valor	Unidad de medida
Mód. de Young	292500	N/mm ²
Esfuerzo max.	420	N/mm ²
Def. fluencia	0.005	
Def. ultima	0.05	
Esf. ultimo.	744	N/mm ²

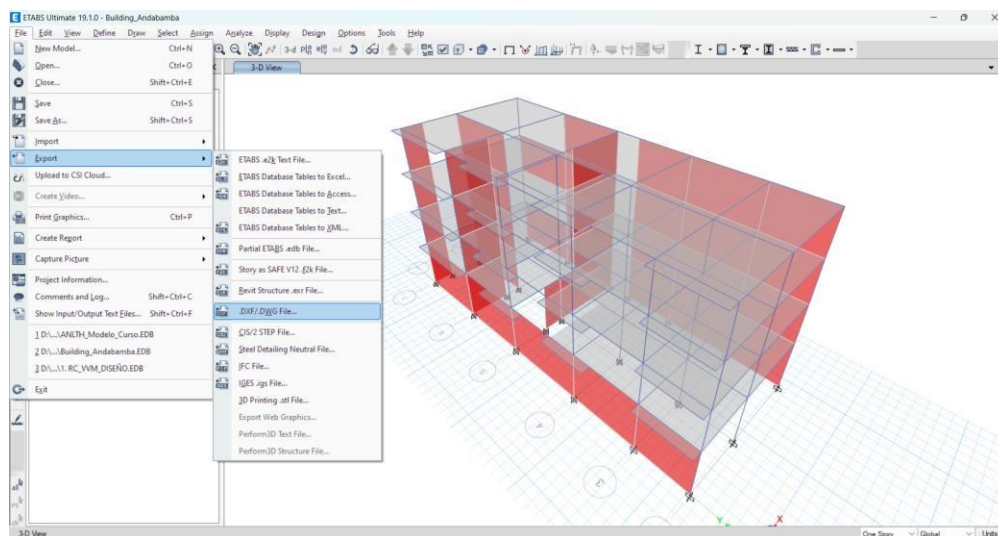
➤ Exportación y construcción del modelo numérico

Este edificio multifamiliar denominado Andabamba fue concebido numéricamente en el mundialmente famoso programa para cálculo estructural denominado ETABS, sin embargo, las aspiraciones de la presente tesis fueron las de evaluar el mismo modelo numérico utilizando el método de los elementos finitos, por ello:

Se exportó desde el formato de ETABS V.19.0, tal como se muestra en la siguiente figura:

Figura 45

Detalle de la exportación utilizando el comando file – export – DXF/DWG file

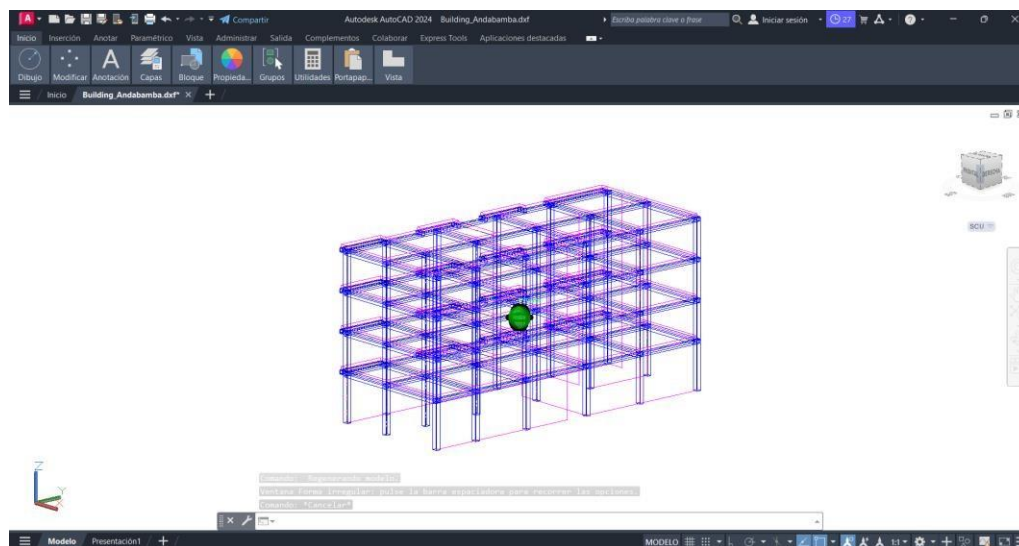


Nota: La manera más sencilla de exportar de este programa es pasando por el software AutoCAD.

Una vez generado el archivo de salida en formato DWG/DXF, se procedió a seleccionar solamente los elementos estructurales necesario para los fines de la presente tesis:

Figura 46

Vista isométrica del edificio multifamiliar Andabamba

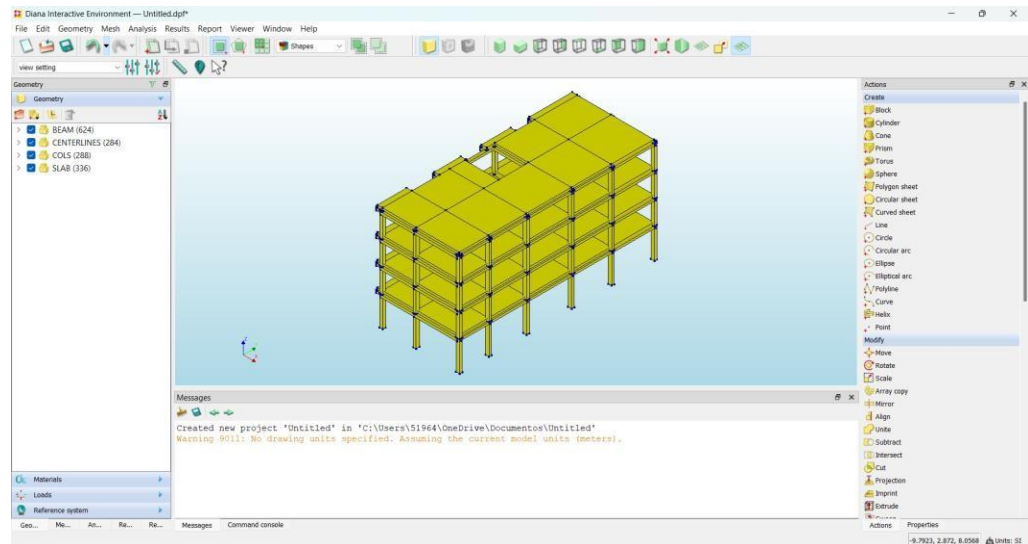


Nota: Es muy recomendable solamente exportar lo que se necesitara para la elaboración de la tesis.

Posteriormente fue necesario crear un archivo nuevo en programa DIANA FEA, en donde se procedió a exportar utilizando la herramienta interactiva Import CAD file.

Figura 47

Producto que se obtuvo después de la exportación



Nota: Este modelo numérico tal y como esta se ve parecido al modelo numérico del software ETABS sin embargo no se sabe si respondía de la misma manera.

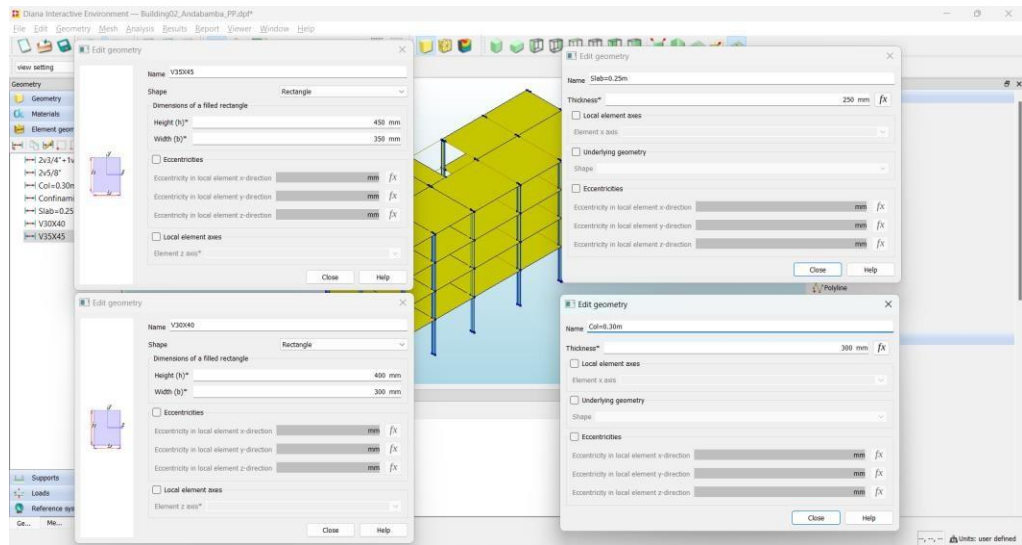
➤ **Definición de secciones, materiales, condiciones de borde y cargas según el modelo numérico del ETABS V.19.0**

Como ya se había mencionado, es necesario conocer cómo responde esta estructura exportada, para lo cual se le añadió:

Primeramente, las secciones de concreto armado, es decir los espesores de las columnas, muros, vigas y losas:

Figura 48

Asignación de secciones de concreto armado según la memoria de cálculo.

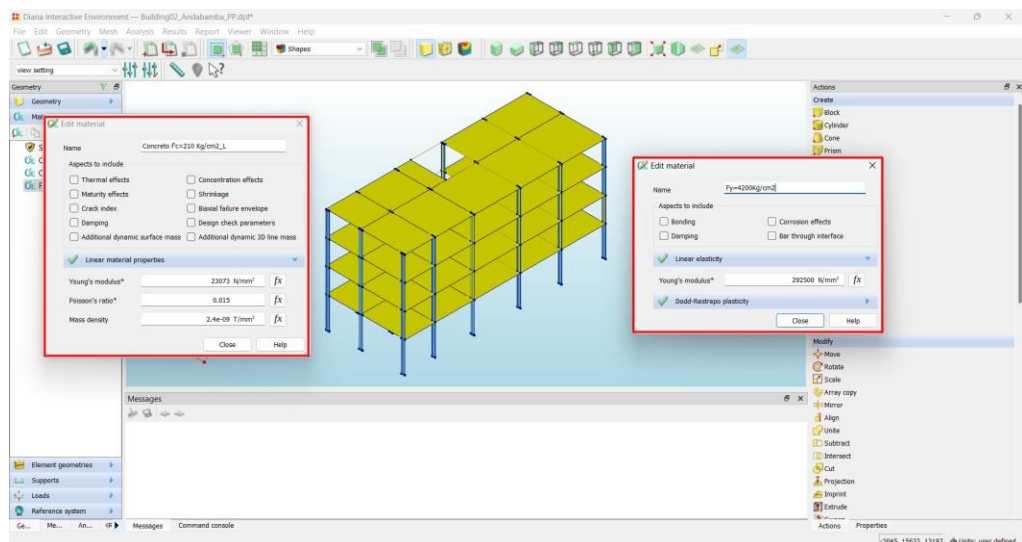


Nota: Fue necesario indicarle al programa DIANA FEA, la dirección de los espesores de todos los elementos estructurales.

Luego, se le asignó las características de los materiales reportados en las tablas N°09 y N°10 para el concreto y acero de refuerzo respectivamente:

Figura 49

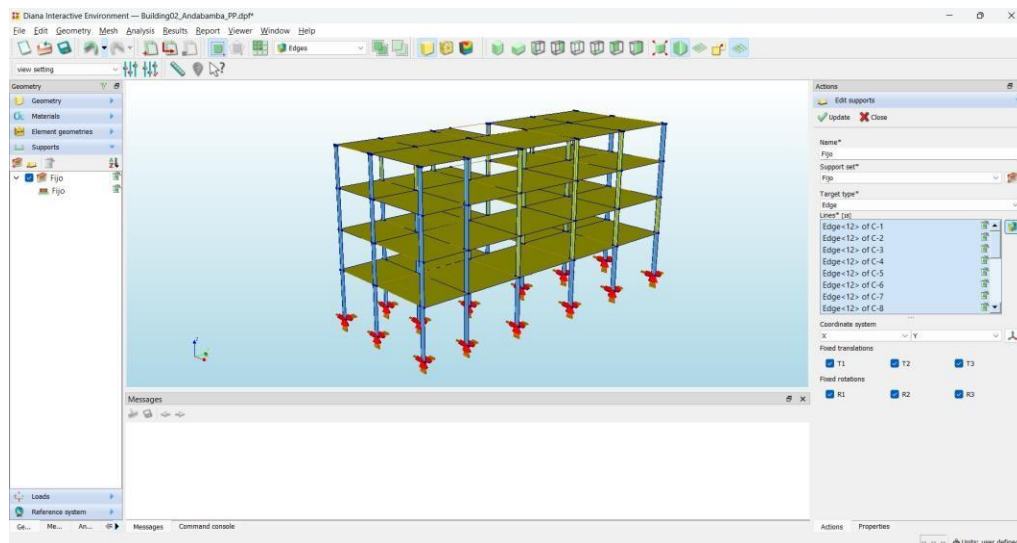
Asignación de propiedades mecánicas para el concreto y acero de refuerzo según la memoria de cálculo



Nota: Este software DIANA FEA solicitaba varios valores para los diversos materiales constitutivos.

Figura 50

Asignación de condiciones de borde o soportes



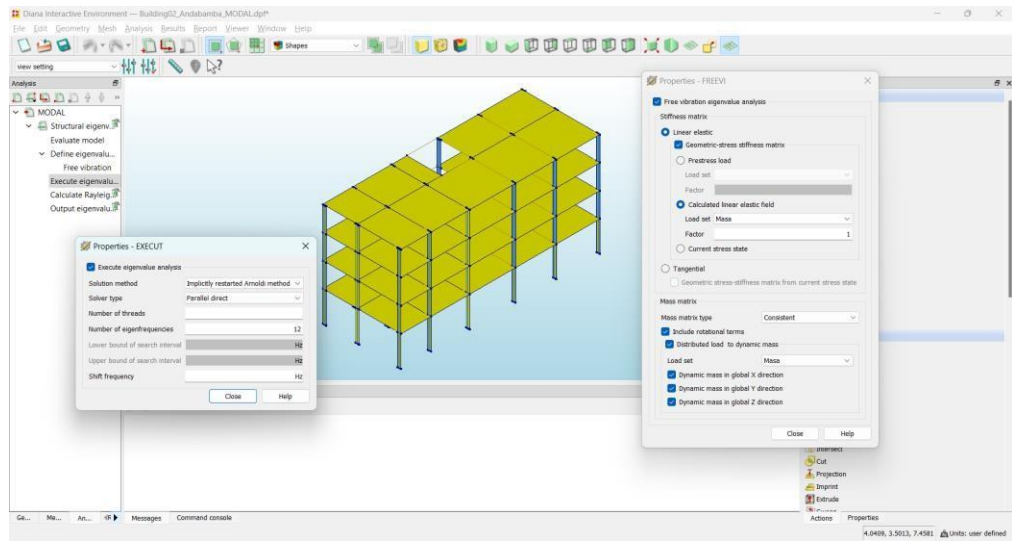
Nota: Al restringir las traslaciones y rotaciones en la base se asume el empotramiento perfecto del sistema de fundación, tal y como fue diseñado en el ETABS V.19.0.

➤ **Comprobación de la respuesta modal y la participación de masa modal**

El autor vio por conveniente ejecutar este apartado para conocer la respuesta estructural después de haberle alimentado con valores similares y condiciones similares, para ello en el software DIANA FEA se creó un caso de análisis denominada modal, en la cual se le pidió el computo de 18 modos de vibración con sus respectivas participaciones modales, ello con la finalidad de compararlo con el software ETABS V.19.0 y si se obtuvieran valores similares, se proseguiría con la ejecución de los objetivos planteados inicialmente.

Figura 51

Creación del caso de análisis del tipo modal.

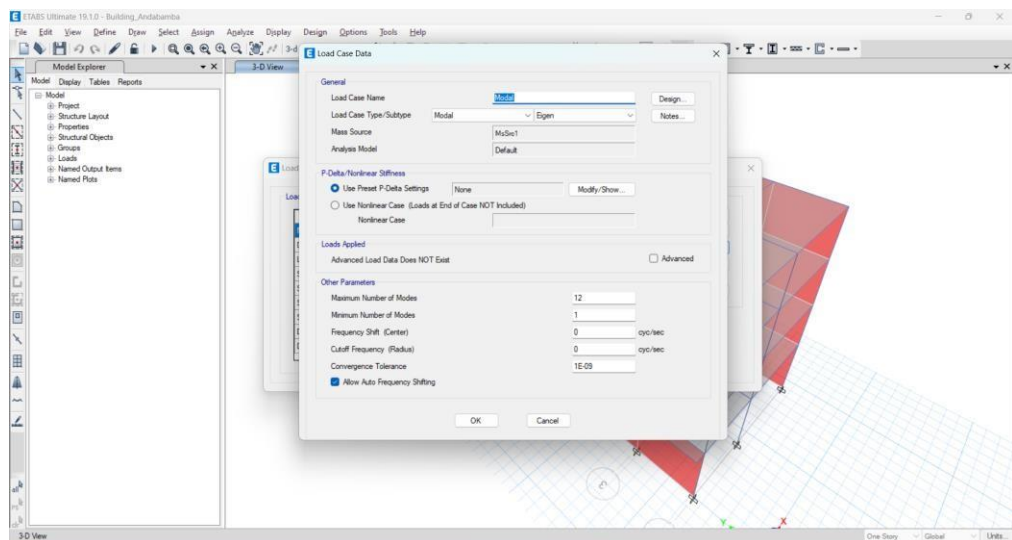


Nota: Se utiliza un caso de carga denominada masa y se le solicita 12 formas modales.

Se verificó también que en el modelo numérico concebido en el programa ETABS V.19.0 se le exigieron 12 formas modales:

Figura 52

Creación del caso de análisis del tipo modal



Nota: El caso modal representa la forma de moverse de la estructura.

Finalmente, mediante la siguiente imagen, se aprecian las formas modales y la participación de masas en cada modo para el software ETABS V.19.0 y DIANA FEA:

Figura 53

Formas modales y masas participativas

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0.852	0.0003	0.9166	0	0.0003	0.9166	0	0.0831
Modal	2	0.787	0.8857	0.001	0	0.886	0.9176	0	0.0001
Modal	3	0.727	0.0284	0.0067	0	0.9144	0.9243	0	0.0006
Modal	4	0.273	1.272E-05	0.0633	0	0.9144	0.9875	0	0.8678
Modal	5	0.25	0.0687	4.233E-05	0	0.9831	0.9876	0	0.0006
Modal	6	0.231	0.0018	0.0004	0	0.9849	0.9879	0	0.0052
Modal	7	0.158	7.849E-07	0.0104	0	0.9849	0.9983	0	0.0238
Modal	8	0.142	0.0126	2.627E-06	0	0.9975	0.9983	0	6.554E-06
Modal	9	0.131	0.0002	3.404E-05	0	0.9978	0.9984	0	0.0001
Modal	10	0.116	0	0.0016	0	0.9978	1	0	0.0187
Modal	11	0.102	0.0022	0	0	1	1	0	1.527E-06
Modal	12	0.093	3.498E-05	1.872E-06	0	1	1	0	2.711E-05

Nota: Vistos desde el software ETABS V.19.0.

Figura 54

Formas modales y masas participativas

MODE	FREQUENCY	EFF.MASS TX	PERCENTAGE	CUM.PERCENT.
1	0.11614E+01	0.15899E+02	0.16457E-01	0.16457E-01
2	0.13636E+01	0.71649E+05	0.74162E+02	0.74178E+02
3	0.14982E+01	0.12401E+05	0.12836E+02	0.87014E+02
4	0.36164E+01	0.85024E+00	0.88005E-03	0.87015E+02
5	0.44621E+01	0.76417E+04	0.79097E+01	0.94925E+02
6	0.49001E+01	0.13630E+04	0.14108E+01	0.96336E+02
7	0.61744E+01	0.62772E-01	0.64973E-04	0.96336E+02
8	0.82902E+01	0.31907E+01	0.33026E-02	0.96339E+02
9	0.84122E+01	0.19556E+04	0.20242E+01	0.98363E+02
10	0.92431E+01	0.34121E+03	0.35317E+00	0.98716E+02
11	0.11116E+02	0.63699E-01	0.65933E-04	0.98716E+02
12	0.11392E+02	0.30317E+00	0.31381E-03	0.98717E+02

MODE	FREQUENCY	EFF.MASS TY	PERCENTAGE	CUM.PERCENT.
1	0.11614E+01	0.88629E+05	0.91736E+02	0.91736E+02
2	0.13636E+01	0.80527E+02	0.83351E-01	0.91820E+02
3	0.14982E+01	0.11782E+03	0.12196E+00	0.91942E+02
4	0.36164E+01	0.59107E+04	0.61180E+01	0.98060E+02
5	0.44621E+01	0.33180E+01	0.34344E-02	0.98063E+02
6	0.49001E+01	0.64830E+01	0.67103E-02	0.98070E+02
7	0.61744E+01	0.99002E+03	0.10247E+01	0.99095E+02
8	0.82902E+01	0.16128E+03	0.16693E+00	0.99262E+02
9	0.84122E+01	0.12630E-01	0.13073E-04	0.99262E+02
10	0.92431E+01	0.37811E+00	0.39137E-03	0.99262E+02
11	0.11116E+02	0.27406E-01	0.28367E-04	0.99262E+02
12	0.11392E+02	0.23557E-02	0.24383E-05	0.99262E+02

Nota: Vistos desde el software DIANA FEA.

Análisis: El modo fundamental 01 se obtuvo un periodo de 0.852 segundos (ETABS V.19.0), y 0.895 segundos (DIANA FEA), en el modo fundamental 02 se obtuvo un periodo 0.787 segundos y 0.734 segundos.

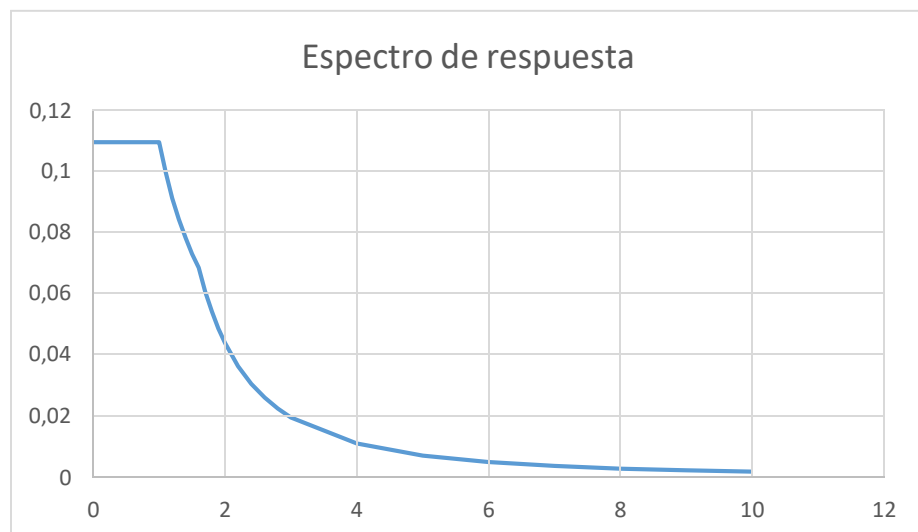
También se observa que en el software ETABS V.19.0 se obtiene más del 90% de participación de masa en el tercer modo (dirección X); mientras que para la dirección Y se supera el 90% de participación de masa en el modo 01. Comparándolo con el software DIANA FEA se obtiene más del 90% de participación de masa en el quinto modo (dirección X); mientras que para la dirección Y se supera el 90% de participación de masa en el modo 01, concluyéndose que los valores son similares desde el punto de vista ingenieril.

➤ **Escalamiento de los registros sísmicos al nivel del espectro de respuesta**

Como se conocía el nivel del espectro de respuesta del edificio multifamiliar N°02 denominado Andabamba, es necesario ajustar este nivel a los valores de los registros sísmicos. El espectro de respuesta del mencionado edificio multifamiliar fue extraído del propio software ETABSV.19 y se muestra a continuación:

Figura 55

Formas modales y masas participativas

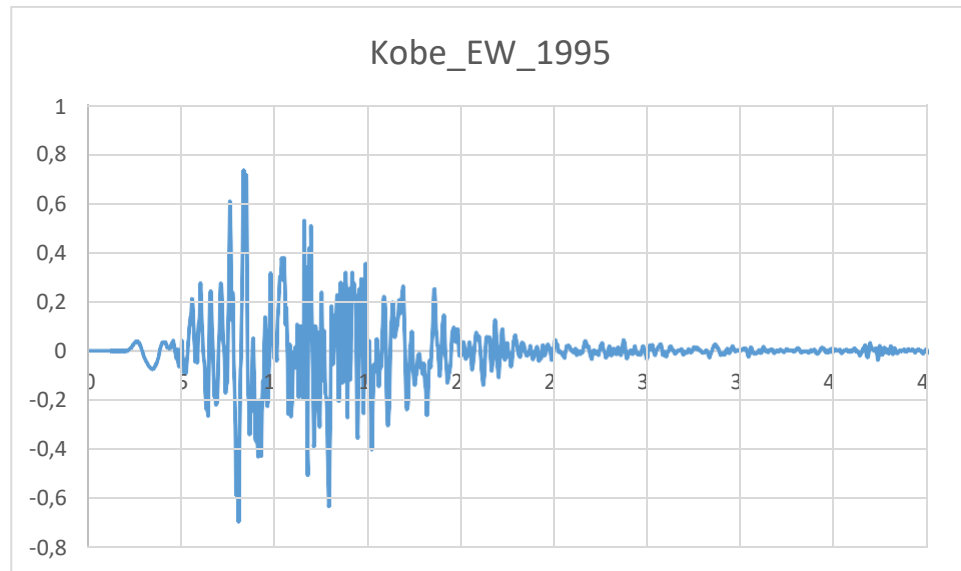


Nota: Espectro de respuesta en las direcciones XX e YY, desde el software ETABS V.19.0.

La normativa E.030 indica que como mínimo se utilizaran tres registros sísmicos, en ambas direcciones y se muestran a continuación:

Figura 56

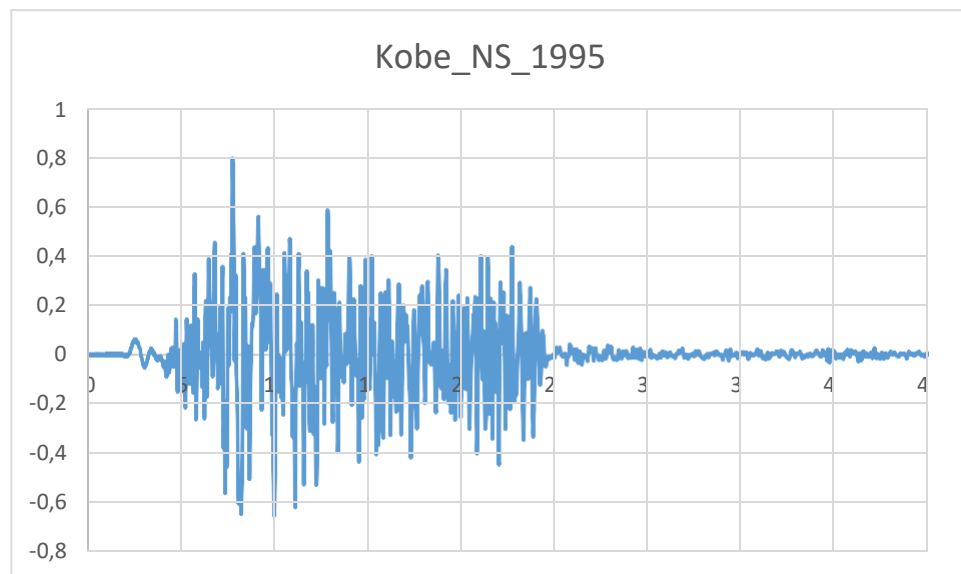
Sismo de Japón Kobe 1995 (dirección EW)



Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección EW.

Figura 57

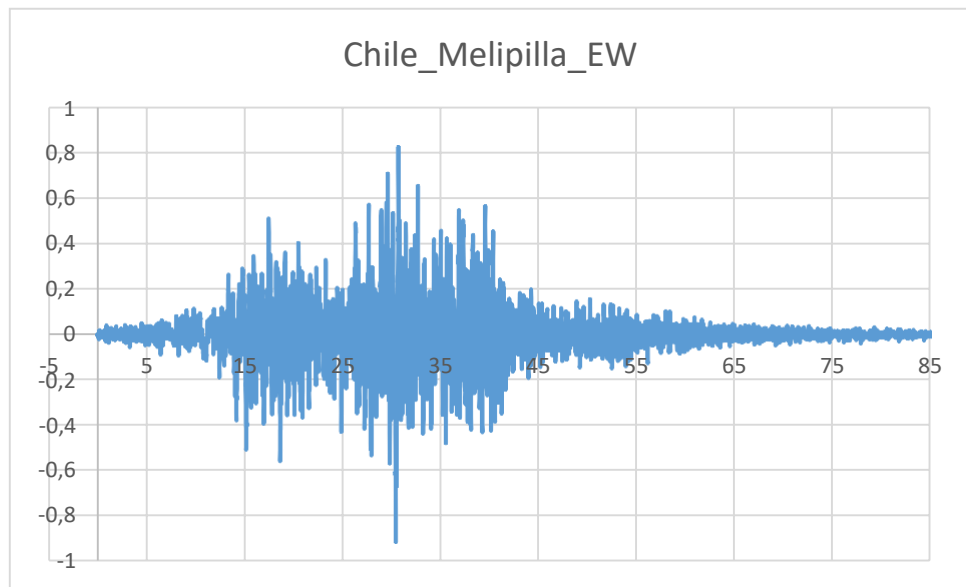
Sismo de Japón Kobe 1995 (dirección NS):



Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección NS.

Figura 58

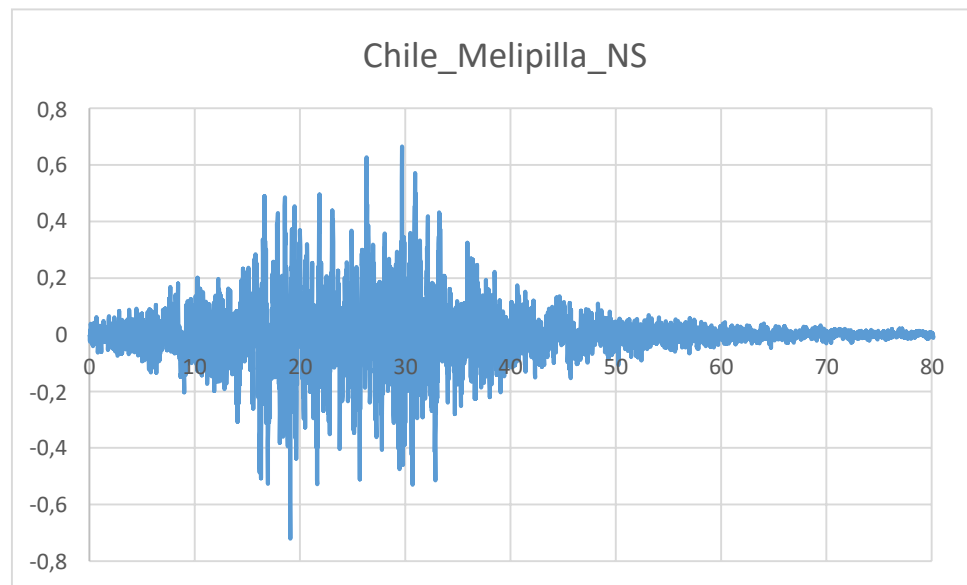
Sismo de Chile Melipilla (dirección EW):



Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección EW.

Figura 59

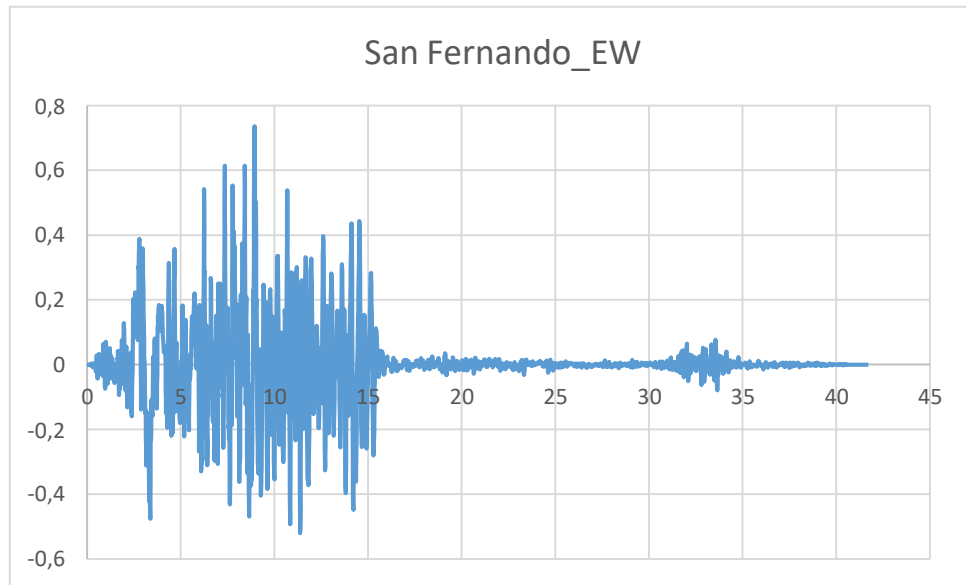
Sismo de Chile Melipilla (dirección NS)



Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección NS.

Figura 60

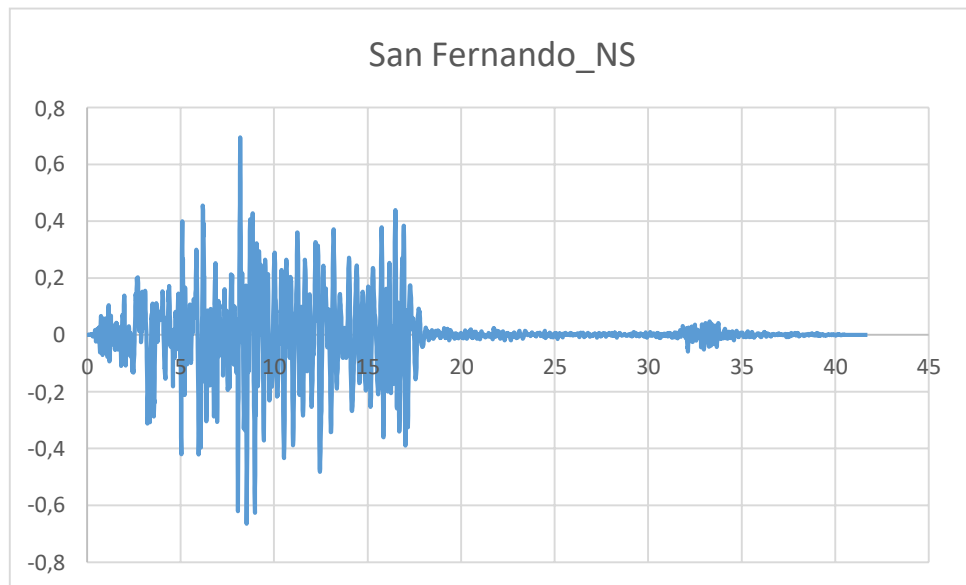
Sismo de San Fernando (dirección EW)



Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección EW.

Figura 61

Sismo de San Fernando (dirección NS)

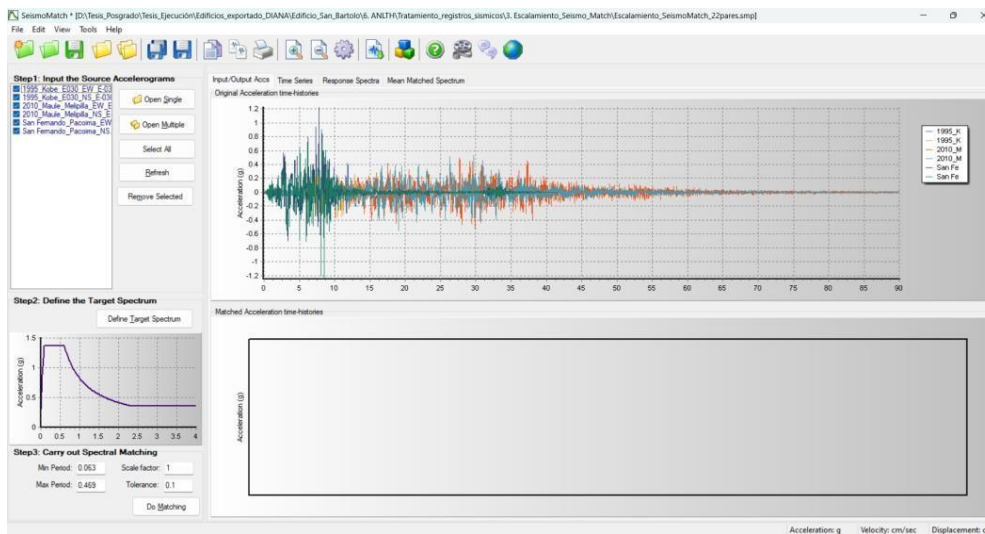


Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección NS.

Utilizando el software SeismoMatch se escalan los niveles de los sismos elegidos, y ellos son:

Figura 62

Escalamiento de registros sísmicos utilizando el software SeismoMatch.



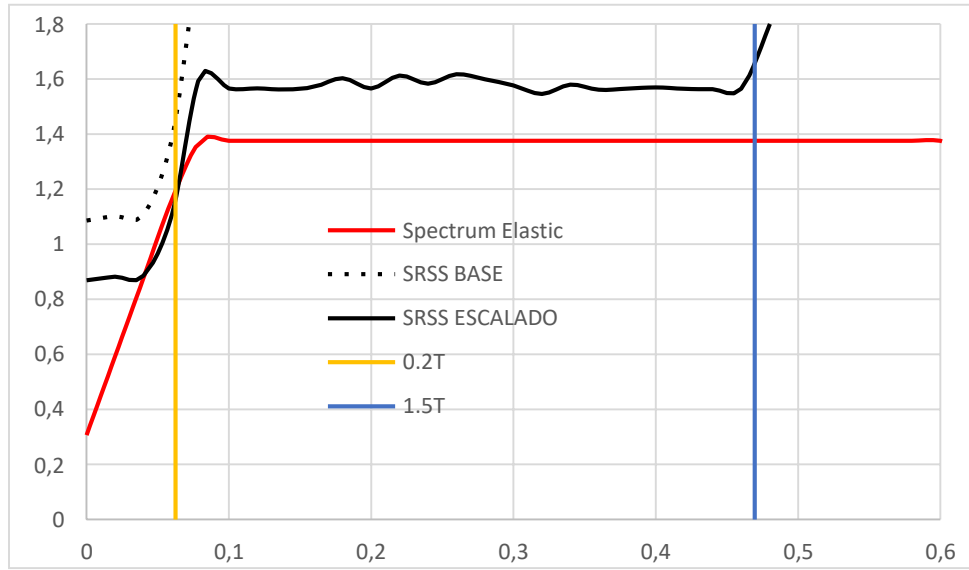
Nota: Se ve en la figura la respuesta sísmica que fue ajustada al espectro de respuesta.

Según la E.030 Diseño sismorresistente indica que, para escalar el nivel de respuesta de los registros sísmicos al nivel del espectro de respuesta, para ello cada par de componente horizontal de movimientos del suelo se construye un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5% de amortiguamiento. Ambas componentes se escalan por un mismo factor, de modo que en el rango de periodos entre $0,2T$ y $1,5T$ este en el rangopromedio:

Para el registro sísmico de Japón Kobe 1995:

Figura 63

Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de Japón Kobe 1995.

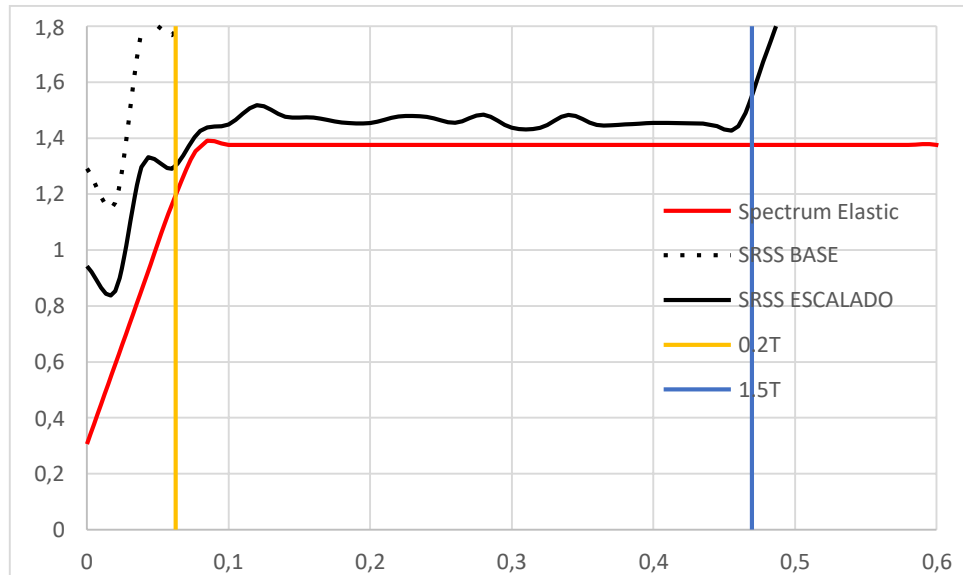


Nota: Se ajustó espectralmente la respuesta del sismo Japón Kobe al espectro de respuesta entre 0.2T y 1.5T.

Para el registro sísmico de Chile Melipilla:

Figura 64

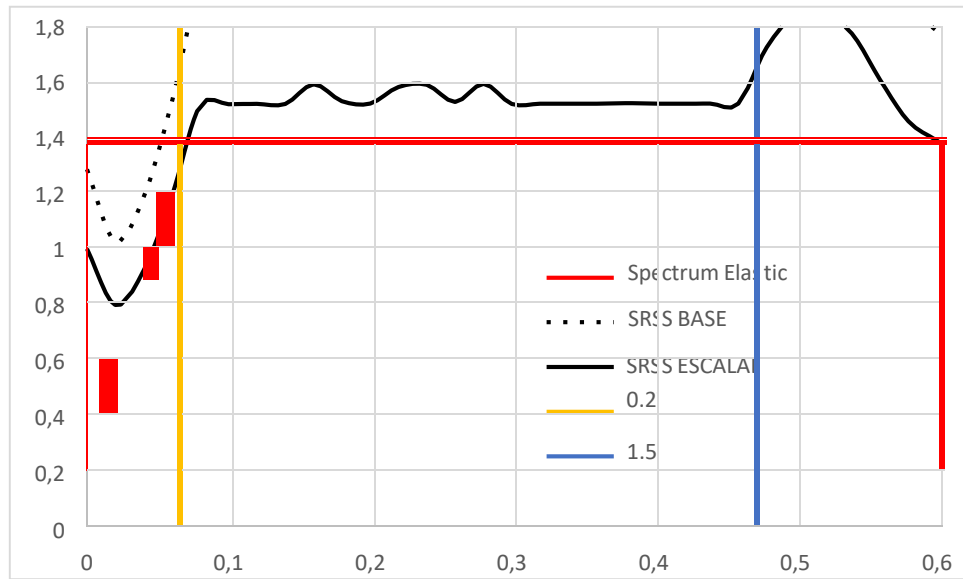
Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de Chile Melipilla.



Nota: Se ajustó espectralmente la respuesta del sismo de Chile Melipilla al espectro de respuesta entre 0.2T y 1.5T.

Figura 65

Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de EE.UU San Fernando.



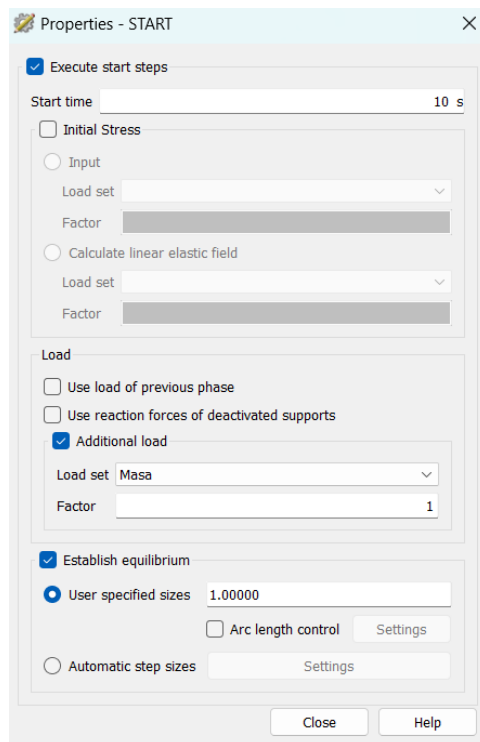
Nota: Se ajustó espectralmente la respuesta del sismo de EE.UU San Fernando al espectro de respuesta entre 0.2T y 1.5T.

➤ **Creación del caso de carga para el análisis no lineal tiempo historia**

Inicialmente es necesario crear el caso de carga bajo la combinación de peso propio, indicándole al software DIANA FEA:

Figura 66

Creación del caso de carga previo al tiempo historia del tipo peso propio o masa.

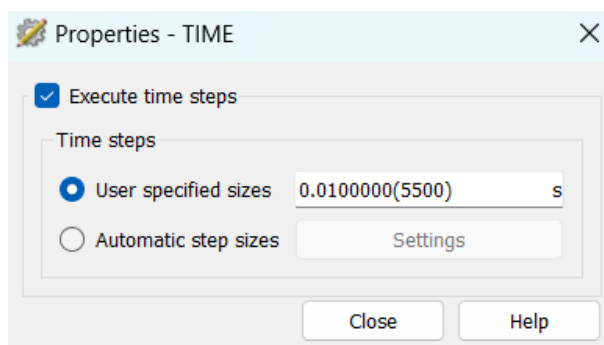


Nota: El programa DIANA FEA permite indicar el instante en que iniciaría el análisis sísmico.

Para realizar el análisis tiempo historia es necesario crear un caso de carga por tiempo, es decir:

Figura 67

Creación del caso de carga previo al tiempo historia del tipo peso propio o masa

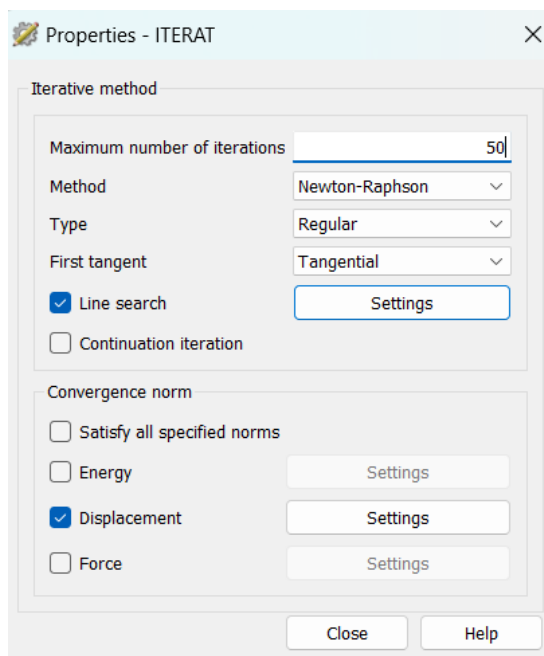


Nota: El programa DIANA FEA permite utilizar pasos determinados en función del tiempo para la ejecución del análisis tiempo historia.

Es importante también definir el número máximo de iteraciones, el método de iteración y la norma de convergencia:

Figura 68

Método iterativo utilizado para solucionar las ecuaciones de equilibrio



Nota: Se utilizó el método de Newton-Raphson por ser el más aceptable y confiable.

4.1.3. EDIFICIO MULTIFAMILIAR Nº03 HUÁNUCO

➤ Datos para la geometría

Los diversos datos para caracterizar la geometría del edificio multifamiliar Huánuco, fueron resumidos en las siguientes tablas:

Tabla 11

Resumen de distancia de vanos en el eje X

Vanos en la dirección X:

Geometría en el eje XX	Distancia del vano (m)
Eje A	0.00
Eje B	3.00
Eje C	6.00
Eje D	9.00

Tabla 12

Resumen de distancia de vanos en el eje Y

Vanos en la dirección Y:

Geometría en el eje YY	Distancia del vano (m)
Eje 1	0.00
Eje 2	5.00
Eje 3	10.00
Eje 4	15.00

➤ **Datos para reproducir el comportamiento mecánico de los materiales constitutivos**

También, los diversos datos para caracterizar los materiales constitutivos del edificio multifamiliar Huánuco, fueron resumidos mediante las siguientes tablas y figuras:

La figura N°69 muestra las características mecánicas obtenidas desde la memoria de cálculo del presente edificio multifamiliar:

Figura 69

Características mecánicas de los materiales de construcción, tanto el concreto y acero de refuerzo.

Materiales	
Concreto Armado	
Resistencia a la Compresión del Concreto f_c	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo crítico del Concreto f_r	$f_r = 29 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de Elasticidad del Concreto	$E_c = 2.17E+05$
Valor de β	$\beta = 0.85$
Peso Especifico del Concreto	$\gamma_c = 2.40 \text{ Tn/m}^3$
Acero de Refuerzo	
Esfuerzo de Fluencia del Acero	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo máximo en el acero al Servicio	$f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de Elasticidad del Acero	$E_s = 2.00E+06$
Peso Especifico del Acero	$\gamma_A = 7.85 \text{ Tn/m}^3$

Nota: La memoria de cálculo del mencionado edificio multifamiliar amarillis mostro las diversas características para el concreto y acero de refuerzo.

Con estos valores se calcularon los diversos parámetros que exige como mínimo el programa DIANA FEA, los cuales se detallan a continuación:

Tabla 13

Resumen de Características utilizadas para el concreto en el software DIANA FEA

Características, lineales en compresión y tensión

Características mecánicas del concreto	Valor	Unidad de medida
Mód. de Young	23,073	N/mm ²
Poisson	0.15	
Dens. masa	4.35	T/mm ³
Esf. Tensión	1.752	N/mm ²
Energía fract.	0.11	N/mm
Esf. Comp.	24.10	N/mm ²
Energía fract.	32.361	N/mm

Tabla 14

Resumen de Características utilizadas para el acero de refuerzo en el software DIANA FEA

Características mecánicas del acero de refuerzo	Valor	Unidad de medida
Mód. de Young	292500	N/mm ²
Esfuerzo max.	420	N/mm ²
Def. fluencia	0.005	
Def. ultima	0.05	
Esf. ultimo.	744	N/mm ²

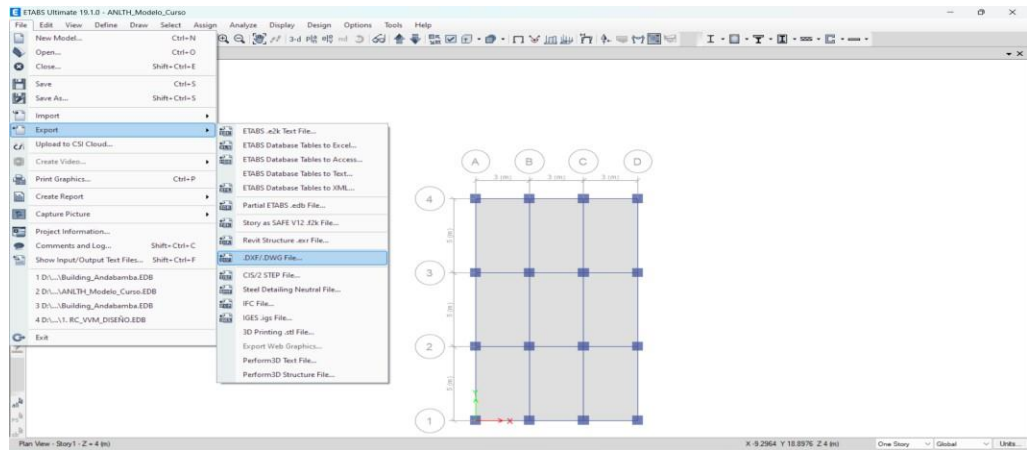
➤ **Exportación y construcción del modelo numérico**

Este edificio multifamiliar denominado Huánuco fue concebido numéricamente en el mundialmente famoso programa para cálculo estructural denominado ETABS, sin embargo, las aspiraciones de la presente tesis fueron las de evaluar el mismo modelo numérico utilizando el método de los elementos finitos, por ello:

Se exportó desde el formato de ETABS V.19.0, tal como se muestra en la siguiente figura:

Figura 70

Detalle de la exportación utilizando el comando file – export – DXF/DWG file

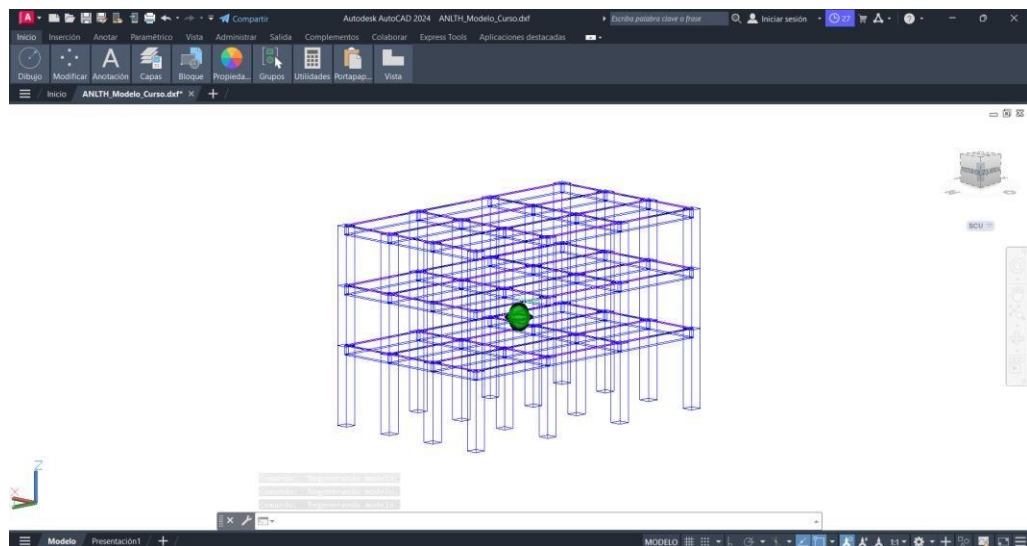


Nota: La manera más sencilla de exportar de este programa es pasando por el software AutoCAD.

Una vez generado el archivo de salida en formato DWG/DXF, se procedió a seleccionar solamente los elementos estructurales necesario para los fines de la presente tesis:

Figura 71

Vista isométrica del edificio multifamiliar Huánuco

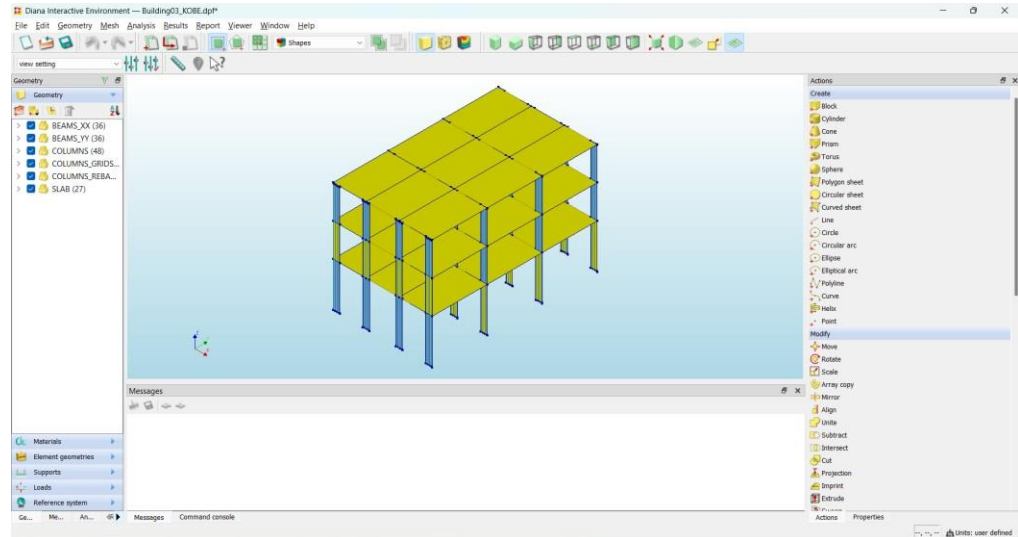


Nota: Es muy recomendable solamente exportar lo que se necesitará para la elaboración de la tesis.

Posteriormente fue necesario crear un archivo nuevo en programa DIANA FEA, en donde se procedió a exportar utilizando la herramienta interactiva Import CAD file.

Figura 72

Producto que se obtuvo después de la exportación.



Nota: Este modelo numérico tal y como esta se ve parecido al modelo numérico del software ETABS sin embargo no se sabe si respondía de la misma manera.

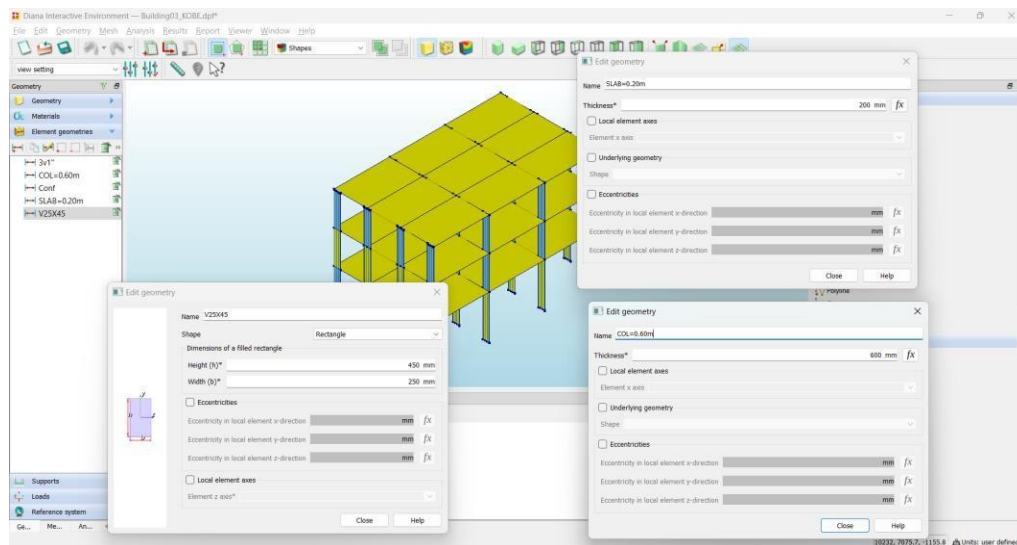
➤ **Definición de secciones, materiales, condiciones de borde y cargas según el modelo numérico del ETABS V.19.0**

Como ya se había mencionado, es necesario conocer cómo responde esta estructura exportada, para lo cual se le añadió:

Primeramente, las secciones de concreto armado, es decir los espesores de las columnas, muros, vigas y losas:

Figura 73

Asignación de secciones de concreto armado según la memoria de cálculo.

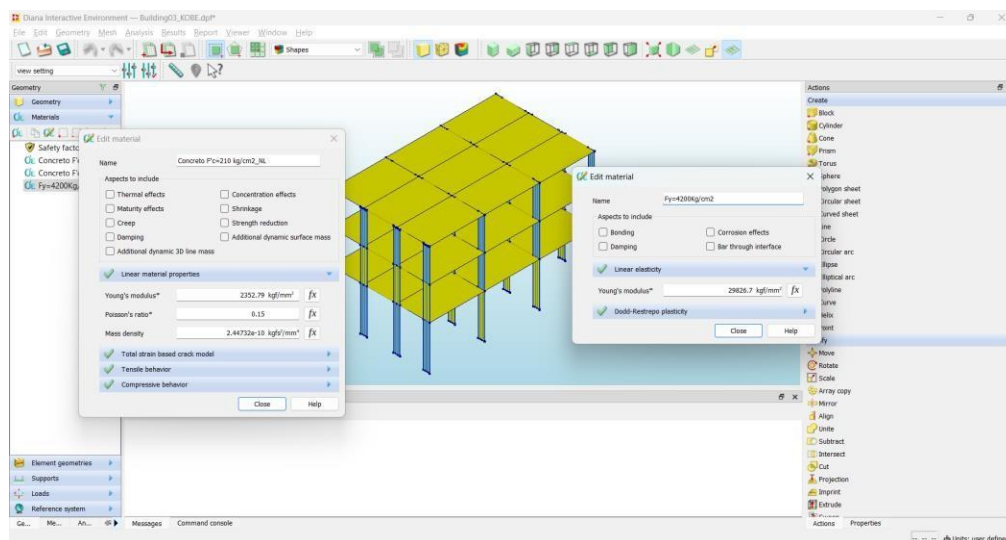


Nota: Fue necesario indicarle al programa DIANA FEA, la dirección de los espesores de todos los elementos estructurales.

Luego, se le asigno las características de los materiales reportados en las Tablas 9 y 10 para el concreto y acero de refuerzo respectivamente:

Figura 74

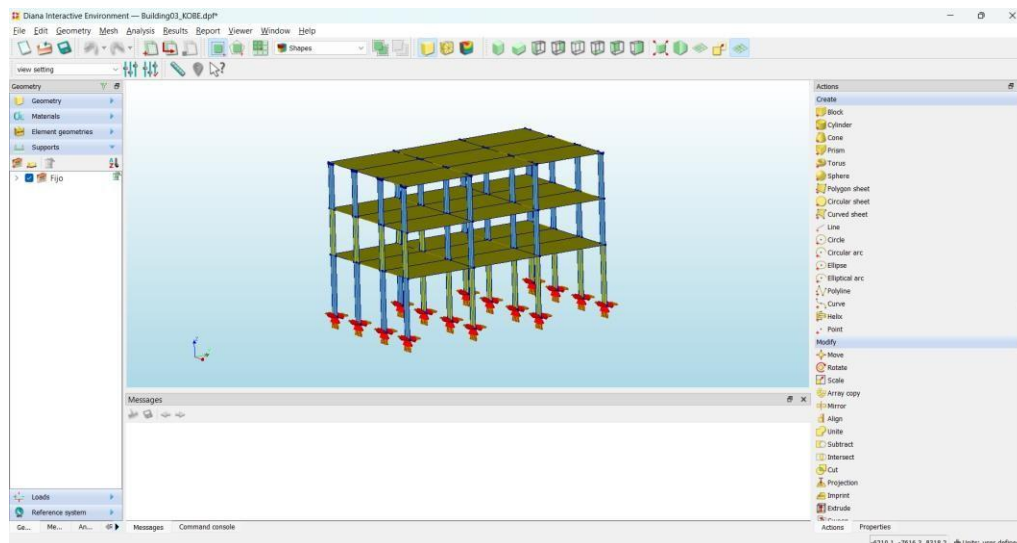
Asignación de propiedades mecánicas para el concreto y acero de refuerzo según la memoria de cálculo



Nota: Este software DIANA FEA solicitaba varios valores para los diversos materiales constitutivos.

Figura 75

Asignación de condiciones de borde o soportes.



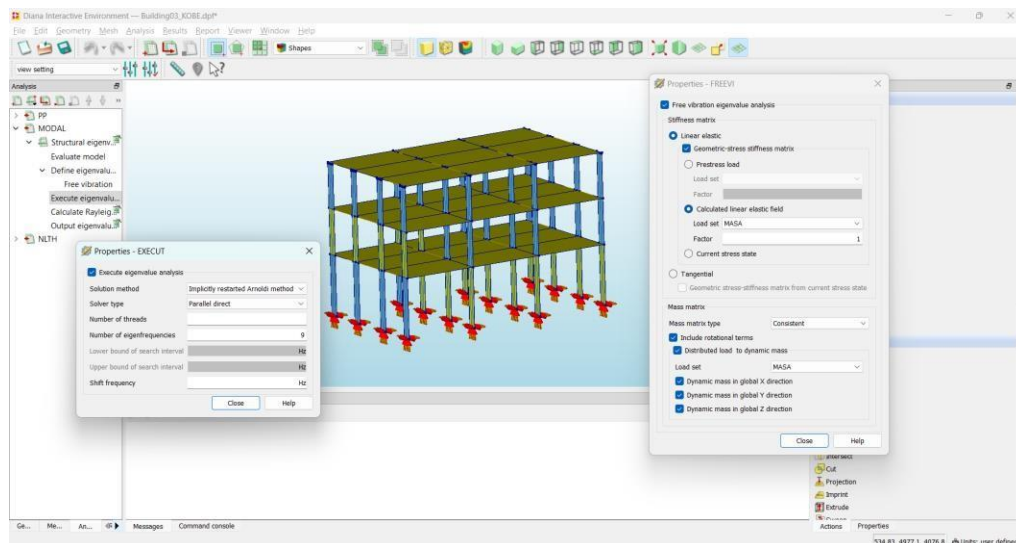
Nota: Al restringir las traslaciones y rotaciones en la base se asume el empotramiento perfecto del sistema de fundación, tal y como fue diseñado en el ETABS V.19.0.

➤ **Comprobación de la respuesta modal y la participación de masa modal**

El autor vio por conveniente ejecutar este apartado para conocer la respuesta estructural después de haberle alimentado con valores similares y condiciones similares, para ello en el software DIANA FEA se creó un caso de análisis denominada modal, en la cual se le pidió el computo de 09 modos de vibración con sus respectivas participaciones modales, ello con la finalidad de compararlo con el software ETABS V.19.0 y si se obtuvieran valores similares, se proseguiría con la ejecución de los objetivos planteados inicialmente.

Figura 76

Creación del caso de análisis del tipo modal.

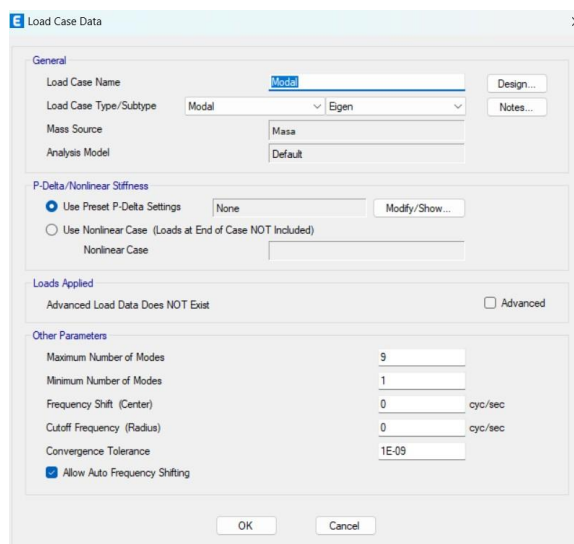


Nota: Se utiliza un caso de carga denominada masa y se le solicita 12 formas modales.

Se verificó también que en el modelo numérico concebido en el programa ETABS V.19.0 se le exigieron 09 formas modales:

Figura 77

Creación del caso de análisis del tipo modal.



Nota: El caso modal representa la forma de moverse de la estructura.

Finalmente, mediante la siguiente imagen, se aprecian las formas modales y la participación de masas en cada modo para el software ETABS V.19.0 y DIANA FEA:

Figura 78

Formas modales y masas participativas.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0.508	0	0.8127	0	0	0.8127	0	0.3476
Modal	2	0.447	0.8304	0	0	0.8304	0.8127	0	0
Modal	3	0.377	0	0	0	0.8304	0.8127	0	0
Modal	4	0.113	0	0.1639	0	0.8304	0.9766	0	0.572
Modal	5	0.108	0.148	0	0	0.9784	0.9766	0	0
Modal	6	0.095	0	0	0	0.9784	0.9766	0	0
Modal	7	0.045	0	0.0234	0	0.9784	1	0	0.0804
Modal	8	0.045	0.0216	0	0	1	1	0	0
Modal	9	0.041	0	0	0	1	1	0	0

Nota: Vistos desde el software ETABS V.19.0.

Figura 79

Formas modales y masas participativas

MODE	FREQUENCY	EFF.MASS TX	PERCENTAGE	CUM.PERCENT.
1	0.23174E+01	0.95385E-07	0.15156E-06	0.15156E-06
2	0.29593E+01	0.52436E+02	0.83314E+02	0.83314E+02
3	0.33044E+01	0.28440E-04	0.45188E-04	0.83314E+02
4	0.89495E+01	0.98142E-09	0.15594E-08	0.83314E+02
5	0.11078E+02	0.69457E+01	0.11036E+02	0.94350E+02
6	0.12464E+02	0.12286E-04	0.19521E-04	0.94350E+02
7	0.16295E+02	0.11372E-07	0.18070E-07	0.94350E+02
8	0.17390E+02	0.32256E-07	0.51252E-07	0.94350E+02
9	0.17678E+02	0.20436E-08	0.32470E-08	0.94350E+02

MODE	FREQUENCY	EFF.MASS TY	PERCENTAGE	CUM.PERCENT.
1	0.23174E+01	0.51735E+02	0.82201E+02	0.82201E+02
2	0.29593E+01	0.95230E-07	0.15131E-06	0.82201E+02
3	0.33044E+01	0.22547E-07	0.35825E-07	0.82201E+02
4	0.89495E+01	0.74272E+01	0.11801E+02	0.94002E+02
5	0.11078E+02	0.14816E-08	0.23540E-08	0.94002E+02
6	0.12464E+02	0.42566E-09	0.67633E-09	0.94002E+02
7	0.16295E+02	0.21899E-10	0.34795E-10	0.94002E+02
8	0.17390E+02	0.74929E-02	0.11905E-01	0.94014E+02
9	0.17678E+02	0.51239E-10	0.81413E-10	0.94014E+02

Nota: Vistos desde el software DIANA FEA.

Análisis: El modo fundamental 01 se obtuvo un periodo de 0.508 segundos (ETABS V.19.0), y 0.432 segundos (DIANA FEA), en el modo fundamental 02 se obtuvo un periodo 0.447 segundos y 0.338 segundos.

También se observa que en el software ETABS V.19.0 se obtiene más del 90% de participación de masa en el quinto modo (dirección X);

mientras que para la dirección Y se supera el 90% de participación de masa en el modo 04.

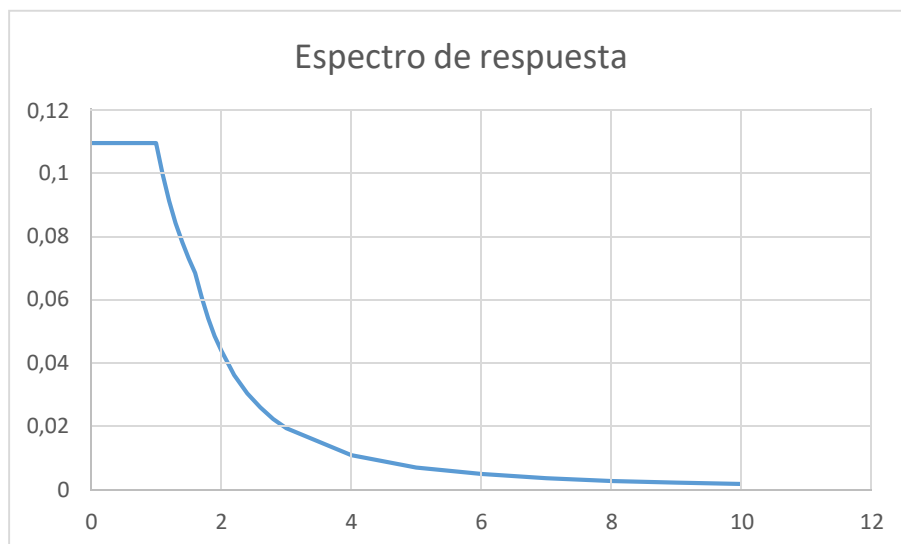
Comparándolo con el software DIANA FEA se obtiene más del 90% de participación de masa en el quinto modo (dirección X); mientras que para la dirección Y se supera el 90% de participación de masa en el modo 04, concluyéndose que los valores son similares desde el punto de vista ingenieril.

➤ **Escalamiento de los registros sísmicos al nivel del espectro de respuesta**

Como se conocía el nivel del espectro de respuesta del edificio multifamiliar N°02 denominado Huánuco, es necesario ajustar este nivel a los valores de los registros sísmicos. El espectro de respuesta del mencionado edificio multifamiliar fue extraído del propio software ETABS V.19 y se muestra a continuación:

Figura 80

Formas modales y masas participativas.

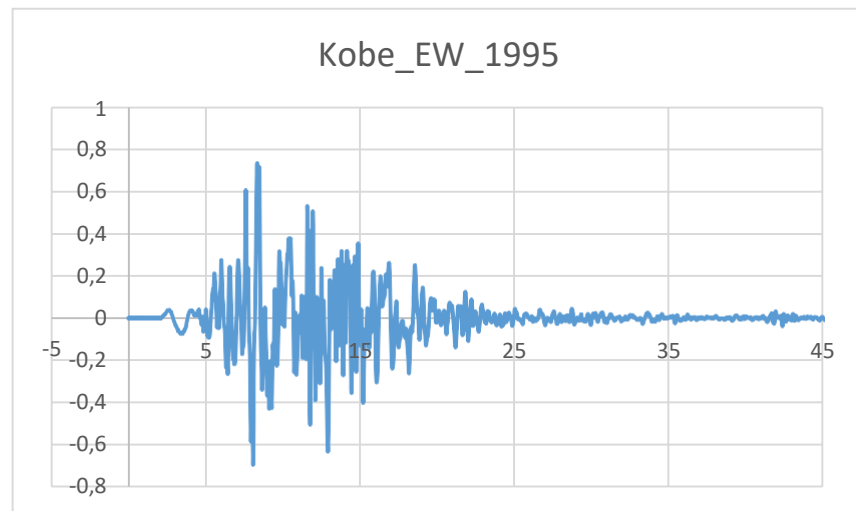


Nota: Espectro de respuesta en las direcciones XX e YY, desde el software ETABS V.19.0.

La normativa E.030 indica que como mínimo se utilizaran tres registros sísmicos, en ambas direcciones y se muestran a continuación:

Figura 81

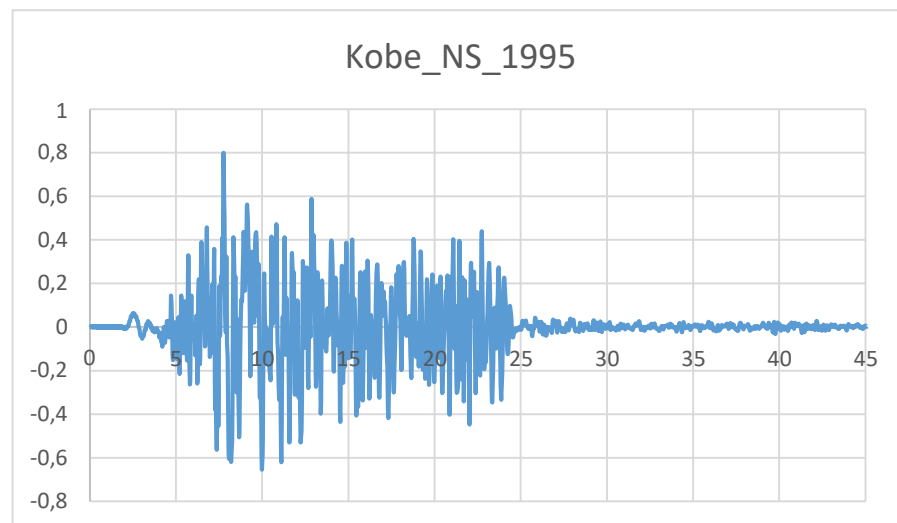
Sismo de Japón Kobe 1985 (dirección EW)



Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección EW.

Figura 82

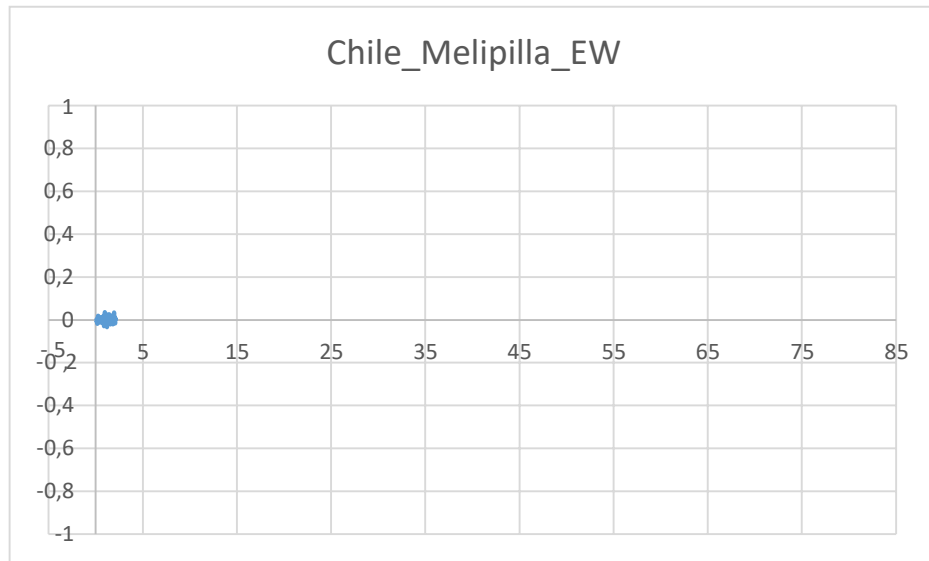
Sismo de Japón Kobe 1985 (dirección NS)



Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección NS.

Figura 83

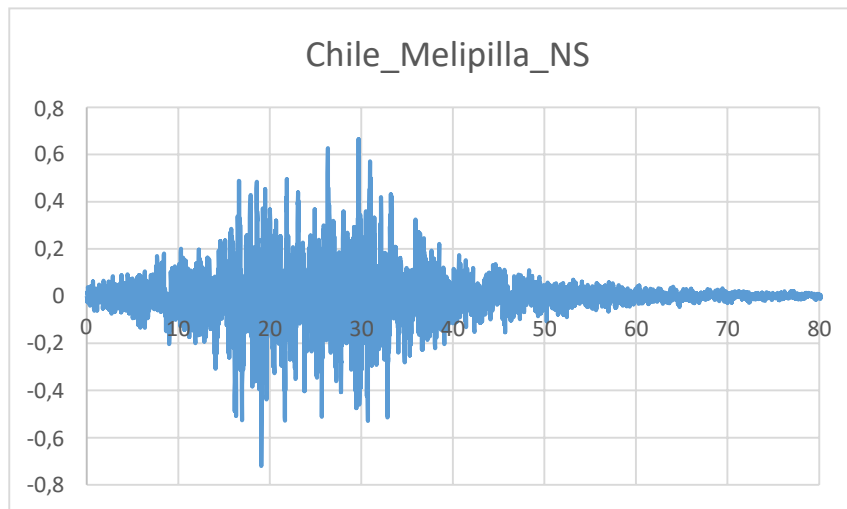
Sismo de Chile Melipilla (dirección EW)



Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección EW.

Figura 84

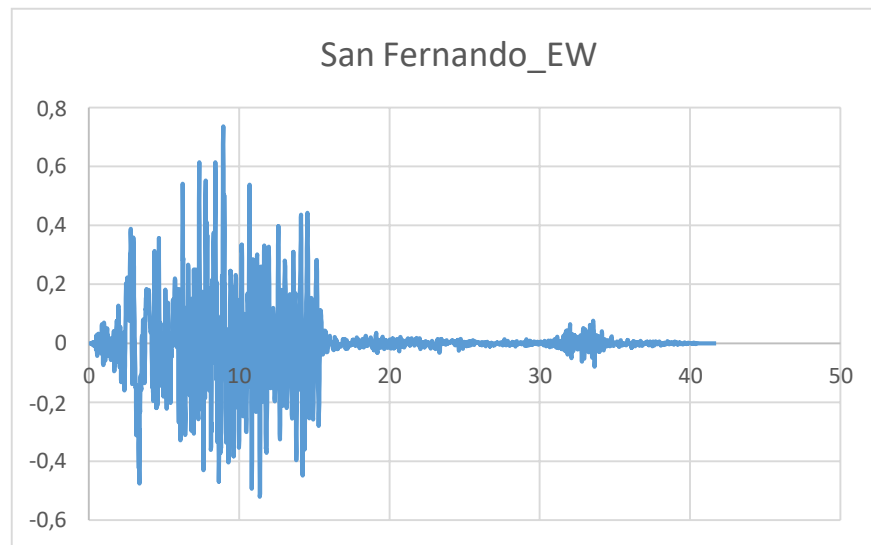
Sismo de Chile Melipilla (dirección NS)



Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección NS.

Figura 85

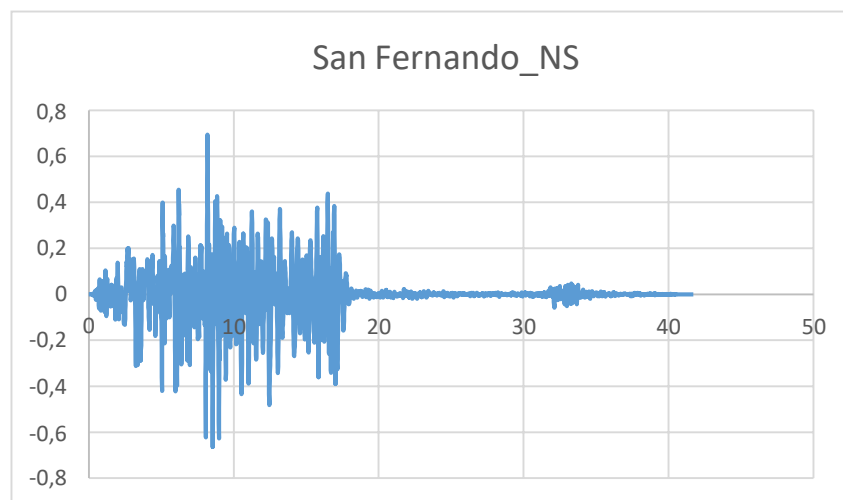
Sismo de San Fernando (dirección EW).



Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección EW.

Figura 86

Sismo de San Fernando (dirección NS).

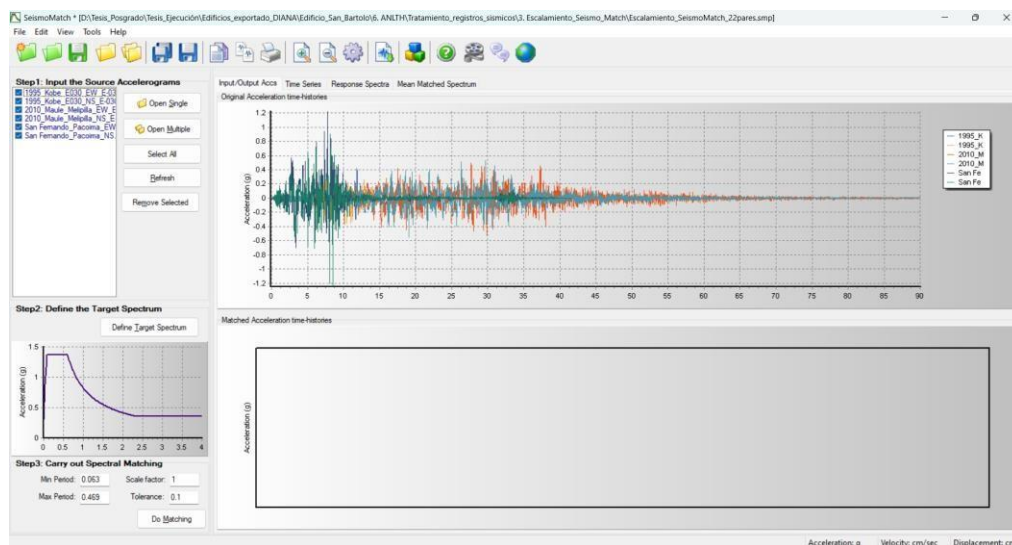


Nota: Este registro sísmico se origina de la comparación de aceleraciones del terreno versus el tiempo en la dirección NS.

Utilizando el software SeismoMatch se escalan los niveles de los sismos elegidos, y ellos son:

Figura 87

Escalamiento de registros sísmicos utilizando el software SeismoMatch:



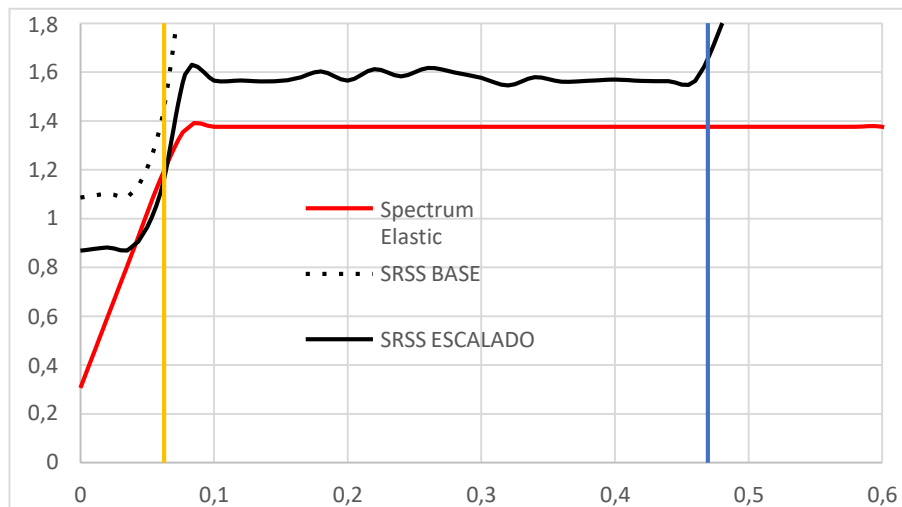
Nota: Se ve en la figura la respuesta sísmica que fue ajustada al espectro de respuesta.

Según la E.030 Diseño sismorresistente indica que, para escalar el nivel de respuesta de los registros sísmicos al nivel del espectro de respuesta, para ello cada par de componente horizontal de movimientos del suelo se construye un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5% de amortiguamiento. Ambas componentes se escalan por un mismo factor, de modo que en el rango de periodos entre $0,2T$ y $1,5T$ este en el rangopromedio:

Para el registro sísmico de Japón Kobe 1995:

Figura 88

Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de Japón Kobe 1995.

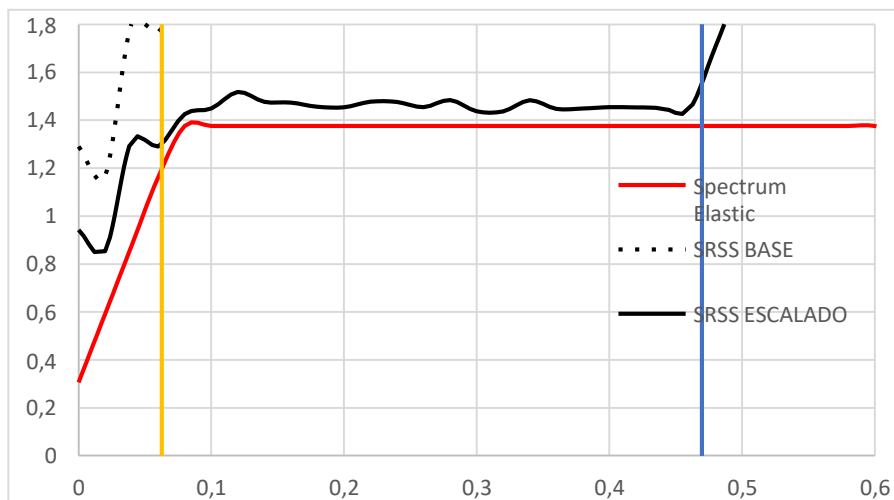


Nota: Se ajustó espectralmente la respuesta del sismo Japón Kobe al espectro de respuesta entre 0.2T y 1.5T.

Para el registro sísmico de Chile Melipilla:

Figura 89

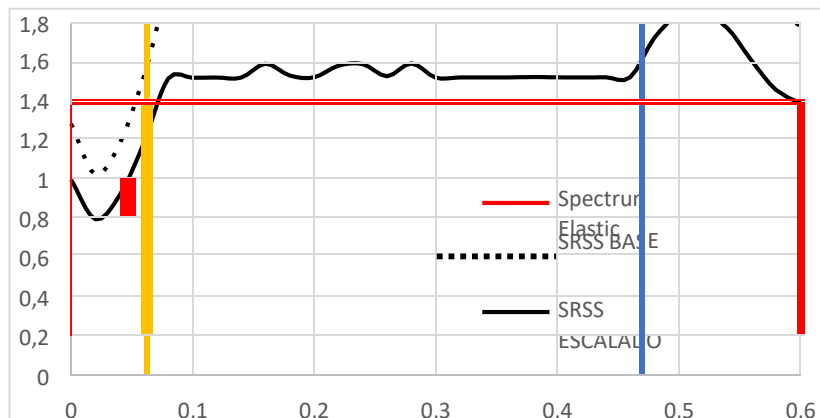
Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de Chile Melipilla.



Nota: Se ajustó espectralmente la respuesta del sismo de Chile Melipilla al espectro de respuesta entre 0.2T y 1.5T.

Figura 90

Escalamiento de registros sísmicos para el sismo de EE.UU San Fernando.



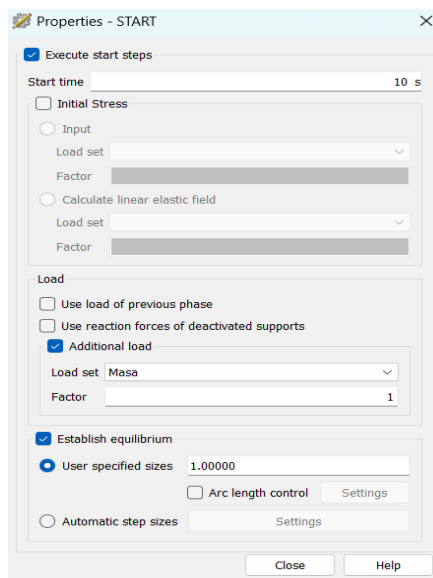
Nota: Se ajustó espectralmente la respuesta del sismo de EE.UU San Fernando al espectro de respuesta entre 0.2T y 1.5T.

➤ **Creación del caso de carga para el análisis no lineal tiempo historia**

Inicialmente es necesario crear el caso de carga bajo la combinación de peso propio, indicándole al software DIANA FEA:

Figura 91

Creación del caso de carga previo al tiempo historia del tipo peso propio o masa.

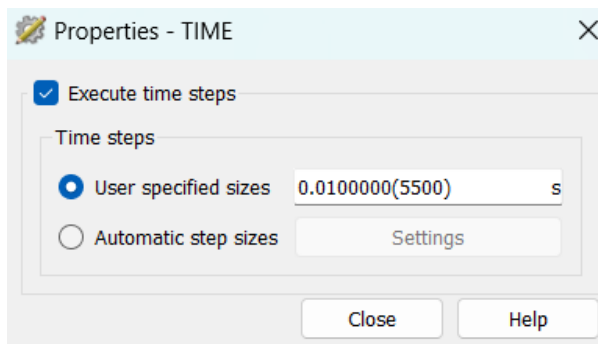


Nota: El programa DIANA FEA permite indicar el instante en que iniciaría el análisis sísmico.

Para realizar el análisis tiempo historia es necesario crear un caso de carga por tiempo, es decir:

Figura 92

Creación del caso de carga previo al tiempo historia del tipo peso propio o masa.

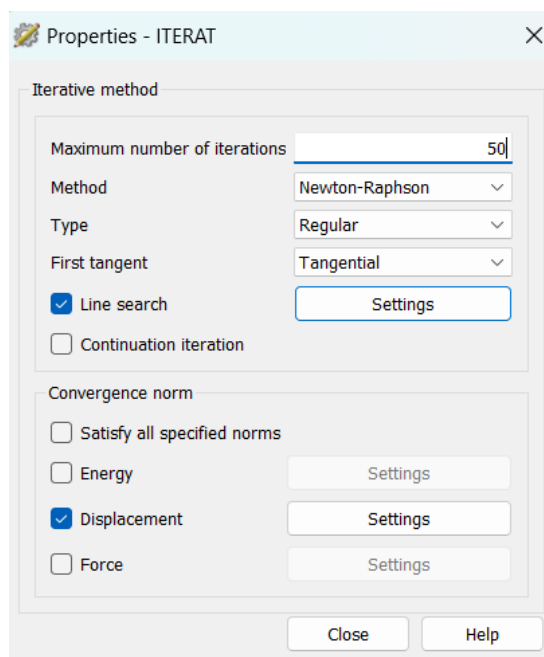


Nota: El programa DIANA FEA permite utilizar pasos determinados en función del tiempo para la ejecución del análisis tiempo historia.

Es importante también definir el número máximo de iteraciones, el método de iteración y la norma de convergencia:

Figura 93

Método iterativo utilizado para solucionar las ecuaciones de equilibrio.



Nota: Se utilizó el método de Newton-Raphson por ser el más aceptable y confiable.

En esta parte se presentará los datos obtenidos de Desplazamientos máximos relativos y Derivas que corresponden al edificio multifamiliar Amarilis, edificio multifamiliar Andabamba y Edificio multifamiliar Huánuco obtenidas de la verificación estructural realizada:

Tabla 15

Desplazamientos máximos relativos y derivas máximas para el edificio multifamiliar N°01 Amarilis, obtenidas del software DIANA FEA

BUILDING 01 _ AMARILIS													
XX	Desplazamientos máximos						Derivas máximas						Promedio
SISMO	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N1	N2	N3	N4	N5	N6	X̄
S1	75.61	91.72	103.00	110.98	117.19	121.85	0.0202	0.0059	0.0047	0.0033	0.0025	0.0017	0.0073
S2	115.07	131.43	142.95	152.45	158.78	163.46	0.0308	0.0060	0.0048	0.0037	0.0027	0.0017	0.0096
S3	196.28	207.86	214.48	218.96	225.46	228.29	0.0525	0.0043	0.0030	0.0019	0.0019	0.0013	0.0127
MG	119.528	135.825	146.712	154.731	161.282	165.669	0.03196	0.00533	0.00411	0.00288	0.00234	0.00154	0.00965
YY	Desplazamientos máximos						Derivas máximas						Promedio
SISMO	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N1	N2	N3	N4	N5	N6	X̄
S1	119.21	131.72	139.55	145.24	149.87	153.13	0.0319	0.0046	0.0035	0.0024	0.00183	0.0012	0.0088
S2	95.32	106.66	113.48	118.08	121.16	121.97	0.0255	0.0042	0.0031	0.0020	0.00116	0.0006	0.0072
S3	144.90	154.72	161.69	165.74	169.29	172.87	0.0387	0.0036	0.0029	0.0018	0.0012	0.0013	0.0097
MG	118.082	129.534	136.804	141.651	145.398	147.800	0.03157	0.00410	0.00313	0.00204	0.00136	0.00097	0.00849

N1, N2, N3, N4, N5 y N6: número del nivel de piso

S1, S2 y S3: Numero del registro sísmico.

X: Media geométrica

Análisis: El riesgo sísmico para el edificio multifamiliar N°01 Amarilis se obtuvo evaluando si es que la media geométrica de las derivas de entrepiso de los 3 registros sísmicos supera el 125% de la deriva (0.00875) establecida según la E.030-2018:

- Deriva Max. (XX) = 0.00965 > 125% (Deriva Max.) = 0.00965 > 0.00875 ... Desempeño insatisfactorio.
- Deriva Max. (YY) = 0.00849 < 125% (Deriva Max.) = 0.00849 < 0.00875 ... Desempeño satisfactorio.

Tabla 16

Desplazamientos máximos relativos y derivas máximas para el edificio multifamiliar N°02 Andabamba, obtenidas del software DIANA FEA

BUILDING 02 _ ANDABAMBA										
XX	Desplazamientos máximos				Derivas máximas				Promedio	
	SISMO	N1	N2	N3	N4	N1	N2	N3		N4
	S1	48.30	70.61	85.03	93.37	0.0138	0.0080	0.0061	0.0037	0.0079
	S2	51.05	68.94	86.18	93.26	0.0146	0.0064	0.0062	0.0037	0.0077
	S3	48.80	69.88	84.50	93.12	0.0139	0.0075	0.0060	0.0038	0.0078
	MG	49.366	69.807	85.233	93.250	0.01410	0.00726	0.0060	0.00374	0.00781
YY	Desplazamientos máximos				Derivas máximas				Promedio	
	SISMO	N1	N2	N3	N4	N1	N2	N3		N4
	S1	144.59	151.77	154.88	158.57	0.0413	0.0026	0.0016	0.0012	0.0117
	S2	172.67	177.62	179.50	182.34	0.0493	0.0018	0.0010	0.0009	0.0133
	S3	128.30	135.50	144.80	166.90	0.0367	0.0026	0.0031	0.0064	0.0122
	MG	147.408	154.005	159.078	168.987	0.04212	0.00227	0.00172	0.00193	0.01235

N1, N2, N3, N4, N5 y N6: número del nivel de piso

S1, S2 y S3: Numero del registro sísmico.

MG: Media geométrica

Análisis: El riesgo sísmico para el edificio multifamiliar N°02 Andabamba se obtuvo evaluando si es que la media geométrica de las derivas de entrepiso de los 3 registros sísmicos supera el 125% de la deriva (0.00875) establecida según la E.030-2018:

- Deriva Max. (XX) = 0.00781 < 125% (Deriva Max.) = 0.00781 < 0.00875 ... Desempeño satisfactorio.

- Deriva Max. (YY) = 0.01235 > 125% (Deriva Max.) = 0.01235 > 0.00875 ... Desempeño insatisfactorio.

Tabla 17

Desplazamientos máximos relativos y derivas máximas para el edificio multifamiliar N°03 Huánuco, obtenidas del software DIANA FEA.

BUILDING 03 _ HUÁNUCO							
XX SISMO	Desplazamientos máximos			Derivas máximas			Promedio
	N1	N2	N3	N1	N2	N3	\bar{X}
S1	9.29	16.57	21.40	0.0023	0.0024	0.0019	0.0022
S2	10.66	18.82	24.20	0.0027	0.0027	0.0021	0.0025
S3	9.13	16.39	21.33	0.0023	0.0024	0.0019	0.0022
MG	9.670	17.226	22.271	0.00242	0.00252	0.00196	0.00230
YY SISMO	Desplazamientos máximos			Derivas máximas			Promedio
	N1	N2	N3	N1	N2	N3	\bar{X}
S1	15.30	27.52	35.72	0.0038	0.0041	0.0032	0.0037
S2	16.48	28.92	37.26	0.0041	0.0041	0.0032	0.0038
S3	18.70	32.60	41.63	0.0047	0.0046	0.0036	0.0043
MG	16.769	29.604	38.123	0.00419	0.00428	0.00332	0.00393

N1, N2, N3, N4, N5 y N6: número del nivel de piso

S1, S2 y S3: Numero del registro sísmico.

MG: Media geométrica

Análisis: El riesgo sísmico para el edificio multifamiliar N°03 Huánuco se obtuvo evaluando si es que la media geométrica de las derivas de entrepiso de los 3 registros sísmicos supera el 125% de la deriva (0.00875) establecida según la E.030-2018:

- Deriva Max. (XX) = 0.00230 < 125% (Deriva Max.) = 0.00230 < 0.00875 ... Desempeño satisfactorio.
- Deriva Max. (YY) = 0.00393 < 125% (Deriva Max.) = 0.00393 < 0.00875 ... Desempeño satisfactorio.

4.2. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS Y PRUEBA DE HIPÓTESIS

Tabla 18

Prueba de Normalidad

			Shapiro-Wilk		
			Estadístico	Gl	Sig.
La verificación estructural minimiza los riesgos sísmicos			,767	3	,000
Norma	E.030-2018	Diseño	,789	3	,000
Sismorresistente					

Interpretación

Según los resultados de la tabla que muestra la prueba de Normalidad en las observaciones de las variables, se cuenta con un grado de libertad de "3" (correspondiente al número de muestra), que es menor a 50. Por esta razón, se ha optado por utilizar la prueba de Shapiro-Wilk. Además, es importante destacar que los valores de significancia obtenidos son menores a P valor (0.05), lo que indica que la distribución es normal o paramétricos; por lo tanto, implica que en el análisis subsiguiente se aplicó la correlación de Pearson.

➤ Hipótesis general

La verificación estructural de edificios multifamiliares usando la norma E.030-2018 Diseño Sismorresistente minimiza los riesgos sísmicos – Huánuco – 2023.

Tabla 19*Correlación de la hipótesis general*

		La verificación estructural minimiza los riesgos sísmicos	Norma E.030-2018 Diseño Sismorresistente
La verificación estructural minimiza los riesgos sísmicos	Correlación de Pearson	1	,876**
	Sig. (bilateral)		,000
	N	3	3
Norma E.030-2018 Diseño Sismorresistente	Correlación de Pearson	,876**	1
	Sig. (bilateral)	,000	
	N	3	3

** . La correlación es significativa en el nivel 0,01 (bilateral).

Interpretación

Al respecto de la hipótesis general afirma que la eficiencia positiva en La verificación estructural de edificios multifamiliares usando la norma E.030-2018 Diseño Sismorresistente minimiza los riesgos sísmicos — Huánuco — 2023, es efectiva. Dando como una relación positiva según la correlación de Pearson (0,876). Afirmando que si es que se realiza la verificación estructural de edificios multifamiliares usando la norma E.030 se va a minimizar los riesgos sísmicos. Por lo tanto, se acepta la hipótesis planteada.

CAPITULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Al respecto de la hipótesis general: La verificación estructural de edificios multifamiliares usando la norma E.030-2018 Diseño Sismorresistente minimiza los riesgos sísmicos — Huánuco — 2023, dicha afirmación se ve reflejada de acuerdo a la tabla 19 con una correlación de 0,876 de acuerdo a la correlación de Pearson. Dicho resultado podemos comparar con la investigación que ha realizado por Rivera et al. (2020), en su tesis titulada realizaron la tesis denominada: Procedimiento para una evaluación estructural en una vivienda de concreto armado, los autores plantearon el objetivo conciso de encontrar alternativas que permitan realizar una evaluación estructural en una vivienda de concreto armado con la finalidad de posteriormente poder ejecutar la reparación o reforzamiento para este tipo de vivienda, para ellos realizaron la comparación de distintos métodos de evaluación estructural desde diversas normatividades, los autores concluyen que deberán analizarse los datos recabados y resumirse en un informe que ha de incluir la comprobación de la resistencia estructural, la viabilidad del proyecto, el listado de problemas estructurales y el análisis de la aplicación del método de evaluación estructural propuesto.

Con respecto al objetivo específico 1, Es posible generar el modelo matemático de edificios multifamiliares capaz de ejecutar los análisis bajos aceleraciones sísmicas según la E.030-2018, es así que contrastada mediante las figuras N°22, N°47 y N°72, las cuales representan los modelos matemáticos de edificios multifamiliares que fueron capaces de ejecutar los análisis bajo excitaciones sísmicas, bajo las siguientes afirmaciones:

Los modelos matemáticos representaron las idealizaciones gráficas computacionales de los edificios multifamiliares, estos fueron considerados de tal modo después de que permitieran la ejecución de análisis bajo excitaciones dinámicas.

Para el edificio multifamiliar N°01 fue necesario reportar a la figura N°22, en la cual se observa el modelo numérico computacional ya culminado capaz de ejecutar análisis bajo acciones sísmicas, de ello se obtuvieron las derivas de entrepiso mostradas en la tabla N°15.

Para el edificio multifamiliar N°02 fue necesario reportar a la figura N°47 en la cual se observa el modelo numérico computacional ya finalizado y que fue capaz de ejecutar análisis bajo acciones sísmicas, de ello se obtuvieron las derivas de entrepiso mostradas en la tabla N°16.

Para el edificio multifamiliar N°03 fue necesario reportar a la figura N°72 en la cual se observa el modelo numérico computacional ya finalizado y que fue capaz de ejecutar análisis bajo acciones sísmicas, de ello se obtuvieron las derivas de entrepiso mostradas en la tabla N°17.

Con respecto al objetivo específico 2, es adecuado la selección de conjuntos de registros de aceleraciones sísmicas de magnitudes altas cercanas a la falla según la E.030-2018, es así que no es posible la realización de la verificación estructural sin una adecuada selección de registros sísmicos cercanos a la falla según la E.030-2018. La utilización de los diversos registros sísmicos mostrados en la presente tesis fue alimentada dentro del software DIANA FEA mediante las figuras N°31 al N°36, también del N°56 al N°61 y del N°81 al N°86, para los edificios multifamiliares N°01 (Amarilis), N°02 (Andabamba) y N°03 (Huánuco) respectivamente, verificándose así la Ha2.

Con respecto al objetivo específico 3, se puede escalar los conjuntos de registros sísmicos al espectro de respuesta según la E.030-2018, el escalamiento de los registros sísmicos al espectro de respuesta de cada edificio multifamiliar dentro de la muestra, fueron de gran importancia para afectar el correcto nivel de energía sísmica a cada edificio multifamiliar, asumiendo que estos edificios multifamiliares fueron diseñados para soportar tales excitaciones, por lo cual es prudente reportar que la hipótesis alterna 03 fue contrastada mediante las figuras N°37, N°62 y N°87, para los edificios multifamiliares N°01 (Amarilis), N°02 (Andabamba) y N°03 (Huánuco) respectivamente.

Los desempeños estructurales reportados en la presente tesis significan las respuestas estructurales ante los diversos sismos de diseño, la presente tesis buscó reportar este desempeño estructural en ambas direcciones, la importancia de conocer el desempeño estructural radica en la utilización de potenciales técnicas de reforzamiento estructural, según diversas metodologías locales y extranjeras con la finalidad de evitar la pérdida de vidas humanas, daños fuertes a las estructuras tal como lo indica la E.030 en su apartado de filosofía de diseño.

CONCLUSIONES

Se concluye que, La verificación estructural de edificios multifamiliares usando la norma E.030-2018 Diseño Sismorresistente minimiza los riesgos sísmicos, se determinó que es efectiva esto se pudo comprobar con la correlación de Pearson de 0.876 donde indica este resultado que tienen una correlación positiva, entonces los riesgos sísmicos de edificios multifamiliares deben ser evaluados mediante la verificación estructural usando la norma E.030-2018 Diseño sismorresistente con la finalidad a que no se tenga daños estructurales y daños perjudiciales para las vidas humanas.

Los riesgos sísmicos de edificios multifamiliares, son evaluados mediante la verificación estructural usando la norma E.030-2018 Diseño sismorresistente.

El software DIANA FEA, representa un programa basado en la herramienta de elementos finitos que fue capaz de generar los diversos modelos matemáticos de edificios multifamiliares capaces de ejecutar los análisis bajo aceleraciones sísmicas según la E.030-2018.

Desde la plataforma de SENCICO es posible seleccionar los conjuntos de registros de aceleraciones sísmicas de magnitud altas cercanas a la falla según la E.030-2018, que fueron utilizados en la presente tesis.

Los softwares denominados SeismoSignal y SeismoMatch aportaron en el laborioso trabajo de escalar los conjuntos de registros sísmicos al espectro de respuesta según la E.030-2018.

Los ejes coordinados con menor presencia de rigidez lateral (eje débil) para los edificios multifamiliares N°01 y N°02; necesariamente requieren y deben ser intervenidos estructuralmente con fines de reforzamiento estructural.

El aporte a la ingeniería civil, desde el punto de vista estructural radica en la comercialización, estudio y conocimiento del software DIANA FEA, que aparte de ser capaz de evaluar la verificación estructural con fines de

minimizar el riesgo sísmico, también es capaz de indicar; bajo el análisis no lineal tiempo historia, los niveles de esfuerzos y deformaciones unitarias del concreto y acero de refuerzo en cualquier instante elegido, es por ello que se pudo encontrar la causa del colapso estructural del edificio multifamiliar N°01, que no es parte del tema de tesis, sin embargo, se reporta en esta tesis.

RECOMENDACIONES

La diversidad de softwares estructurales representa el avance en este campo de la ingeniería estructural, siendo necesario su aprendizaje y aplicación a la realidad situacional de nuestra región.

Para realizar la verificación estructural de acuerdo a nuestra normativa es necesario conocer el comportamiento a nivel de material constitutivo, futuras investigaciones podrían utilizar otros modelos para reproducir el comportamiento estructural de los materiales utilizados en la presente tesis.

El sistema estructural estudiado en la presente tesis fue del tipo de pórticos de concreto armado, sin embargo, también podrían evaluarse otros sistemas estructurales como el de albañilería, muros estructurales, pórticos de acero estructural y demás.

El escalamiento de los registros sísmicos es sumamente importante, siendo necesario conocer la manera y forma de escalar al nivel del espectro de respuesta.

Al conocer los ejes coordenados con menor presencia de rigidez lateral (eje débil) en los edificios multifamiliares N°01, N°02 y N°03; es recomendable a futuros investigadores la propuesta de reforzamiento estructural basado en nuestra normativa.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguirre, S. et al. (2020). Propuesta de diseño de dos hospitales, en zona sísmica tres y cuatro, usando disipadores SLB en el Perú; como alternativa a los aisladores sísmicos exigidos por la NTP E.030-2018” Universidad Peruana de ciencias aplicadas. Perú.
- ASCE/SEI 41-17 (2017). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, American society of civil engineers, Reston Virginia, 20191-4382.
- Cahuana M. y Ccaso G. (2021). Desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal (pushover) del módulo III de la comisaria de ciudad nueva, Tacna 2021.
- Cotrina, S. et al. (2016). Evaluación estructural de las torres de telecomunicación, Huánuco - Huánuco 2016. Universidad Nacional Hermilio Valdizan. Perú.
- Chamaza M. y Cordova E. (2022). Estudio comparativo del análisis estático no lineal de estructuras regulares de hormigón armado aplicando normativa ecuatoriana, colombiana, peruana y chilena.
- Choque F. y Luque E. (2019). Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030-2018.
- Dandy R. (2015). resistencia probable a flexocompresión de muros estructurales de concreto armado - Tesis de posgrado.
- Fuentes Rivera N. (2018). Desempeño sísmico de un edificio de cinco niveles de concreto armado mediante el análisis estático no lineal PUSHOVER.
- Gálvez, A (2008): El análisis no lineal dinámico y su aplicación en la simulación de respuestas estructurales”. ADGAVI y Asociados SAC.
- Gálvez, A (2020): Verificación estructural de edificio multifamiliar utilizando la norma E030 DISEÑO SISMORRESISTENTE.
- Hernández, R, Fernández C. (2014), Baptista M. Metodología de la Investigación – Sexta Edición. p.130.

- López, C. (2017). Verificación estructural de edificación existente sometida a solicitaciones de Tsunami. Universidad Técnica Federico Santa María. Chile.
- Maharjan, A. (2018). Structural análisis of office building with Robot Structural Analysis and Hand calculation. HAMK University of Applied Sciences Construction Engineering. Finlandia.
- Muñoz, J (2020): “Estudio de la Influencia del Agrietamiento en la respuesta sísmica de estructuras de Concreto Armado”. Informe Técnico SENCICO - Tercer Informe.
- Medina R. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena.
- Muñoz, A. (2020). Comentarios a la norma Peruana E.030-2018 Diseño Sismorresistente. Servicio Nacional de Capacitación para la industria de la construcción SENCICO. Perú.
- Narro D. (2019). Evaluación del desempeño sismorresistente aplicando el método de análisis estático no lineal Pushover en una edificación de 4 niveles en la ciudad de Huánuco 2019.
- Norma E.030-2018 de Diseño Sismorresistente (2018). Reglamento Nacional de Edificaciones, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.
- Norma E.060 de Diseño en Concreto Armado (2009). Reglamento Nacional de Edificaciones, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.
- Oscar B. (2019). “Determinación y evaluación de las fisuras y grietas de la residencial los cipreses II en la ciudad de Cajamarca - 2019”.
- Paredes, M. (2016). Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal pushover. Universidad Peruana de ciencias aplicadas. Perú.
- Proaño, E. (2023). Verificación estructural de los diseños de la nave industrial para el mercado Plaza Bicentenario Machala. Universidad del Azuay. Ecuador.
- Rojas, M. (2021): Optimización estructural empleando el modelo interacción suelo - estructura y el modelo normativo peruano en el

instituto pedagógico público Juana Moreno, distrito de Llata – Huamalíes – Huánuco – 2021.

Selby, R. G., and Vecchio, F. J. Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete. Tech. Rep. 93-02, Univ. Toronto, dept. Civil Eng., Toronto, Canada, 1993.

Thomas S.(1999). Cyclic Load Behavior of low-slenderness Reinforced Concrete Walls: Design Basis and results.

Vecchio, F. J., and Collins, M. P. The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. ACI Journal 83, 22 (1986), 219–231.

Young Oh. (2002). Effect of boundary element details on the seismic deformation capacity of structural walls.

Zabala A. (2017). Modelado y análisis Pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero.

COMO CITAR ESTE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Bravo Cervantes, A. (2024). *Verificación estructural de edificios multifamiliares usando la Norma E.030-2018 diseño sismorresistente para minimizar los riesgos sísmicos - Huánuco - 2023* [Tesis de pregrado, Universidad de Huánuco]. Repositorio Institucional UDH. <http://...>

ANEXOS

ANEXO 1

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TITULO DE INVESTIGACIÓN: “VERIFICACION ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS MULTIFAMILIARES USANDO LA NORMA E.030-2018 DISEÑO SISMORRESISTENTE PARA MINIMIZAR LOS RIESGOS SISMICOS-HUANUCO - 2023”.

Formulación del problema	Objetivo	Hipótesis	Variable	Indicadores	Metodología de la investigación
<p>Formulación general ¿Cómo realizar la verificación estructural de los edificios multifamiliares usando la norma E.030-2018 Diseño Sismorresistente —Huánuco — 2023?</p> <p>Problemas específicos.</p> <p>Pe.1. ¿Cuál es el modelo matemático de los edificios multifamiliares capaz de ejecutar los análisis bajo aceleraciones sísmicas según la E.030-2018?</p> <p>Pe.2 ¿Cómo seleccionar un conjunto de registros de aceleraciones sísmicas de magnitud</p>	<p>Objetivo general</p> <p>Evaluar la verificación estructural de edificios multifamiliares, usando la norma E.030-2018 Diseño Sismorresistente para minimizar los riesgos sísmicos - Huánuco - 2023.</p> <p>Objetivos específicos</p> <p>Oe.1 Generar el modelo matemático de los edificios multifamiliares capaz de ejecutar los análisis bajo aceleraciones sísmicas según la E.030-2018.</p> <p>Oe.2 Seleccionar un conjunto de registros de aceleraciones sísmicas de magnitud</p>	<p>Hipótesis general. Ho: La verificación estructural de edificios multifamiliares usando la norma E.030-2018 Diseño Sismorresistente minimiza los riesgos sísmicos — Huánuco — 2023.</p> <p>Hipótesis específicas.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Ho1: Es posible generar el modelo matemático de los edificios multifamiliares capaz de ejecutar los análisis bajos aceleraciones sísmicas según la E.030-2018. • Ho2: Es adecuado la selección de conjuntos de registros de aceleraciones sísmicas de magnitudes altas cercanas a la falla escaladas al espectro de respuesta según la E.030-2018. • Ho3: Se puede escalar los conjuntos de registros sísmicos al espectro de respuesta según la E.030-2018. 	<p>Variable Independiente: Norma E.030-2018 Diseño Sismorresistente (Artículo 30).</p> <p>Variable dependiente: Verificación estructural de edificios multifamiliares —Minimizar el riesgo sísmico.</p>	<p>- Desplazamientos en la zona del centro de rigideces para todos los niveles</p> <p>- Deriva para cada nivel, en especial la del ultimo nivel</p> <p>- Escalamiento de registros sísmicos.</p> <p>- Evaluación de distorsiones</p>	<p>Tipo de investigación:</p> <p>Enfoque: del tipo cuantitativo</p> <p>Nivel: Correlacional - explicativo</p> <p>Diseño: no experimental</p> <p>Población: La estimación de la cantidad de la población estuvo basada en los reportes de INEI 2018 (68,308 edificaciones).</p> <p>Muestra: Tres (03) edificios multifamiliares en la región Huánuco: - Edificio multifamiliar Amarillis.</p>

altas cercanas a la falla
escaladas al espectro
de respuesta según la
E.030-2018?

Pe.3 ¿De qué manera
escalar los conjuntos
de registros sísmicos
al espectro de
respuesta según la
E.030-2018?

altas cercanas a la falla
escaladas al espectro
de respuesta según la
E.030-2018.

Oe.3 Escalar los
conjuntos de registros
sísmicos al espectro
de respuesta según la
E.030-2018.

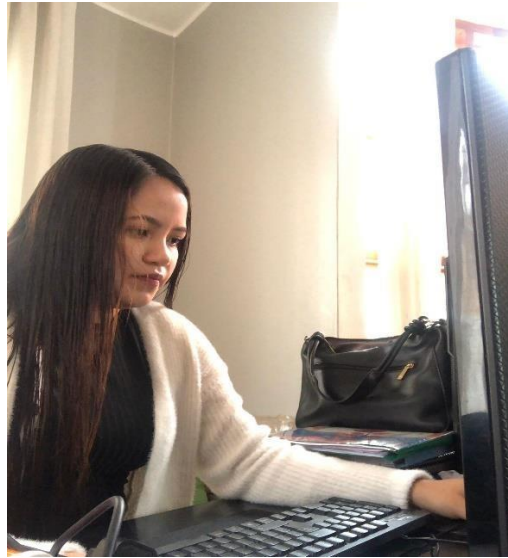
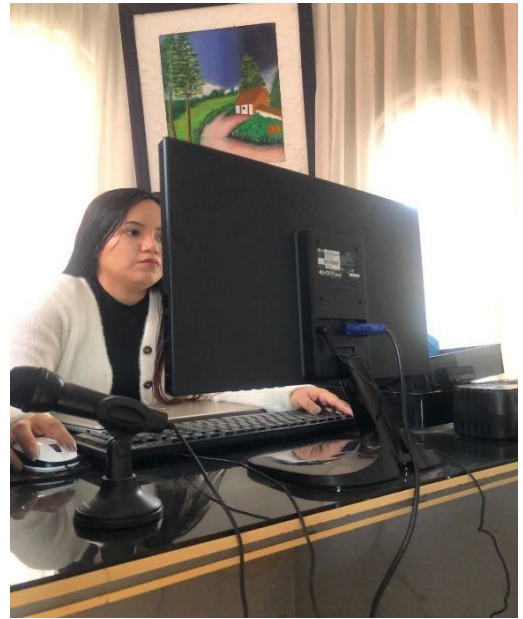
- Edificio multifamiliar
Andabamba.
- Edificio multifamiliar
Huánuco.

Técnicas:

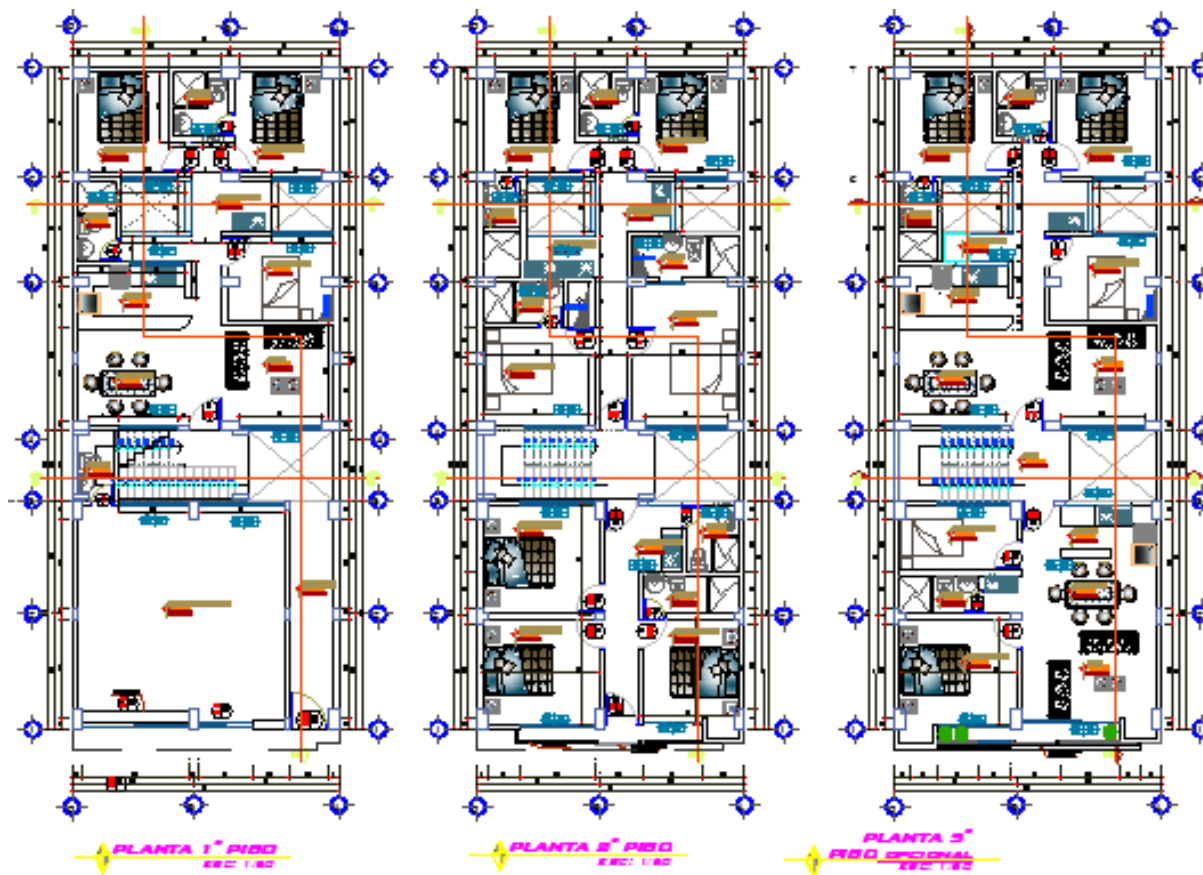
- Observación del tipo
no experimental.
 - Revisión documental.
-

ANEXO 2
PANEL FOTOGRÁFICO

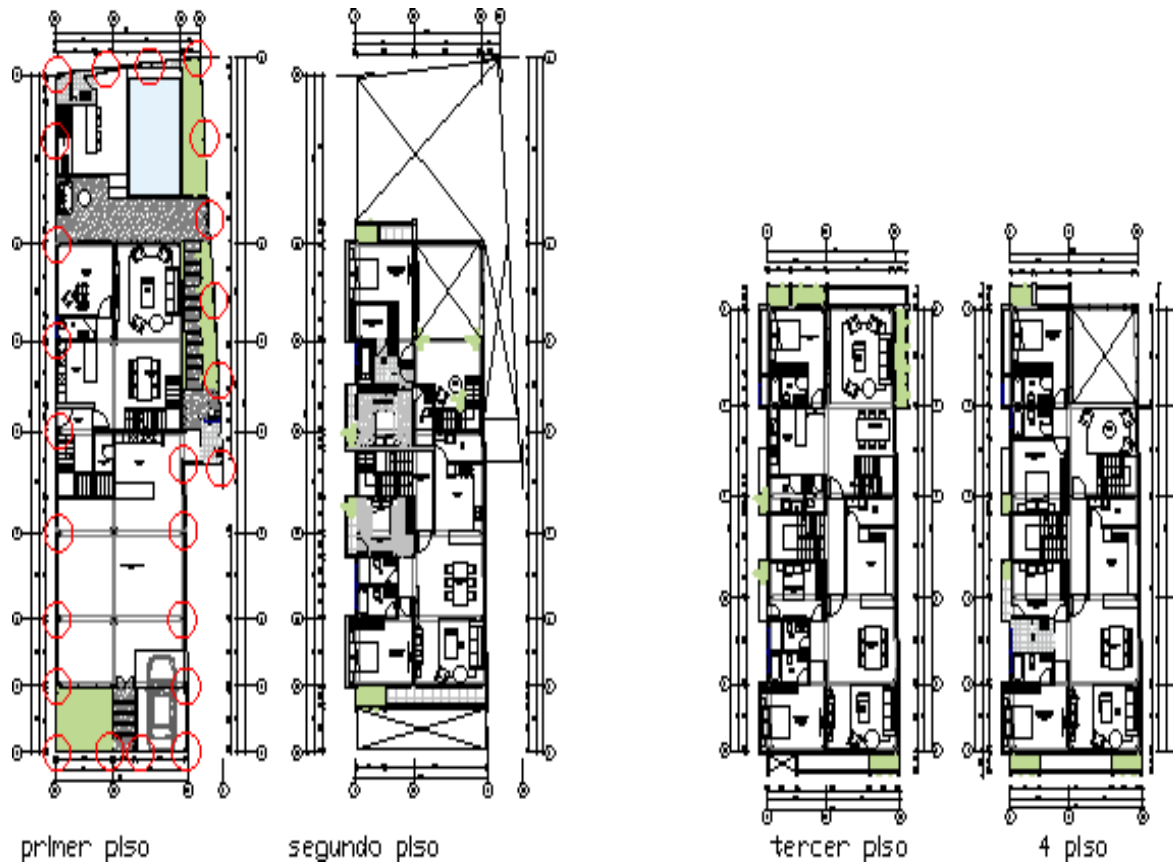




ANEXO 3
PLANOS
EDIFIO - AMARILIS



EDIFICIO - ANDABAMBA



EDIFICIO - HUÁNUCO

