



FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL BAJO CONDICIONES
DE AMORTIGUAMIENTO DEL 2% Y 5% PARA
OPTIMIZAR LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO
SÍSMICO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL POST-
CONSTRUCCIÓN**

**PRESENTADO POR
POOL CHRISTIAN MELGAR FLORES
EDWIN RAUL SEDANO ORTIZ**

ASESOR

GENNER ALVARITO VILLARREAL CASTRO

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

**LIMA – PERÚ
2024**



CC BY-NC-ND

Reconocimiento – No comercial – Sin obra derivada

El autor sólo permite que se pueda descargar esta obra y compartirla con otras personas, siempre que se reconozca su autoría, pero no se puede cambiar de ninguna manera ni se puede utilizar comercialmente.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>



USMP
UNIVERSIDAD DE
SAN MARTÍN DE PORRES

Facultad de
Ingeniería y
Arquitectura

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL BAJO CONDICIONES DE
AMORTIGUAMIENTO DEL 2% Y 5% PARA OPTIMIZAR LA
EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN SISTEMA
ESTRUCTURAL DUAL POST-CONSTRUCCIÓN.**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

**MELGAR FLORES, POOL CHRISTIAN
SEDANO ORTIZ, EDWIN RAUL**

ASESOR:

Ph.D. VILLARREAL CASTRO GENNER ALVARITO

ORCID: 0000-0003-1768-646X

LIMA - PERÚ

2024

Dedicatoria

Dedico con mucho aprecio a mis padres, Nancy Flores Paredes y David Melgar López quienes me apoyaron a pesar de toda de las dificultades que se presentaron en su momento nunca dejaron de apoyarme.

A todos mis amigos y familiares que confían en mí y en lo que puedo llegar a ser en el futuro. A todos quienes han estado siempre a mi lado en cada momento alentándome y animándome a seguir siempre adelante y a no rendirme con todas las ideas que me proyecto.

Melgar Flores, Pool Christian.

Dedicatoria

Dedico esta tesis a Dios, por haberme guiado llegar hasta aquí. A toda mi familia por el amor incondicional y confianza que depositan en mí. A mis amigos de la universidad y las amistades que forme ahí.

Sedano Ortiz, Edwin Raúl.

Agradecimiento

Agradecemos a Dios por guiarnos en la dirección correcta, por darnos la fortaleza, la calma, esperanza y la fe.

A los profesores de la Universidad de San Martín de Porres por habernos brindado conocimiento y experiencias a lo largo de formación académica. Gracias a nuestro asesor de tesis Ph.D. Genner Villarreal Castro por sus conocimientos, motivación y confianza.

ÍNDICE

	Pág.
RESUMEN	xvi
ABSTRACT	xviii
INTRODUCCIÓN	xx
CAPÍTULO I MARCO TEÓRICO	1
1.1 Antecedentes de Investigación	1
1.2 Fundamentación del problema.....	6
1.3 Planteamiento del problema.....	11
1.4 Justificación.....	11
1.5 Bases teóricas.....	12
1.6 Definición de términos básicos	71
CAPÍTULO II HIPÓTESIS Y VARIABLES	73
2.1 Formulación de objetivos.....	73
2.2 Formulación de la hipótesis.....	73
2.3 Definición de variables.....	74
2.4 Operacionalización de variables	75
CAPITULO III METODOLOGÍA	76
3.1 Diseño metodológico.....	76
3.2 Población y Muestra.....	77
3.3 Técnica de recolección de Datos	77

3.4 Análisis e interpretación de Datos	77
CAPITULO IV DESARROLLO Y APLICACIÓN	78
4.1 Descripción de la edificación.....	78
4.2 Parámetros de diseño.....	87
CAPÍTULO V RESULTADOS.....	125
5.1 Resultados del análisis estático no lineal del proyecto.....	125
5.2 Resultados del análisis dinámico no lineal tiempo – historia (ADNL) .	154
CAPÍTULO VI DISCUSION DE RESULTADOS	175
6.1 Discusión de hipótesis.....	175
6.2 Discusión de resultados con antecedentes nacionales	177
6.3 Discusión de antecedentes internacionales	178
CONCLUSIONES.....	180
RECOMENDACIONES.....	182
FUENTES DE INFORMACIÓN.....	183
ANEXOS.....	193

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Valores de PGA con probabilidad de excedencia en 50 años según el FEMA.....	25
Tabla 2 Niveles de movimiento sísmico.....	27
Tabla 3 Vida útil nominal de los Diferentes Tipos de Estructuras.....	27
Tabla 4 Parámetros y criterios para procedimientos no lineales en vigas de hormigón armado.....	47
Tabla 5 Registros sísmicos seleccionados para el proyecto.	64
Tabla 6 Variable independiente.....	74
Tabla 7 Variable dependiente.....	75
Tabla 8 Operacionalización de Variables.....	75
Tabla 9 Resultados y parámetros sísmicos del proyecto.	87
Tabla 10 Cálculo de datos del modelo en la dirección XX.....	131
Tabla 11 Datos de los niveles de desempeño en la dirección X.....	132
Tabla 12 Asignación de datos para el modelo en la dirección YY.	136
Tabla 13 Interpolación en los niveles de desempeño en la dirección Y.....	137
Tabla 14 Valores de Factor de Modificación Co.	141
Tabla 15 Interpolación de coeficiente Co.	142
Tabla 16 Valores para el Coeficiente (Cm).	145
Tabla 17 Resumen para un amortiguamiento del concreto al 5% en dirección X.....	145
Tabla 18 Resumen para un amortiguamiento del concreto al 2% en dirección XX.....	146
Tabla 19 Resumen para un amortiguamiento del concreto al 5% en dirección Y.....	146

Tabla 20 Resumen para un amortiguamiento del concreto al 2% en dirección Y.....	146
Tabla 21 Punto de desempeño para el 2% y 5% de amortiguamiento en la dirección X e Y.	149
Tabla 22 Punto de desempeño al 2 % y 5% de amortiguamiento en la dirección X.....	151
Tabla 23 Valores del punto de desempeño al 2 % y 5% de amortiguamiento en la dirección YY.....	154
Tabla 24 Análisis respecto la variable desplazamiento	155
Tabla 25 Análisis respecto la variable desplazamiento	155
Tabla 26 Análisis respecto la variable cortante basal.....	156
Tabla 27 Análisis respecto la variable cortante basal.....	156
Tabla 28 Cortante y desplazamiento máximo al 5% en dirección X.	158
Tabla 29 Cortante y desplazamiento máximo al 5% en dirección Y.	158
Tabla 30 Cortante y desplazamiento máximo al 2% en dirección X.	159
Tabla 31 Cortante y desplazamiento máximo al 2% en dirección Y.	159
Tabla 32 Margen de distorsión de entre piso.	162
Tabla 33 Niveles de desempeño bajo amortiguamientos del 2% y 5% en la dirección X.....	164
Tabla 34 Niveles de desempeño bajo amortiguamientos del 2% y 5% en la dirección Y.....	165
Tabla 35 Desplazamientos máximos en la dirección X.....	166
Tabla 36 Ductilidad de colapso y ductilidad de demanda en la dirección X.....	167
Tabla 37 Desplazamientos máximos en la dirección Y.....	168
Tabla 38 Ductilidad de colapso y ductilidad de demanda en la dirección Y.....	169
Tabla 39 Desplazamientos máximos en la dirección X.....	169
Tabla 40 Ductilidad de colapso y ductilidad de demanda en la dirección X.....	170
Tabla 41 Desplazamientos máximos en la dirección Y.....	171
Tabla 42 Ductilidad de colapso y ductilidad de demanda en la dirección Y.....	172

Tabla 43 Comparación de resultados entre ductilidad colapso y ductilidad de demanda.	173
Tabla 44 Comparativo de energía acumulada en la dirección X entre el 5% y 2%.....	173
Tabla 45 Comparativo de energía acumulada en la dirección Y entre el 5% y 2%.....	174

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Deformación de un sistema dual de concreto armado.....	8
Figura 2 Niveles de desempeño sísmico.....	9
Figura 3 Comparación de Curvas IDA percentil 16,50 y 84 componente N-S.....	9
Figura 4 Proceso del análisis Pushover.	13
Figura 5 Modelo constitutivo de un análisis estático no lineal	14
Figura 6 Aceleración horizontal norte-sur en El Centro, California: terremoto del Valle Imperial del 18 de mayo de 1940.	15
Figura 7 Curva capacidad de acuerdo con el análisis dinámico incremental.....	16
Figura 8 Ecuación del movimiento para “n” grados de libertad.....	16
Figura 9 Ecuación del amortiguamiento viscoso equivalente	17
Figura 10 Ecuación para hallar la matriz de amortiguamiento viscosa	18
Figura 11 Ecuación diferencial del equilibrio dinámico bajo un factor de corrección.....	19
Figura 12 Ecuación de equilibrio dinámico.....	19
Figura 13 Niveles de desempeño.....	24
Figura 14 Fase de daño estructural a diferentes desplazamientos.....	29
Figura 15 Representaciones graficas de la Curva de Capacidad.....	29
Figura 16 Curva de capacidad	30
Figura 17 Sección de un elemento estructural.	31
Figura 18 Curva de esfuerzo – deformación para concreto confinado y no confinado.....	32
Figura 19 Resistencia del concreto confinado multiparamétrica	33

Figura 20 Determinación numérica del esfuerzo de confinamiento de los estribos.....	34
Figura 21 Confinamiento efectivo del refuerzo transversal en una sección circular.....	35
Figura 22 Resistencia máxima del concreto confinado	35
Figura 23 Confinamiento efectivo del refuerzo transversal en una sección rectangular.....	37
Figura 24. Resistencia máxima del concreto confinado	37
Figura 25 Curva esfuerzo – deformación del acero sometido a tensión.	39
Figura 26 Formula polinómica del esfuerzo – deformación del acero corrugado.....	40
Figura 27 Perfil de deformaciones de la sección y bloque parabólico de esfuerzos.....	41
Figura 28 Diagrama de momento - curvatura.....	41
Figura 29 43Relación matemática para hallar la curvatura.....	43
Figura 30 Relaciones matemáticas de rotaciones máxima en las plásticas.44	
Figura 31 Relación de proporción de fuerza – (deformación o rotación)	45
Figura 32 Límites de aceptabilidad local en base a capacidad de rotación. 46	
Figura 33 Tipos de modelos de plasticidad de análisis estructural.	48
Figura 34 Detalle de un muro de corte de concreto armado.....	51
Figura 35 Representacion grafica de la carga ciclica incremetal	51
Figura 36 Modelos de histéresis.	52
Figura 37 Modelo Pivot con factores Alfa, beta y n modificados.....	52
Figura 38. Energía disipada del muro de corte según los 4 modelos matemáticos.	53
Figura 39 Transformación de curva de capacidad a espectro de capacidad.....	54
Figura 40 55Formulas para la obtención de las aceleración y desplazamiento espectral.....	55
Figura 41 Sistema de múltiples grados de libertad.....	56
Figura 42 Relación matemática para hallar el espectro de desplazamiento 57	
Figura 43 Transformación de espectro de demanda a formato ADRS.	57
Figura 44 Determinación del punto de desempeño.	58
Figura 45 Amortiguamiento viscoso lineal sometido a una fuerza externa. .59	

Figura 46 Relación fuerza – desplazamiento no lineal.	60
Figura 47 Ecuación diferencial de vibración libre	60
Figura 48 Vibración libre de sistemas sub amortiguado, críticamente amortiguado y sobre amortiguado.....	61
Figura 49 Vibración libre de sistemas con cuatro niveles de amortiguamiento: $\zeta = 2, 5, 10$ y 20%	62
Figura 50 Diagrama de interacción de amortiguamiento viscoso equivalente.....	63
Figura 51 Ecuación de la fracción de amortiguamiento equivalente	63
Figura 52 Desplazamiento constante del acelerogramas respecto a la línea base.....	66
Figura 53 Relación de Intensidad de Arias.....	67
Figura 54 Parámetros de la curva de fragilidad estructural: Moderados - Código Nivel de Diseño Sísmico.....	70
Figura 55 Ubicación del Proyecto.	78
Figura 56 Zonificación del proyecto Gimnasio Municipal.....	79
Figura 57 Vista en 3D del modelo matemático gráfico.	80
Figura 58 Planta del primer al tercer nivel.....	81
Figura 59 Planta del cuarto nivel.....	82
Figura 60 Planta del quinto nivel.....	83
Figura 61 Planta del sexto nivel.	84
Figura 62 Planta de la azotea.	85
Figura 63 Logo de la empresa COMASUR S.A.C.	86
Figura 64 Resultados del ensayo de resistencia a la compresión de las probetas de concreto ($f'c=210$ kg/cm ² ; $f'c=280$ kg/cm ²).	86
Figura 65 Creación de materiales de concreto	88
Figura 66 Definición de propiedades del concreto $f'c=210$ kg/cm ²	89
Figura 67 Definición de propiedades no lineal.....	90
Figura 68 Definición de propiedades del acero.	91
Figura 69 Definición de propiedades no lineal.....	92
Figura 70 Definición de secciones de columnas.	93
Figura 71 Definición columna rectangular CC-0 01//03 - 0.75x075 m	94
Figura 72 Comparación de la gráfica histéresis fuerza-desplazamiento.....	95

Figura 73 Asignación de propiedades de rigidez de la columna CC-0 01//03-0.75x075 m.....	95
Figura 74 Área de acero de refuerzo de la columna CC-0 01//03-0.75x075 m.....	97
Figura 75 Deformación unitaria para la columna CC-0 01//03-0.75x075 m.....	98
Figura 76 Definición de placas.	99
Figura 77 Definición de propiedades de rigidez de la placa e=30 cm - 01//03.....	99
Figura 78 Definición de secciones de vigas estructurales.	100
Figura 79 Definición la viga VP1-P04//06-A//1-5 - 0.30x0.70m.....	101
Figura 80 Propiedades de rigidez de la viga VP1-P04//06-A//1-5 - 0.30x0.70m.....	101
Figura 81 Área de acero en la viga VP1-P04//06-A//1-5 - 0.30x0.70m	102
Figura 82 Incorporación de los espectros elásticos.....	103
Figura 83 Definición de los espectros de respuesta.	103
Figura 84 Superposición del espectro elástico del 2% al 5% de amortiguamiento.....	104
Figura 85 Creación de los casos de carga no lineales estáticos.	105
Figura 86 Definición de carga de gravedad.....	106
Figura 87 Definición de carga horizontal según el modo fundamental.	107
Figura 88 Asignación de puntos de control.	108
Figura 89 Definición de los states.	109
Figura 90 Definición de parámetros no lineal.	110
Figura 91 Ratios de masa participativa traslacional (x, y) y rotacional (z). 111	
Figura 92 Selección del tipo de histéresis del concreto $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$..	112
Figura 93 Corrección por línea base y filtrado del registro sísmico lima 1966 NS.....	113
Figura 94 Registro corregido en aceleraciones, velocidades y desplazamiento del sismo lima 1966 NS.....	114
Figura 95 Ingreso de registro corregido para el escalamiento.	115
Figura 96 Importación del espectro elástico para un amortiguamiento del 2%.....	116
Figura 97 Registros espectro compatibles en un periodo T_{min} y T_{max}	117

Figura 98	Recolección de resultados de los registros escalados.	118
Figura 99	Visualización de la zona a recortar mediante el método Intensidad de Arias.....	119
Figura 100	Incorporación de los registros recortados en el ETABS.	120
Figura 101	Creación de casos de carga dinámico.....	121
Figura 102	Definición del amortiguamiento del concreto para un 2%.	123
Figura 103	Solución de acuerdo al método numérico de Hilber-H-T.	124
Figura 104	Grafica de Curva de Capacidad en la dirección X+ y X-, respectivamente.....	126
Figura 105	Grafica de Curva de Capacidad en la dirección Y+ e Y-, respectivamente.....	127
Figura 106	Rotación máxima de placa critica en la dirección X-.....	128
Figura 107	Rotación máxima de placa critica en la dirección X+.....	129
Figura 108	Identificación de las placas con mayor rotación en la dirección X e Y.....	130
Figura 109	Parámetros de máxima rotación.....	131
Figura 110	Punto de colapso para la placa en la dirección X+.	133
Figura 111	Punto de colapso para la placa en la dirección X-.....	133
Figura 112	Curva de capacidad recortada de la placa en la dirección X+, X-.....	135
Figura 113	Parámetros de máxima rotación.....	136
Figura 114	Punto de colapso para la placa en la dirección Y+.	138
Figura 115	Punto de colapso para la placa en la dirección Y-.....	138
Figura 116	Curva de capacidad de la placa en la dirección YY+, YY-.....	140
Figura 117	Fórmula del método de los coeficientes.	141
Figura 118	Máximas derivas por niveles.	142
Figura 119	Coeficiente relacionado con los desplazamientos inelásticos..	143
Figura 120	Clasificación de sitios.....	143
Figura 121	Clasificación de los perfiles del suelo.	143
Figura 122	Curva capacidad vs Bilinealidad.....	144
Figura 123	Punto de desempeño en la dirección X.....	147
Figura 124	Punto de desempeño en dirección Y.....	148
Figura 125	Rotación máxima de la placa critica en la dirección X.....	150
Figura 126	Rotación máxima de la placa critica en la dirección X.....	151

Figura 127	Rotación máxima de la placa critica en la dirección Y.	152
Figura 128	Rotación máxima de la placa critica en la dirección Y.	153
Figura 129	Elección de la deriva máxima al 5% de amortiguamiento.	160
Figura 130	Elección de la deriva máxima al 5% de amortiguamiento.	161
Figura 131	Elección de la deriva máxima al 2% de amortiguamiento.	163
Figura 132	Elección de la deriva máxima al 2% de amortiguamiento.	163
Figura 133	Puntos notables en la curva de capacidad en la dirección X. ..	167
Figura 134	Puntos notables en la curva de capacidad en la dirección Y. ..	168
Figura 135	Puntos notables en la curva de capacidad en la dirección X. ..	170
Figura 136	Puntos notables en la curva de capacidad en la dirección Y. ..	171

RESUMEN

Las diferentes infraestructuras que se pueden analizar, en las diferentes etapas de vida útil contienen incertidumbre estructural y desconocimiento en cuanto respecta a su desempeño sísmico ya que en las normas vigentes poco se explayan sobre el tema; debido a que no se pueden analizar bajo métodos convencionales como los análisis lineales. Así mismo, si se le añade la variable de amortiguamiento del concreto se acrecienta más la incertidumbre en su desempeño sísmico, por ello es necesario un análisis más minucioso a la estructura en general.

El estudio se centra en la optimización, evaluación, análisis y comparación de la evaluación del comportamiento sísmico en un sistema estructural dual. Esto se logra mediante la implementación de análisis no lineales, específicamente bajo condiciones de amortiguamiento de 2% y 5%. El objetivo es identificar variaciones significativas entre las distintas variables.

La técnica de investigación utilizada en este trabajo sigue un enfoque cuantitativo, especialmente teórico, con un nivel descriptivo-correlacional. El diseño utilizado es de carácter experimental, ya que implica la manipulación de la variable independiente para evaluar el desempeño de la estructura y posteriormente modificar su comportamiento.

Se determinó que la estructura incumple los estándares mínimos especificados por la norma E0.30 Diseño sismorresistente cuando se utiliza un índice de amortiguamiento del 5% y se realiza un análisis dinámico no lineal tiempo-historia. Además, un descenso del índice de amortiguación provoca un

cambio en el desempeño del edificio, lo que puede desembocar en un colapso estructural, como indican los resultados más destacados.

Palabras claves: nivel de desempeño, índice de amortiguamiento, análisis no lineal, ductilidad, energía acumulada.

ABSTRACT

The different infrastructures that can be analyzed in the different stages of their useful life contain structural uncertainty and lack of knowledge regarding their seismic performance, since the current standards do not go into much detail on the subject, since they cannot be analyzed using conventional methods such as linear analysis. Likewise, if the variable damping of the concrete is added, the uncertainty in its seismic performance increases even more; therefore, a more detailed analysis of the structure in general is necessary.

The study focuses on the optimization, evaluation, analysis and comparison of the seismic performance evaluation of a dual structural system. This is achieved by implementing nonlinear analysis, specifically under damping conditions of 2% and 5%. The objective is to identify significant variations among the different variables.

The research technique used in this work follows a quantitative approach, especially theoretical, with a descriptive-correlational level. The design used is of an experimental character, since it entails the manipulation of the independent variable to assess the performance of the structure and subsequently modify its behavior.

It was determined that the structure only fails to meet the minimum standards specified by the standard when a damping ratio of 5% is used and a nonlinear dynamic time-history analysis is performed. In addition, a decrease

in the damping ratio causes a decrease in building performance, which can lead to structural collapse, as indicated by the higher results.

Keywords: performance level, damping index, nonlinear analysis, ductility, accumulated energy.

NOMBRE DEL TRABAJO

**ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL BAJO C
ONDICIONES DE AMORTIGUAMIENTO D
EL 2% Y 5% PARA OPTIMIZAR LA EVALU
A**

AUTOR

**POOL CHRISTIAN MELGAR FLORES / ED
WIN RAUL SEDANO ORTIZ**

RECUENTO DE PALABRAS

37024 Words

RECUENTO DE CARACTERES

199809 Characters

RECUENTO DE PÁGINAS

247 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

6.9MB

FECHA DE ENTREGA

Nov 20, 2024 5:48 PM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Nov 20, 2024 5:51 PM GMT-5

● **17% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos.

- 16% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 12% Base de datos de trabajos entregados
- 4% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● **Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 8 palabras)



Biblioteca FIA

Patricia Aurora Rodríguez Toledo
Bibliotecóloga

INTRODUCCIÓN

Considerar la norma E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019) es obligatorio un análisis estático y dinámico lineal por la facilidad que implica los cálculos y el poco tiempo en procesar la información mediante un ordenador. No obstante, con este tipo de método no se puede realizar análisis más profundos como la variación del nivel de desempeño sísmico, cambio de la ductilidad de la edificación y la variación de la disipación de energía de la estructura al ejecutar un cambio en el porcentaje de amortiguamiento del concreto. Luego de una revisión bibliográfica del tema se observó que aún falta el desarrollo del conocimiento de análisis no lineales más aun variando el índice de amortiguamiento de una estructura. Estudios como estos y futuras investigaciones posteriores propondrán ideas tentativas para la mejora continua de la norma de diseño sismorresistente. Por último y no menos importante, se busca salvaguarda la vida de todos los usuarios y en segundo orden mantener la vida útil de la estructura por el cual fue diseñado.

Debido a lo expuesto anteriormente, se busca analizar los cambios de servicio de la estructura. Además de ello se procurará medir la ductilidad de la edificación. Por último, se cuantificará la energía acumulada de la edificación. Todo ello será analizado mediante una modificación del índice del amortiguamiento del concreto.

La investigación se organiza de la siguiente manera: En el capítulo I, se encuentra el marco teórico, con los antecedentes más destacables, con ello se concluye la problemática y la justificación de esta. Así mismo, se

expone la teoría necesaria para entender todo el trabajo. En segundo lugar, se presenta las hipótesis y variables que se abordan en este informe. Posterior a ello, se indica la metodología de desarrollo de la presente tesis. En cuarto lugar, se exhibe el desarrollo paso a paso para llegar a construir un modelo matemático completo para evaluar mediante un análisis no lineal estático y dinámica. Como penúltimo paso, se lleva a cabo la discusión de los resultados. Finalmente, se encuentra las conclusiones, recomendaciones, fuentes de información y anexos.

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes de investigación

1.1.1 Antecedentes internacionales

En Alemania, Kaoshan et al. (2020) en el artículo titulado “Relaciones de amortiguamiento de estructuras de concreto armado bajo excitaciones reales del movimiento del suelo.” tuvo como finalidad encontrar una relación matemática entre la aceleración del suelo en un movimiento sísmico y el amortiguamiento del concreto para estructuras de concreto armado para sistemas estructurales de pórticos, muros estructurales y un sistema dual. Para encontrar dicha relación se seleccionó 258 registros sísmicos y 45 edificaciones de concreto armado entre los cuales se encontraron edificaciones con diferentes sistemas estructurales. Cabe resaltar que estos edificios pueden ser clasificados entre mediano y baja altura. Con la ayuda de los acelerómetros colocados en las diferentes edificaciones y ubicaciones, y métodos matemáticos, se pudo relacionar entre la fracción de amortiguamiento crítico del concreto y la aceleración del suelo debido a un sismo. Se concluyó que los resultados empíricos propuestos se pueden aplicar no solo en una evaluación posterior a un movimiento telúrico en los edificios, sino también en un análisis dinámico para el diseño sísmico de una estructura. Sin embargo, el estudio del comportamiento del amortiguamiento estructural está lejos de ser completo y satisfactoria. El enfoque del futuro será la mejora de los modelos de amortiguamiento y el refinamiento de los análisis estadísticos.

En Estados Unidos, Miranda & Cruz (2017) en su artículo titulado "Evaluación de ratios de amortiguamiento para el análisis sísmico de edificios altos" tuvo como finalidad determinar coeficientes de amortiguamiento que deben emplearse en el análisis sísmico de edificios altos cuando se usa análisis modal elástico lineal y un modelo de base fija, para reproducir mejor las respuestas medidas en las edificaciones. Para encontrar la relación mencionada se estudió 14 edificios de 20 a 62 pisos cuyo material predominante es el concreto y el acero estructural. Todos estos edificios presentan la instrumentación correcta y se usan en lo posible los datos más confiables, en su mayoría los 3 primeros modos, de la edificación. Usando una técnica de identificación de sistemas paramétricos basada en la minimización del error entre las respuestas registradas y previstas con respecto al tiempo las proporciones se dedujeron de los movimientos registrados. Se concluyó que la relación del amortiguamiento decrece cuando se incrementa la altura de la edificación en valores menores al 2.5%. Este valor es recomendado, en Estados Unidos, para el diseño de edificaciones de altura mayor de 150 m .

En Ecuador, Aguilar y Álvarez (2022) en su tesis de investigación titulada "Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 4 pisos, aplicando análisis estático no Lineal (pushover) y análisis dinámico (time history), Ciudad de Guayaquil", propusieron evaluar la resistencia sísmica de una estructura de concreto reforzado de cuatro pisos en el sector Las Acacias 1 de Guayaquil. Esta estructura asimétrica data de la década de 1990 y tiene vigas y columnas planas con secciones de tamaño modesto. El objetivo principal de la investigación era examinar cómo el edificio soportaba las cargas sísmicas. Para ello se simuló las acciones de los componentes de vigas y pilares en tres dimensiones con ayuda del programa Etabs. Siguiendo las directrices NEC-15, la investigación comprobó la conformidad con los criterios de viga fuerte-columna débil y evaluó las derivas, el periodo fundamental, el cortante basal y la masa participial. Además, se determinó el nivel de rendimiento de la estructura mediante modelos matemáticos 2D de acuerdo con las normas establecidas por el Comité Vision

2000 y ASCE 41-13 utilizando evaluaciones estáticas no lineales (pushover) y dinámicas (historia temporal) .

También en Ecuador, Jara y Castellanos (2021), en su tesis titulada "Evaluación del comportamiento sísmico del edificio de la Universidad Internacional SEK en el Campus Felipe Segovia Olmo", su objetivo fue realizar una investigación técnica de la construcción de hormigón armado del edificio Felipe Segovia. Situado en el campus principal de la Universidad Internacional SEK en Quito, este edificio sufrió una transformación desde su propósito original como espacio de oficinas para el sector público hasta su uso actual como campus universitario. Desafortunadamente, este cambio de función resultó en el descuido de medidas de seguridad esenciales y comprometió la integridad estructural del edificio. El objetivo del estudio fue evaluar el comportamiento sísmico del edificio, considerando tanto las recomendaciones marcadas en la norma de construcción ecuatoriana NEC como en códigos internacionales como ASCE 41-13, NIST y ACI 318. El autor tuvo como objetivo analizar el comportamiento sísmico del edificio. aspectos no lineales de la estructura de hormigón armado, asegurando el cumplimiento de las normas y códigos antes mencionados. Para iniciar la investigación, se recopilaron datos de campo para validar la utilización actual de varias secciones dentro de la estructura, como el posicionamiento de ejes, elevaciones y componentes estructurales. Además, se realizaron evaluaciones no destructivas para determinar la resistencia a la compresión del concreto. La primera actuación para asegurar la solidez estructural del edificio pasa por cumplir con la normativa sobre acero de refuerzo, utilizando la cantidad mínima necesaria para cada elemento estructural. Para evaluar con precisión la respuesta del edificio a la actividad sísmica, se emplea un modelo estático lineal, que replica fielmente el comportamiento real de la infraestructura durante eventos sísmicos catastróficos. Además, la curva de capacidad y el punto de rendimiento del edificio se determinan mediante cálculos pushover estáticos no lineales utilizando un software matemático de elementos finitos de acuerdo con el enfoque de espectro de capacidad ASCE41-13 de NPS. Se concluyó que el edificio no se derrumbará y se mantendrá dentro de los límites aceptables de

seguridad humana en base a los resultados del estudio técnico, que identificó el desplazamiento máximo de la estructura y el nivel de rendimiento sísmico .

1.1.2 Antecedentes nacionales

En Trujillo, Arce & Soto (2022) en su investigación titulada "Evaluación del comportamiento sísmico de un edificio multifamiliar en San Isidro-Trujillo" utilizó curvas de capacidad y metodologías FEMA para el análisis. El objetivo principal de esta investigación fue evaluar la susceptibilidad de un edificio de 6 pisos a la actividad sísmica mediante el uso de curvas de capacidad. Los hallazgos de diseño adquiridos de SAP 2000 mostraron que para mitigar con éxito la distorsión entre pisos (DRIFT), serían necesarias columnas cuadradas con una longitud lateral de 55 centímetros y vigas con una longitud de base de 30 centímetros y un peralte de 60 centímetros. La investigación examinó específicamente la curva de capacidad de un terremoto poco frecuente que se produce una vez cada 75 años. Se determinó que la curva de capacidad se mantenía dentro del rango funcional en ambas direcciones, alcanzando así los criterios de rendimiento establecidos por la SEAOC. Esta conclusión se llegó a partir de la importancia de la estructura estudiada, en particular de su sistema de pórtico. De esta manera, se puede inferir que no se requiere rediseño de la estructura, ya que su comportamiento ante un evento sísmico se alinea con las expectativas .

En Cajamarca, Soto (2021) en su proyecto de investigación titulado "Análisis sísmico en el colegio estatal de Oxamarca, provincia de Celendín-Cajamarca en 2020", cuyo objetivo fue comparar el análisis sísmico de una institución educativa utilizando diferentes niveles de amortiguamiento estructural – específicamente 2% y 5%. La investigación abarcó la totalidad de la Escuela Estatal de Oxamarca, que incluye el módulo 1, módulo 2A, módulo 2B y módulo 3. Mediante la utilización de modelos sísmicos tanto estáticos como dinámicos, el estudio evalúa diversos aspectos de la estructura, como desplazamientos, derivas, períodos de vibración, corte basal y fuerzas internas como fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos de flexión. Estas evaluaciones se realizan tanto en la dirección "X" (sistema de marco) como en la dirección "Y" (sistema de mampostería). El modelado sísmico se ejecuta mediante el software ETABS V.16.2.1, en conjunto con los

planos estructurales del colegio y la normativa vigente de la RNE. El análisis reveló que todos los módulos cumplían con el requisito de deriva máxima descrito en la norma E-030. Sin embargo, los módulos 2B y 3 mostraron el aumento más sustancial en los porcentajes de deriva, con el módulo 2B experimentando un aumento del 22,79% en la dirección "X" y el módulo 3 demostrando un aumento del 30,95% en la dirección "Y". El aumento más significativo de las fuerzas axiales se observó en el módulo 2A, mostrando un aumento del 22,83% en la dirección "X" y un aumento del 22,77% en la dirección "Y". En consecuencia, la hipótesis original queda refutada, ya que el análisis sísmico revela discrepancias notables en las respuestas estructurales y las fuerzas internas al comparar un amortiguamiento del 2% con un amortiguamiento del 5%. Estas variaciones oscilan entre el 15% y el 32% para respuestas estructurales y entre el 6% y el 24% para fuerzas internas.

En Lima, Huerta (2022) en su tesis titulada "Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro de capacidad" cuyo objetivo principal de este estudio fue conocer el comportamiento sísmico de edificios multifamiliares con muros de hormigón armado en la zona sísmica Z4 del Perú. La investigación se centró en cuatro edificios multifamiliares específicos situados dentro de la zona sísmica Z4, específicamente dentro del perfil de suelo tipo S1. Para evaluar el comportamiento estructural se realiza un análisis estático no lineal (NAENL) utilizando el método del espectro de capacidad (MEC), que fue desarrollado inicialmente en ATC-40 (1996) y posteriormente refinado en FEMA-440 (2005). Este método implicó determinar gráficamente el límite elástico superponiendo la curva de capacidad del edificio a una curva de demanda. Para lograr esto, se creó un modelo informático de los edificios y se simuló las rotulas plásticas de los componentes estructurales utilizando el software Etabs v.18. La curva de capacidad para cada edificio se obtuvo aplicando un patrón de carga que corresponde al modo de vibración fundamental. Para entender el comportamiento de cada edificación se aplicó una demanda sísmica en función del nivel de diseño y máxima, tal como se describe en ATC-40. Para evaluar cualquier anomalía o desviación estructural, se realizó un análisis modal espectral completo. La evaluación del

nivel de desempeño se apega a los lineamientos establecidos por el comité VISIÓN 2000 (SEAO, 1995). Al emplear el software Etabs v.18 para calcular los puntos de desempeño y emplear los criterios antes mencionados, es evidente que las estructuras examinadas exhibieron un desempeño excepcional frente a la actividad sísmica, ya sea horizontal o vertical.

En Arequipa, Ramos (2021) en su estudio titulado "Evaluación del comportamiento sísmico de edificios multifamiliares mediante el uso de metodologías convencionales, edificio multifamiliar Benjamín del Solar, Sachaca, Arequipa 2021" tuvo como objetivo evaluar el comportamiento sísmico de edificios multifamiliares mediante el uso de metodologías convencionales. Para ello, se utilizó el enfoque científico, empleando el análisis estático, el análisis modal dinámico y el análisis estático no lineal. Estas metodologías fueron cruciales para determinar con precisión la respuesta del edificio a las fuerzas sísmicas. El estudio abarcó aspectos tanto explicativos como experimentales. Los resultados indicaron que la norma sismorresistente peruana proporciona un nivel conservador de resistencia para estructuras de hormigón armado, con un límite máximo de 7 por mil para la deriva de entrepisos. Además, el análisis no lineal demostró que el edificio exhibía una combinación bien equilibrada de rigidez y ductilidad, como lo demuestran la curva de capacidad y el gráfico de sectorización, que clasificaron efectivamente la respuesta del edificio a diversos peligros sísmicos.

1.2 Fundamentación del problema

Un terremoto de magnitud 7,9 sacudió Pisco, Perú, en 2007, y destruyó 93.708 casas e hirió a 221.060 más. El terremoto causó daños a 434.614 personas y 596 murieron. Hospitales, cárceles, escuelas, ciudades, iglesias, estadios, carreteras y puentes quedaron inhabitables a causa de este terremoto. Según el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, este organismo gastó S/169,6 millones para ayudar a las víctimas del terremoto entre 2007 y 2012. Mientras tanto, el Banco de Materiales emitió 5 446 000 soles (o 2 460 créditos). Con un costo de S/19,7 millones, se entregaron 2.871 módulos a Ica y 500 a Lima, para un total de 3.371 viviendas temporales, según el Ejecutivo. (Perú 21, 2018)

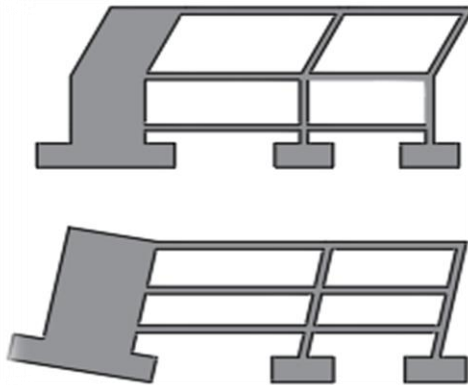
Otro caso similar es el sismo que ha ocurrido en el Alto Amazonas (Loreto) según el COEN, 86 hogares se vieron afectados, 74 familias resultaron damnificadas, 88 residencias inutilizables, 74 casas afectadas, seis escuelas afectadas, dos escuelas inhabitables, dos instalaciones sanitarias colapsadas y carreteras interrumpidas. (Perú 21, 2019). En una zona 3 como lo indica la norma sismorresistente E.030 las estructuras de clasificación tipo A (edificaciones esenciales) no pueden fallar. Tomando en cuenta que este tipo de edificaciones no pudieron ser construidas informalmente, se infiere que hay un mal manejo del aspecto técnico o errores en los procesos constructivos.

Es fundamental considerar la norma sismorresistente E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019) al residir en una nación con alta susceptibilidad a la actividad sísmica, como es la costa peruana. Según esta norma, es necesario realizar un análisis lineal estático y dinámico, en el que las ecuaciones se derivan de la experiencia constructiva en lugar de basarse en sólidos fundamentos matemáticos. Además, las técnicas convencionales de análisis sísmico se adhieren a la noción de filosofía de comportamiento sismorresistente, que asume que las estructuras pueden soportar incursiones inelásticas y sin embargo no se tienen en cuenta en el diseño, directamente.

Cuando se lleva a cabo un sismo las ondas sísmicas viajan a través del suelo. Depende del tipo de suelo, las ondas sísmicas tomarán periodos cortos o largos, siendo los cortos más peligrosos. La estructura por estar en contacto con el suelo opone resistencia al movimiento sísmico (Aceros Arequipa, 2019). Esta oposición se transforma en fuerzas, según la teoría del análisis sísmico, actúan sobre las placas, muros y columnas que inducen a la estructura a deformarse unidimensionalmente, como se muestra en la figura 1 (Apaza, 2017).

Figura 1.

Deformación de un sistema dual de concreto armado.



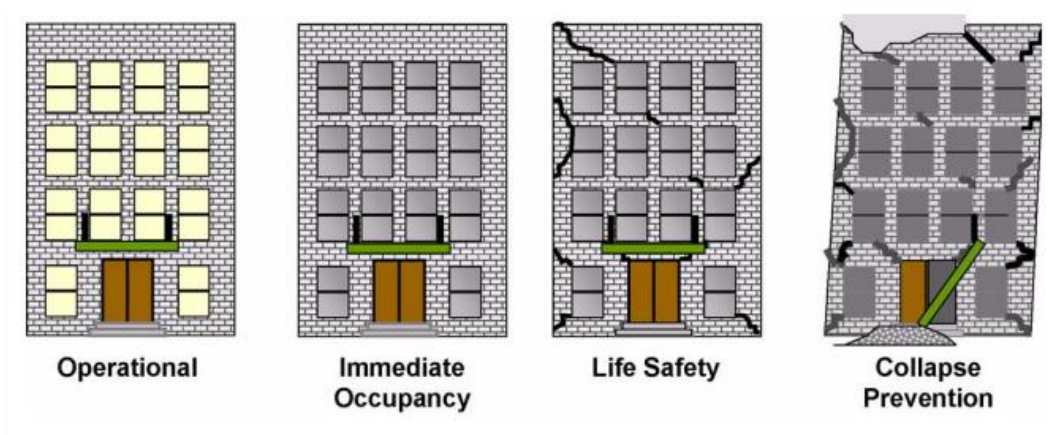
Nota. Se puede apreciar las posibles deformaciones que experimenta la estructura de sistema dual de concreto armado.

Elaboración por: los Autores

Según FEMA 389 (2015) las estructuras son propensas a sufrir daños físicos tanto en sus componentes estructurales como en los no estructurales. Tras un examen exhaustivo del sistema, éste puede clasificarse en cuatro categorías distintas: operacional, ocupación inmediata, seguridad vital y pre-colapso. Como puede verse en la figura 2. Así mismo, pueden producirse fallos en los pilares y las vigas debido al cizallamiento, la flexión, una unión inadecuada entre el hormigón y el acero y, en última instancia, problemas con la unión viga-columna. Por lo tanto, el gasto asociado a la reparación o demolición de esta estructura puede evitarse anticipando los lugares en los que probablemente se produzcan las primeras roturas plásticas y reforzando las partes cruciales de las estructuras. Conseguirlo es factible mediante un control meticuloso de la calidad de los materiales, un estudio estructural exhaustivo y la integración de tecnología innovadora.

Figura 2.

Niveles de desempeño sísmico.



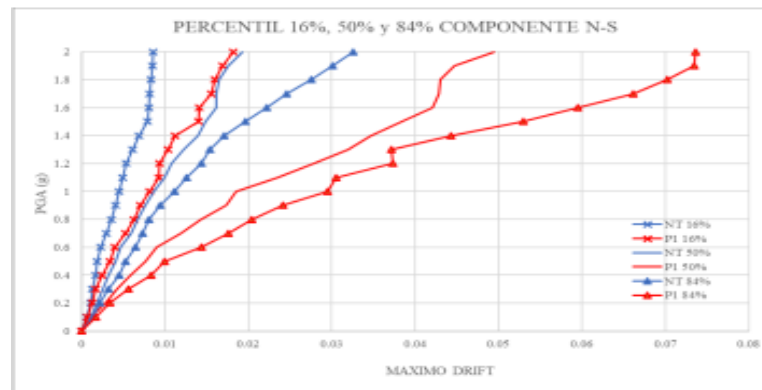
Nota: Se observa la vista gráfica de niveles de desempeño que comprende el nivel operacional, ocupación inmediata, vida-seguridad y prevención de colapso

Fuente: Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2018

Gonzales, Aguilar, & Huaco (2020), modelaron un hospital de tres plantas utilizando un modelo no lineal de un edificio de casi 60 años de antigüedad y construido con ladrillos artesanales. Para afinar este modelo se utilizaron algoritmos informáticos y datos experimentales. El historial de reacción de este modelo se sometió a un análisis no lineal que tuvo en cuenta distintos niveles de intensidad sísmica y cambios en las derivas de entre piso. Este análisis dio como resultado la obtención de curvas IDA (Análisis Dinámico Incremental) en cada dirección ortogonal, figura 3.

Figura 3.

Comparación de Curvas IDA percentil 16,50 y 84 componente N-S.



Nota: Se aprecia las curvas IDA en percentiles de 16%,50% y 84%

Fuente: Gonzales, Aguilar & Huaco, 2020

Por otro lado, Lu, et al. (2020) en sus diversos estudios que se realizaron a 45 edificaciones, mediana y baja altura, con 258 registros sísmicos se pudo concluir para este trabajo en general que el índice de amortiguamiento bordea el valor de 6.05% cuando la aceleración del suelo llega a un valor aproximado de 0.10 g. Según indica, PEER/ATC 72-1 (2010) el índice de amortiguamiento del concreto varía, en general, a la altura de la edificación: inversamente proporcional a esta. Por último, en el Ministry of Construction of the People's Republic of China [MCPRC] (2010) el porcentaje de amortiguamiento se aproxima con valores para edificaciones comunes del 5%, del 4% para estructuras metálicas o de acero no mide 50 m, del 3% y 2% para estructuras no mayores ni menores de 200 m, respectivamente y el 5% para el análisis plástico en cuanto respecta a sismos.

Dada esta variación un problema que se tiene actualmente es una falta de base de datos sobre aplicaciones y comparaciones en el comportamiento o desempeño sísmico de una estructura bajo un análisis dinámico no lineal incluyendo el amortiguamiento del concreto como una variable principal.

Por lo tanto, se puede deducir de toda la información recabada en el apartado anterior que la edificación a analizar contiene incertidumbre estructural y desconocimiento en cuanto respecta a su desempeño sísmico los cuales no pueden analizarse bajo métodos convencionales. Así mismo, según la variación porcentual del

amortiguamiento del concreto genera incertidumbre en su desempeño sísmico, por ello es necesario un análisis más detallado o minucioso.

1.3 Planteamiento del problema

1.3.1 Problema general

¿Cómo realizar el análisis dinámico no lineal bajo condiciones de amortiguamiento del 2% y 5% para optimizar la evaluación del desempeño sísmico de un sistema estructural dual post-construcción?

1.3.2 Problemas específicos

- ¿Cómo varía el nivel de desempeño sísmico de una edificación de 6 pisos post construcción al ejecutar un cambio en el porcentaje de amortiguamiento del concreto del 5% al 2%?
- ¿De qué manera influye la variación porcentual del amortiguamiento del concreto en la ductilidad del edificio?
- ¿En qué porcentaje se ve afectada la disipación de energía de la estructura al realizar un cambio del índice de amortiguamiento del concreto?

1.4 Justificación

La investigación realizada en este estudio tiene gran importancia al comprender cómo las variaciones en la amortiguación del concreto pueden afectar el desempeño de una estructura. Este conocimiento es crucial para mejorar y establecer criterios de desempeño en la norma de Diseño Sismorresistente E.030. Además, sirve como una base de datos valiosa y una fuente de información confiable para los ingenieros estructurales, permitiéndoles tomar decisiones informadas y mejorar el diseño de edificios. Por otro lado, se va a realizar la entrega de un informe técnico y la exposición de los resultados hacia la Municipalidad Provincial de Pisco sobre el estado actual de la infraestructura para que en una futura etapa se solicite presupuesto para un posible reforzamiento de esta edificación. Además, es imperativo evaluar el nivel de incertidumbre al que está expuesto el edificio en estudio, considerando posibles errores en su configuración estructural. A través de un análisis integral, se pueden identificar áreas críticas o puntos de falla, allanando el camino para futuras investigaciones sobre

estrategias de refuerzo para garantizar la seguridad de los ocupantes del edificio.

- Teórica: El objetivo de este trabajo era abordar la falta de conocimientos sobre la evaluación del comportamiento sísmico de un sistema estructural dual una vez finalizada la construcción, teniendo en cuenta el impacto de los cambios en el amortiguamiento. Para alcanzar este objetivo se utilizó el análisis dinámico no lineal, ya que ofrece una evaluación más completa y precisa. Cuando proceda, se podrán identificar además las limitaciones de la norma E.030.
- Práctica: Las normas vigentes siempre están predispuestas a una mejora continua en sus criterios de evaluación de la estructura. Por eso, en otros países, cuyas investigaciones de análisis sísmicos son continuas, las normativas que son promulgadas se basan en implementar los criterios de diseño por desempeño. Por ello, investigaciones como estas se justifican.
- Social: Esta investigación se justifica, ya que brinda conocimiento a los profesionales inmerso a la rama de estructuras y estudiantes de la carrera de ingeniería civil. Asimismo, se brindará el informe técnico a la entidad pública para su posible evaluación de la estructura y con ello conseguir salvaguarda a los usuarios finales y la estructura.

1.5 Bases teóricas

1.5.1 Análisis no lineal

Según Fernández & Zapata (2020) definieron que el análisis no lineal facilita en calcular las respuestas estructurales más allá del límite de fluencia del material, no linealidad de materiales. Este evento sucede con el incremento de fuerza sísmica por lo que genera mayores desplazamientos en la estructura por consecuencia genera no linealidad geométrica (Duarte , Martinez, & Santamaria , 2017). Además, es posible anticipar los mecanismos primarios de fallo y el probable deterioro gradual de la estructura (La Rosa & Vila, 2019). La rigidez define el límite entre el análisis lineal y el no lineal. Las propiedades de resistencia, deformación y rigidez de los componentes del edificio determinan su capacidad. Por lo tanto, el uso del

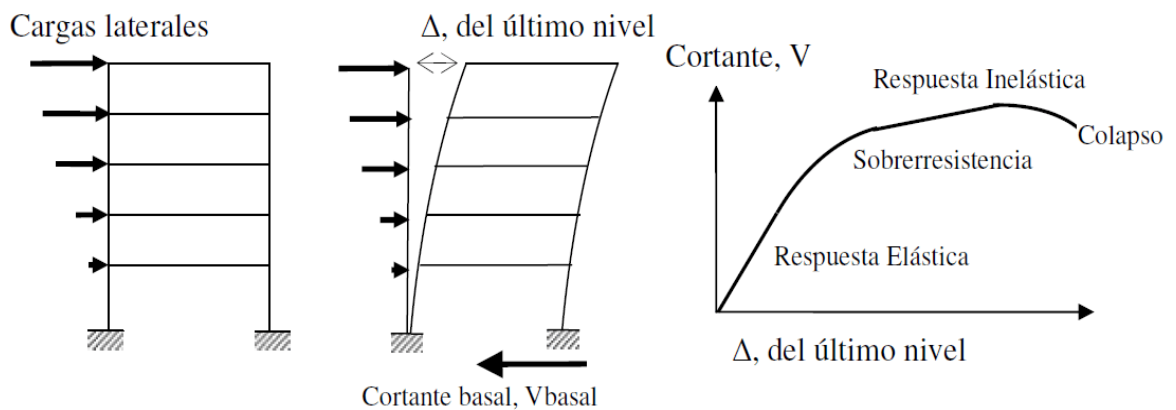
análisis no lineal es crucial para el diseño de estructuras tanto existentes como nuevas (Duarte , Martinez, & Santamaria , 2017).

1.5.1.1 Análisis estático no lineal

El proceso implica el aumento gradual de las fuerzas laterales en los componentes estructurales, lo que da lugar a deformaciones como se ve en la Figura 4, hasta la creación de rotulas plásticas, que finalmente provocan el colapso estructural. De este modo, puede obtenerse para la estructura analizada la curva de capacidad, que ilustra la correlación entre desplazamiento y fuerza que se visualiza en la Figura 4. Mediante este método de análisis pueden evaluarse diversas variables, como el desplazamiento máximo, la capacidad de ductilidad y la resistencia a corte en la base en función del desplazamiento. Los resultados son esenciales para evaluar la necesidad de refuerzo para salvaguardar la estructura frente a fuerzas tanto naturales como artificiales (Duarte , Martinez, & Santamaria , 2017) .

Figura 4.

Proceso del análisis Pushover.



Nota. La figura muestra la secuencia del proceso de Análisis Pushover.

Fuente: Saavedra, 2018

Según Duarte , Martinez, & Santamaria (2017) es fundamental obtener datos estructurales precisos para realizar un análisis estático no lineal: planos, especificaciones técnicas, visita a campo, memoria del cálculo y memoria descriptiva. Todas estas variables pueden ser representadas mediante la ecuación de la figura 5.

Figura 5.

Modelo constitutivo de un análisis estático no lineal

$$\{\mathbf{F}(\mathbf{u})\} = [\mathbf{K}(\mathbf{u})] * \{\mathbf{u}\}$$

Donde:

- $\{\mathbf{F}(\mathbf{u})\}$: Fuerza Externa
- $[\mathbf{K}(\mathbf{u})]$: Matriz de Rigidez
- $\{\mathbf{u}\}$: Desplazamiento

Nota. La fórmula indica la relación entre fuerza, desplazamiento y la rigidez para n grados de libertad.

Fuente: Chopra, 2020

1.5.1.2 Análisis dinámico no lineal

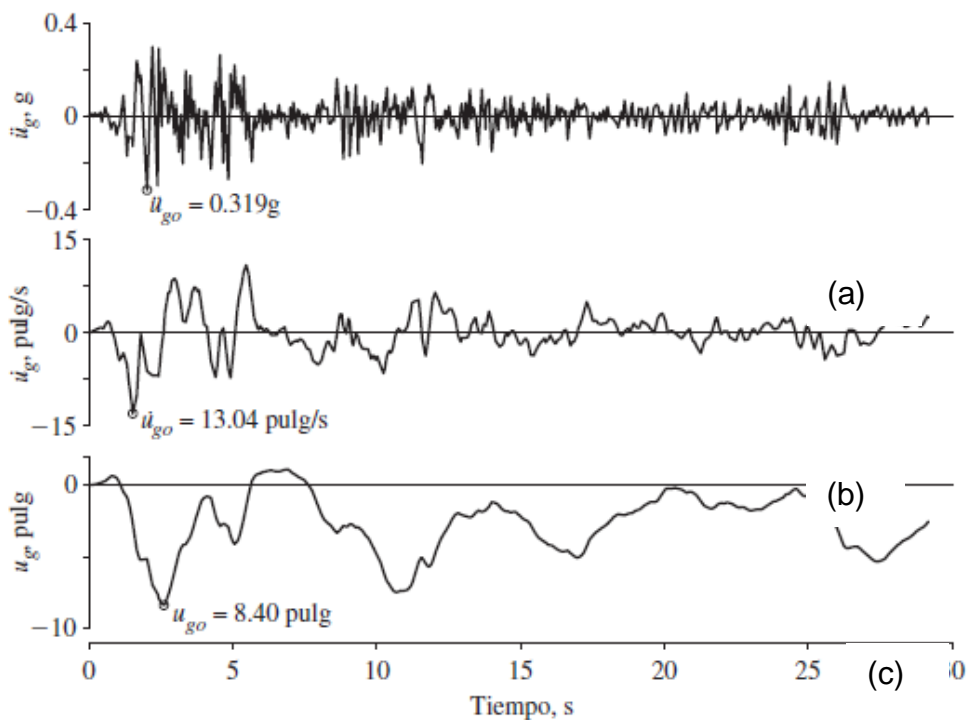
La técnica actual de análisis sísmico permite evaluar cómo reacciona una estructura durante un movimiento sísmico. Este enfoque utiliza un modelo matemático que considera explícitamente la conexión fuerza-desplazamiento en el marco de un movimiento imprevisible (comportamiento histerético). Para lograr este objetivo, se utilizan acelerogramas que reproducen sismos reales, lo que permite determinar los desplazamientos relativos, las fuerzas internas y las aceleraciones máximas, obteniendo resultados más precisos (Chuquichua, 2020).

a) Registros de aceleración

La dinámica estructural es un campo de estudio que examina las reacciones estructurales al movimiento del suelo resultante de eventos sísmicos. Se centra en examinar el comportamiento de sistemas que han sufrido flujo o han alcanzado el rango inelástico, con el fin de evaluar su capacidad de respuesta ante los sismos a lo largo del tiempo. En el campo de la ingeniería, las características del suelo son importantes ya que este puede amplificar o minimizar el evento sísmico. El acelerógrafo que se visualiza en la figura 6 es el dispositivo fundamental utilizado para medir los tres componentes fundamentales del movimiento del suelo durante un sismo: aceleración, velocidad y desplazamiento. (Chopra, 2020)

Figura 6.

Aceleración horizontal norte-sur en El Centro, California: terremoto del Valle Imperial del 18 de mayo de 1940.



Nota: Los registros de desplazamiento y velocidad son obtenidos mediante de la interacción de la curva de aceleración.

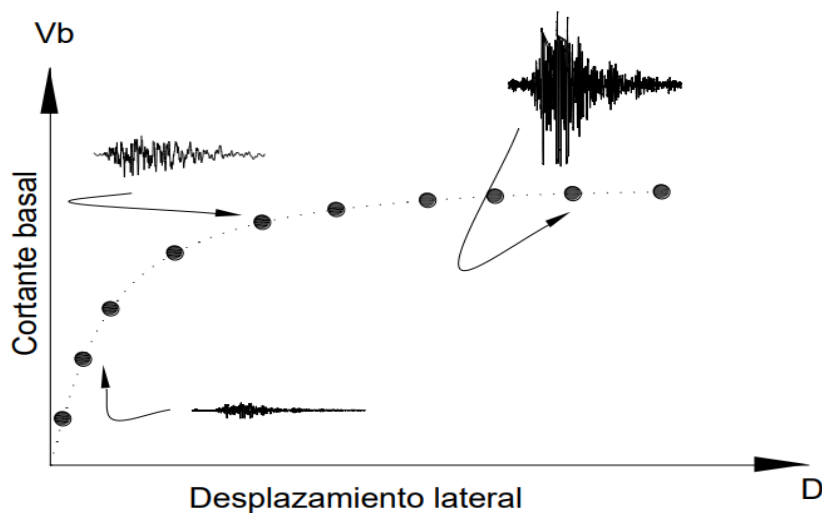
Fuente: Chopra, 2020

b) Análisis dinámico incremental (IDA)

Un registro de aceleración se puede escalar a diferentes intensidades para determinar las respuestas a las cargas sísmicas para así generar una secuencia de análisis dinámicos no lineales. Con ello se determina el grado de rendimiento en todo el rango elástico, el estado inelástico y el estado límite, como se muestra en la Figura 7. Tanto la técnica pushover como el método IDA se basan en la aplicación de cargas crecientes a la estructura y en la medición de la respuesta mediante una variable de control, como el desplazamiento en el nivel entre pisos o superior (Cárdenas, 2010).

Figura 7.

Curva capacidad de acuerdo con el análisis dinámico incremental.



Nota. Se puede ver que se explica el incremento del registro de aceleración para obtener el estado límite de la curva capacidad.

Fuente: Cárdenas, 2010

La curva de capacidad se formará en cualquier instante de tiempo luego de la solución de la ecuación del movimiento representada por la figura 8.

Figura 8.

Ecuación del movimiento para "n" grados de libertad

$$[M]\{\Delta\ddot{u}\} + [C]\{\Delta\dot{u}\} + [K]\{\Delta u\} = \{\Delta P\}$$

donde los vectores de fuerza, variables en el tiempo son:

- $\{\Delta\ddot{u}\}$, $\{\Delta\dot{u}\}$ y $\{\Delta u\}$: vector de incrementos de aceleración, velocidad y desplazamiento nodal.
- $\{\Delta P\}$: incremento de las cargas aplicadas (fuerzas externas).
- $[M]$, $[C]$ y $[K]$: matriz masa, amortiguamiento y rigidez.

Nota: La figura indica la ecuación del movimiento para cada incremento del registro de aceleración

Fuente: Cárdenas, 2010

La complejidad de la resolución de la ecuación diferencial dada en la figura 8 aumenta cuando el sistema presenta un comportamiento no lineal, lo que da lugar al desarrollo de una ecuación de equilibrio dinámico distinta para cada sector instantáneo de tiempo, flujo y fuerzas externas fluctuantes o variables. Este fenómeno surge debido a la variabilidad de las matrices de amortiguamiento y rigidez, denotadas como C y K, respectivamente. (Cárdenas, 2010).

b.1) Matriz de amortiguamiento

Es el proceso por el cual un cuerpo disipa la energía cinética en otra forma de energía mediante diferentes mecanismos. El uso de un modelo de amortiguamiento viscoso equivalente, figura 9, es una práctica común en el cálculo dinámico para modelar las pérdidas de energía en el límite elástico de la estructura. La magnitud de la deformación determina el coeficiente de amortiguación (c) para este rango de deformaciones lineales (Cárdenas R, 2010).

Figura 9.

Ecuación del amortiguamiento viscoso equivalente

$$FD=C\dot{u}$$

Nota. Se explica en la formula la relación directa entre la velocidad y el amortiguamiento para hallar la fuerza de amortiguamiento

Fuente: Cárdenas, 2010

Durante un análisis dinámico no lineal, se utiliza una matriz de amortiguación compuesta por coeficientes α y β que están directamente relacionados tanto con la masa como con la rigidez.

Figura 10.

Ecuación para hallar la matriz de amortiguamiento viscosa

$$\mathbf{C} = \alpha\mathbf{M} + \beta\mathbf{K}$$

Donde:

- M y K: Matriz de masa y de rigidez respectivamente.
- α y β : las fórmulas matemáticas que, aplicadas a dos frecuencias distintas, proporcionan la amortiguación viscosa necesaria.
- ω_i : frecuencia para modo i.
- ω_j : frecuencia para el modo j.

$$\alpha = \frac{2\omega_i\omega_j(\omega_i\Delta_i - \omega_j\Delta_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$

$$\beta = \frac{2\omega_i\omega_j(\omega_i\Delta_i - \omega_j\Delta_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$

$$\Delta_n = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_n} + \beta\omega_n \right)$$

Nota. Se detalla la relación matemática entre las matrices de masa y rigidez entre dos frecuencias distintas.

Fuente: Cárdenas, 2010

Si se supone que el amortiguamiento depende de la rigidez, la matriz de amortiguamiento se modificará en cada paso de integración en respuesta a cambios repentinos de la matriz de rigidez causados por

daños en los componentes estructurales al comienzo de la siguiente fase de integración.

Figura 11.

Ecuación diferencial del equilibrio dinámico bajo un factor de corrección

$$[M]\{\Delta\ddot{u}\} + [C]\{\Delta\dot{u}\} + [K]\{\Delta u\} = \{\Delta P\} - \{\Delta F_c\}$$

$$-\{\Delta F_c\} = -\beta[\Delta K]\{\dot{u}\}$$

Nota. El factor de fuerza de corrección se aplica debido al deterioro de la rigidez.

Fuente: Cárdenas, 2010

c) Análisis dinámico tiempo - historia

De acuerdo con la norma RNE E 030 (2019), para este estudio, se necesita un modelo matemático que describa el comportamiento de histéresis de los componentes estructurales y averigüe cómo reaccionan a las aceleraciones del suelo mediante la integración directa de las ecuaciones de equilibrio, figura 12.

Figura 12.

Ecuación de equilibrio dinámico

$$\int_{u_0}^u m\ddot{u}(t)du + \int_{u_0}^u c\dot{u}(t)du + \int_{u_0}^u ku(t)du = - \int_{u_0}^u m\ddot{u}_g(t)du$$

Nota. La ecuación detalla el método de integración directa en un intervalo de desplazamiento

Fuente: Cárdenas, 2010

Algunos estudios no lineales, como el análisis tiempo-historia, no tienen en cuenta todas las formas de energía debido a las diferencias entre el modelado de los elementos y el análisis dinámico no lineal. El primero no tiene en cuenta la disipación de energía debido a la amortiguación histerética. La disipación de energía se considera un evento independiente

en el análisis tiempo-historia, a diferencia del análisis paso a paso o incremental, que la tiene en cuenta en cada ciclo de carga y descarga. Este tipo de análisis emplea muchas formas de imitar la amortiguación histerética (Cárdenas, 2010).

1.5.2 Objetivo de niveles de desempeño del edificio rangos y niveles (ASCE/SEI 41-17)

1.5.2.1 Rangos y niveles de desempeño estructural

a. Nivel de desempeño estructural de ocupación inmediata (S-1)

El sistema resistente de cargas tanto horizontales como verticales es casi el mismo que antes del sismo, aunque los daños son muy limitados. La estructura funciona con normalidad y no hay pérdidas de vidas.

b. Rango de rendimiento estructural de seguridad mejorada

El rendimiento de una estructura mejorada puede definirse como el conjunto continuo de estados de daño entre los niveles de ocupación inmediata (S-1) y seguridad humana (S-3).

c. Nivel de desempeño estructural de control de daños (S-2)

La distancia desde los límites de seguridad hasta el punto de ocupación inmediata puede verse afectada por diversos grados de daños. No existe una amenaza inmediata para la seguridad de los residentes, aunque podrían experimentar algunas molestias como consecuencia de ello.

d. Nivel de desempeño estructural de seguridad humana (S-3)

La medida en que los daños posteriores al terremoto han reducido los márgenes de seguridad existentes es insuficiente. Como consecuencia del fallo de los componentes estructurales, el peligro para la vida de quienes se encuentran en el interior de la estructura es mínimo. Puede ser necesario reparar la estructura si hacerlo es rentable y factible.

e. Rango de desempeño estructural de seguridad reducida

El rango de estados de daño entre los niveles de rendimiento estructural para la seguridad humana (S-3) y la prevención del colapso (S-5) se conoce como rango de rendimiento estructural de seguridad disminuida.

f. Nivel de desempeño estructural de seguridad limitada (S-4)

Los daños entre los niveles seguros y estructuralmente estables son lo que representa. Podría ser necesario reforzar algunas secciones del edificio para garantizar el grado de seguridad.

g. Nivel de desempeño estructural de prevención de colapso (S-5)

Tras un terremoto, el sistema estructural se encuentra en una condición de casi colapso, que es el límite de los daños. Los daños graves hacen que las partes estructurales pierdan su rigidez y resistencia. Dado que el sistema de soporte de carga vertical sigue funcionando, el peligro de colapso es significativo. Los daños en edificios antiguos son bastante probables.

h. Desempeño estructural no considerado (S-6)

Aunque no está clasificada como un nivel de rendimiento, esta herramienta resulta valiosa en algunos escenarios que necesitan la evaluación de daños sísmicos no estructurales o de refuerzo.

El resumen de todos los párrafos anteriores para los niveles de desempeño estructural se puede encontrar al lado izquierdo de la figura 13.

1.5.2.2 Niveles de desempeño no estructural

a. Nivel de desempeño operacional no estructural (NA)

Tras un terremoto, los componentes no estructurales, los equipos y los sistemas del edificio siguen intactos y operativos.

b. Nivel de desempeño no estructural de retención de posición (NB)

Pueden producirse algunas interrupciones operativas en los aparatos y equipos si los componentes y sistemas no estructurales permanecen en su lugar. Algunos servicios externos podrían quedar inaccesibles.

c. Nivel de desempeño no estructural de seguridad humana (NC)

Los materiales no estructurales del interior y el exterior de la estructura pueden sufrir daños importantes, pero no se derrumbarán ni supondrán una amenaza para la seguridad de los residentes. El impacto en los sistemas, equipos y maquinaria puede ser significativo, haciendo necesaria su reparación o sustitución.

d. Riesgos nivel de rendimiento no estructural reducido (ND)

Las partes no estructurales, los contenidos y los sistemas han sufrido daños significativos, pero no se ha producido un colapso completo ni el fallo de componentes importantes, como parapetos y muros de mampostería exteriores. No obstante, es importante señalar que estos elementos dañados podrían suponer un riesgo potencial de lesiones para grupos de personas.

e. Desempeño no estructural no considerado (NE)

La clasificación indica que los componentes no estructurales no han sido sometidos a evaluación, a menos que afecten directamente a la respuesta estructural, como los muros o tabiques de mampostería de relleno.

El resumen de todos los párrafos anteriores para los niveles de desempeño no estructural se puede encontrar al lado derecho de la figura 13.

1.5.2.3 Designación de objetivo de niveles de desempeño del edificio

a. Nivel de desempeño operacional del edificio (1-A)

La integridad estructural permanece intacta, con pocos daños, lo que permite que la estructura funcione correctamente a pesar del impacto del terremoto en los sistemas y aspectos no estructurales. Esta categoría se clasifica como Funcional, ya que las reparaciones necesarias no dificultan la ocupación del edificio.

b. Nivel de desempeño del edificio de ocupación inmediata (1-B)

Esto corresponde al nivel de rendimiento que suele utilizarse para infraestructuras críticas, como hospitales, por ejemplo. Aunque el contenido del edificio puede haber sufrido algunos daños, se prevé que las distintas zonas y sistemas sigan funcionando. Se mantiene el bienestar y la seguridad de las personas que se encuentran en su interior.

c. Nivel de desempeño del edificio de seguridad humana (3-C)

Es bastante improbable que se produzcan víctimas humanas. En esta fase, está claro que el edificio será efectivo según las normas vigentes. Ha habido pocos daños en los componentes estructurales; sin embargo, puede

haber rotura de componentes no estructurales como acabados y fachadas que no suponga un peligro para los residentes.

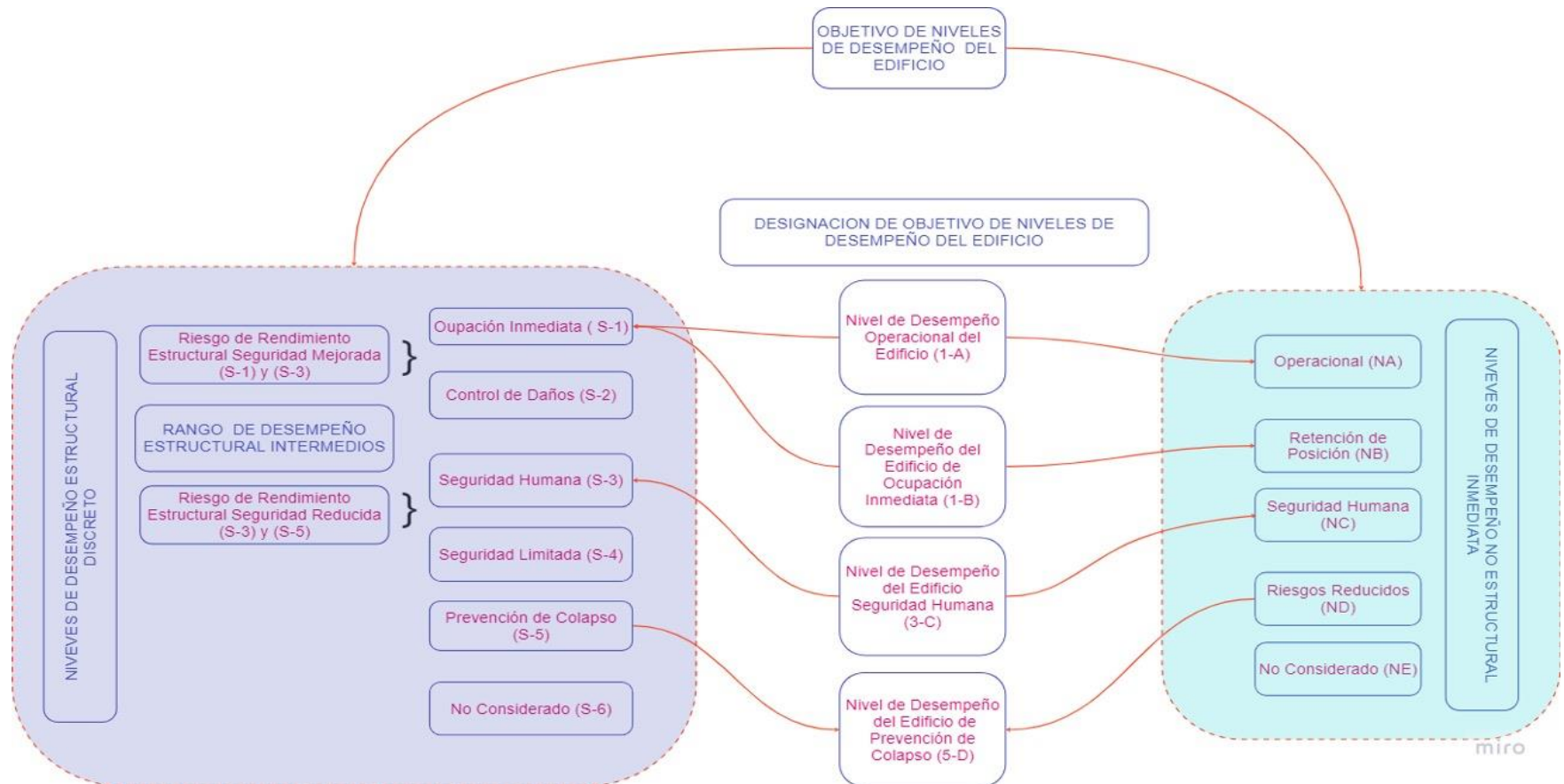
d. Nivel de desempeño del edificio de prevención de colapso (5-E)

Aunque el margen de seguridad del sistema de resistencia a cargas laterales esté casi agotado, la estabilidad del edificio se mantiene gracias al sistema de soporte de cargas verticales. Los daños en las partes estructurales son tan graves que no es necesaria una evaluación. Suponiendo que la seguridad de los ocupantes esté comprometida, el edificio puede ser derribado.

Para la designación de los objetivos de niveles de desempeño de la edificación se debe realizar un cruce entre los niveles de desempeño estructural y no estructural tal como se visualiza en la figura 13.

Figura 13.

Niveles de desempeño



Nota. La figura muestra la elección de nivel de desempeño general mediante el cruce de niveles de desempeño estructural y no estructural

Elaborado por: los autores

1.5.3 Riesgo sísmico

A continuación, se explicarán las definiciones mundiales de amenaza y vulnerabilidad sísmicas, así como su relación con la adquisición de riesgo sísmico. Para comprender mejor estos conceptos, es importante profundizar en cada uno de ellos.

1.5.3.1 Peligrosidad sísmica

Un riesgo sísmico es la posibilidad de que se produzcan determinados fenómenos físicos como consecuencia de un terremoto. Estos pueden incluir licuefacción, deslizamientos de tierra, inundaciones, ruptura de fallas, etc. Las probabilidades de que se produzcan sucesos se utilizan para transmitir los resultados de la evaluación mediante técnicas simplificadas de cálculo probabilístico o modelos que se basan en la creación de reglas estadísticas. Los terremotos pueden ser de distinta magnitud, y la probabilidad depende de si superan determinadas intensidades de movimiento o los valores máximos de aceleración en un lugar determinado (PGA). En la tabla 1 de la columna 4, se puede observar los valores de aceleraciones de acuerdo con el nivel de sismo de la columna y a la importancia de la edificación de la columna 2. (Colegio de Ingenieros del Perú – Consejo Nacional 2016).

Tabla 1

Valores de PGA con probabilidad de excedencia en 50 años según el FEMA

Nivel del movimiento sísmico	PE en 50 años	PGA (gal)	Z (g)
Frecuente	43 años	203	0.20
Ocasional	72 años	250	0.25
Raro	475 años	445	0.45

Fuente: La Rosa & Vila, 2019

1.5.3.2 Vulnerabilidad sísmica

Es la capacidad de sus elementos estructurales para soportar un sismo. La vulnerabilidad sísmica es una característica propia de cada estructura y refleja su sensibilidad frente a movimientos sísmicos específicos, independientemente del nivel de amenaza

sísmica en el sitio. Estos estudios pueden ser aplicados en el rubro, tales como edificios, presas, carreteras, puentes, taludes, depósitos, centrales nucleares y, en general, a todas las obras en las que se requiere conocer su comportamiento. Sin embargo, si esta estructura civil está expuesta en una zona con cierta peligrosidad sísmica su vulnerabilidad dependería de este estudio por lo tanto son directamente proporcionales (Aguilar, 2016).

1.5.3.3 Niveles sísmicos

El ATC-40 clasifica los movimientos sísmicos en tres grados de peligrosidad:

- **Sismo de servicio (SS):** Significa desplazamientos periódicos de intensidad leve a moderada que es probable que se superen en medio siglo. Aunque estas sacudidas se producen una vez cada 75 años por término medio, pueden ocurrir muchas veces a lo largo de la vida útil de un edificio. Según las estadísticas de peligrosidad normales para una zona determinada, estos movimientos son la mitad de fuertes que los movimientos sísmicos de diseño, tal como se indica en las normas. Se tienen en cuenta los terremotos más comunes y potentes, lo que provoca esta situación.
- **Sismo de diseño (SD):** Describe los movimientos cuya intensidad varía de leve a grave, que se producen raramente y que suelen tener una probabilidad del 10% de ser superados durante un período de 50 años, con un intervalo medio de 500 años entre sucesos. Coincide con la amplitud de movimiento que suele especificar la normativa de diseño de edificios y se prevé que ocurra al menos una vez a lo largo de la vida útil de un edificio.
- **Sismo máximo (SM):** estos movimientos son bastantes intensos a extremadamente intensos y se producen con relativa poca frecuencia. Normalmente, tienen una probabilidad del 5% de producirse en un periodo de 50 años y, de media, ocurren una vez cada 1.000 años. Denota el grado de movimiento que suelen prever los códigos de diseño para edificios importantes y es entre 1,25 y 1,50 veces superior al grado de movimiento vinculado al seísmo mencionado en la normativa. De ahí que este coeficiente se asocie a menudo con la importancia de estructuras cruciales, dado que los terremotos más graves se producen a frecuencias más bajas.

FEMA (2018), señala que cada una de las tres categorías de severidad en las sollicitaciones sísmicas está determinada por un "sismo de diseño". Los terremotos de diseño se determinan en función de las características sísmicas específicas de cada zona. En consecuencia, categorizan los daños en cuatro etapas basadas en diversas presiones sísmicas, correspondiendo cada nivel a distintos requisitos de vida útil de diseño y protección estructural, como se muestra en la tabla 2.

Tabla 2

Niveles de movimiento sísmico

Nivel del movimiento sísmico	Período medio de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia (p,t)
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años

Fuente: Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2018

La peligrosidad sísmica depende de la vida útil de la estructura, que viene determinada por la importancia del tipo de construcción, como se ve en la tabla 3.

Tabla 3

Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructuras

Tipo de estructura	Vida útil
Estructuras de carácter temporal	Entre 3 y 10 años
Elementos reemplazados que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo: Barandales, Apoyos de tuberías)	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas.	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas, puentes u obras de paso de longitud total inferior a 10 metros y estructuras de ingeniería civil; excepto obras marítimas, de repercusión económica baja o media.	50 años
Edificio de carácter monumental o de importancia especial.	100 años
Puentes de longitud total igual o superior a 10 metros y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta.	100 años

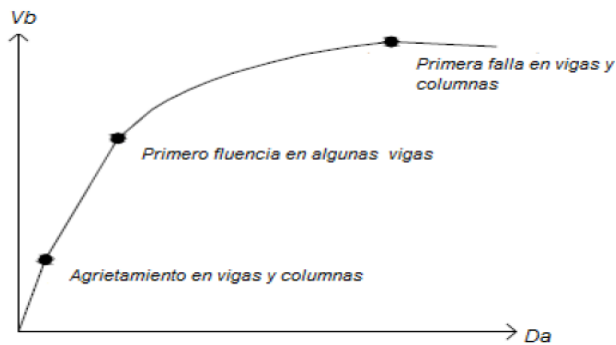
Fuente: Mendoza, 2013

1.5.4 Capacidad Estructural

La resistencia y capacidad de los componentes individuales, así como su desempeño colectivo, determinan la capacidad global de una estructura. Esta determinación se realiza una vez alcanzado el límite elástico. Teniendo en cuenta estos factores, se puede evaluar y diseñar estructuras que puedan soportar los desplazamientos provocados por los terremotos, mejorando así su resistencia. El análisis estático se centra sobre todo en el desplazamiento o las fuerzas como variables principales, mientras que el análisis dinámico se centra en el tiempo como variable independiente principal. A menudo se utiliza una curva de capacidad para cuantificar la capacidad de un edificio para resistir esfuerzos laterales. La figura 14 ilustra la correlación entre la fuerza lateral, también conocida como cortante de base, y el desplazamiento de la cubierta. Cuando los componentes de una estructura superan su capacidad de carga máxima, su capacidad para soportar fuerzas disminuye como resultado de las características frágiles de las partes estructurales. Los programas sísmicos incluyen un factor de reducción, conocido como comportamiento R, para considerar el desplazamiento a la región inelástica de la estructura y disminuir el espectro elástico correspondiente. Para iniciar un proyecto centrado en la resistencia a los sismos, es crucial incluir un sistema estructural que pueda reaccionar eficazmente ante la actividad sísmica. La clave es garantizar un rendimiento óptimo priorizando la redundancia y la continuidad, ya que la configuración estructural debe funcionar como un todo cohesivo. Es necesario un examen minucioso de los elementos estructurales y las uniones para verificar su resistencia y rigidez (La Rosa & Vila, 2019).

Figura 14.

Fase de daño estructural a diferentes desplazamientos.



Nota. Se muestra la relación entre la fuerza sísmica y desplazamiento respecto a un punto.

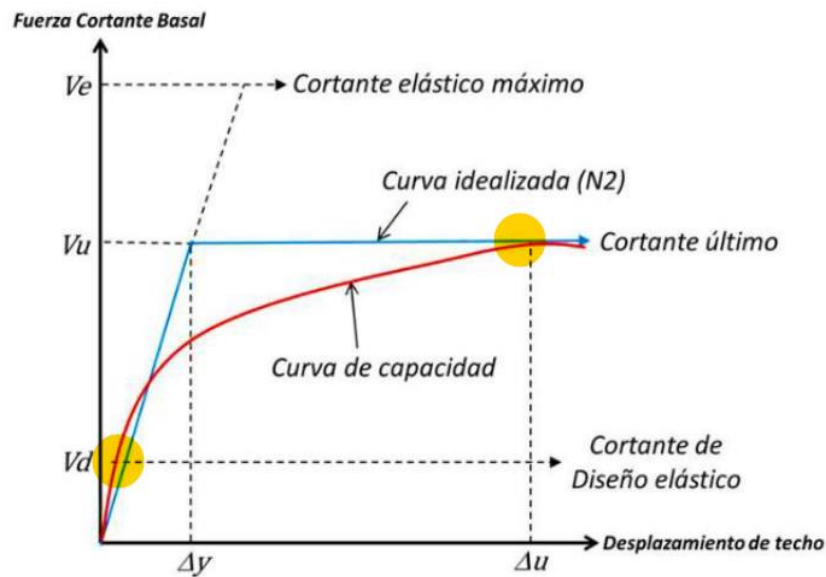
Fuente: Ñoroña, 2020

1.5.4.1 Resistencia (Ω)

La relación entre el cortante último (V_u) y el cortante de diseño (V_d) es una medida del aumento de las cargas laterales que da lugar a sucesivas roturas plásticas y, en última instancia, determina la resistencia de la estructura, como se ve en la figura 15.

Figura 15.

Representaciones graficas de la Curva de Capacidad.



Nota. Se detalla la descripción básica de los componentes para formar la curva de capacidad.

Fuente: Ugel, 2015

1.5.4.2 Ductilidad (μ)

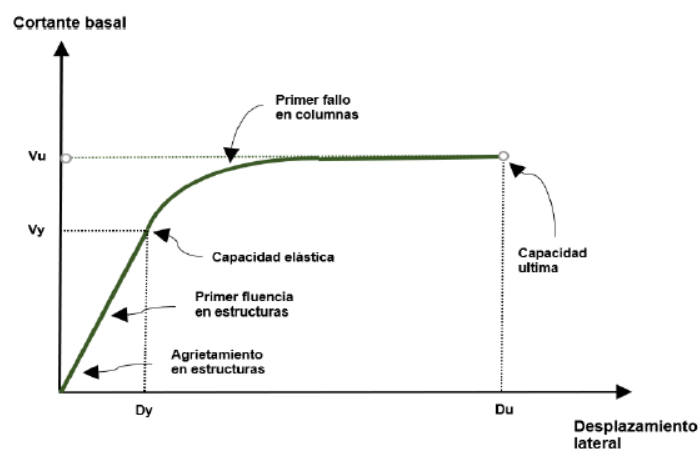
Las características estructurales de ductilidad y fragilidad se introducen mediante la conexión entre el desplazamiento último o de colapso (Δu) y el desplazamiento de fluencia (Δy). La figura 15 muestra cómo estas características determinan la capacidad de la estructura para absorber la demanda en términos de deterioro de la resistencia. Las demandas sísmicas de esfuerzos cortantes y deformación también producen desplazamientos inelásticos, que se observan entre estas dos ubicaciones notables.

1.5.5 Curva de capacidad

La curva de capacidad representa la respuesta estructural a fuerzas sísmicas crecientes, mostrando la correlación entre la fuerza cortante y el desplazamiento en el punto más alto del edificio. Esta curva ilustra los atributos del edificio, incluidos problemas como el agrietamiento, la fluencia y el fallo del sistema estructural. La curva de capacidad ilustra la correlación entre el esfuerzo cortante y el desplazamiento en el punto de control de la estructura. El diseño estructural tiene en cuenta la rigidez, la resistencia, la respuesta a la fluencia y los elementos de degradación de la estructura, como se ve en la figura 16 .

Figura 16.

Curva de capacidad



Nota. Representación de los puntos notables de la estructura.

Fuente: La Rosa & Vila, 2019

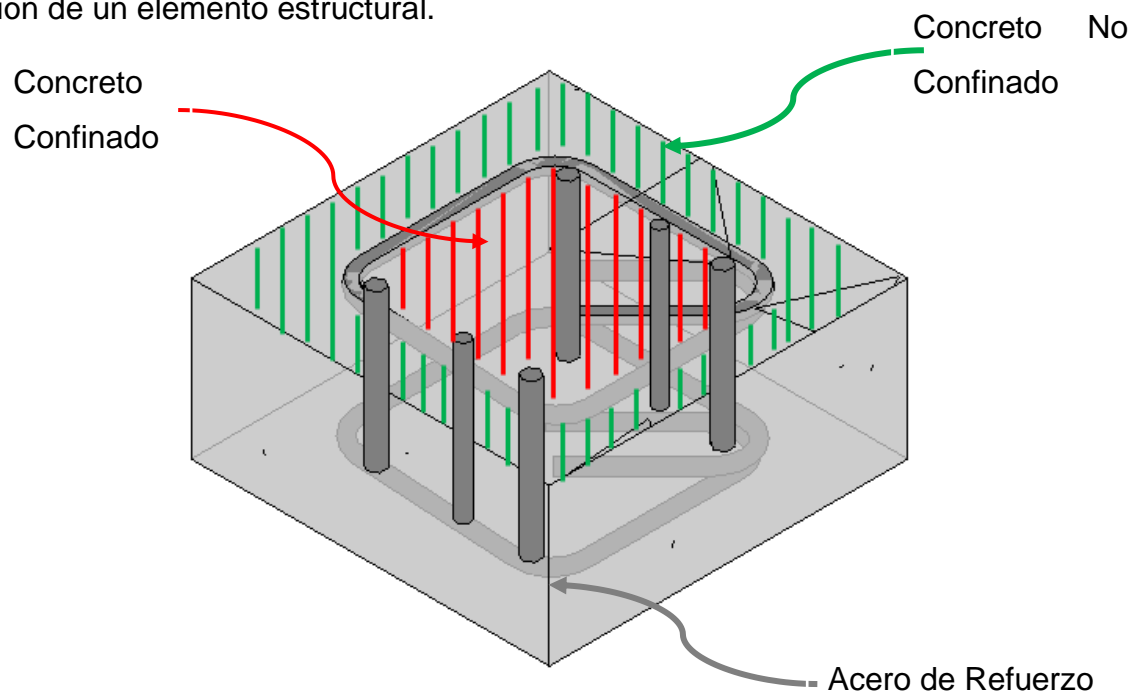
1.5.6 Mecánica de materiales no lineal

La no linealidad en los materiales surge cuando los componentes de una estructura sufren deformaciones significativas que hacen que la estructura supere su límite elástico. Esto provoca cambios en su resistencia y rigidez, dando lugar a una no linealidad en sus parámetros a medida que aumenta la deformación. Para representar con precisión este comportamiento, se utilizan modelos constitutivos que consideran todos los estados de deformación del material hasta que alcanza su estado último.

La figura 17 muestra los modelos correspondientes para hormigón confinado, no confinado y acero respectivamente. Los modelos experimentales son necesarios para cargas monótonas y cíclicas (Farro & Rivera, 2022).

Figura 17.

Sección de un elemento estructural.



Nota. El modelo constitutivo se generará por el concreto confinado, y el acero longitudinal y transversal.

Elaborado por: los autores

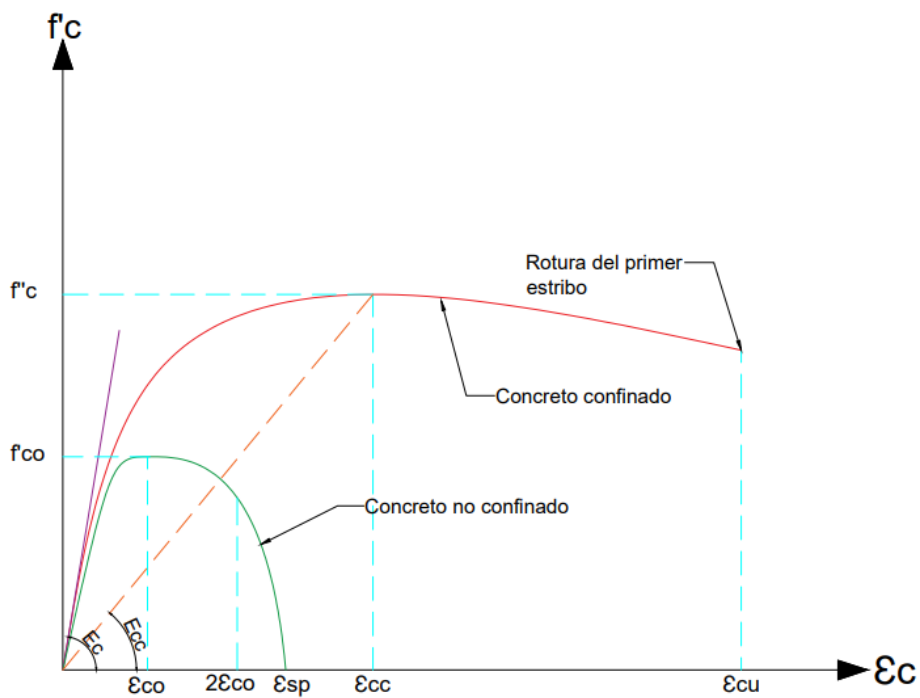
A continuación, se explicarán los modelos constitutivos del hormigón y el acero de armadura que se emplearon.

1.5.6.1 Relación esfuerzo deformación del concreto para carga monotónica

Mander (1988) introdujo una teoría tensión-deformación para secciones circulares y rectangulares, centrándose específicamente en la figura 18, donde el núcleo está restringido por estribos situados en el interior de las secciones. Esta idea se basa en los principios establecidos por Popovics. Se aplica a pasos que cambian lentamente y no incluyen movimientos bruscos o rápidos.

Figura 18.

Curva de esfuerzo – deformación para concreto confinado y no confinado



Nota. Trayectoria grafica de un concreto confinado y no confinado.

Fuente: Mander, 1988

Se puede describir la relación de esfuerzo - deformación mediante la siguiente expresión:

Figura 19.

Resistencia del concreto confinado multiparamétrica

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r}$$

Donde:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} (MPa)$$

- f_c = Resistencia a la compresión del Concreto.
- ε = Deformación Uniaxial del Concreto.
- f'_{cc} = Resistencia a la Compresión Máxima del Concreto Confinado.
- f'_{co} = Resistencia a la Compresión Máxima del Concreto Sin Confinar.
- ε_c = Deformación Unitaria del Concreto.
- ε_{co} = Deformación Unitaria Asociada a f'_{co} . Se asumen el valor de 0.002.
- ε_{sp} = Deformación Unitaria Última Asociada al Recubrimiento del Concreto.
- ε_{cc} = Deformación Unitaria Asociada a f'_{cc} .
- E_c = Módulo de Elasticidad o de Tangente Inicial del Concreto No Confinado.
- E_{sec} = Módulo Secante del Concreto Confinado.

Nota. Relación constitutiva del concreto confinado y no confinado.

Fuente: Mander, 1988

La resistencia máxima a compresión del hormigón confinado, indicada como f'_c , viene dictada por los esfuerzos de confinamiento lateral efectiva, representada como f'_l .

Figura 20.

Determinación numérica del esfuerzo de confinamiento de los estribos.

$$f'_l = k_e \cdot f_l$$
$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$
$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc})$$
$$\rho_{cc} = \frac{A_s}{A_c}$$

Donde:

- f_l = Esfuerzo de Confinamiento Lateral.
- k_e = Coeficiente de Confinamiento Efectivo.
- A_c = Área Total del Núcleo Confinado (se mide a centros del refuerzo transversal perimetral de la sección).
- A_e = Área de Confinamiento Efectivo.
- A_{cc} = Área Confinada Neta.
- A_s = Área Total de Refuerzo Longitudinal.
- ρ_{cc} = Cuantía de acero.

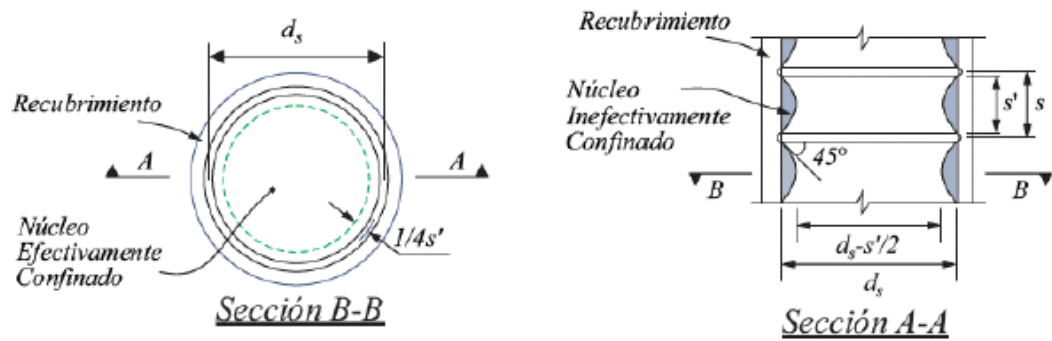
Nota. Los esfuerzos de confinamiento efectivo son directamente proporcionales a la cuantía de acero trasversal.

Fuente: Mander, 1988

Las siguientes ecuaciones establecen la resistencia máxima a compresión f'_{cc} para secciones circulares restringidas, como se muestra en la figura 21, utilizando estribos circulares o en espiral.

Figura 21.

Confinamiento efectivo del refuerzo transversal en una sección circular.



Nota. El área efectiva de confinamiento es menor al área confinada por los estribos.

Fuente: Mander, 1988

Figura 22.

Resistencia máxima del concreto confinado

$$f_{cc} = f'_c (2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_{ie}}{f'_c}} - \frac{2 f_{ie}}{f'_c} - 1.254)$$

$$f_{ie} = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh}$$

$$\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{s d_s}$$

$$k_{ec} = \frac{(1 - \frac{s'}{2d_s})^2}{1 - \rho_{cc}}$$

$$k_{es} = \frac{(1 - \frac{s'}{2d_s})}{1 - \rho_{cc}}$$

Donde:

- A_{sp} : Área de refuerzo transversal.
- ρ_s : Relación del volumen acero confinante entre el volumen de concreto confinado.
- ρ_{cc} : Relación del área de acero longitudinal y el área de concreto confinada.
- d_s : Diámetro de los estribos.
- k_e : Factor de confinamiento efectivo
- k_{ec} : Factor de confinamiento efectivo para secciones confinadas con estribos circulares.
- k_{es} : Factor de confinamiento efectivo para secciones confinadas con estribos en espirales.
- s' ; s : Separación entre los estribos a paño interior y exterior respectivamente.

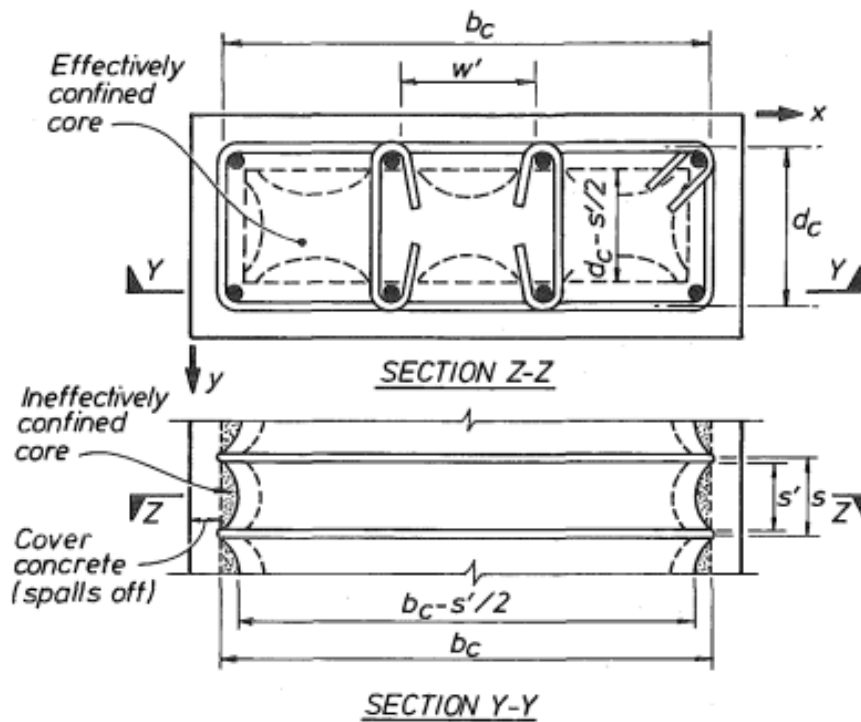
Nota. La resistencia a la compresión aumenta linealmente con cuantía de estribos colocados

Fuente: Mander, 1988

Para secciones rectangulares o cuadradas confinadas, figura 15, la resistencia máxima a compresión f'_{cc} , se define mediante las siguientes ecuaciones:

Figura 23.

Confinamiento efectivo del refuerzo transversal en una sección rectangular.



Nota. El área efectiva de confinamiento es menor al área confinada por los estribos.

Fuente: Mander, 1988

Figura 24.

Resistencia máxima del concreto confinado

$$f'_{cc} = \lambda f'_c$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{sb_c} k_e f_{yh}$$

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{sb_c} k_e f_{yh}$$

$$A_e = (b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6}) (1 - \frac{s'}{2b_c}) (1 - \frac{s'}{2d_c})$$

$$k_e = \frac{(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6}) (1 - \frac{s'}{2b_c}) (1 - \frac{s'}{2d_c})}{1 - \rho_{cc}}$$

Donde:

- f'_{cc} : Resistencia máxima del concreto confinado.
- f'_c : Resistencia a compresión del concreto no confinado.
- f_{yh} : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.
- λ : Relación de resistencia confinada.
- ρ_{cc} : Relación del área de acero longitudinal y el área de concreto confinado.
- A_e : Área confinada efectiva.
- A_{sx}, A_{sy} : Área de refuerzo transversal paralela al eje "x" o "y".
- f_{lx}, f_{ly} : Esfuerzo lateral de confinamiento efectivo en dirección "x" o "y".
- $s'; s$: separación entre los estribos a paño interior y exterior respectivamente.

Nota. La resistencia a la compresión aumenta linealmente con cuantía de estribos colocados

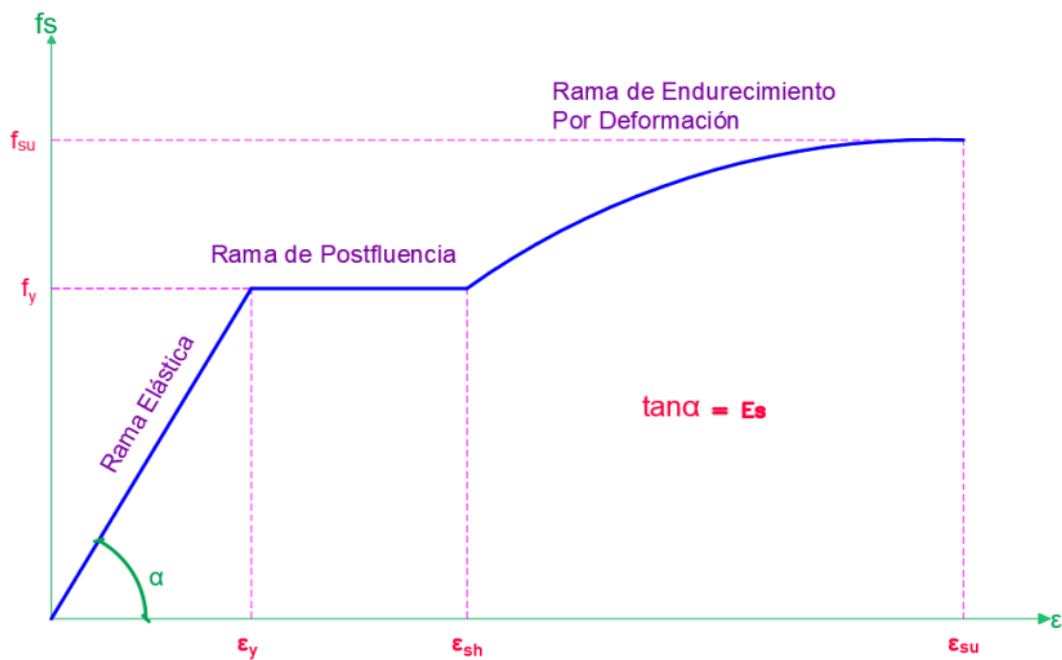
Fuente: Mander, 1988

1.5.6.2 Relación esfuerzo – deformación del acero

La curva de tensión-deformación muestra tres patrones únicos: la región elástica lineal, la región de aplanamiento post-flujo y la región de deformación por endurecimiento. Como se observa en la figura 25.

Figura 25.

Curva esfuerzo – deformación del acero sometido a tensión.



Nota: La figura indica la evolución del esfuerzo del acero según el aumento de su deformación.

Fuente: Farro & Rivera, 2022

La siguiente ecuación, introducida por Mander (1988), se utiliza para caracterizar la tensión en el acero durante la etapa de endurecimiento por deformación:

Figura 26.

Formula polinómica del esfuerzo – deformación del acero corrugado

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^p$$

$$p = \frac{\ln \left(\frac{f_{su} - f_{s1}}{f_{su} - f_y} \right)}{\ln \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)}$$

Donde:

- f_{s1} ; ε_{s1} : Las coordenadas de un punto determinadas mediante un experimento son éstas.

Nota. Relación algebraica que define la trayectoria de la curva esfuerzo – deformación del acero

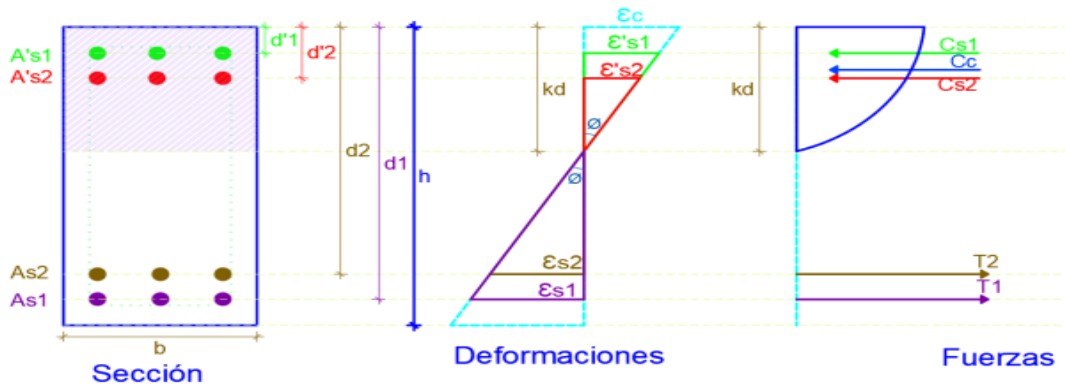
Fuente: Mander, 1988

1.5.7 Relación momento - curvatura

Los diagramas de momento flector pueden utilizarse para obtener un valor más profundo del comportamiento de los elementos estructurales cuando se exponen a un momento de fuerza (Tn-m). Los gráficos representan el ángulo (\emptyset) entre la sección deformada y el perfil de deformación vertical, visualizado en la Figura 27.

Figura 27.

Perfil de deformaciones de la sección y bloque parabólico de esfuerzos.



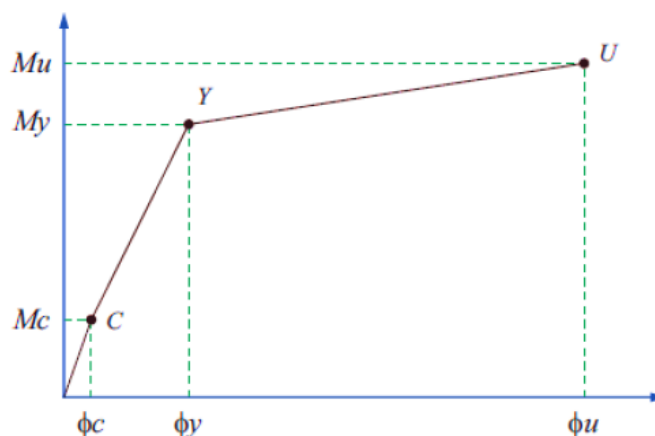
Nota: Se muestra la hipótesis de superficie plana para el cálculo de deformaciones.

Fuente: Farro & Rivera, 2022

El área bajo la curva momento-curvatura que se visualiza en la figura 28, puede revelar no sólo la ductilidad y fragilidad de una sección, sino también su energía interna. La segunda parte comprende la energía disipada por las deformaciones plásticas, mientras que la primera contiene la cantidad de energía de deformación que se acumula durante la deformación elástica (Farro & Rivera, 2022).

Figura 28.

Diagrama de momento - curvatura.



Nota: La gráfica muestra la curva capacidad Momento vs Rotación.

Fuente: La Rosa & Vila, 2019

Donde:

- C: Dado que el hormigón no puede soportar grandes esfuerzos de tracción, esta rama del diagrama momento-flexión no suele tenerse en cuenta hasta que la fibra de hormigón sometida a esfuerzo supera su punto de rotura, momento en el que el diagrama se vuelve significativamente diferente.
- Y: La fluencia por tracción del acero se produce en el momento en que se alcanza el límite elástico del material.
- U: Si el acero falla antes de que el hormigón alcance este punto, entonces el hormigón ha alcanzado o superado la deformación última de su modelo constitutivo durante la compresión.

Según (La Rosa & Vila, 2019) afirma lo siguiente:

“El objetivo principal del gráfico momento-curvatura de una sección es considerar lo siguiente: el momento último M_u , que suele ser el punto en el que falla el hormigón a compresión; el momento de fluencia de la sección (M_y), que está relacionado con su curvatura de fluencia (ϕ_y) cuando el acero se encuentra en un rango inelástico; y utilizando estos valores, se puede determinar la ductilidad de momento de la sección (μ_m) y su ductilidad de curvatura, que ayuda a determinar si la sección fallará frágil o dúctilmente; y si formará rotulas plásticas que disipen energía y permitan la redistribución de momentos en su superestructura”.

Para tener una mejor idea de cómo se comportan las piezas estructurales, se calcula el diagrama del momento flector utilizando modelos constitutivos para el hormigón y el acero.

1.5.7.1 Cálculo del diagrama momento - curvatura

- a. Se tiene que elegir un determinado valor de la deformación del hormigón, denotado como ϵ_c , que corresponderá a una posición específica en el diagrama de momentos flectores.
- b. Se designa una posición para el eje neutro "c" y se utiliza esta posición para graficar el perfil de deformación de la sección. La compatibilidad de

- deformaciones se usa para calcular las deformaciones en cada fila de acero (ϵ_s) y en cualquier posición del hormigón.
- c. La tensión asociada a cada deformación se halla analizando las curvas constitutivas de cada material.
 - d. Las fuerzas ejercidas sobre el hormigón y la sección de acero se determinan multiplicando la tensión por su área respectiva.
 - e. La suma de todas las fuerzas ejercidas sobre la sección es la carga axial neta. Si la magnitud de esta carga es equivalente a la carga axial aplicada P_0 , entonces el número "c" elegido es exacto. En ausencia de equilibrio, proceda a repetir el paso 2 modificando la posición del eje neutro hacia arriba o hacia abajo.
 - f. Para calcular el momento flector interno en la posición final del eje neutro, cada fuerza se multiplica por su respectivo brazo de palanca, medido desde el eje de referencia, y se tiene en cuenta la curvatura indicada:

Figura 29.

Relación matemática para hallar la curvatura

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{c}$$

Donde:

- ϵ_c : Deformación de la fibra más compactada del hormigón.
- C: Distancia entre el eje neutro y la fibra más comprimida del hormigón.

Nota. La ecuación explica la curvatura para una deformación desde el eje neutro de una sección hacia la fibra más comprimida de una sección.

Fuente: La Rosa & Vila, 2019

Para localizar más puntos en la curva, se repite el proceso incrementando los valores de deformación en el hormigón, denotados como ϵ_c .

1.5.8 Diagrama momento - rotación

FEMA (2018) y el ATC-40 (1996) afirman que las capacidades de rotación de las rótulas de plástico pueden determinarse

mediante mediciones experimentales o mediante la aplicación de conceptos de la mecánica estructural.

El momento de curvatura de una sección se utiliza para estimar su capacidad de rotación, y viene determinado por la correlación esfuerzo-deformación de los materiales. El diagrama del momento de curvatura muestra los valores de θ_y y θ_u , que pueden deducirse de él.

Después, los valores se multiplican por la longitud de la rótula plástica, l_p , que debe ser igual a la mitad de la altura de sección del elemento estructural, denotada como $h/2$. La capacidad de rotación se determina para vigas y pilares mediante la siguiente ecuación:

Figura 30.

Relaciones matemáticas de rotaciones máxima en las plásticas.

$$\theta_y = \phi_y \left(l_p - \frac{l_p^2}{2L} \right)$$

$$\theta_u = (\phi_u - \phi_y) l_p$$

Donde:

- L es la longitud libre del elemento.

Nota. La fórmula indica las rotaciones para el momento de fluencia y el momento último

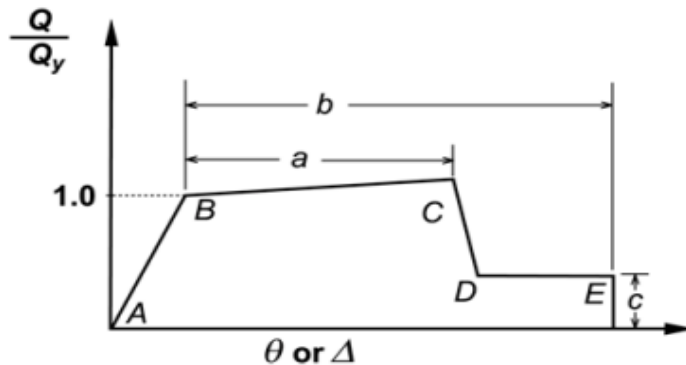
Fuente: La Rosa & Vila, 2019

Los diagramas que representan el momento de curvatura y la rotación, como se ilustra en la Figura 31, ofrecen información sobre la capacidad de una sección para sufrir deformación y rotación inelásticas sin experimentar fallas. Cuando la relación Q/Q_y es igual a 1, la ecuación carga-deformación muestra que la resistencia es proporcional a la fluencia y al endurecimiento por deformación, respectivamente, a medida que el miembro se deforma lentamente hacia su resistencia esperada. Cuando la resistencia a $Q/Q_y > 1$ se mide durante la compresión del hormigón, indica que el revestimiento de hormigón empieza a desprenderse y el

hormigón confinado empieza a trabajar. Por el contrario, el endurecimiento por deformación no se produce cuando la resistencia a $Q/Q_y = 1$ refleja la consecución de la resistencia a cortante de diseño, como se demuestra en la Figura 31 para las respuestas relacionadas con el cortante.

Figura 31.

Relación de proporción de fuerza – (deformación o rotación)



Nota. Representación lineal de una curva capacidad.

Fuente: Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2018

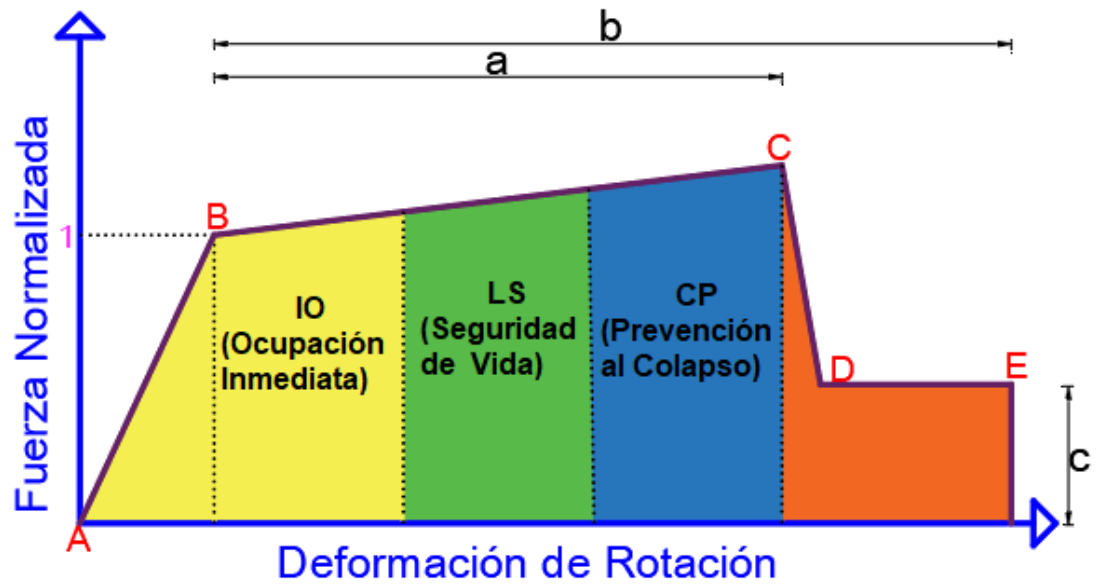
Estos términos, como deformación, curvatura y rotación, están marcados explícitamente en esta curva, figura 31. Los parámetros a y b representan especialmente los componentes de deformación que se producen como resultado de la fluencia, que es el proceso de deformación plástica. El parámetro c refleja la reducción de la intensidad tras el brusco descenso del punto C al punto D.

La Tabla 4 consta de 5 columnas y 4 condiciones. En las vigas predomina el diseño por flexión, por lo que se elige la primera condición. La primera columna muestra el índice de refuerzo de la sección, la cual es calculada como $(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{\text{balanceado}}})$, la segunda columna corresponde a condiciones de armadura transversal o estribos: confinada C y no confinada NC. La tercera columna corresponde al índice de cortante de diseño. En la cuarta columna, se encuentran los valores a, b y c, mencionados en el párrafo anterior, rotaciones máximas. Por último, en la quinta columna, se encuentra los niveles de rendimiento (ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de derrumbes), los cuales se ejemplifican gráficamente en

la figura 32. Si los valores se encuentran dentro de un rango de las filas es posible su interpolación lineal.

Figura 32.

Límites de aceptabilidad local en base a capacidad de rotación.



Nota. Niveles de desempeño según la curva capacidad.

Fuente: Farro & Rivera, 2022

Tabla 4

Parámetros y criterios para procedimientos no lineales en vigas de hormigón armado.

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	Performance Level							
	a	b	c	IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bar}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f_{cr}}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Nota: Según los criterios de condiciones i, ii, iii, iv así como la elección del índice de reforzamiento, criterio de reforzamiento y el índice de cortante de diseño se puede elegir la rotación máximo de la rótula plástica para así determinar un criterio de desempeño. (f_c: lb/in²-(Mpa) unidades).

Fuente: American Society of Civil Engineers (ASCE-41), 2017

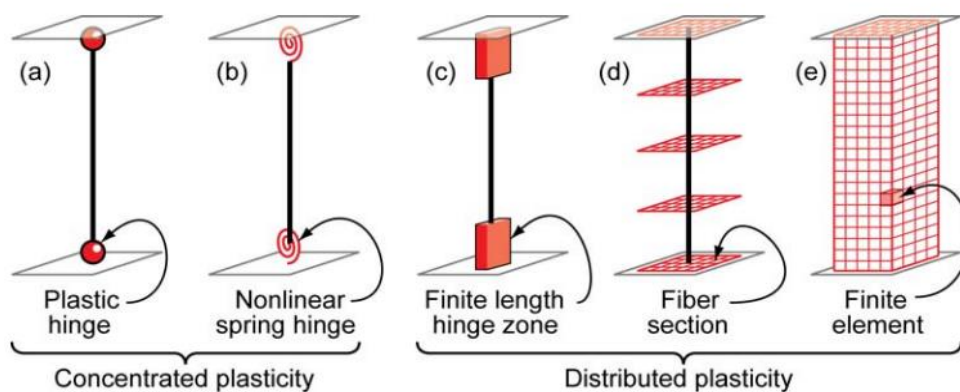
1.5.9 Rotulas plásticas

El comportamiento inelástico de un elemento estructural a lo largo de una longitud específica o de la longitud no general del elemento puede reproducirse utilizando un modelo de plasticidad. De este modo, se tiene en cuenta el debilitamiento de la resistencia y la rigidez de los componentes del sistema estructural. La relación constitutiva esfuerzo-deformación, el comportamiento histerético, el agrietamiento y los efectos de pandeo del acero de refuerzo bajo cargas axiales son factores que contribuyen a la no linealidad del material, según el análisis. (Perez & Torres, 2022).

En la figura 33, se puede apreciar que los modelos de plasticidad se dividen en 5 tipos según Deierlein et al. (2010). El criterio de la clasificación es, como se mencionó anteriormente, la distribución de las rotulas plásticas: concentrada en un cierto punto en específico o a través de toda su longitud y sección. Su elección del tipo de modelo también depende del tipo de componente estructural (vigas, columnas, placa, etc.), fuerzas internas y la interacción entre ellas.

Figura 33.

Tipos de modelos de plasticidad de análisis estructural.



Nota: Modelos idealizados de rotulas plásticas de componentes estructurales.

Fuente: Deierlein et al, 2010

1.5.9.1 Rotulas plásticas concentradas

En los modelos más básicos de plasticidad concentrada, las deformaciones inelásticas se concentran al final del elemento estructural, cuya longitud es cero, como se muestra en la figura 33a a través de una rótula inelástica o de un resorte elástico, figura 33b. La interacción fuerza axial momento flector no se tiene en cuenta en este modelo, pero su formulación numérica se reduce en gran medida, (Perez & Torres, 2022).

1.5.9.2 Rotulas plásticas distribuidas

La figura 33c muestra el modelo de rotula de longitud finita, que distribuye eficazmente la plasticidad. Una forma de caracterizar las secciones transversales en zonas de charnela inelástica consiste en integrar secciones con patrones de fibras o utilizar relaciones no lineales de momento-curvatura. Estos métodos proporcionan límites a las restricciones de la sección plana tanto antes como después de la deformación. Una rotula inelástica en esta situación puede tener una longitud fija o ajustable. (Deierlein et al., 2010).

Los modelos de fibras mostrados en la Figura 33d dispersan la plasticidad mediante integraciones numéricas a lo largo de las secciones transversales del elemento en secciones finitas y a lo largo de la longitud del miembro. Estas partes, denominadas divisiones, consisten en una combinación de hormigón y fibras de acero de refuerzo. En este escenario específico, cada fibra individual tiene secciones transversales de material similares, y su comportamiento no lineal viene determinado por las curvas de tensión-deformación uniaxial del material, (Deierlein et al., 2010).

Las tensiones (fuerza axial y momentos) se obtienen integrando estadísticamente las "fibras" uniaxiales del material a través de cada sección transversal, como se ha comentado anteriormente. La sensibilidad de las necesidades de deformación calculadas puede verse influida por factores como el gradiente de momento, la longitud del elemento, el enfoque de integración y las propiedades de deformación, (Perez & Torres, 2022).

Debido a que el modelo de tipo fibra incorpora la degradación de la rigidez del elemento, los parámetros de rigidez efectiva son superfluos, como se menciona en (American Concrete Institute, 2019).

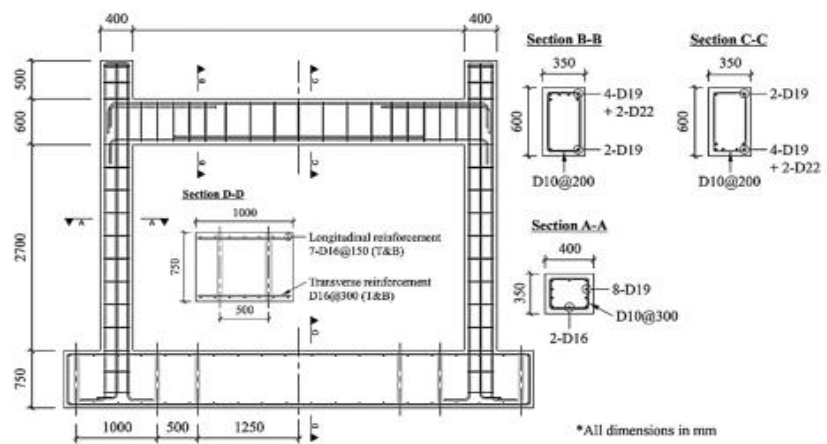
La selección del modelo de histéresis es otro factor crucial para determinar el comportamiento inelástico cíclico de una estructura. El modelo de histéresis óptimo para el hormigón armado fue determinado por Soon & Lee (2020) mediante mediciones de laboratorio. Estas pruebas incluyeron la aplicación de una carga cíclica incremental a un pórtico de hormigón armado, como se muestra en la Figura 34 y la Figura 35. La comparación incluyó cuatro modelos: pivot, takeda, concreto y degradante (como se muestra en la figura 36). El gráfico de histéresis (figura 36a) demostró resultados superiores bajo el modelo de pivot.

El estudio realizado por Dowell, Seible, & Wilson (1998) sugiere que el gráfico de histéresis puede ajustarse para acomodar el comportamiento físico utilizando las variables alfa, beta y n obtenidas mediante el enfoque del pivot. Según Soon & Lee (2020)., ellos ajustan los valores de alfa, beta, y n para alinear las características físicas del laboratorio. Esto se observa en la Figura 37.

Además, Soon & Lee (2020) cuantifican la energía disipada de los dos modelos histeréticos, como se ve en la Figura 38. La selección de un modelo apropiado que pueda representar eficazmente el comportamiento de histéresis del hormigón bajo presiones dinámicas es bastante crucial.

Figura 34.

Detalle de un muro de corte de concreto armado.

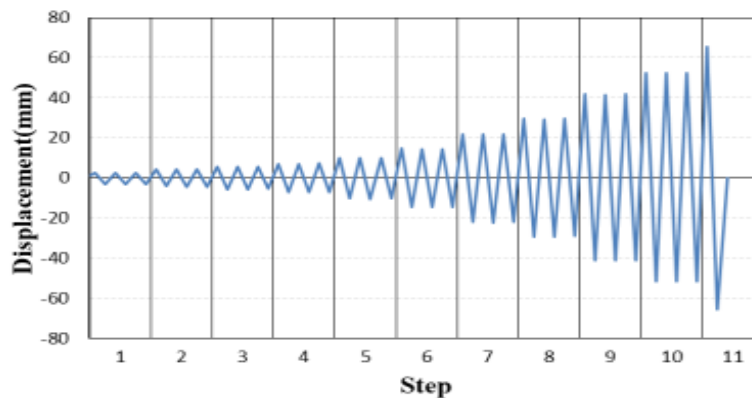


Nota: Se muestra la placa de prueba sometido a carga cíclica incremental.

Fuente: Soon & Lee, 2020

Figura 35.

Representacion grafica de la carga ciclica incremetal

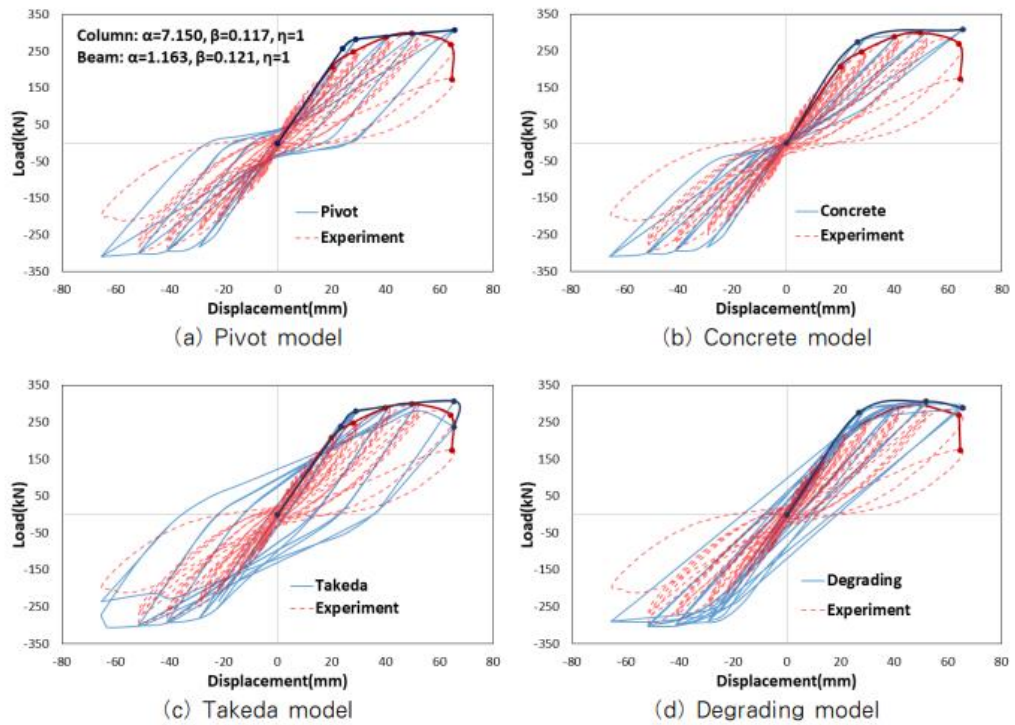


Nota: Protocolo o patron para someter al muro de corte a desplazamientos horizontales.

Fuente: Soon & Lee, 2020

Figura 36.

Modelos de histéresis.

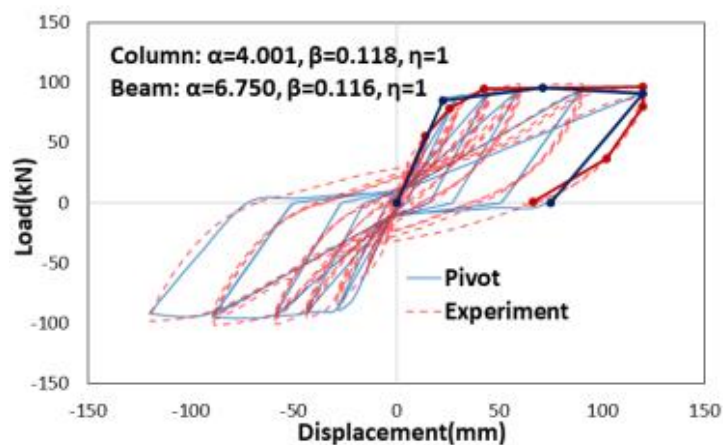


Nota: Comparación entre el modelo experimental y los 4 tipos de modelos matemáticos de la carga y descarga del muro de corte.

Fuente: Soon & Lee, 2020

Figura 37.

Modelo Pivot con factores Alfa, beta y n modificados.

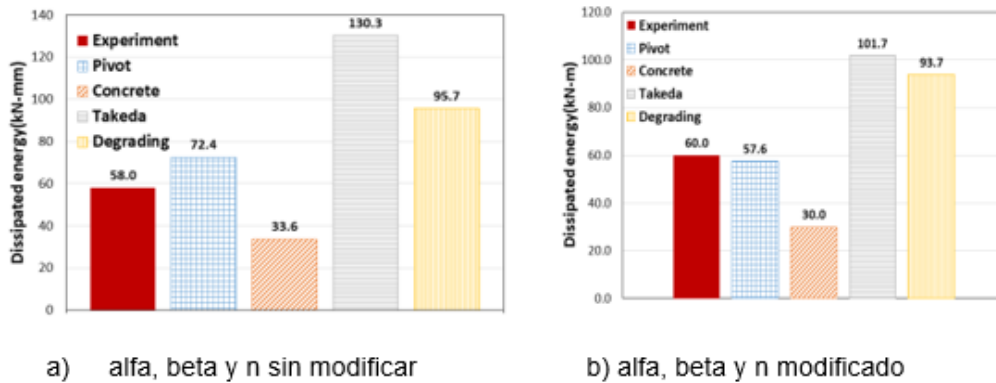


Nota: El modelo matemático que simula aproximadamente el comportamiento experimental es Pivot variando los factores de alfa y beta.

Fuente: Soon & Lee, 2020

Figura 38.

Energía disipada del muro de corte según los 4 modelos matemáticos.



Nota: Comprobación del modelo pivot similar al modelo experimental después de modificar las variables alfa, beta y n.

Fuente: Soon & Lee, 2020

Este estudio utilizará el modelo de tipo fibra con plasticidad distribuida y el modelo de histéresis de tipo pivote. Se han elegido estos modelos porque imitan fielmente el comportamiento experimental observado en investigaciones anteriores.

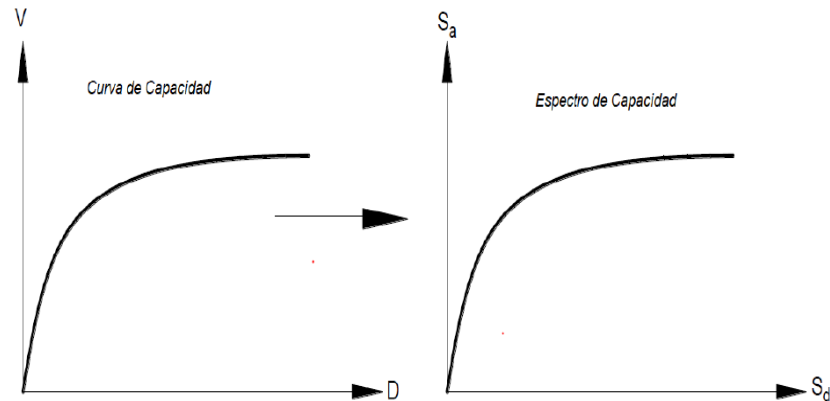
1.5.10 Métodos para la evaluación por desempeño

La evaluación de la durabilidad de una estructura y del desplazamiento horizontal máximo resultante de un terremoto es competencia de un ingeniero estructural. Un estudio minucioso ha demostrado que existe una clara relación entre el rendimiento de una estructura y las tensiones y desplazamientos que sufre. En consecuencia, se han ideado muchas técnicas para calcular el desplazamiento máximo de las estructuras. Los enfoques pueden clasificarse en dos grupos principales: métodos basados en la resistencia y métodos basados en el desplazamiento. Para garantizar la eficiencia y la accesibilidad al proporcionar datos de análisis no lineales, se necesita una herramienta sencilla y completa. Esta investigación utilizará el enfoque del espectro de capacidad para calcular el desplazamiento lateral causado por un evento sísmico.

El espectro de capacidad puede obtenerse analizando la curva de capacidad, lo que permite una comparación directa con el espectro de demanda, como se ve en la figura 39.

Figura 39.

Transformación de curva de capacidad a espectro de capacidad.



Nota: La componente de la cortante de la estructura se transforma en seudo aceleración y el desplazamiento en seudo desplazamiento.

Fuente: La Rosa & Vila, 2019

Las características modales se utilizan para traducir el cizallamiento de la base en aceleración espectral y el desplazamiento de la losa en desplazamiento espectral, como se ve en la figura 39. Para determinar el espectro de capacidad de una estructura, es necesario transformar su curva de capacidad punto a punto en coordenadas espectrales. La curva SARD, a veces denominada curva de aceleración-desplazamiento-espectro-respuesta, se muestra en un espacio de coordenadas espectrales conocido como espectro de capacidad. Este gráfico ilustra la correlación entre el desplazamiento del espectro y su aceleración. La transición sólo puede lograrse utilizando el análisis modal, que implica comprender las características dinámicas de la estructura, como sus modos de vibración y su distribución modal. Utilizando los métodos descritos en distintos códigos normativos, es posible transformar la curva de capacidad en un espectro de capacidad mediante las fórmulas descritas en la figura 40.

Figura 40.

Fórmulas para la obtención de las aceleración y desplazamiento espectral

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{W_i}{g}\right) \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{W_i}{g}\right) \phi_{i1}^2}$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N \left(\frac{W_i}{g}\right) \phi_{i1}]^2}{[\sum_{i=1}^N \left(\frac{W_i}{g}\right)] [\sum_{i=1}^N \left(\frac{W_i}{g}\right) \phi_{i1}^2]}$$

$$Sa_i = \frac{V_i}{\alpha_1 W}$$

$$Sd_i = \frac{\Delta_{techo,i}}{PF_{R1}} = \frac{\Delta_{techo,i}}{PF_1 \phi_{techo,1}}$$

Donde:

- PF1: Factor de participación modal para el primer modo natural.
- α_1 : Coeficiente de masa efectiva para el primer modo natural
- Sa: Aceleración espectral.
- Sd: Desplazamiento espectral.
- T: Período modal de vibración.
- PFR1: Factor de participación modal para el primer modo natural en el techo.
- w: Peso asignado al nivel i.
- Φ_1 : Amplitud del modo 1 en el nivel i.
- N: Nivel N, el nivel que es el más alto en la parte principal de la estructura.
- V: Cortante basal.
- W: Peso muerto del edificio más probable carga viva.
- $\Delta_{techo, i}$: Desplazamiento del techo.

Nota. Se muestran los cálculos de las variables pertinentes mediante un análisis modal.

Fuente: La Rosa & Vila, 2019

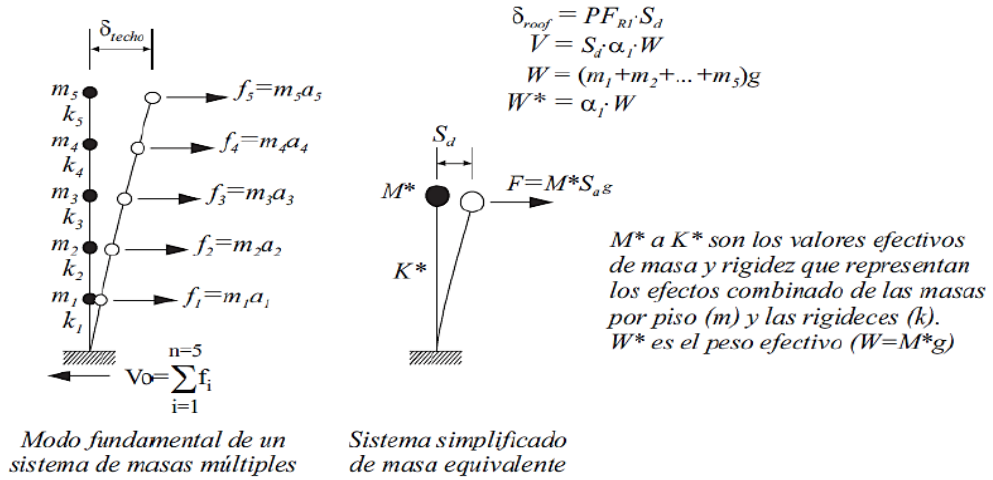
Por lo tanto, es crucial identificar el espectro de respuesta que incluye las ubicaciones en las que el sistema de un grado de libertad exhibe la respuesta más elástica cuando se expone a un registro sísmico.

1.5.10.1 Factor de participación modal

De la figura 41, se puede observar que desplazamiento de la losa S_{techo} es proporcional al factor de participación modal PF_{R1} (primer modo fundamental) y el desplazamiento espectral Sd . M^*

Figura 41.

Sistema de múltiples grados de libertad.



Nota. Relación matemática para hallar el desplazamiento espectral.

Fuente: La Rosa & Vila, 2019

1.5.10.2 Conversión del espectro de demanda al formato desplazamiento y aceleración espectral (ADRS)

El espectro de respuesta suele representar la relación entre la aceleración espectral (S_a) y el periodo (T), figura 43. Sin embargo, para determinar el límite elástico, es crucial estudiar el espectro de respuesta mostrado como la relación entre S_a y S_d , figura 43. Al obtener el espectro de demanda en formato ADRS, figura 43, es posible combinar el espectro de capacidad y el espectro de demanda en un único formato. Examinando y evaluando visualmente el punto en el que se superponen los dos espectros, se obtiene una solución, como se ve en la figura 44. Para obtener el punto de rendimiento de la demanda seleccionada, el desplazamiento espectral se obtiene mediante la siguiente ecuación, figura 42.

Figura 42.

Relación matemática para hallar el espectro de desplazamiento

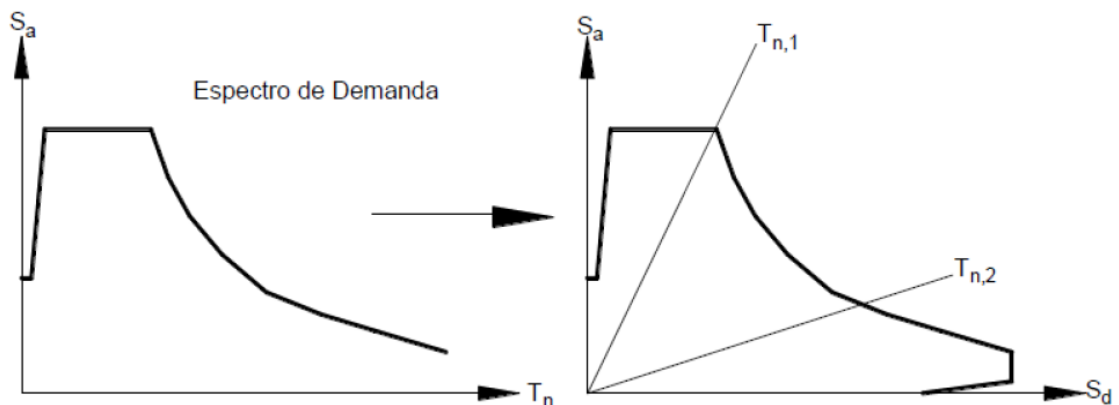
$$S_a = w^2 * S_d$$
$$w = \frac{2\pi}{T}$$
$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} * S_{a_i}$$

Nota. Se muestra el espectro de desplazamiento en función del periodo fundamental de vibración o la frecuencia natural de la estructura.

Fuente: La Rosa & Vila, 2019

Figura 43.

Transformación de espectro de demanda a formato ADRS.



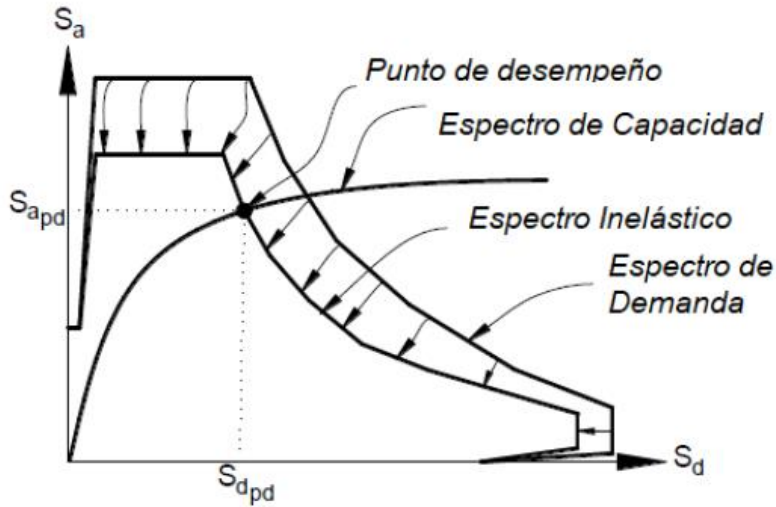
Nota. Componente “X” desplazamiento espectral - “Y” aceleración espectral.

Fuente: La Rosa & Vila, 2019

El punto de desempeño se muestra en la figura 44 ($S_{d_{pd}}$, $S_{a_{pd}}$). En el cuadro inferior, el espectro de demanda al ser dividido entre el factor de reducción proporciona el espectro inelástico. La intersección de esta última grafica mencionada junto con el espectro de capacidad se encuentran en la figura 44.

Figura 44.

Determinación del punto de desempeño.



Nota. Para hallar el desempeño de la estructura es necesario la respuesta espectral desplazamiento y aceleración inelástico.

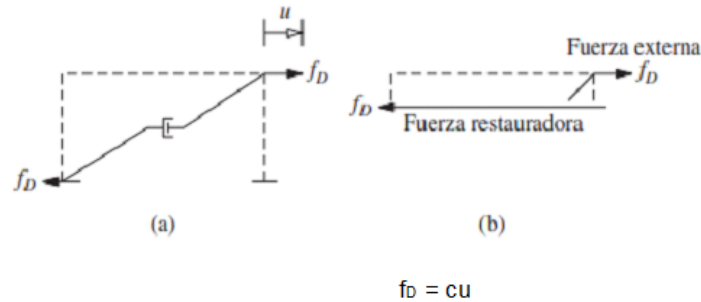
Fuente: La Rosa & Vila, 2019

1.5.11 Amortiguamiento de la estructura

Amortiguación es el término utilizado para describir la disminución gradual de la amplitud de la vibración libre. Durante este proceso, la energía del sistema vibratorio se disipa a través de varios mecanismos, a veces ocurren múltiples mecanismos simultáneamente. En las estructuras reales, existen numerosos mecanismos adicionales que desempeñan un papel en la disipación de energía. La representación del amortiguamiento en estructuras reales suele tomar la forma de un amortiguador viscoso lineal, aunque de una manera muy simplificada. El coeficiente de amortiguación se elige cuidadosamente para garantizar que la cantidad de energía disipada coincida con la energía total disipada por los distintos mecanismos de amortiguación que se encuentran dentro de la estructura real. En la figura 45, se puede observar que la fuerza interna dentro del amortiguador es igual en magnitud, pero de dirección opuesta a la fuerza externa.

Figura 45.

Amortiguamiento viscoso lineal sometido a una fuerza externa.



donde:

f_D : fuerza de amortiguamiento; c : coeficiente de amortiguamiento viscoso lineal; u : velocidad.

Nota. Representación idealizada del amortiguamiento de una estructura.

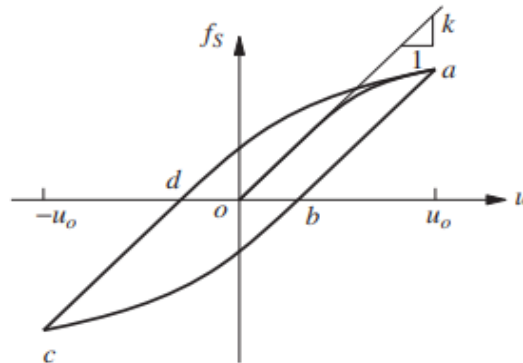
Fuente: Chopra, 2020

El coeficiente de amortiguación de una estructura no puede determinarse teniendo en cuenta únicamente las dimensiones de la estructura y los tamaños de sus partes estructurales, a diferencia del cálculo de la rigidez. Debido a la complejidad inherente a los edificios reales, no es factible definir con precisión todos los sistemas responsables de disipar la energía de las vibraciones. La realización de estudios de vibraciones en estructuras reales proporciona datos que pueden utilizarse para evaluar el coeficiente de amortiguación. La característica de amortiguamiento puede determinarse analizando tanto las oscilaciones libres como las forzadas. Para amplitudes de deformación dentro del límite elástico lineal de la estructura, el amortiguador viscoso correspondiente representa la disipación de energía (Chopra, 2020). La estructura disipa la energía sobrante como resultado de su respuesta inelástica a deformaciones significativas. La energía desperdiciada debido al amortiguamiento durante un ciclo de deformación dentro de los límites de deformación de $\pm u_0$ puede calcularse midiendo el área encerrada por el ciclo de histéresis, como se muestra en la figura 46. Un método eficaz y preciso para comprender el despilfarro de energía causado por el comportamiento inelástico consiste en establecer la

correlación entre la fuerza restauradora y la deformación, como se ve en la figura 46, (Chopra A, 2020).

Figura 46.

Relación fuerza – desplazamiento no lineal.



Nota. El área dentro de la gráfica OABCD se puede interpretar como la energía disipada por la estructura en un ciclo de movimiento.

Fuente: Chopra, 2020

1.5.11.1 Vibración libre viscosamente amortiguada

La ecuación general del movimiento de un sistema que se rige a la vibración libre se puede definir como la siguiente relación, figura 47.

Figura 47.

Ecuación diferencial de vibración libre

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = 0$$

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{c}{c_{cr}}$$

Donde:

c_{cr} : Amortiguamiento crítico

ζ : Fracción de amortiguamiento crítico.

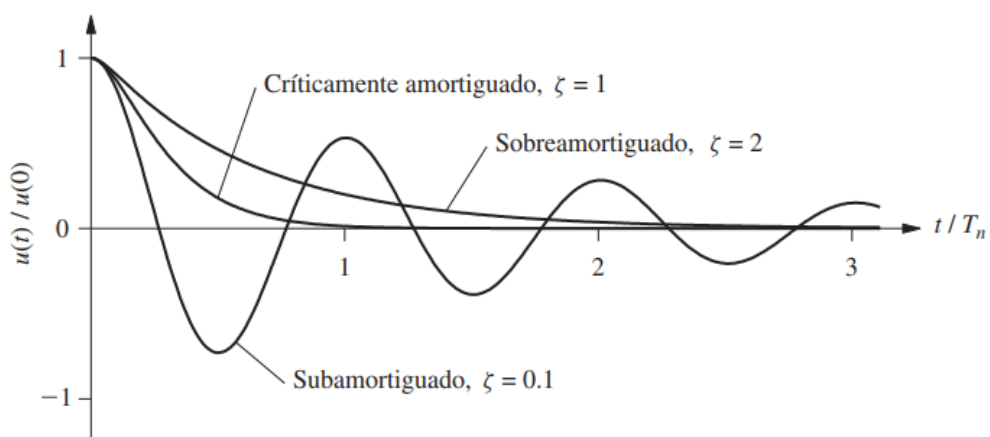
Nota. Ecuación general para 1 grado de libertad amortiguado.

Fuente: Chopra, 2020

La constante de amortiguación, denotada por el símbolo c , cuantifica la cantidad de energía que se desperdicia en cada ciclo de vibración libre o vibración armónica forzada. La fracción de amortiguamiento, una métrica adimensional que cuantifica el grado de amortiguamiento, se calcula en función de la masa y la rigidez del sistema (Chopra, 2020). La figura 48 muestra un movimiento $u(t)$ causado por el desplazamiento inicial $u(0)$. El sistema oscilará alrededor de su posición de equilibrio con una amplitud que disminuye a medida que $c < c_{cr}$ o $\zeta < 1$. El sistema vuelve a su estado de equilibrio sin oscilación si $c = c_{cr}$ o $\zeta = 1$. Una vez más, el sistema no oscila y vuelve a su estado de equilibrio, aunque a un ritmo más lento, si $c > c_{cr}$ o $\zeta > 1$ (Chopra A, 2020). El C_{cr} , también conocido como amortiguamiento crítico, se define como el valor más bajo posible del coeficiente de amortiguamiento, c , que inhibe completamente cualquier oscilación. Representa la línea divisoria entre el movimiento oscilatorio y el no oscilatorio. Los proyectos de infraestructuras incluyen una amplia gama de obras, como edificios, puentes, presas, centrales nucleares, construcciones en alta mar, etc. Restringido a sistemas que carecen de suficiente amortiguación (Chopra, 2020) .

Figura 48.

Vibración libre de sistemas sub amortiguado, críticamente amortiguado y sobre amortiguado.



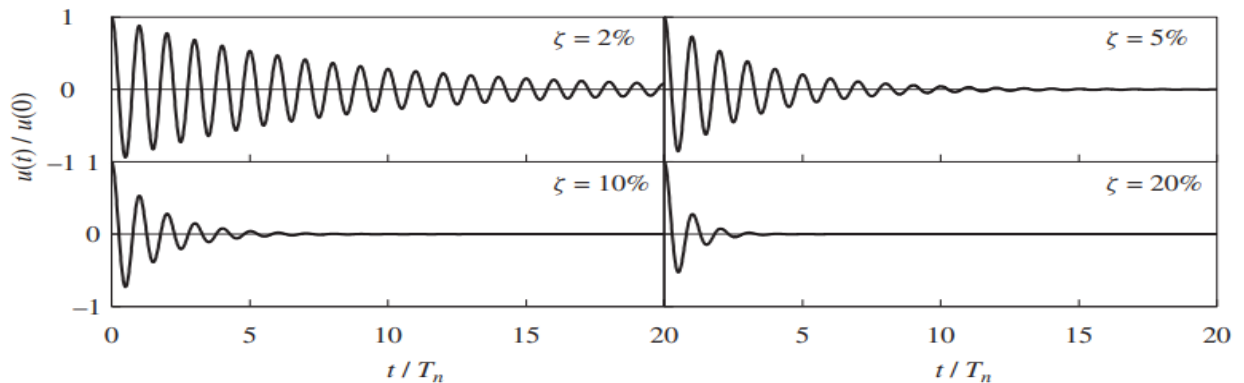
Nota. La amortiguación se refiere a la técnica de mitigar o regular la oscilación o vibración de un sistema

Fuente: Chopra, 2020

La amortiguación influye principalmente en el ritmo al que disminuyen las vibraciones libres. La figura 49 ilustra este fenómeno.

Figura 49.

Vibración libre de sistemas con cuatro niveles de amortiguamiento: $\zeta = 2, 5, 10$ y 20% .



Nota. El amortiguamiento es directamente proporcional al tiempo en el que la estructura deja de vibrar

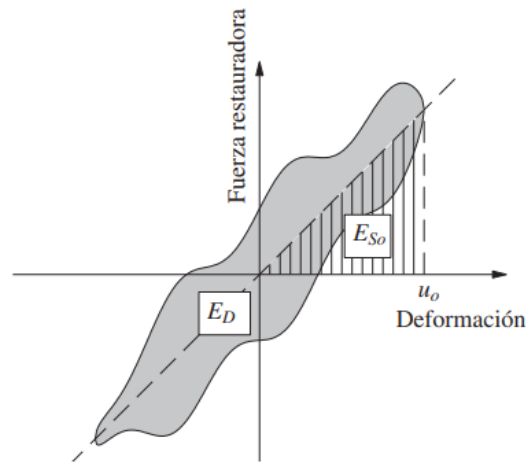
Fuente: Chopra, 2020

1.5.11.2 Amortiguamiento viscoso equivalente

La amortiguación viscosa equivalente se utiliza a menudo para simular la amortiguación en estructuras reales. El coeficiente de amortiguación para el amortiguamiento viscoso debe ser comparable de alguna manera al impacto acumulativo de todos los mecanismos de amortiguación existentes en la estructura real (Chopra, 2020). El método principal para determinar la amortiguación viscosa equivalente consiste en comparar la cantidad de energía perdida durante un ciclo de vibración en la estructura real con la de un sistema viscoso similar. La relación fuerza-desplazamiento de una estructura real se determina mediante una prueba de carga cíclica, en la que se utiliza una amplitud de desplazamiento de u_0 . En la figura 50 se representa en forma de diagrama esta interacción, que puede manifestarse de varias maneras (Chopra, 2020) .

Figura 50.

Diagrama de interacción de amortiguamiento viscoso equivalente.



Nota. Se detalla la energía disipada en un ciclo de vibración armónica determinada a partir de experimentos.

Fuente: Chopra, 2020

E_D : área dentro de un lazo de histéresis. La energía disipada por el amortiguamiento viscoso es igual a la energía del sistema cuando la frecuencia natural (ω) es igual a la frecuencia natural no amortiguada (ω_n). La relación se expresa cuantitativamente mediante la siguiente ecuación (Chopra, 2020).

Figura 51.

Ecuación de la fracción de amortiguamiento equivalente

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}}$$

Donde:

E_D : Energía disipada en la estructura real dentro del lazo de histéresis.

E_{S0} : Energía de deformación.

Nota. Se representa la energía desperdiciada en la estructura física se determina calculando el área que contiene el bucle de histéresis.

Fuente: Chopra, 2020

Para garantizar que la energía desperdiciada en la amortiguación viscosa es idéntica a la energía real disipada en el sistema mientras vibra en cada modo natural a su frecuencia natural, se asigna una fracción de amortiguación viscosa equivalente a cada modo de vibración que el sistema presenta de forma natural (Chopra, 2020).

1.5.12 Corrección de registros sísmicos

1.5.12.1 Selección de registros

Para seleccionar los registros se utilizaron criterios como la búsqueda de estaciones en el mismo tipo de suelo y las velocidades de propagación de ondas especificadas en la norma para cada tipo de suelo. De acuerdo con la Tabla 5, en la presente investigación se obtuvieron tres registros sísmicos para cada dirección de estudio. Estos registros permitieron verificar el cumplimiento de los requisitos y características según la norma E 0.30.

Suelo	País	N°	Evento Sísmico	Fecha	Hora	Institución responsable	Estación	Magnitud	Dirección
Suelo 1	Perú	1	Lima	17/10/1966	16:41:57	CISMID	Parque de la Reserva	8.1 Mw	N-S E-W
		2	Lima	11/09/1974	12:59:50	CISMID	Santiago Surco	6.2 Mw	N-S E-W
		3	Ancash - Huaraz	31/05/1970	20:23:27	CISMID	Parque de la reserva	6.6 Mb	N-S E-W

Tabla 5

Registros sísmicos seleccionados para el proyecto.

Nota: Se muestran detalles de los sismos escogidos según diferentes criterios.

Fuente: Aguirre & Vidal, 2022

1.5.12.2 Corrección de línea base

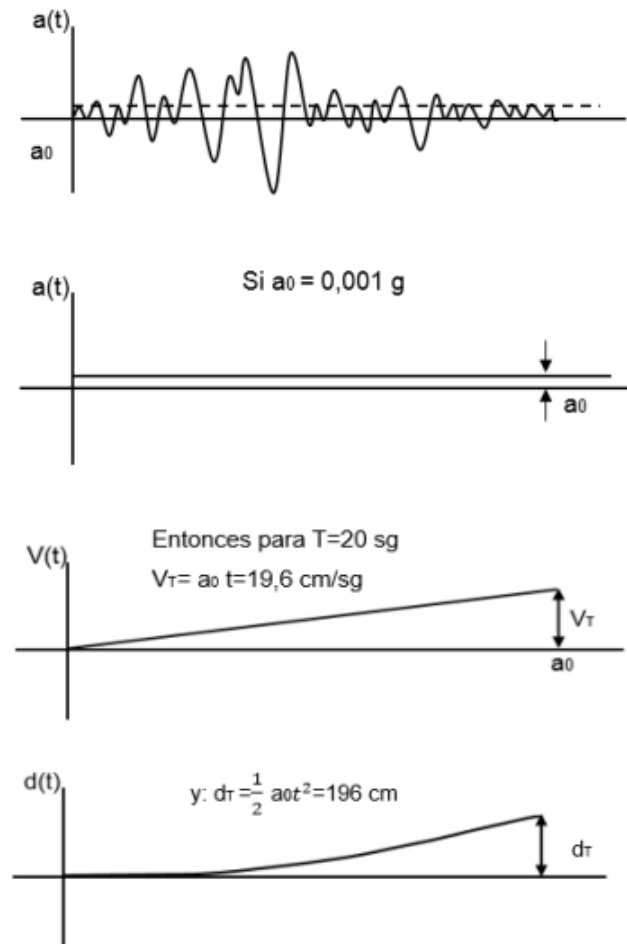
Los errores surgen cuando las lecturas divergen de la línea cero, ya sea porque el acelerómetro no está perfectamente nivelado en un lugar determinado o porque la técnica de registro hace que los datos se desvíen de la línea de base. La imprecisión derivada de la integración de la velocidad y el desplazamiento es importante, pero puede ser insignificante si se tiene en cuenta la aceleración, (Erazo & Vargas, 2020)

La aplicación de un ajuste de la línea de base a los datos tiene como principal ventaja la obtención de aceleraciones, velocidades y desplazamientos que se asemejan mucho a los movimientos reales del terreno causados por el terremoto. Estos resultados deben adquirirse con respecto tanto al tiempo como a la frecuencia (Chopra, 2020).

La figura 52 es un ejemplo en el que podrían adquirirse conocimientos más amplios sobre esta cuestión. Aplicando un desplazamiento constante del acelerograma con respecto a la línea de base de 0,001 g e integrando el proceso con esta imprecisión se obtiene un crecimiento lineal de la velocidad. Las iteraciones posteriores del procedimiento revelan un aumento parabólico del desplazamiento. Por lo tanto, la inexactitud en la distancia recorrida tras un tiempo de 20 segundos ascendería a 196 cm, (Carreño , Bravo, Suárez, & Tordesillas , 1999).

Figura 52.

Desplazamiento constante del acelerogramas respecto a la línea base.



Nota. Influencia de errores en el cálculo de velocidad y desplazamiento.

Fuente: Hudson, 1979

1.5.12.3 Corrección por filtro

Tras aplicar el procesamiento de la línea de base a los acelerogramas, se debe tener en cuenta la presencia de contaminación de la señal en los datos que se van a analizar. El ruido puede generarse por fenómenos naturales y por el procesamiento de los datos. Por lo tanto, es esencial restringir los datos dentro de la gama de frecuencias designada para evitar cualquier imprecisión que pudiera afectar a la señal analizada. Por ello, la corrección de filtro por el método de pasa banda se utiliza para eliminar simultáneamente las frecuencias altas y bajas que son irrelevantes para la investigación en curso (Erazo & Vargas, 2020).

1.5.13 Recorte de registro sísmicos mediante método de intensidad de arias

Se utiliza el enfoque de la intensidad de las arias para recortar todos los pares de registros que obtuvieron la longitud significativa (la energía más alta durante un terremoto y el periodo que alcanza esa energía) después de ajustar los datos sísmicos mediante la línea de base y el filtrado. Como resultado, se muestra la ecuación que representa la energía producida por el movimiento telúrico, figura 53.

Figura 53.

Relación de Intensidad de Arias

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

Nota. Generalmente se realiza un recorte del registro entre el 5% y 95% de energía acumulada

Fuente: Erazo & Vargas, 2020

SeismoSignal es una herramienta informática que simplifica los cálculos y la salida de la intensidad de las arias. Además, es importante señalar que el recorte de registros es un tema optativo, ya que es factible trabajar con registros enteros, que puede ser el enfoque más adecuado. Sin embargo, esto requeriría una cantidad de tiempo considerable durante la fase de procesamiento de los datos. El recorte se realiza para aumentar la eficacia del tiempo de tratamiento de los datos en el ordenador (Aguirre & Vidal , 2022).

1.5.14 Escalamiento de registros sísmicos

Después de utilizar el enfoque basado en la intensidad para recortar los datos, se aplicó el programa SeismoMatch para escalar las grabaciones. Este escalado consiste en amplificar los datos primarios en el nivel del espectro elástico que se está analizando para calcular las aceleraciones en varios periodos de tiempo (Aguirre & Vidal , 2022).

1.5.15 Criterios de desempeño mediante el Hazus

Según Fema (2003) las derivas se calculan para determinar el comportamiento global de la estructura. Para determinarlo se tienen en cuenta varios elementos, como el sistema estructural, la altura del edificio y los grados de daño.

1.5.15.1 Sistema estructural

Pórticos (C1): La construcción de estas estructuras consta de columnas y vigas que crean el pórtico. Existe una amplia gama de sistemas de pórticos. El diseño y los detalles de los pórticos antiguos eran susceptibles de fallar por fragilidad durante los terremotos, lo que provocaba el colapso parcial o total de las estructuras. Los pórticos diseñados para lugares con gran actividad sísmica están diseñados específicamente para mostrar un comportamiento dúctil, lo que significa que pueden soportar deformaciones significativas durante un terremoto sin experimentar fallos frágiles ni derrumbarse (Fema, 2003).

Muros de concreto armado (C2): El principal medio para resistir las fuerzas laterales en estas estructuras son los muros de cortante de hormigón, que suelen ser muros verticales. En las estructuras antiguas, los muros tienden a ser algo grandes y presentan pocas deflexiones, mientras que el refuerzo es bastante ligero. En las estructuras contemporáneas, en las que los muros de cortante suelen tener un tamaño reducido, surgen preocupaciones en torno a los extremos constreñidos y las presiones de momento (Fema, 2003).

Edificios con concreto armado y muros de relleno de mampostería no reforzada (C3): Estas estructuras se asemejan a los edificios con estructura de acero y muros de mampostería que carecen de refuerzo adicional, pero en su lugar se construyen con hormigón armado. El comportamiento semidúctil del sistema en estas estructuras puede verse limitado por la resistencia a cortante de los pilares una vez fisurados (Fema, 2003).

El estudio se ha centrado en los muros de hormigón armado (C2) como sistema estructural principal, dada su prevalencia y el hecho de que las conclusiones se basarían en él.

1.5.15.2 Tipos de daños

- Daño ligero: Hay fracturas menores por cizallamiento y flexión presentes en algunas vigas y nudos situados cerca o dentro de los pilares, (Fema, 2003).
- Daño moderado: En estos momentos, la mayoría de las vigas y pilares presentan grietas, y algunos componentes de los pórticos han superado su límite elástico, lo que indica la aparición de fracturas más prominentes en la estructura. En definitiva, hay una degradación de la capa protectora de los componentes (Fema, 2003).
- Daño extensivo: Aquí se observa que el pórtico está casi terminado en varias partes. Los pórticos dúctiles podrían presentar grandes fisuras en la dirección de flexión, así como pandeo de la armadura principal y del hormigón. El fallo por cortante, el fallo en los nudos de empalme de la armadura, la rotura de tirantes, el pandeo de la armadura principal y el colapso parcial son posibles resultados para los miembros no dúctiles del pórtico (Fema, 2003).
- Daño completo: Debido a la falta de estabilidad de la estructura o a la rotura frágil de los elementos no dúctiles de la misma, la estructura ya se ha derrumbado o está a punto de hacerlo (Fema, 2003).

En la figura 54, se encuentra en la primera columna las características de la edificación que se dividen en 2: Sistema estructural y la altura. Para el caso de estudio se usa los muros de concreto armado (C2) y una altura mediana de 18 m. En la segunda columna, se muestra los estados de daño según la deriva de entre piso. Para el presente estudio, se utiliza las variables mencionadas anteriormente.

Figura 54.

Parámetros de la curva de fragilidad estructural: Moderados - Código Nivel de Diseño Sísmico.

Building Properties			Interstory Drift at Threshold of Damage State				Spectral Displacement (inches)							
Type	Height (inches)		Slight	Moderate	Extensive	Complete	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal					Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	168	126	0.0040	0.0120	0.0400	0.1000	0.50	0.80	1.51	0.81	5.04	0.85	12.60	0.97
W2	288	216	0.0040	0.0120	0.0400	0.1000	0.86	0.81	2.59	0.88	8.64	0.90	21.60	0.83
S1L	288	216	0.0060	0.0120	0.0300	0.0800	1.30	0.80	2.59	0.76	6.48	0.69	17.28	0.72
S1M	720	540	0.0040	0.0080	0.0200	0.0533	2.16	0.65	4.32	0.66	10.80	0.67	28.80	0.74
S1H	1872	1123	0.0030	0.0060	0.0150	0.0400	3.37	0.64	6.74	0.64	16.85	0.65	44.93	0.67
S2L	288	216	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800	1.08	0.81	2.16	0.89	6.48	0.94	17.28	0.83
S2M	720	540	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533	1.80	0.67	3.60	0.67	10.80	0.68	28.80	0.79
S2H	1872	1123	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400	2.81	0.63	5.62	0.63	16.85	0.64	44.93	0.71
S3	180	135	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.54	0.81	1.08	0.82	3.24	0.91	9.45	0.90
S4L	288	216	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.86	0.89	1.73	0.89	5.18	0.98	15.12	0.87
S4M	720	540	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.44	0.77	2.88	0.72	8.64	0.70	25.20	0.89
S4H	1872	1123	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	2.25	0.64	4.49	0.66	13.48	0.69	39.31	0.77
S5L														
S5M														
S5H														
C1L	240	180	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800	0.90	0.81	1.80	0.84	5.40	0.86	14.40	0.81
C1M	600	450	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533	1.50	0.68	3.00	0.67	9.00	0.68	24.00	0.81
C1H	1440	864	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400	2.16	0.66	4.32	0.64	12.96	0.67	34.56	0.78
C2L	240	180	0.0040	0.0100	0.0300	0.0800	0.72	0.81	1.80	0.84	5.40	0.93	14.40	0.92
C2M	600	450	0.0027	0.0067	0.0200	0.0533	1.20	0.74	3.00	0.77	9.00	0.68	24.00	0.77
C2H	1440	864	0.0020	0.0050	0.0150	0.0400	1.73	0.68	4.32	0.65	12.96	0.66	34.56	0.75
C3L														
C3M														
C3H														
PC1	180	135	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.54	0.76	1.08	0.86	3.24	0.88	9.45	0.99
PC2L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.84	1.44	0.88	4.32	0.98	12.60	0.94
PC2M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.77	2.40	0.81	7.20	0.70	21.00	0.82
PC2H	1440	864	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	1.73	0.64	3.46	0.66	10.37	0.68	30.24	0.81
RM1L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.84	1.44	0.86	4.32	0.92	12.60	1.01
RM1M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.71	2.40	0.81	7.20	0.76	21.00	0.75
RM2L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.80	1.44	0.81	4.32	0.91	12.60	0.98
RM2M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.71	2.40	0.79	7.20	0.70	21.00	0.73
RM2H	1440	864	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	1.73	0.66	3.46	0.65	10.37	0.66	30.24	0.72
URML														
URMM														
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.48	0.91	0.96	1.00	2.88	1.03	8.40	0.92

Nota. Se muestra toda la información mencionada sobre la evaluación basada en los criterios del enfoque Hazus

Fuente: Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2003

1.6 Definición de términos básicos

- a. Análisis no lineal estático:** Proceso que consiste en determinar la reacción no lineal de una estructura y anticipar las posibles secuencias de daños que podrían hacer que la estructura presentara un estado no lineal cuando se sometiera a vibraciones sísmicas intensas (RNE E 030, 2019).
- b. Análisis dinámico no lineal:** “La investigación estructural implica el uso de un modelo matemático para evaluar directamente el comportamiento de histéresis de los componentes y determinar su respuesta a una secuencia de aceleraciones del terreno mediante la integración de las ecuaciones de equilibrio” (RNE E 030, 2019).
- c. Cortante basal:** La fuerza cortante es el producto de las fuerzas de inercia que actúan en varios niveles de un sistema que tiene uno o más grados de libertad (RNE E 030, 2019).
- d. Curva capacidad:** Las curvas de capacidad y de empuje son representaciones gráficas del esfuerzo cortante basal y del desplazamiento, respectivamente (pushover) (RNE E 030, 2019).
- e. Desplazamiento relativo lateral máximo:** Estos desplazamientos están relacionados con la fuerza cortante basal y su relación con los niveles del edificio. (RNE E 030, 2019).
- f. Dual:** “Los marcos y los muros estructurales trabajan juntos para contrarrestar las fuerzas sísmicas. Los muros del edificio soportan una fuerza cortante que oscila entre el 20% y el 70% de la fuerza cortante en la base de la estructura” (RNE E 030, 2019).

g. Muros estructurales: “La resistencia sísmica en este sistema la proporcionan principalmente los muros estructurales, que soportan al menos 70% del esfuerzo cortante en la base” (RNE E 030, 2019).

CAPÍTULO II

HIPÓTESIS Y VARIABLES

2.1 Formulación de objetivos

2.1.1 Objetivo general

Optimizar la evaluación del desempeño sísmico de un sistema estructural dual post-construcción realizando el análisis dinámico no lineal bajo condiciones de amortiguamiento del 2% y 5%.

2.1.2 Objetivos específicos

- a) Averiguar si la estructura en cuestión cumple con las condiciones de servicio bajo las cuales fueron diseñadas luego de variar el amortiguamiento del concreto del 5% al 2%.
- b) Comparar la ductilidad del edificio al efectuar una variación porcentual del amortiguamiento del concreto.
- c) Verificar la variación porcentual de la energía disipada en la estructura al aplicar un cambio en el índice de amortiguamiento del concreto.

2.2 Formulación de la hipótesis

2.2.1 Hipótesis general

Si se realiza el análisis dinámico no lineal bajo condiciones de amortiguamiento del 2% y 5% se optimizará la evaluación del desempeño sísmico de un sistema estructural dual post-construcción.

2.2.2 Hipótesis específicas

- a) Si se realiza cambios en el amortiguamiento del concreto como material predominante entonces se tendrá mejoras en pro del desempeño sísmico de la estructura en general.
- b) Si se realiza una reducción del porcentaje del amortiguamiento del concreto, la ductilidad de demanda será mayor a la ductilidad de colapso.
- c) Si decrece el índice de amortiguamiento del concreto, se obtendrá mayor disipación de energía en la estructura.

2.3 Definición de variables

2.3.1 Variable independiente

Amortiguamiento del Concreto: Movimiento como resultado de efectos disipativos debido al movimiento relativo entre componentes estructurales o su deformación.

Tabla 6

Variable independiente.

VARIABLE	DEFINICIÓN DE LA VARIABLE	INDICADORES
Amortiguamiento del Concreto	Movimiento como resultado de efectos disipativos debido al movimiento relativo entre componentes estructurales o su deformación.	Gráficas histeréticas (Disipación de energía) Fracción de amortiguamiento crítico al 2% Fracción de amortiguamiento crítico al 5%

Elaborado por: los autores

2.3.2 Variable dependiente

Desempeño Sísmico de la Estructura: Como resultado de determinados movimientos sísmicos, el edificio debe comportarse o funcionar según lo previsto.

Tabla 7

Variable dependiente.

VARIABLE	DEFINICIÓN DE LA VARIABLE	INDICADORES
Desempeño Sísmico de la Estructura	Comportamiento deseado o el rendimiento objetivo que un edificio debería poder lograr en respuesta a movimientos sísmicos específicos.	Totalmente Operacional Operacional Seguridad de Vida Pre-colapso Ductilidad

Elaborado por: los autores**2.4 Operacionalización de variables****Tabla 8**

Operacionalización de Variables.

VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSION	INDICADORES
Amortiguamiento del Concreto (variable independiente)	Movimiento como resultado de efectos disipativos debido al movimiento relativo entre componentes estructurales o su deformación.	se medirá a partir de la recopilación de información de los registros sísmicos	Registros Sísmicos	Gráficas histeréticas (Disipación de energía) Fracción de amortiguamiento crítico al 2% Fracción de amortiguamiento crítico al 5%
Desempeño Sísmico de la Estructura (variable dependiente)	Comportamiento deseado o el rendimiento objetivo que un edificio debería poder lograr en respuesta a movimientos sísmicos específicos.	El desempeño se medirá mediante las rotaciones máximas de las columnas o las derivas máximas de la edificación	Respuesta Estructural	Totalmente Operacional Operacional Seguridad de Vida Pre-colapso Ductilidad

Elaborado por: los autores

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 Diseño metodológico

3.1.1 Enfoque de la investigación

Según (Borja, 2016); la investigación emplea una metodología cuantitativa, ya que utiliza datos recogidos de la ficha técnica del edificio y del software de análisis estructural. Este enfoque permite evaluar hipótesis predeterminadas, generalizar resultados y reproducirlos para posibles aplicaciones futuras.

3.1.2 Tipo de investigación

Como explica (Borja, 2016); es una investigación de tipo teórica, ya que se aplica los conocimientos teóricos del análisis no lineal hasta la actualidad con la finalidad de incrementar el conocimiento científico. Es aplicada puesto que el desempeño de la estructura depende del porcentaje óptimo del amortiguamiento del concreto. Por consecuencia, las fuerzas internas y desplazamientos varían con dicho porcentaje.

3.1.3 Nivel de la investigación

Como menciona (Borja, 2016); la investigación empleará un método descriptivo, puesto que es necesario describir todos sus componentes principales, así como sus características y propiedades. Es correlacional, ya que se mide el grado de relación entre las dos variables: amortiguamiento del concreto y desempeño de la estructura.

3.1.3.1 Diseño de la Investigación

Dado que nuestro objetivo es alterar el comportamiento real de la estructura cambiando la variable independiente que

mide su desempeño, se puede clasificar nuestro estudio como experimental, (Borja, 2016).

3.2 Población y Muestra

3.2.1 Población

En este estudio, las edificaciones que conforman el universo poblacional son estructuras de mediana altura en el distrito de Pisco, provincia de Ica, y zonas aledañas. Estos edificios tienen un sistema estructural basado en placas, y el 80% de los esfuerzos cortantes actúan sobre estas placas, (Borja, 2016).

3.2.2 Muestra

El objeto de esta tesis es una vivienda multifamiliar que consta de 6 pisos y tiene una superficie de 378.00 m². El edificio tiene un sistema estructural de concreto reforzado con muros estructurales y está ubicado en el distrito de Pisco de la provincia y departamento de Ica, (Borja, 2016).

3.3 Técnica de recolección de Datos

La metodología de la presente investigación consistirá en la obtención de planos estructurales (cimentación, encofrado, escalera, detalle de placas y columnas, detalle de viga, arquitectura), especificaciones técnicas, informe de rotura de probetas, memoria descriptiva, artículos científicos, repositorio de universidades, papers de investigación, normativa nacional e internacional, análisis estructural, (Borja, 2016).

3.4 Análisis e interpretación de Datos

Para modelar el comportamiento del edificio frente a un sismo con periodo de retorno de 475 años, escalarlo con acelerogramas de los sismos más representativos mediante el software SeismoMatch 2018, analizar sus parámetros, escalarlo para el porcentaje de amortiguamiento del concreto, encontrar su demanda máxima y comparar su desempeño, se ingresará la información estructural del edificio al software de análisis ETABS Versión 20, (Borja, 2016).

CAPÍTULO IV

DESARROLLO Y APLICACIÓN

4.1 Descripción de la edificación

4.1.1 Ubicación del proyecto

El proyecto “Creación Del Mini coliseo Y Gimnasio Municipal Del Distrito De Pisco - Provincia De Pisco - Departamento De Ica, 1era Etapa” es un inmueble de 6 niveles que incluye una terraza en la azotea y futuras propuestas de desarrollo. Está situado en la calle Raúl Porras Barrenechea, junto al Estadio Municipal de Pisco, en el distrito de Pisco, provincia de Pisco y departamento de Ica. El espacio tiene 378 metros cuadrados y está designado como ZRP (zona de esparcimiento público) como se aprecia en la figura 55.

Figura 55.

Ubicación del Proyecto.



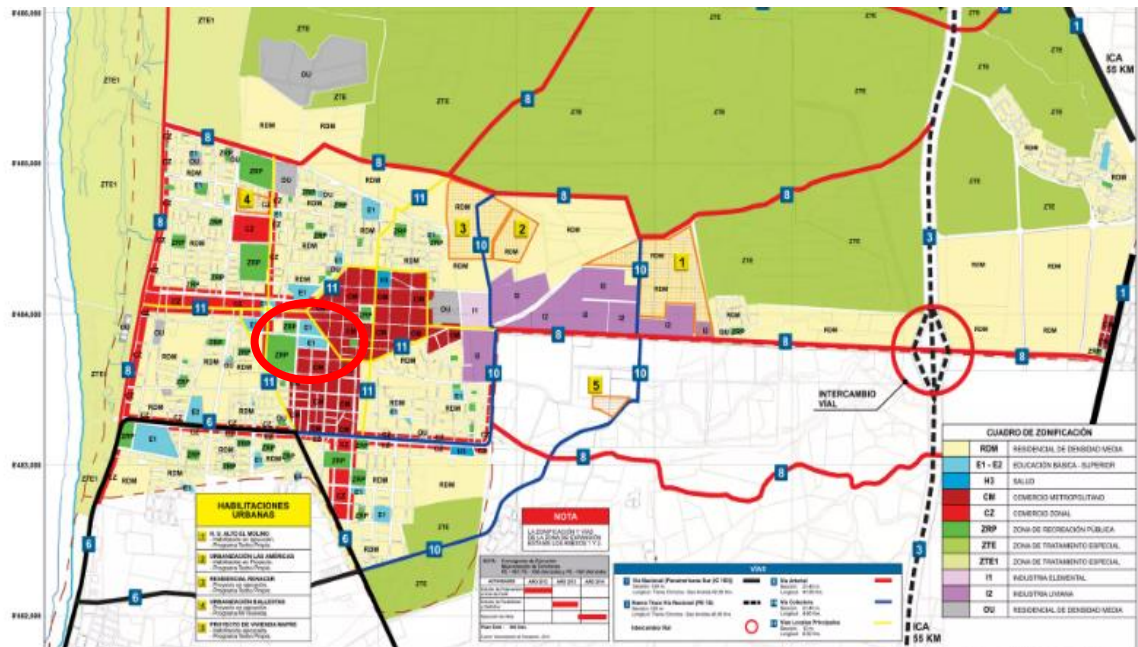
Nota. Se muestra la ubicación del proyecto en donde realizará la investigación.

Fuente: Google LLC Google Earth, 2024

Dentro del círculo rojo se señala la ubicación en una vista del plano de catastro de la ciudad de Pisco, figura 56.

Figura 56.

Zonificación del proyecto Gimnasio Municipal.



Nota. Se muestra el plano de zonificación en donde está ubicado el proyecto.

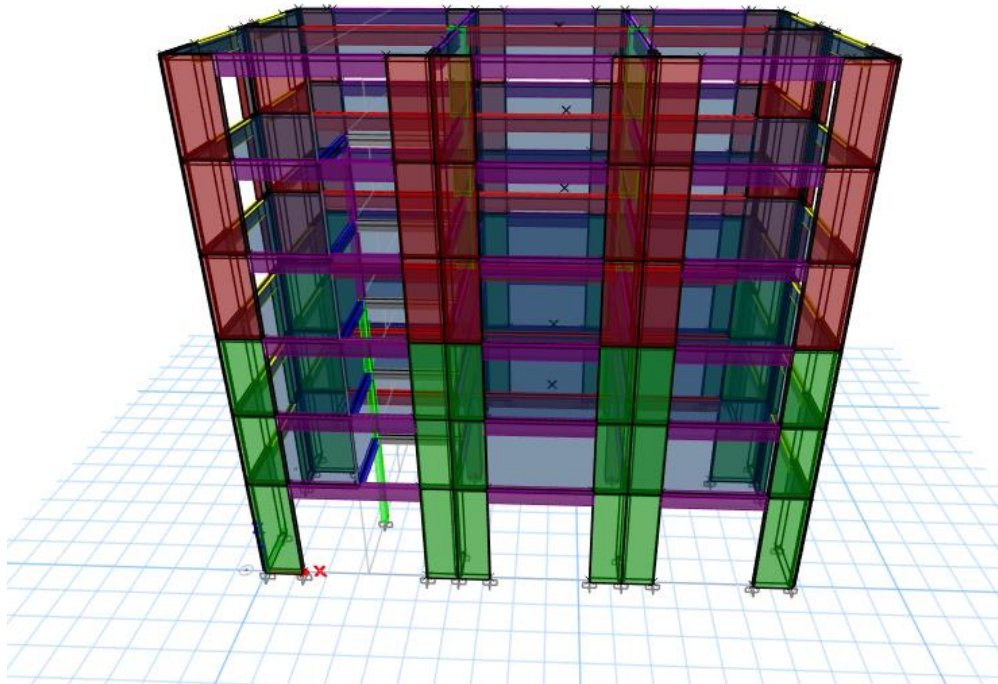
Fuente: Plano de zonificación del Centro Urbano de Pisco-visión Pisco (2018).

4.1.2 Distribución de ambientes del proyecto

La edificación está constituida por un sistema estructural de muros de corte de Concreto Armado estructurado por Zapatas, Vigas de cimentación, Placas, columnas, losa maciza y vigas de $f_c=210$ Kg/cm² y 280 kg/cm²; con mampostería aislada de Ladrillo pandereta, su modelo estructural se observa en la figura 57 las mamparas de vidrio templado de 10mm, ventanas de en sistema nova con vidrio templado de 6mm, muro cortina con vidrio templado azul reflejante de 6mm y con niveles NPT +0.15 (PISO 1), NPT +3.90 (PISO 2), NPT +7.65 (PISO 3), NPT +11.40 (PISO 4), NPT +15.15 (PISO 5), NPT +18.9 (PISO 6), con acabados arquitectónicos tales como tarrajeos, pintura y señalización.

Figura 57.

Vista en 3D del modelo matemático gráfico.



Nota. Se muestra la simulación en vista frontal en el programa ETABS V 16.2.1.

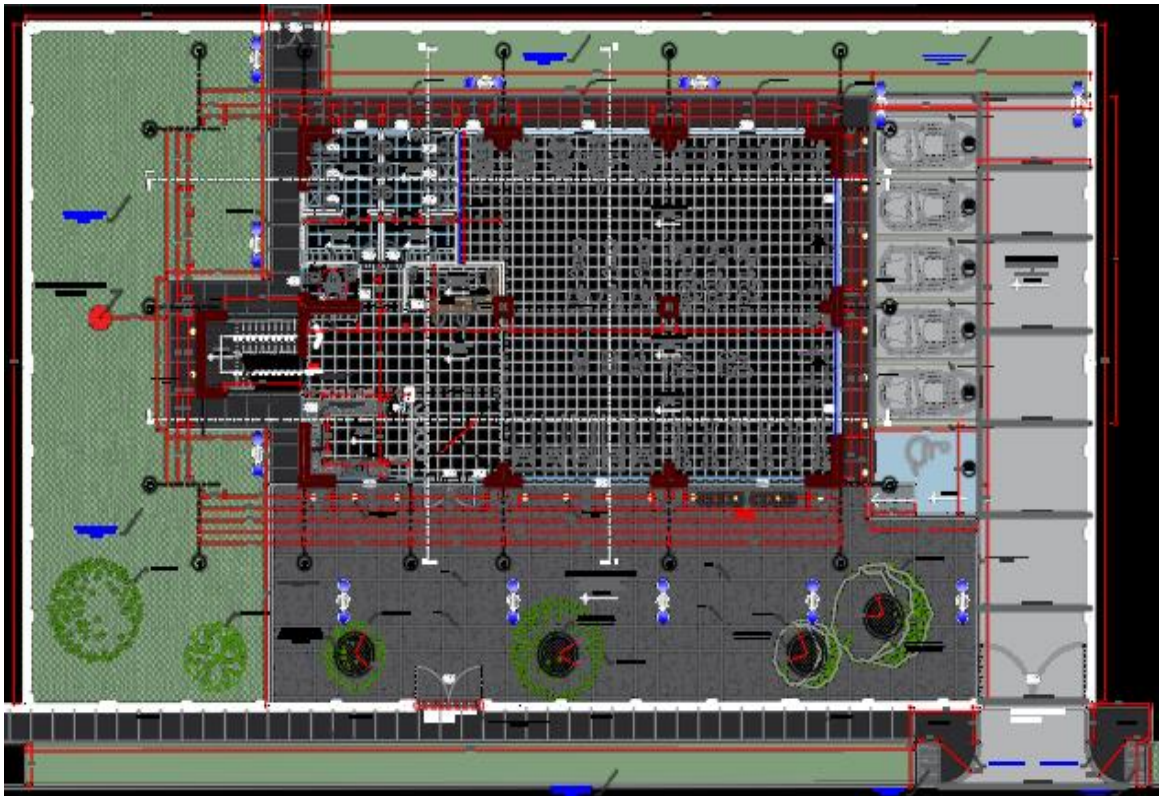
Elaborado por: los autores

- Primer nivel al tercer nivel

La figura 58 representa el plano de distribución de todos los ambientes los cuales serán descritos a continuación: 01 sshh duchas damas (18.50m²), 01 sshh duchas varones (18.49m²), 01 Recepción + 01 hall+01 cafetín+01 sala de espera (71.74m²), 01 baño para discapacitados (3.79m²), sala de máquinas (240.02m²), 01 Escalera del 1er al 3to piso, 01 Zona de Estacionamiento con pavimento de concreto $F'c=210\text{kg/cm}^2$ (214.70 m²), 01 Cisterna para agua, zona de esparcimiento con terrazo pulido (288.86m²), veredas de concreto $f'c=175\text{kg/cm}^2$ (125.30m²) y sembrado de grass americano en bloque (461,31m²).

Figura 58.

Planta del primer al tercer nivel



Nota. Se muestra la planta del primer al tercer nivel del proyecto

Fuente: Municipalidad provincial de Pisco (2022)

- Cuarto nivel

La figura 59 representa el plano de distribución de todos los ambientes los cuales serán descritos a continuación: 01 sshh duchas damas (18.50m²), 01 sshh duchas varones (18.49m²), 01 hall (40.51m²), 01 depósito de limpieza (3.77m²), oficina administrativa (17.72m²), sala de máquinas (244.72m²) y 01 escalera del 4to al 5to piso.

Figura 59.

Planta del cuarto nivel.



Nota. Se detalla la planta del cuarto nivel del proyecto.

Fuente: Municipalidad provincial de Pisco (2022)

- Quinto nivel

La figura 60 representa el plano de distribución de todos los ambientes los cuales serán descritos a continuación: 01 sshh duchas damas (18.50m²), 01 sshh duchas varones (18.49m²), 01 hall (40.51m²), 01 depósito de limpieza (3.77m²), oficina administrativa (17.72m²), sala de máquinas (244.72m²) y 01 escalera del 5to al 6to piso.

Figura 60.

Planta del quinto nivel.



Nota. En la figura se visualiza la planta del quinto nivel del proyecto

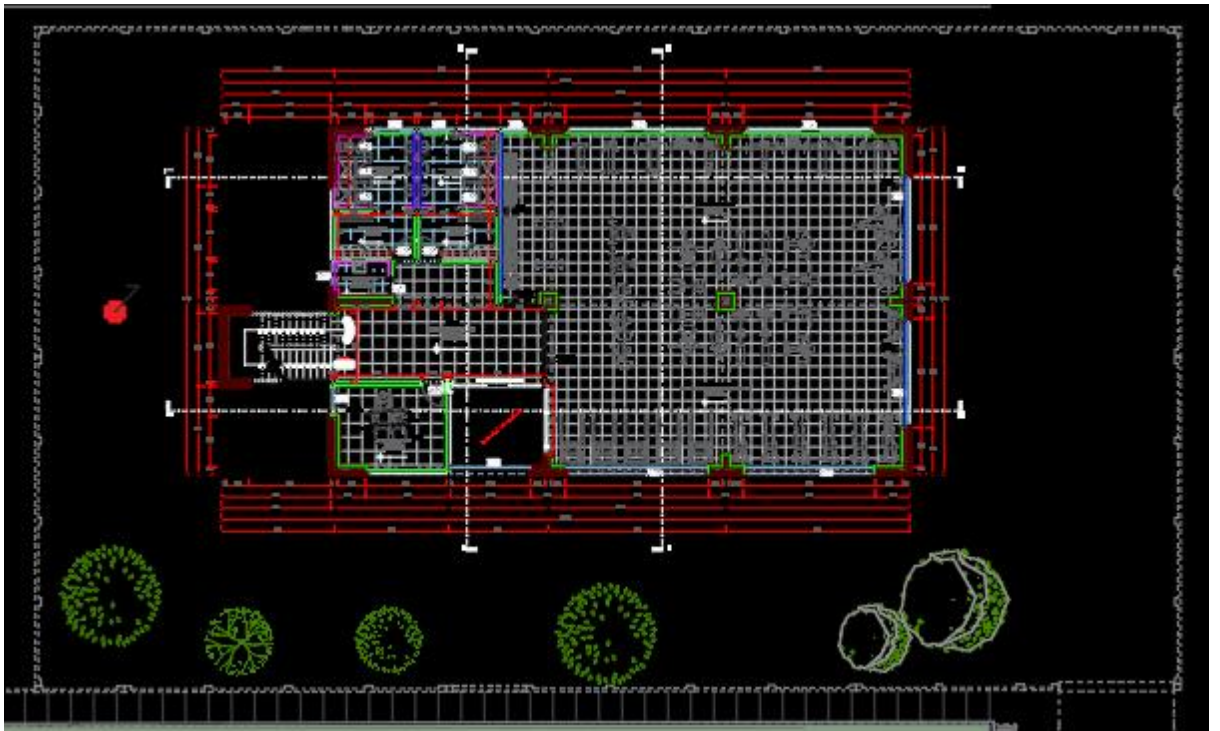
Fuente: Municipalidad provincial de Pisco (2022)

- Sexto nivel

La figura 61 representa el plano de distribución de todos los ambientes los cuales serán descritos a continuación: 01 sshh duchas damas (18.50m²), 01 sshh duchas varones (18.49m²), 01 hall (40.51m²), 01 depósito de limpieza (3.77m²), 01 depósito de implementos (17.72m²), 01 sala de full body (113.65m²), 01salón de cycling + 01 sala de cardio (129.32m²) 01 escalera del 6to piso a la azotea.

Figura 61.

Planta del sexto nivel.



Nota. Se visualiza la planta del sexto nivel del proyecto

Fuente: Municipalidad provincial de Pisco (2022).

- Azotea

La figura 62 representa el plano de planta, se ubica dos zonas técnicas niveles +18.90 m. Se accede a estas zonas técnicas mediante escaleras que va hacia la cisterna del tanque elevado.

Figura 62.

Planta de la azotea.



Nota. Se observa en la figura la planta de la azotea

Fuente: Municipalidad provincial de Pisco (2022).

4.1.3 Verificación de calidad del concreto a 7 días para un $f'c=280$ kg/cm²

Para validar el cumplimiento por parte del hormigón de las especificaciones de resistencia esbozadas en el diseño del proyecto, se realizaron pruebas de compresión.

Para la realización de este ensayo se extrajo una muestra de la obra durante el primer vaciado en el primer nivel, con el fin de comprobar la exactitud del concreto especificado. Para lograr este objetivo, se contrató a la empresa CONSULTORES DEL SUR G.L.A., identificada con su RUC (20603252153) y referenciada en la figura 63, la cual proporcionó todo el equipo requerido para la realización del ensayo. Posteriormente, las probetas de concreto fueron enviadas al laboratorio para su posterior análisis y eventual fractura.

Al final, se trata de obtener los resultados de resistencia a la compresión del hormigón in situ del proyecto, asegurándose de que coinciden con el diseño previsto de acuerdo a la figura 64 para mayor detalle de la calidad de concreto de los elementos estructurales en el anexo 7 se muestra el certificado de roturas de probetas a los 7 días .

Figura 63.

Logo de la empresa CONSULTORES DEL SUR G.L.A.



Nota. Se puede visualizar el logo de la empresa que dispuso de los equipos especializados para llevar a cabo los ensayos.

Fuente: Consultores del Sur G.L.A. (s.f)

Figura 64.

Resultados del ensayo de resistencia a la compresión de las probetas de concreto ($f'c=280 \text{ kg/cm}^2$).

		ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS CILINDRICAS DE CONCRETO										VERSIÓN 01/2022	FRM-CDSGLA-001	
												CDSGLA- INFORME N° 006		
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS														
1- DE LA MUESTRA: Consistente en 2 muestras cilíndricas de concreto.														
2- DEL EQUIPO: Máquina de ensayo uniaxial Pinzuar Modelo PC-165 - certificado de calibración F-25017-001 R0/11/2021														
3- MÉTODO DE ENSAYO: Norma de referencia ASTM C 39/ NTP339.034 2018 - Procedimiento interno CDSGLA&M-001														
4- RESULTADOS: A continuación.....														
SOLICITA : Constructora E Inmobiliaria DWIGHT S.A.C												N° DE PROBETAS : 3		
OBRA : "Creación de Minicólexo y Gimnasio Municipal del distrito de Pisco - Provincia de Pisco - departamento de Ica" primera etapa												CERTIF. N° : CDSGLA/2022 Cert. 06		
ESTRUCTURA : Columna												TEC. LAB. : G.Q.M		
UBICACIÓN DE LA COLADA : Gimnasio												ING. RESP. : P.F.L		
FECHA DE MOLDEO : 9/07/2022												HECHO POR : A.Q.Y		
FECHA DE ROTURA : 16/07/2022												FECHA DE EMISION : 16/07/2022		
Temperatura Concreto : 26°C Temperatura ambiente : 25°C												Resistencia de Diseño f_c : 280 kg/cm^2		
												Slump (Pulg) : 5"		
Probeta N°	Diámetro (mm)	Altura de Probeta (mm)	Área (mm ²)	Esbeltez h/d	Factor de esbeltez	Fecha de Ensayo	Edad (días)	Lectura Corregida (KN)	Resistencia de Testigo (kg/cm ²)	Resistencia (Mp)	Resist. Correg. por Esbeltez (kg/cm ²)	Tipo de Falla	% de Resistencia Alcanzado	OBSERVACIÓN
3	101.00	200	8011.61	2.00	1.00	16/07/2022	07	210.46	267.87	26.27	267.87	3	95.67	Columna

Nota. Se puede observar la validez de los ensayos de laboratorio firmado por el ingeniero responsable

Fuente: Consultores del Sur G.L.A. (2022)

4.1.4 Estudio de mecánica de suelos

El estudio de suelos ha sido desarrollado por el Ing. Arturo Fabian Godot Pereira con número CIP: 66311 en julio del 2021; el cual obtuvo como resultado la presión admisible de 1.3 kg/cm², a una profundidad de cimentación de 1.20 m y zapatas a 1.50. Para mayor detalle del estudio de suelo verificar el anexo 6.

4.2 Parámetros de diseño

4.2.1 Evaluación análisis dinámico lineal del proyecto.

Tabla 9

Resultados y parámetros sísmicos del proyecto.

<i>EDIFICIO</i>	
Factor de Zona (Zona 4):	Z = 0.45 g
Perfil de Suelo (Tipo S2):	S2 = 1.05 Tp = 0.60 seg, TL= 2.00 seg
Factor de Categoría (Categoría B):	U = 1.3
Periodo Fundamental de Vibración:	Txx = 0.545 seg
	Tyy = 0.527 seg
Irregularidad en Altura:	Ninguna (Ia = 1.00)
Irregularidad en Planta:	Ninguna (Ip = 1.00)
Factor de Reducción:	Rx = 7x1 = 7 (Muros de concreto)
	Ry = 7x1 = 7 (Muros de concreto)
Fuerza Cortante Basal:	Vxx = 413 Ton
	Vyy = 544 Ton
Desplazamiento Máximo Azotea:	Dx = 9.46 cm
	Dy = 2.05 cm
Desplazamiento Máximo Relativo:	Drx = 7.00 /1000
	Dry = 1.57 /1000

Elaborado por: los autores

4.2.2 Evaluación análisis estático no lineal de la edificación

Para crear el análisis dinámico no lineal, se debe realizar una evaluación estática no lineal, también conocida como pushover. Esto proporcionará un punto de referencia para el rendimiento global del edificio y la curva de capacidad. Para lograr este objetivo, debe desarrollarse la siguiente técnica.

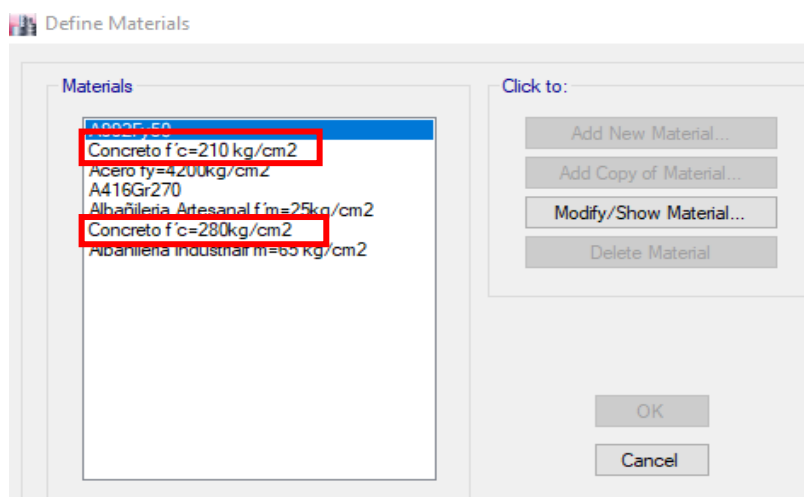
4.2.2.1 Definición de materiales

Para proceder a la construcción de la estructura, es esencial especificar los materiales necesarios. Esto incluye hormigón con valores de resistencia de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y 280 kg/cm^2 , así como acero de grado 60 con una resistencia de 4200 kg/cm^2 , como se ve en la figura 65.

Las losas y columnas entre los niveles 1 y 3 se construyeron con hormigón de una resistencia a la compresión de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$. Las losas, vigas (principales - secundarias), y columnas - losas de los pisos superiores se construirán utilizando hormigón con una resistencia a la compresión de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.

Figura 65.

Creación de materiales de concreto



Nota. La definición de los materiales de concreto y acero se hizo con el programa ETABS V 16.2.1.

Elaborado por: los autores

La figura 66 proporciona información sobre las características mecánicas del hormigón con una resistencia a la compresión de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$. Del mismo modo, para realizar el análisis no lineal, es importante especificar las características no lineales del material accediendo a la sección "datos avanzados de propiedades de materiales - datos de materiales no lineales"

Figura 66.

Definición de propiedades del concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density

Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: tonf/m³

Mass per Unit Volume: tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: tonf/m²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: tonf/m²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified

Nota. Se puede observar los datos colocados para la definición de las propiedades del concreto con el programa ETABS V 16.2.1.

Elaborado por: los autores

Para caracterizar las propiedades de flexibilidad del hormigón confinado y no confinado, se aplicó la teoría de Mander, tal y como se explicó en el marco teórico, cuadro superior de rojo. En el segundo cuadro inferior, se introduce la deformación unitaria máxima y última del hormigón, que se muestran como 2/1000 y 3/1000, respectivamente, en la Figura 67. Este proceso se repite para todas las variedades de hormigón necesarias para el ensayo. Para un análisis pushover, basta con ajustar estos dos factores.

Figura 67.

Definición de propiedades no lineal.

Nonlinear Material Data

Material Name and Type
 Material Name: Concreto f'c=210 kg/cm2
 Material Type: Concrete, Isotropic

Miscellaneous Parameters
 Hysteresis Type: Concrete
 Modify/Show Hysteresis Parameters...
 Drucker-Prager Parameters
 Friction Angle: 0 deg
 Dilatational Angle: 0 deg

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.003	m/m
LS	0.02	-0.006	m/m
CP	0.05	-0.015	m/m

Ignore Tension Acceptance Criteria

Stress Strain Curve Definition Options
 Parametric Mander
 Convert to User Defined
 User Defined

Parametric Strain Data
 Strain at Unconfined Compressive Strength, f'c: 0.002
 Ultimate Unconfined Strain Capacity: 0.003
 Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1

Show Stress-Strain Plot...
 OK Cancel

Nota. Se puede apreciar los datos colocados para la definición de propiedades no lineal con el programa ETABS V 16.2.1.

Elaborado por: los autores

La figura 68 se ilustra las características mecánicas del acero con un límite elástico de $f'y=4200$ kg/cm². Para realizar el análisis no lineal, es importante establecer las características de los

materiales no lineales. Para ello, hay que ir a la pestaña "datos avanzados de las propiedades de los materiales - datos de materiales no lineales".

Figura 68.

Definición de propiedades del acero.

Material Property Data

General Data

Material Name: Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7.8 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 0.795379 tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20000000 tonf/m²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data...

Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

Nota. Se aprecia los valores introducidos para la definición de las propiedades del acero con el programa ETABS V 16.2.1.

Elaborado por: los autores

Para caracterizar las propiedades dúctiles del acero de armadura, se aplicó el modelo de Park, que se dilucidó en el marco teórico. En la figura 69 se muestra el cuadro de datos de deformación paramétrica, que indica la deformación unitaria máxima y última del acero de armadura como 10/1000 y 90/1000, respectivamente. Para un análisis pushover, basta con ajustar simplemente estos dos factores.

Figura 69.

Definición de propiedades no lineal.

Nonlinear Material Data

Material Name and Type

Material Name: Acero fy=4200kg/cm2

Material Type: Rebar, Uniaxial

Miscellaneous Parameters

Hysteresis Type: Kinematic

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.005	m/m
LS	0.02	-0.01	m/m
CP	0.05	-0.02	m/m

Stress Strain Curve Definition Options

Parametric User Defined

Park

Convert to User Defined

Parametric Strain Data

Strain at Onset of Strain Hardening: 0.01

Ultimate Strain Capacity: 0.09

Final Slope (Multiplier on E): -0.1

Show Stress-Strain Plot...

OK Cancel

Nota. Se puede apreciar los datos colocados para la definición de propiedades no lineal con el programa ETABS V 16.2.1.

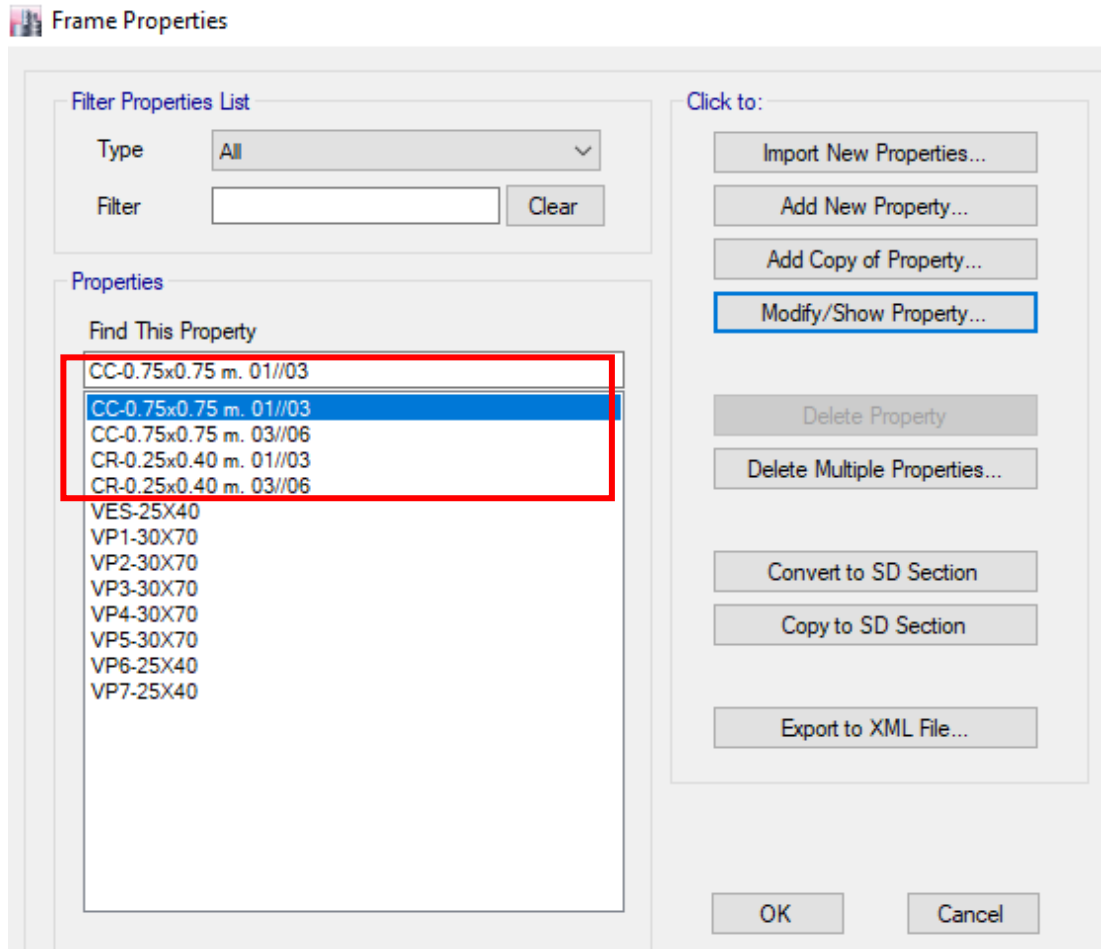
Elaborado por: los autores

4.2.2.2 Definición de las secciones

La investigación examina dos tipos de secciones de columnas estructurales, como se ve en la figura 70. Sin embargo, se han desarrollado dos secciones más debido a una variación en la resistencia del hormigón cada tres niveles.

Figura 70.

Definición de secciones de columnas.



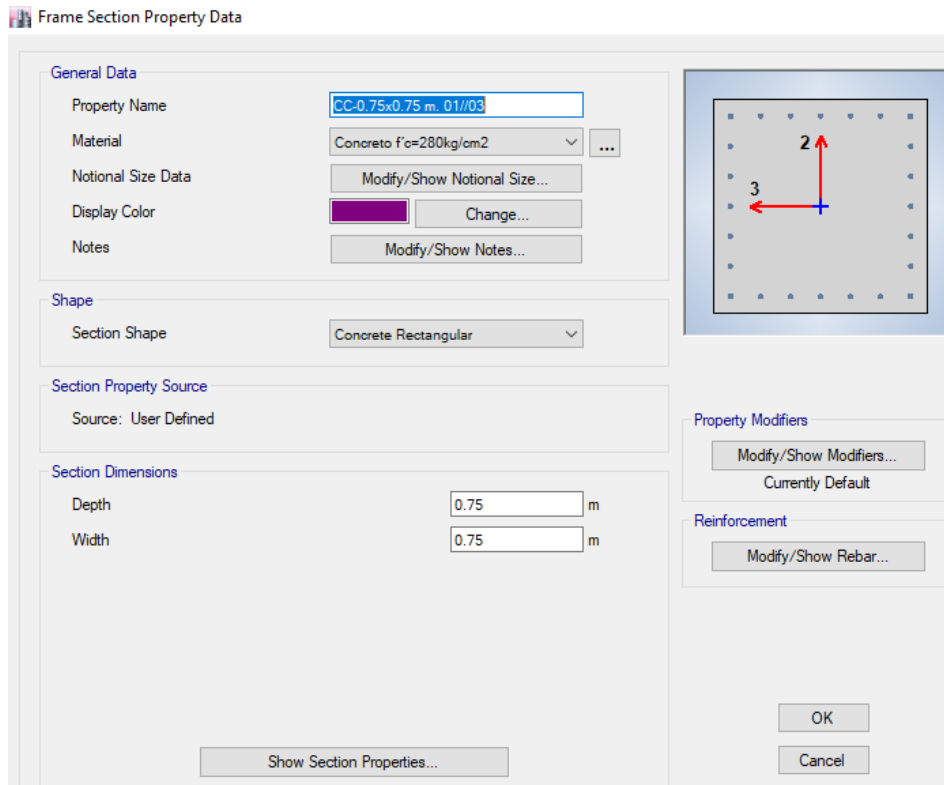
Nota. CC, CR: nomenclaturas. 01//03: Primer piso hasta el tercer piso. 03//06: Tercer piso hasta el sexto piso.

Elaborado por: los autores

La figura 71 ilustra los pasos necesarios para establecer la definición de la columna. Para las diferentes secciones en el proyecto se realiza el mismo procedimiento variando con ellos la geometría y la resistencia del concreto.

Figura 71.

Definición columna rectangular CC-0 01//03 - 0.75x075 m



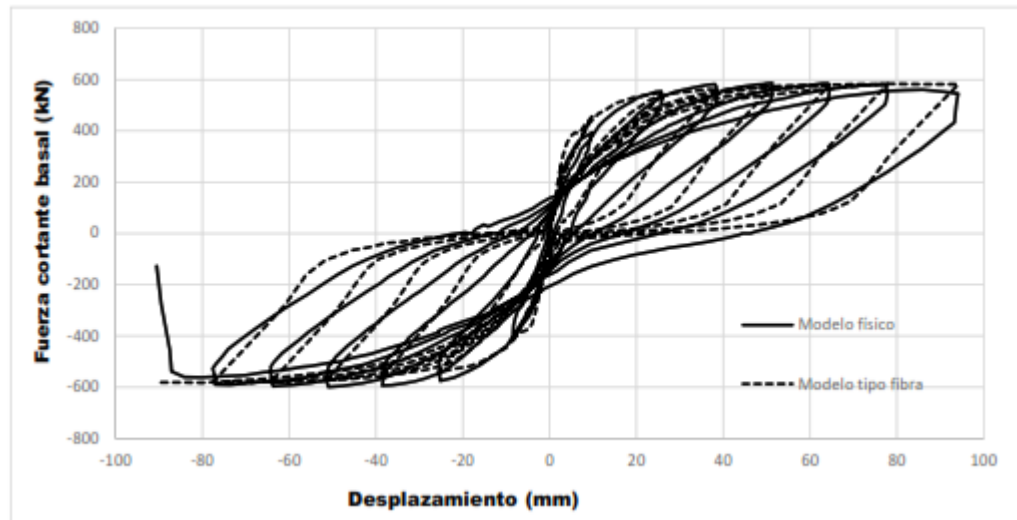
Nota. Definición de la geometría del primer al tercer piso de una columna con el programa ETABS V.16.2.1.

Elaborado por: los autores

El estudio se centrará en la modelización de rótulas plásticas de tipo fibra. Este enfoque de modelización tiene en cuenta la interacción entre la fuerza axial y el momento, diferencia entre hormigón confinado y no confinado, y permite un análisis detallado del comportamiento de cada fibra individual. Además, durante una prueba de calibración llevada a cabo en un laboratorio de Alemania por Dazio, Beyer, & Bachmann (2009) demuestran un comportamiento muy similar entre la gráfica de histéresis experimental y el modelo matemático basándose en rotulas del tipo fibra, que se aprecia en la figura 72.

Figura 72.

Comparación de la gráfica histéresis fuerza-desplazamiento



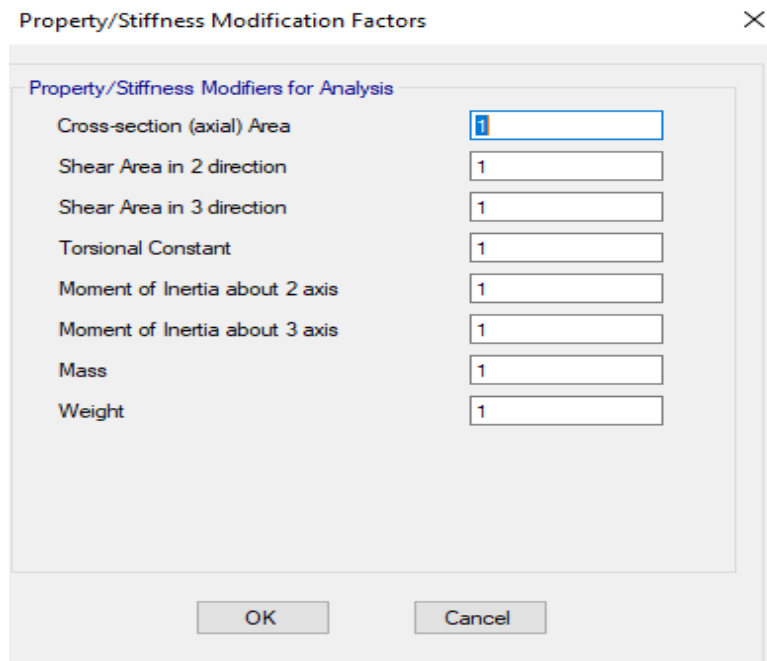
Nota: Grafica adaptada de muro experimental WSH1, realizado en Alemania, comparado con un modelo computacional con rotulas plásticas tipo fibra.

Fuente: Pérez & Torres, 2022

Debido a las causas explicas en el anterior párrafo, no es necesario incluir factores de reducción de la rigidez en el proyecto, figura 73 las cuales recomienda el ACI318-14 asignar a los elementos tales como columnas, vigas, placas debido a que se espera un agrietamiento de las secciones geométricas. Este procedimiento es iterativo en todos los elementos estructurales conformados en la estructura.

Figura 73.

Asignación de propiedades de rigidez de la columna CC-0 01//03-0.75x075 m



Nota. No es necesario variar los datos asignados a las propiedades de rigidez de la columna en el programa ETABS V 16.2.1.

Elaborado por: los autores

Para cuantificar la ductilidad de la sección, especialmente en las columnas y placas, es necesario añadir las cuantías de acero tanto longitudinal como transversal como se aprecia en la figura 74. Esta opción es posible de manera genérica en el software ETBAS. Así mismo, este procedimiento se debe repetir para todos los elementos frame verticales del proyecto de acuerdo con los planos estructurales ya aprobados.

Figura 74.

Área de acero de refuerzo de la columna CC-0 01//03-0.75x075 m

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type <input checked="" type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input type="radio"/> M3 Design Only (Beam)	Rebar Material Longitudinal Bars: Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ Confinement Bars (Ties): Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$	
Reinforcement Configuration <input checked="" type="radio"/> Rectangular <input type="radio"/> Circular	Confinement Bars <input checked="" type="radio"/> Ties <input type="radio"/> Spirals	Check/Design <input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Checked <input type="radio"/> Reinforcement to be Designed
Longitudinal Bars		
Clear Cover for Confinement Bars		0.04 m
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face		7
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face		7
Longitudinal Bar Size and Area	5/8" ...	2 cm
Corner Bar Size and Area	3/4" ...	3 cm
Confinement Bars		
Confinement Bar Size and Area	3/8" ...	1 cm
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)		0.1 m
Number of Confinement Bars in 3-dir		4
Number of Confinement Bars in 2-dir		4

OK Cancel

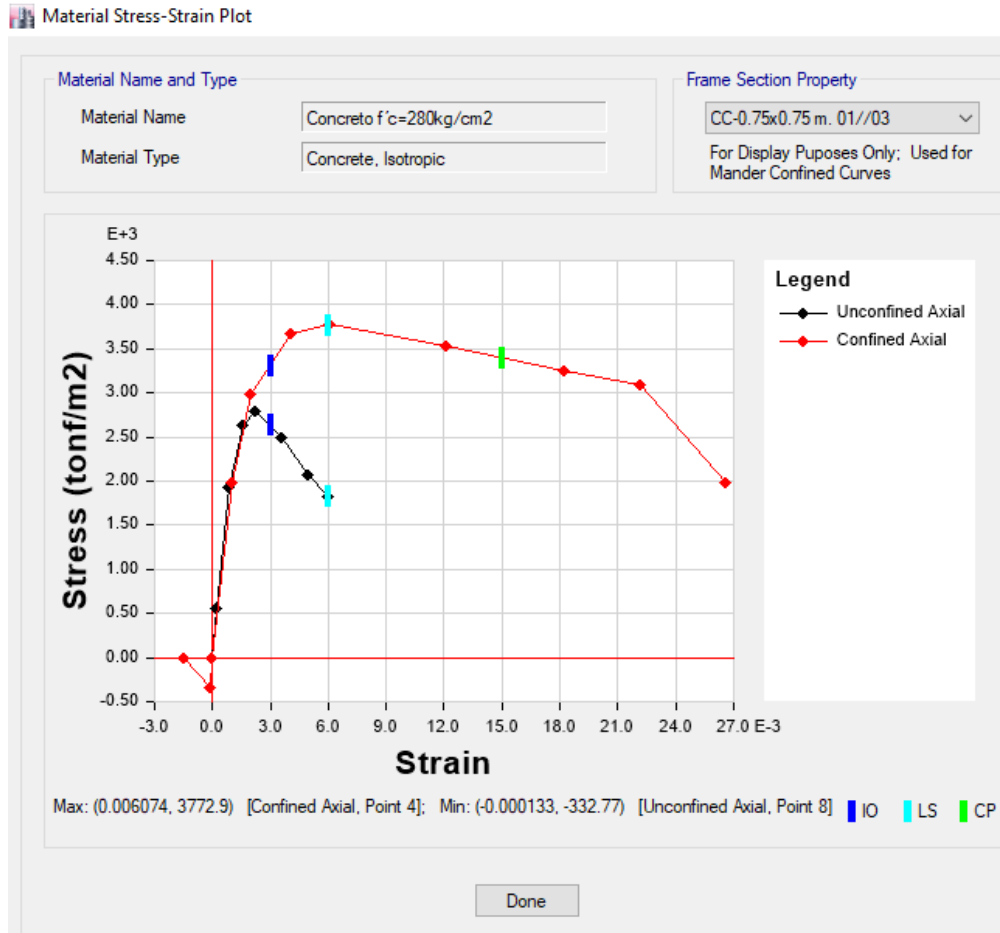
Nota. Primer recuadro: cuantía de acero longitudinal, Cuadro inferior: cuantía de acero transversal

Elaborado por: los autores

La figura 75 muestra la deformación del concreto confinado y no confinado, tan como indica la leyenda de la gráfica. Más que las barras longitudinales son más importantes las barras transversales de confinamiento o estribos. Este último es crucial en lo que respecta a la tesis o teoría de Mander que demuestra un comportamiento dúctil del concreto llegando a tener grandes deformaciones apreciado en la figura siguiente.

Figura 75.

Deformación unitaria para la columna CC-0 01//03-0.75x075 m.



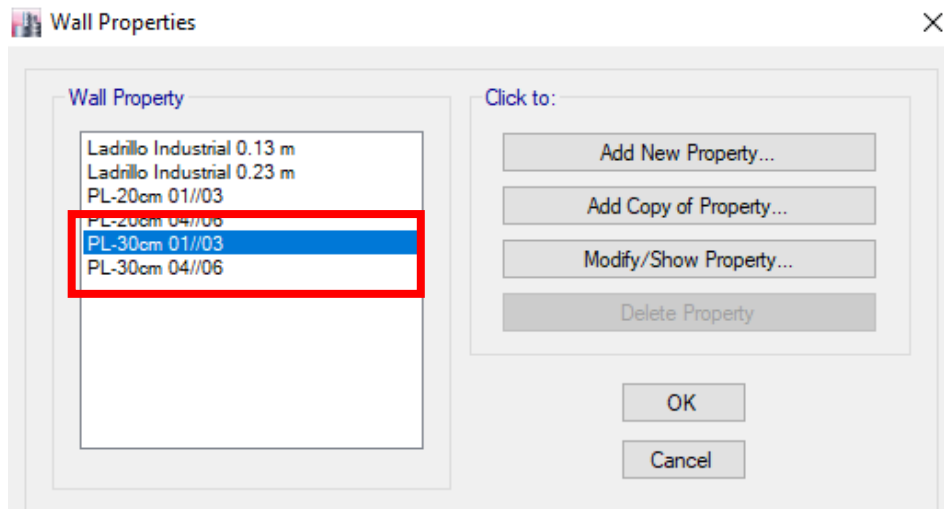
Nota. Se puede visualizar en la gráfica la deformación unitaria del concreto de la columna.

Elaborado por: los autores

A continuación, en la figura 76, se define las placas (PL) que han sido consideradas en el proyecto para ello se han creado 2 placas con las mismas dimensiones, pero diferente resistencia de hormigón $f'c=280, 210 \text{ kg/cm}^2$. Este procedimiento debe realizarse para todas las secciones diferentes de placas.

Figura 76.

Definición de placas.



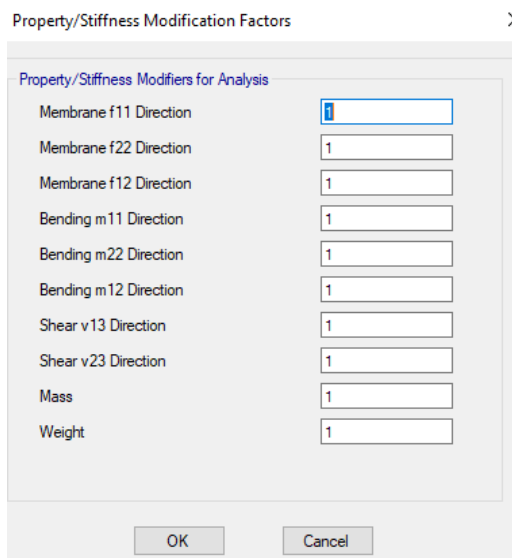
Nota. 01//03: Placas desde el primer hasta el tercero nivel, 04//06: Placas desde el cuarto hasta el sexto nivel.

Elaborado por: los autores

Como se había mencionado en el párrafo previo a la figura 73, no es necesario incluir factores de reducción de la rigidez en el proyecto, figura 77. Este procedimiento debe realizarse para todas las secciones diferentes de placas.

Figura 77.

Definición de propiedades de rigidez de la placa e=30 cm - 01//03.



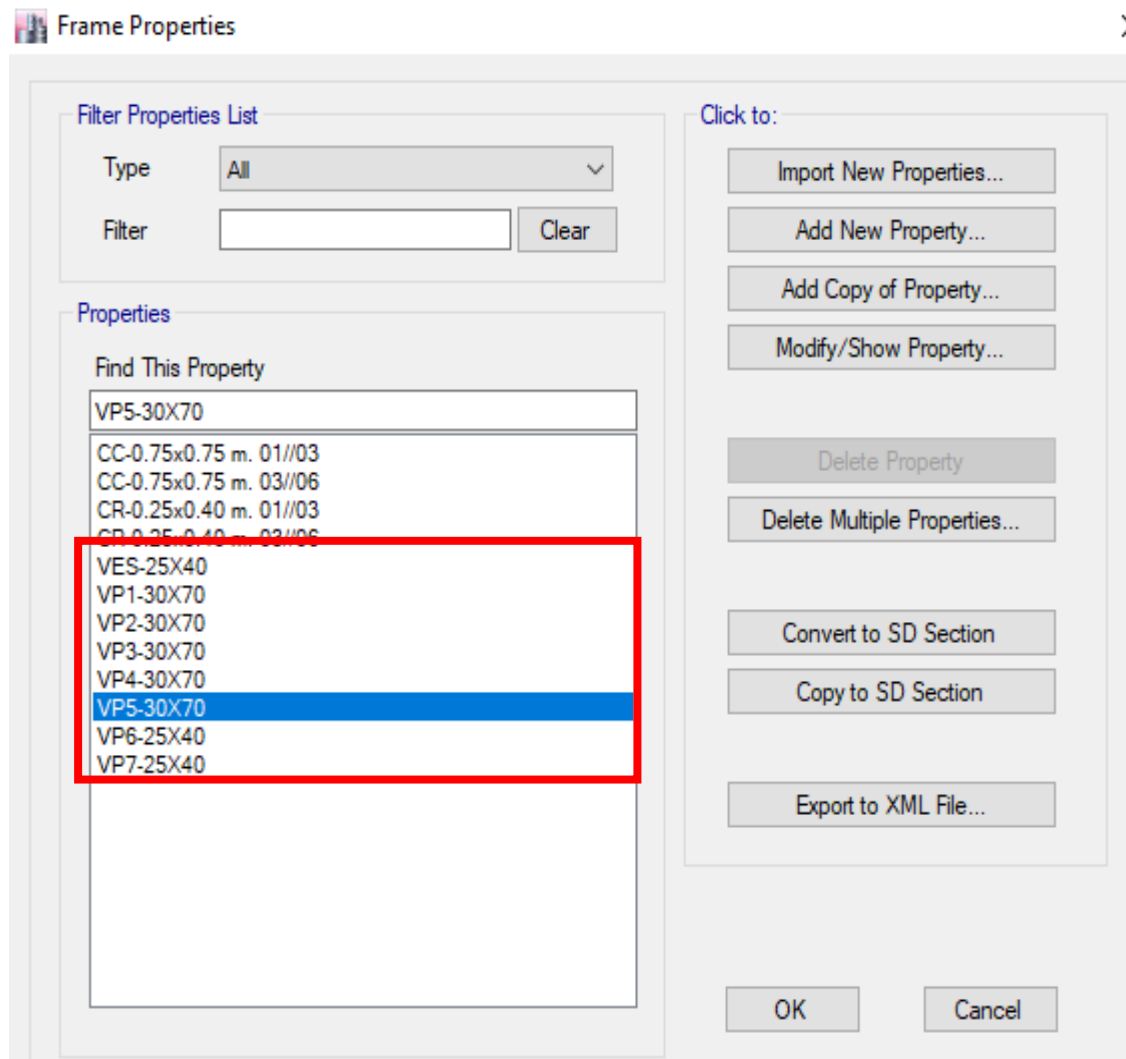
Nota. Se realizó la definición de las propiedades de la placa en el programa ETABS V 16.2.1.

Elaborado por: los autores

Por otro lado, en el proyecto también se ha considerado 8 tipos de vigas estructurales; sin embargo, se mostrará la creación de los tipos de vigas, figura 78.

Figura 78.

Definición de secciones de vigas estructurales.



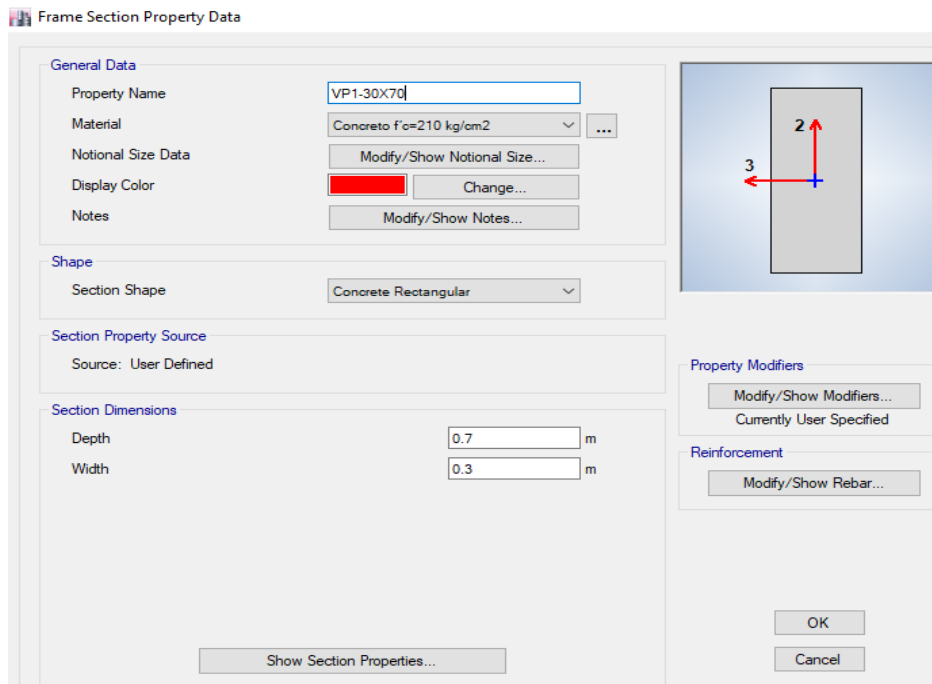
Nota. Se realizó la definición de las vigas estructurales para el proyecto en el programa ETABS V.16.2.1.

Elaborado por: los autores

A continuación, se mostrará las definiciones de las propiedades de una viga destinada desde el cuarto al sexto piso, figura 79, pero el procedimiento es similar para las vigas restantes.

Figura 79.

Definición la viga VP1-P04//06-A//1-5 - 0.30x0.70m



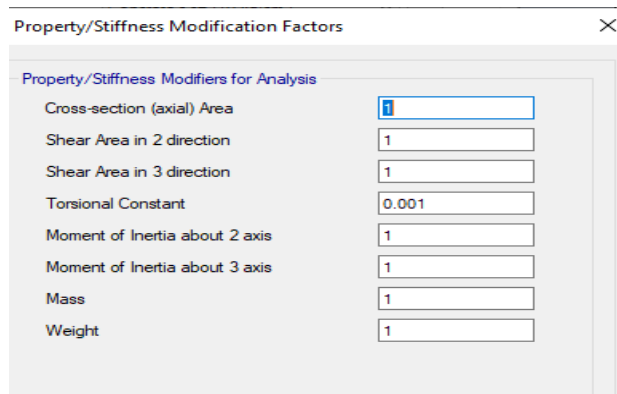
Nota. Se hizo la definición de la sección geométrica 0.30x0.70m en el programa ETABS V 16.2.1

Elaborado por: los autores

Por lo tanto no es necesario incluir factores de reducción de la rigidez en el proyecto, figura 80. Este procedimiento debe realizarse para todas las secciones diferentes de placas. Cabe resaltar que a diferencia de una placa o columna para este proyecto no se considera que las vigas sean diseñadas por torsión. Por ello, se le asigna una constante con un valor diminuto.

Figura 80.

Propiedades de rigidez de la viga VP1-P04//06-A//1-5 - 0.30x0.70m



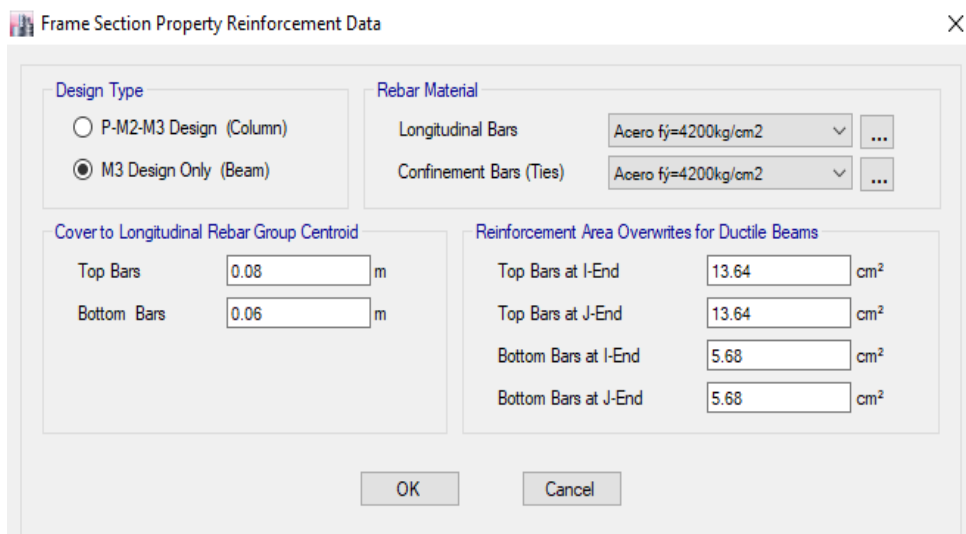
Nota. Se hizo solo la reducción de la constante de rigidez de la viga en el programa ETABS V.16.2.1.

Elaborado por: los autores

Así como se definió en las columnas las cuantías de acero longitudinal, también se define el área de acero en los nudos para todas las secciones de las vigas, ya que son los más críticos en el diseño de una viga sísmica como se observa en la figura 81.

Figura 81.

Área de acero en la viga VP1-P04//06-A//1-5 - 0.30x0.70m



Nota. Se colocó la cuantía de acero inferior y superior en la viga en el programa ETABS V.16.2.1

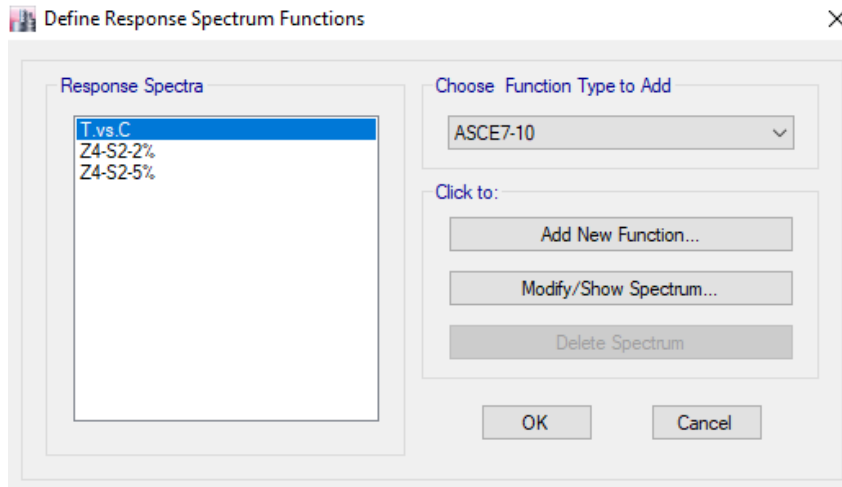
Elaborado por: los autores

4.2.2.3 Definición de los espectros elásticos (TR) de sismo de 475 años, al 2% y 5% de amortiguamiento critico

Para la realización del análisis Pushover es necesario definir con el espectro elástico según el Fema 440. Para la presente investigación se definirá el espectro para un sismo de diseño exigido por la norma E0.30 de diseño sismorresistente con un periodo de retorno TR= 475 años. La diferencia significativa con la norma E030 es la definición de espectros con un amortiguamiento del 2% y 5%, figura 82 y 83.

Figura 82.

Incorporación de los espectros elásticos.



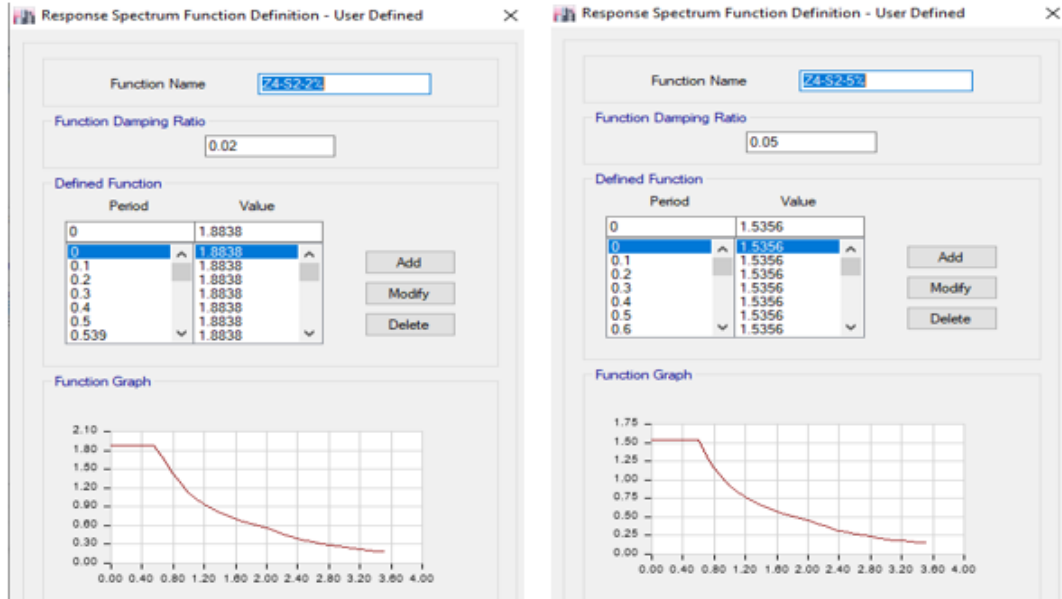
Nota. Se añadió los espectros elásticos en el proyecto en el programa ETABS V 16.2.1

Elaborado por: los autores

Así mismo, en la figura 83 se visualiza el espectro cuyas ordenadas son de periodo versus el coeficiente de amplificación sísmico al del 2% y 5% para una zona de $Z=0.45g$ y S2 Suelos Intermedios. Posteriormente se verá la importancia de introducir los espectros elásticos en esta manera en el programa. Cabe resaltar que estos espectros se subieron mediante un archivo importado y no se calculó mediante las opciones del software.

Figura 83.

Definición de los espectros de respuesta.



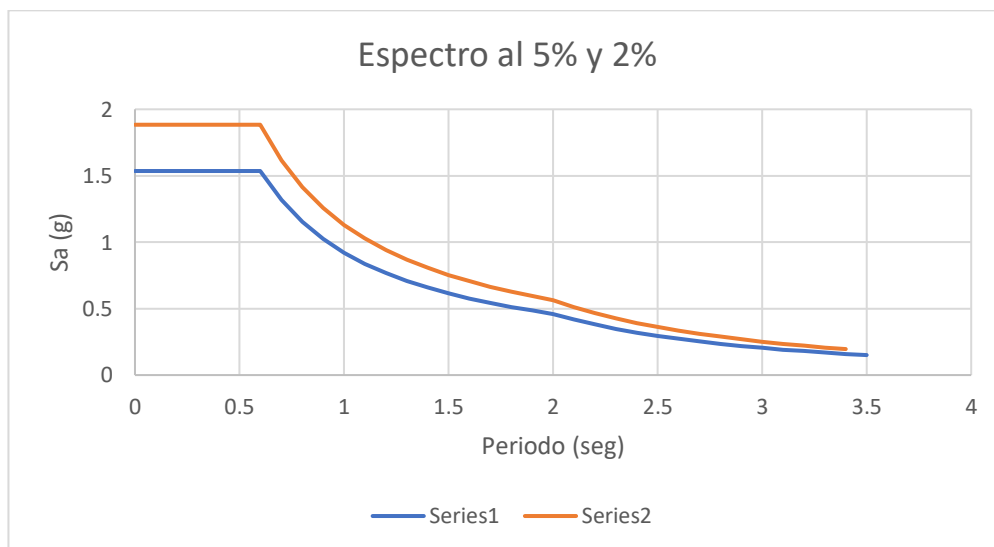
Nota. Los espectros de respuestas se definieron en una hoja de cálculo luego se importó al programa ETABS V 16.2.1

Elaborado por: los autores

Para observar la diferencia entre los espectros de respuesta con amortiguamiento del 2 y 5% es que son superpuestos, figura 84. Por teoría los espectros con amortiguamientos entre estos porcentajes deberían estar contenidos dentro de la gráfica.

Figura 84.

Superposición del espectro elástico del 2% al 5% de amortiguamiento.



Nota. Serie 1 y 2 corresponde al 2 y 5 % de amortiguamiento respectivamente.

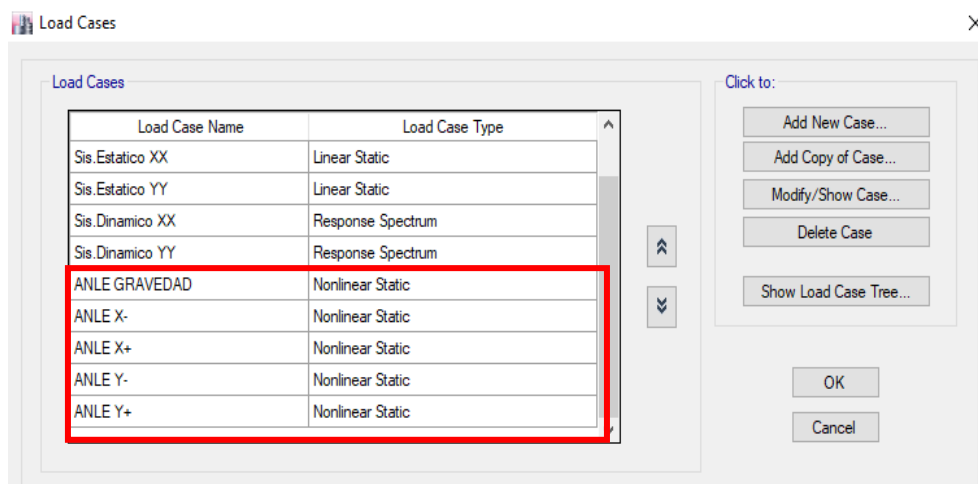
Elaborado por: los autores

4.2.2.4 Creación del caso de carga de gravedad, análisis no lineal estático

Muy aparte de crear los casos clásicos de sismo, es necesario crear los casos de carga para el análisis no línea estático (ANLE) en las direcciones ortogonales al plano X e Y para la dirección positiva y negativa, figura 85. En el caso la estructura fuese asimétrica, los resultados positivos y negativos diferirán en sus resultados. Para la presente investigación no es el caso por eso se tendrá de referencia un valor en X y otro en Y.

Figura 85.

Creación de los casos de carga no lineales estáticos.



Nota. Se realizó la creación de 5 casos de cargas no lineales en el programa ETABS V 21.1.0.

Elaborado por: los autores

La figura 86, se indica al software que el edificio tendrá una carga de gravedad inicial cero y la cual se incrementará hasta 100% de la carga muerta y 25% de la carga viva, de acuerdo con la norma vigente y la clasificación del edificio. Previo a este paso ya debe estar definido la masa sísmica, la cual se usó para el análisis lineal. No se debe confundir la definición de carga de gravedad con la definición mass source o la fuente de masa.

Figura 86.

Definición de carga de gravedad.

Load Case Data

General

Load Case Name: ANLE GRAVEDAD [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: 100%CM+25%CV

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.25

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

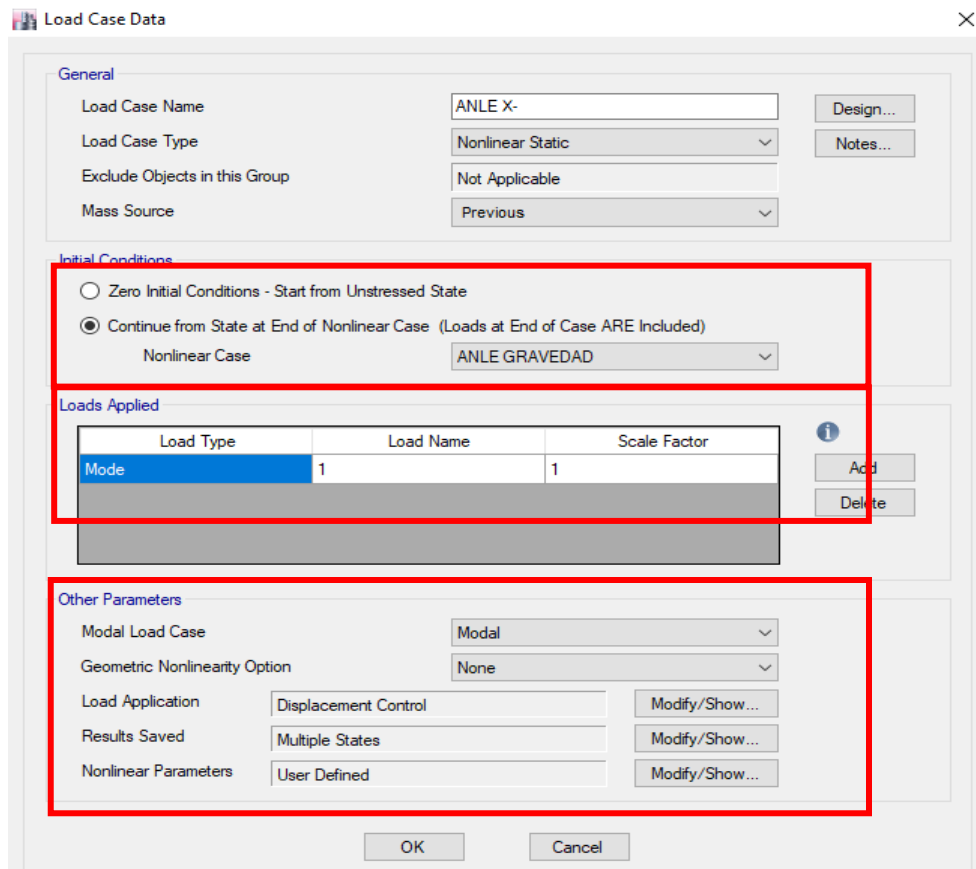
Nota. Se activó la carga de gravedad en donde se incrementará la carga muerta al 100% y la carga viva al 25%.

Elaborado por: los autores

En la figura 87, se indica que la edificación ya está cargada al 100 % de carga muerta y al 25% de carga viva, recuadro superior rojo. Según el ASCE 41-17 se debe aplicar una carga horizontal según el modo fundamental de la estructura, recuadro intermedio rojo, (para el proyecto corresponde traslación en x modo 1). Dentro de la pestaña de otros parámetros se debe definir las siguientes propiedades de las variables load application, resulte saved y nonlinear parameters, recuadro inferior rojo.

Figura 87.

Definición de carga horizontal según el modo fundamental.



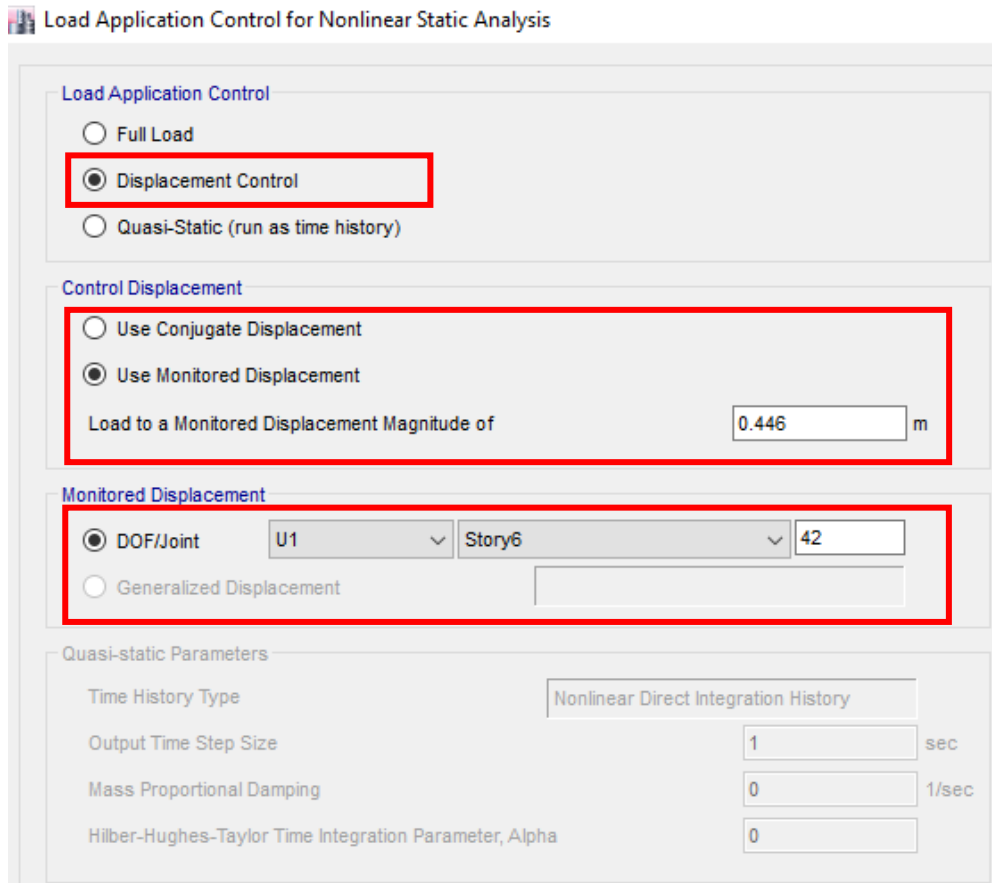
Nota. Se añadió la carga horizontal en el modo fundamental para el proyecto en el programa ETABS V.16.2.1

Elaborado por: los autores

Según ASCE 41-17, se debe definir un punto de control que será de utilidad como referencia para graficar la curva de capacidad. Este punto debe ser el centro de masa o un punto cercano a el (Deber ser parte de la estructura). En consecuencia, se elige el ultimo nivel Techo NP +24.15 y el join 42. Es necesario indicar al software un desplazamiento que se prevee que la estructura podría tener; por ello, se justifica el 0.446 m. siendo este un proceso iterativo que posteriormente se comprobará, tal como se muestra en la figura 88.

Figura 88.

Asignación de puntos de control.



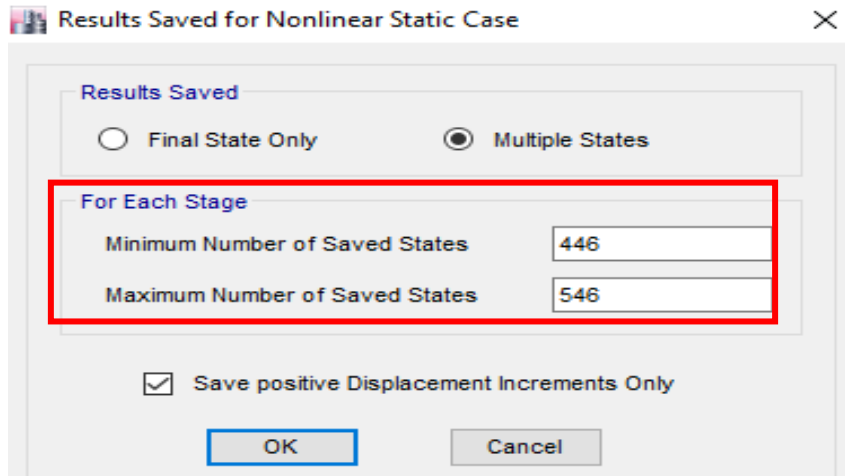
Nota. Estos puntos de control son importantes para la creación de la gráfica de curva de capacidad

Elaborado por: los autores

Para la elaboración de la curva de capacidad de la estructura lo más representativo posible es necesario definir los states. Un state significa un punto de la curva capacidad por consiguiente una solución matemática para sus ecuaciones correspondientes. Se elige un múltiplo del posible de desplazamiento definido en el paso anterior (0.446 m) para poder interpretar que cada solución que se proporcione el software sea por cada 1 mm ya que $0.446 / 446 = 0.001$ m. (1 mm) Así mismo, se restringe el número de soluciones intermedia de milímetro a milímetro para dicha curva a 556 ya que entre un numero entero a otro puede haber más soluciones, criterio de cada profesional. Tanto para un pushover en direcciones XX+, XX-, YY+ y YY- el procedimiento es reiterativo, así como en la figura 89.

Figura 89.

Definición de los states.



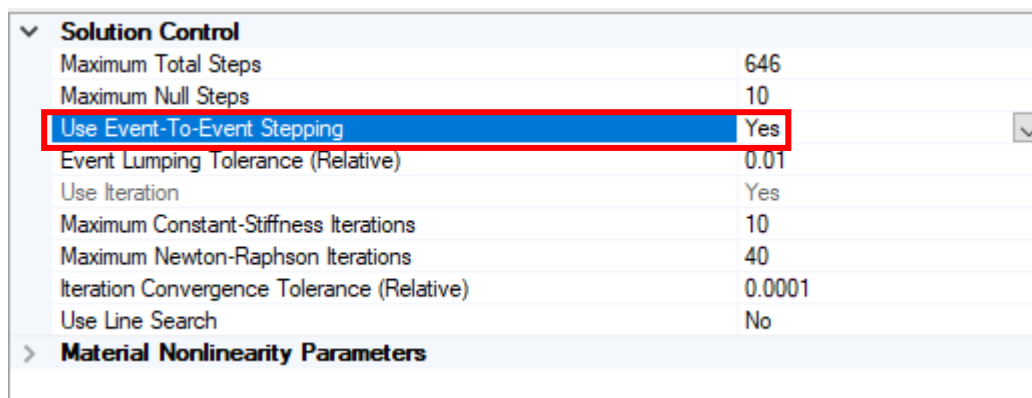
Nota. Estos states sirven para la realización de la curva de capacidad

Elaborado por: los autores

La definición de los parámetros no lineales se muestra en la figura 90. Se elige el esquema de solución event to event ya que es el más eficiente en la toma de datos. Según el programa Etabs V18 (2017), es posible elegirla para el análisis estático no lineal. En este procedimiento se aplicó un incremento de carga hasta que uno de los elementos experimente una no linealidad que causa un cambio significativo en la rigidez de la estructura. El procedimiento se repite para este incremento de carga para garantizar que se mantenga el equilibrio dentro de una tolerancia de convergencia especificada en el cuarto recuadro. La matriz de rigidez es entonces reformulada y se aplica otro incremento de carga para llegar al siguiente evento. Esto continúa en una serie de pasos de eventos hasta que se haya aplicado toda la carga impuesta a la edificación. El procedimiento es iterativo para la dirección en el eje Y y por ello se obvia plasmarlo.

Figura 90.

Definición de parámetros no lineal.



Solution Control	
Maximum Total Steps	646
Maximum Null Steps	10
Use Event-To-Event Stepping	Yes
Event Lumping Tolerance (Relative)	0.01
Use Iteration	Yes
Maximum Constant-Stiffness Iterations	10
Maximum Newton-Raphson Iterations	40
Iteration Convergence Tolerance (Relative)	0.0001
Use Line Search	No
Material Nonlinearity Parameters	

Nota. Se activo el parámetro no lineal en el programa ETABS V.16.2.1

Elaborado por: los autores

4.2.3 Evaluación análisis dinámico no lineal

Si bien con un análisis estático no lineal (ANLE) se puede obtener el desempeño de la estructura, el (ASCE- 41, 2017) recomienda que será necesario un análisis dinámico no lineal (ANDL) si no cumple con regularidad de la edificación tanto en planta como en altura, así como la altura limite, además que sus 2 primeros modos principales deben ser traslaciones, o sea en la dirección X e Y. Si se analiza la edificación, esta tiene una irregularidad de diafragma rígido (irregularidad en planta) y sus primeros modos son traslacional en X, rotacional en Z, traslacional en Y respectivamente en ese orden tal como se aprecia en la figura 91.

Figura 91.

Ratios de masa participativa traslacional (x, y) y rotacional (z).

Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
Modal	1	0.545	0.7275	0.0036	0.0036
Modal	2	0.527	0.004	0.7391	0.0038
Modal	3	0.376	0.0028	0.004	0.7272
Modal	4	0.137	0.004	0.1357	0.001
Modal	5	0.135	0.1444	0.004	0.0004
Modal	6	0.096	0.0006	0.0008	0.1422

Nota. Se puede observar los valores de ratio de masa en las diferentes direcciones en el programa ETABS V.16.2.1.

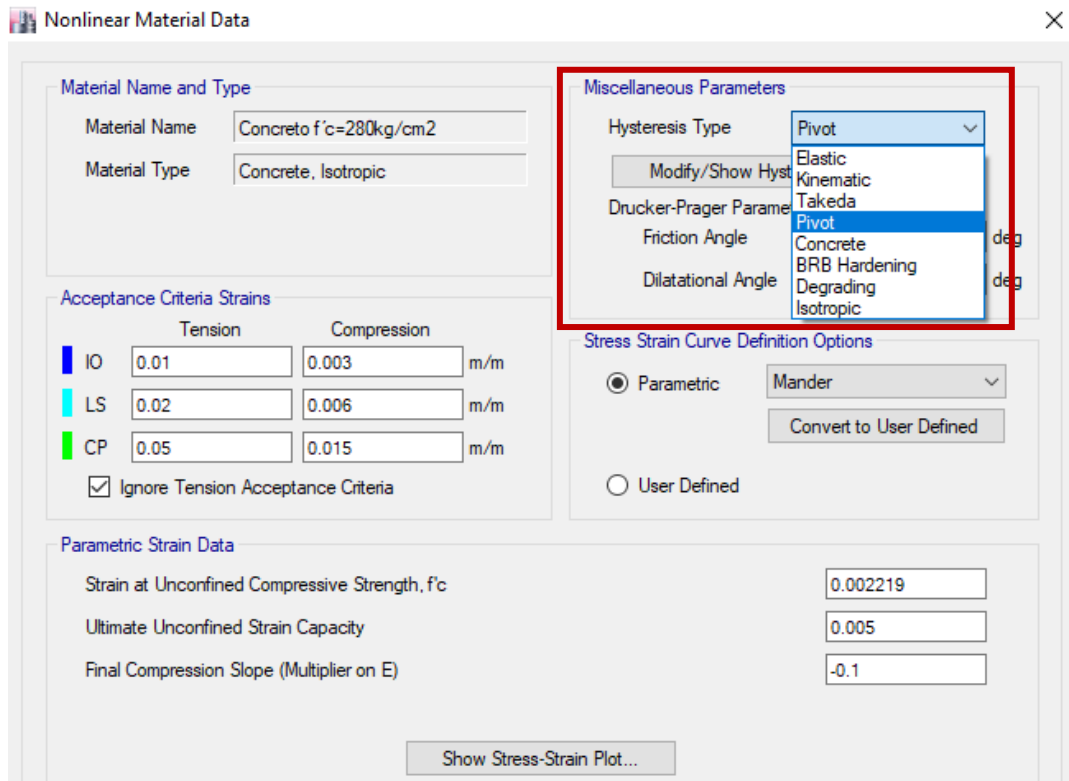
Elaborado por: los autores

4.2.3.1 Definición de grafica histerética

Como se mencionó en el marco teórico existen variedades de graficas de histéresis que pueden representar el comportamiento cíclico aleatorio del concreto; sin embargo, para la investigación se eligió el modelo de Pivot y se dejó con sus valores por defecto, tal como se muestra en la figura 92.

Figura 92.

Selección del tipo de histéresis del concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.



Nota. Se eligió el modelo Pivot en el programa ETABS V 16.2.1.

Elaborado por: los autores

4.2.3.2 Tratamiento de los registros sísmicos

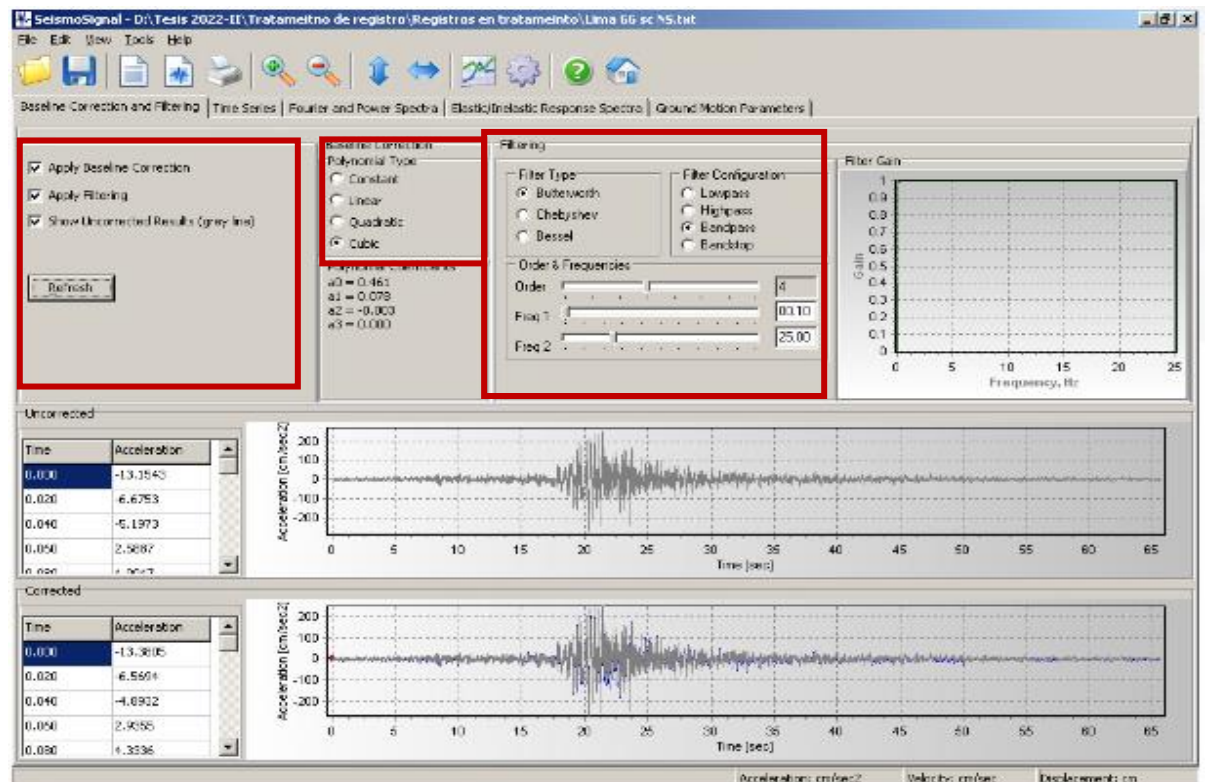
Como se mencionó en el capítulo de marco teórico para la presente investigación se eligió 3 sismos que fueron registrados en la ciudad de lima cada una con sus componentes ortogonales.

4.2.3.2.1 Corrección por línea base y filtrado

Una vez seleccionado los registros se realiza el proceso de corrección por línea base y filtrado con el uso del software especializado como el SeismoSignal tal cual se sustentó en la parte de marco teórico. Para un correcto procesamiento de información de los registros sísmicos se elige las opciones mostradas en la figura 93.

Figura 93.

Corrección por línea base y filtrado del registro sísmico lima 1966 NS.



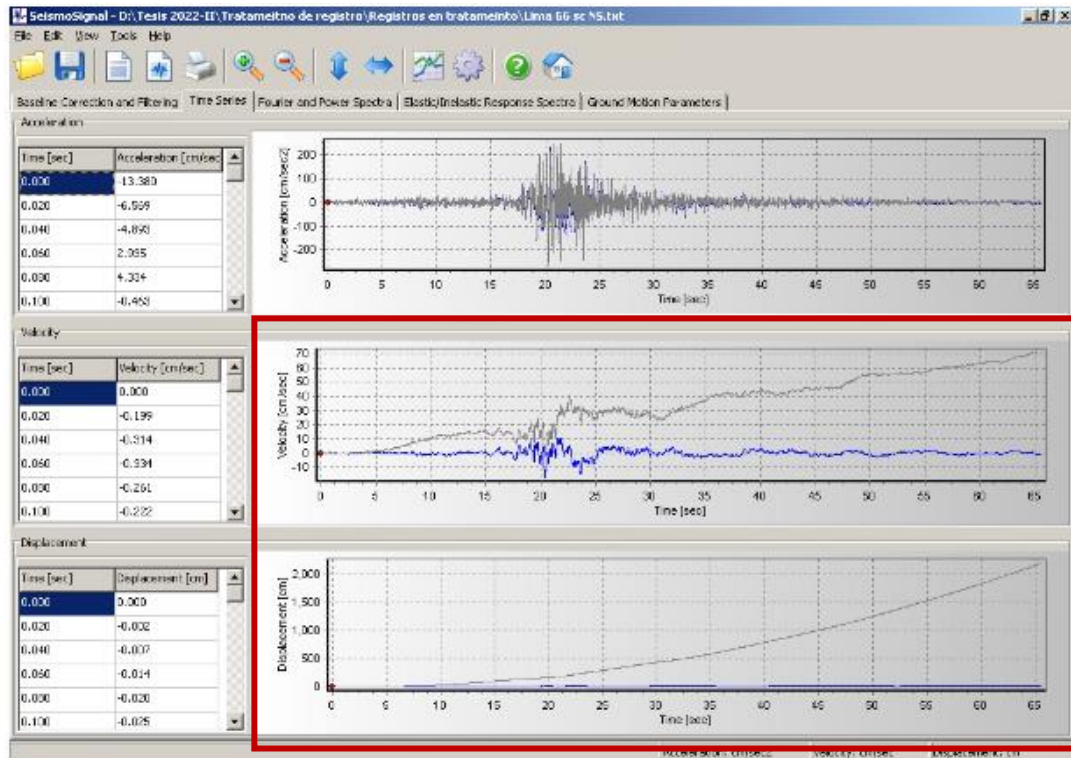
Nota. Este dato es el registro sísmico en la ciudad de Lima elaborado en SeismoSignal V4.3.0

Elaborado por: los autores

Cabe mencionar que las líneas de color azul son las correcciones que el software realizó al registro. En la figura 94, se muestra ya el registro corregido y filtrado. Como se puede apreciar en la figura siguiente, la corrección en cuanto aceleraciones es mínimo pero las diferencias entre velocidad y desplazamiento se hacen evidentes.

Figura 94.

Registro corregido en aceleraciones, velocidades y desplazamiento del sismo lima 1966 NS.



Nota. Este registro sísmico es de la ciudad de Lima elaborado en SeismoSignal V4.3.0

Elaborado por: los autores

El procedimiento es el mismo para los otros 5 registros sísmicos faltantes.

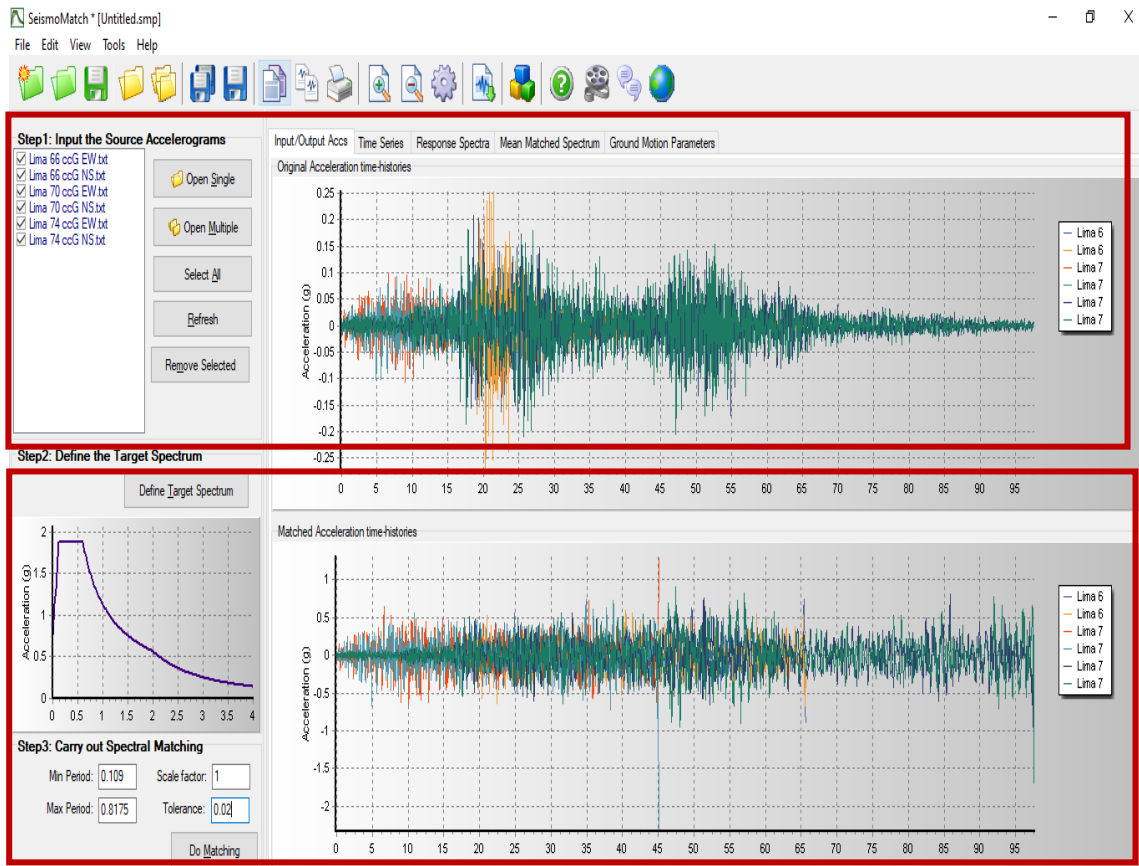
4.2.3.2.2 Escalamiento del registro sísmico mediante el espectro elástico

Se importan los 3 registros sísmicos cada uno con sus componentes NS y EW, como se observa en la figura 95. Posterior a ello, se necesita escalarlos de acuerdo las especificaciones del proyecto: suelo tipo S2, zona 4 con aceleración de 0.45g. Para el caso de estudio de la investigación se importa un espectro elástico con el amortiguamiento que se desea analizar. En el presente ejemplo de la figura 96 se muestra el espectro elástico al 2% con sus distintivas aceleraciones. Si bien el espectro elástico tiene una duración de 4 segundos

lo que se necesita y es más crucial para la presente investigación según la norma E 0.030 es escalar los registros en un periodo mínimo y máximo para la estructura: $T_{\min} = 0.2T$ y $T_{\max} = 1.50T$, figura 95 recuadro inferior rojo.

Figura 95.

Ingreso de registro corregido para el escalamiento.



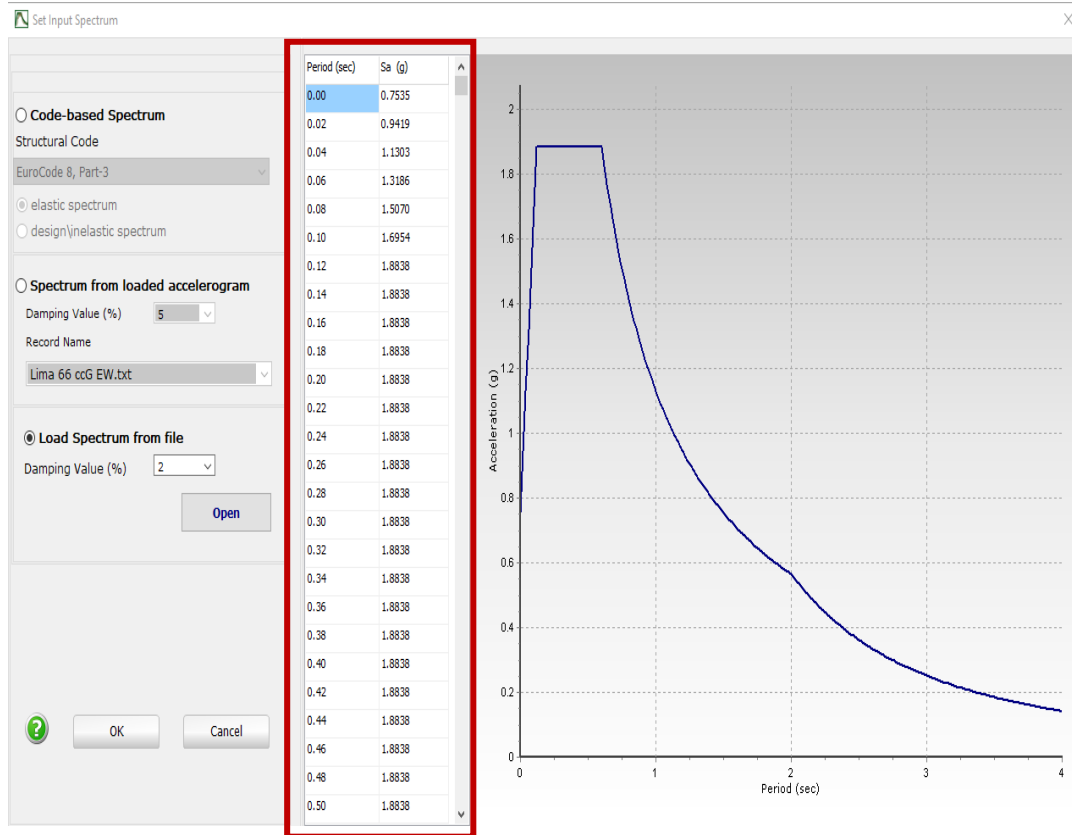
Nota. Los registros se escalan de acuerdo al espectro elastico y esta asu vez a las especificaciones del proyecto, elaborado en SeismoMatch V4.3.0.

Elaborado por: los autores

Si bien se puede elegir el amortiguamiento en el software SeismoMatch V4.3.0. se decidio realizarlo manualmente con las formulas que proporcionana el ASCE 41-17 en una hoja de calculo para tener un mayor control de los datos, figura 96.

Figura 96.

Importación del espectro elástico para un amortiguamiento del 2%.



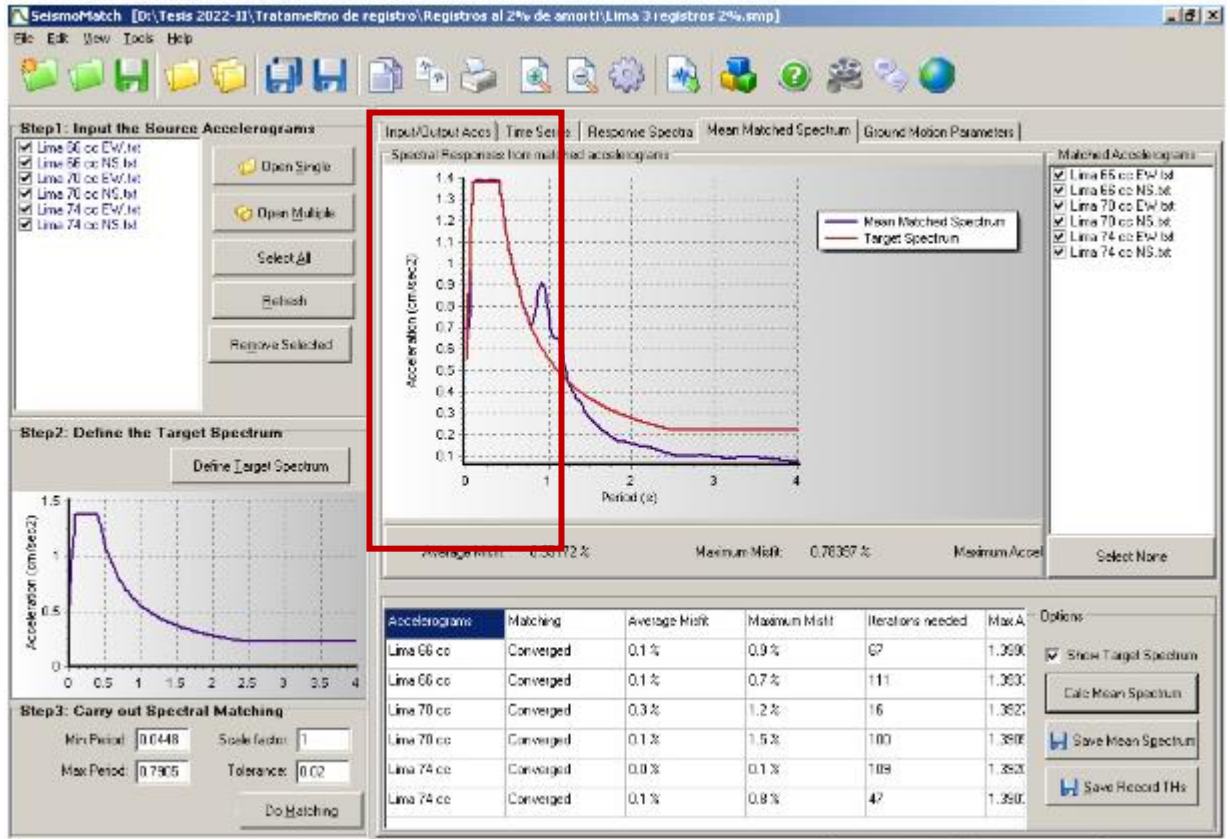
Nota. Se hizo el ingreso de espectro elástico para un 2% para el proyecto, elaborado en SeismoMatch V4.3.0.

Elaborado por: los autores

Una vez escalado los registros sísmicos lo que proseguí es la verificación y recolección de resultados. Como se mencionó anteriormente, los registros deben ser espectro compatible con el espectro elástico en cierto rango del $T_{\min}= 0.109s$ y $T_{\max}=0.8175 s$. Se puede apreciar en la figura 97 que se puede cumplir con ese requisito ya que la línea azul está al nivel de la roja.

Figura 97.

Registros espectro compatibles en un periodo T_{min} y T_{max} .



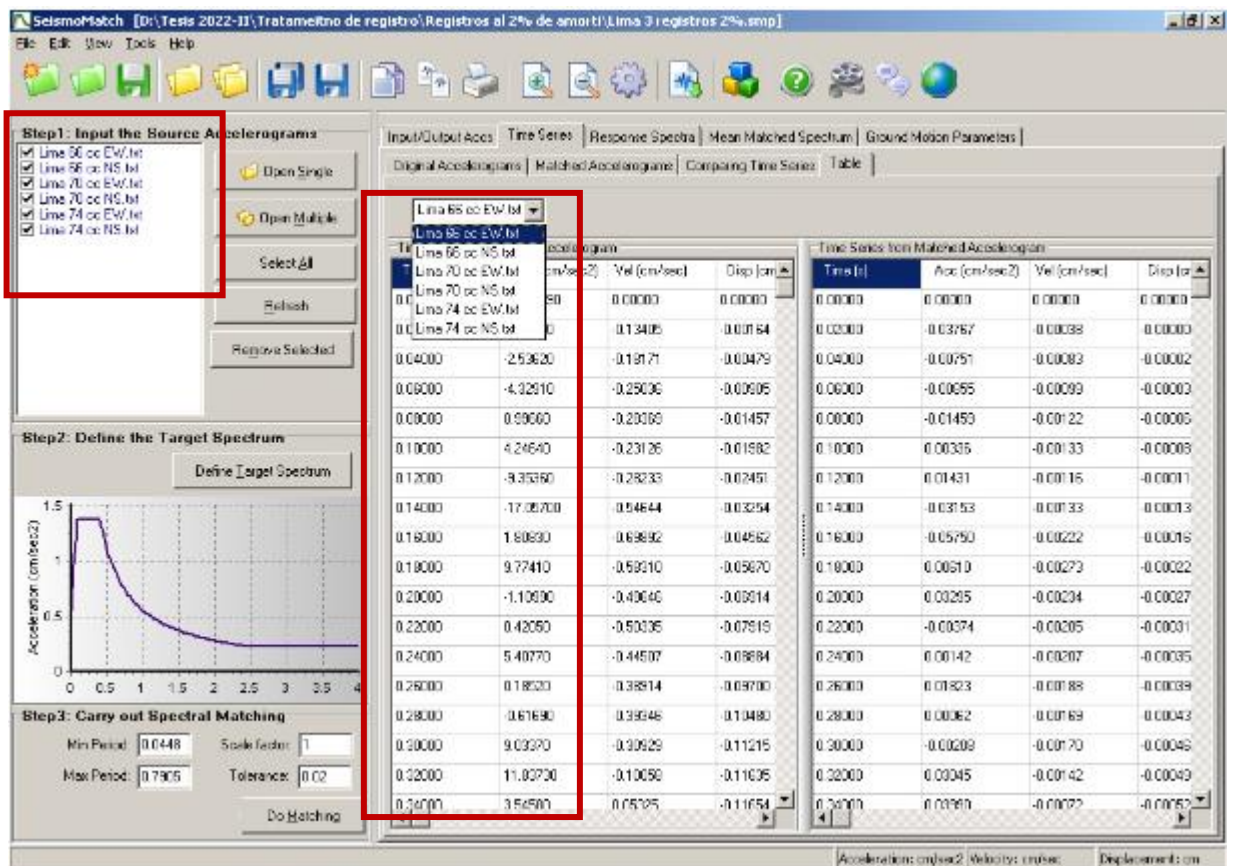
Nota. Se puede observar los valores del espectro compatible con el T_{min} y T_{max} , elaborado en SeismoMatch V4.3.0.

Elaborado por: los autores

Por último, se recolecta los datos pertinentes (tiempo y aceleración) de cada registro sísmico de los diferentes años que se propuso en esta investigación: Lima 1966, Lima 1970, Lima 1974 con sus componentes NS y EW, figura 98.

Figura 98.

Recolección de resultados de los registros escalados.



Nota. Se puede ver los distintos valores recolectados según tiempo y aceleración de cada registro sísmico, elaborado en SeismoMatch V4.3.0.

Elaborado por: los autores

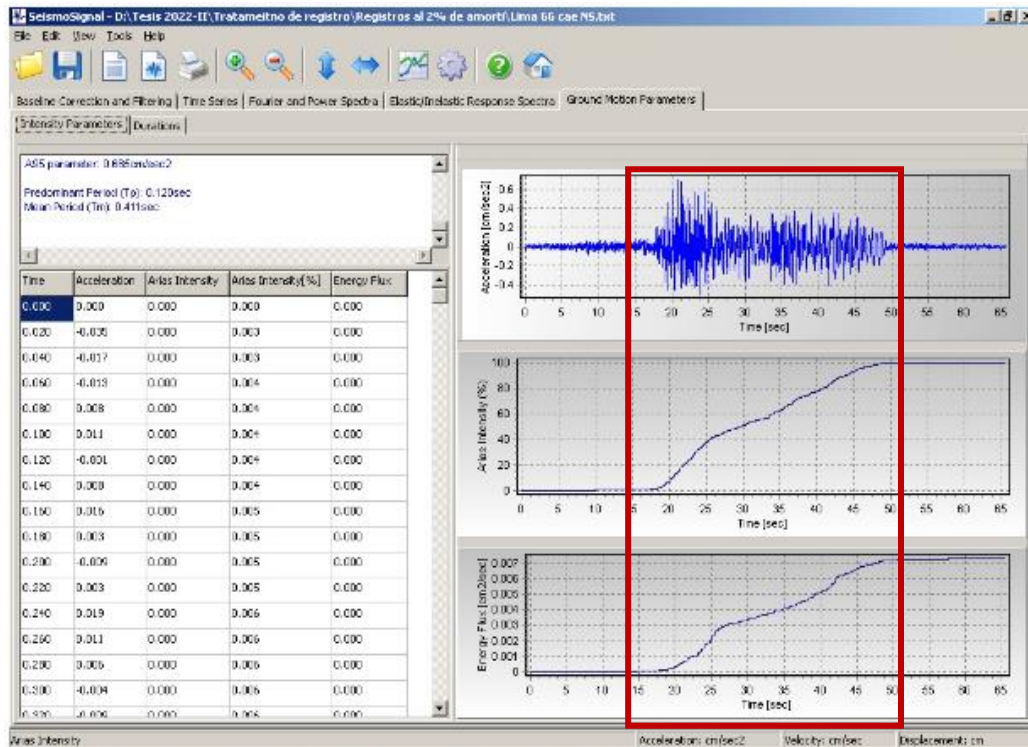
4.2.3.2.3 Recorte de registros por el método de intensidad de Arias

Una vez corregido y escalados

los registros sísmicos para un menor gasto computacional se realizará el recorte del registro para hallar duración significativa entre el 5% y 95 % de energía acumulada (máxima energía durante un sismo y el tiempo que alcanza dicha energía). Para este procedimiento es necesario utilizar el software SeismoSignal. En la figura 99 se puede ver en el recuadro rojo la zona entre el 5% y 95 % de energía acumulada que solo necesario para la introducción de dicho tiempo en software ETABS.

Figura 99.

Visualización de la zona a recortar mediante el método Intensidad de Arias.



Nota. Se puede ver los valores a recolectar mediante el método de Intensidad de Arias, elaborado en SeismoSignal

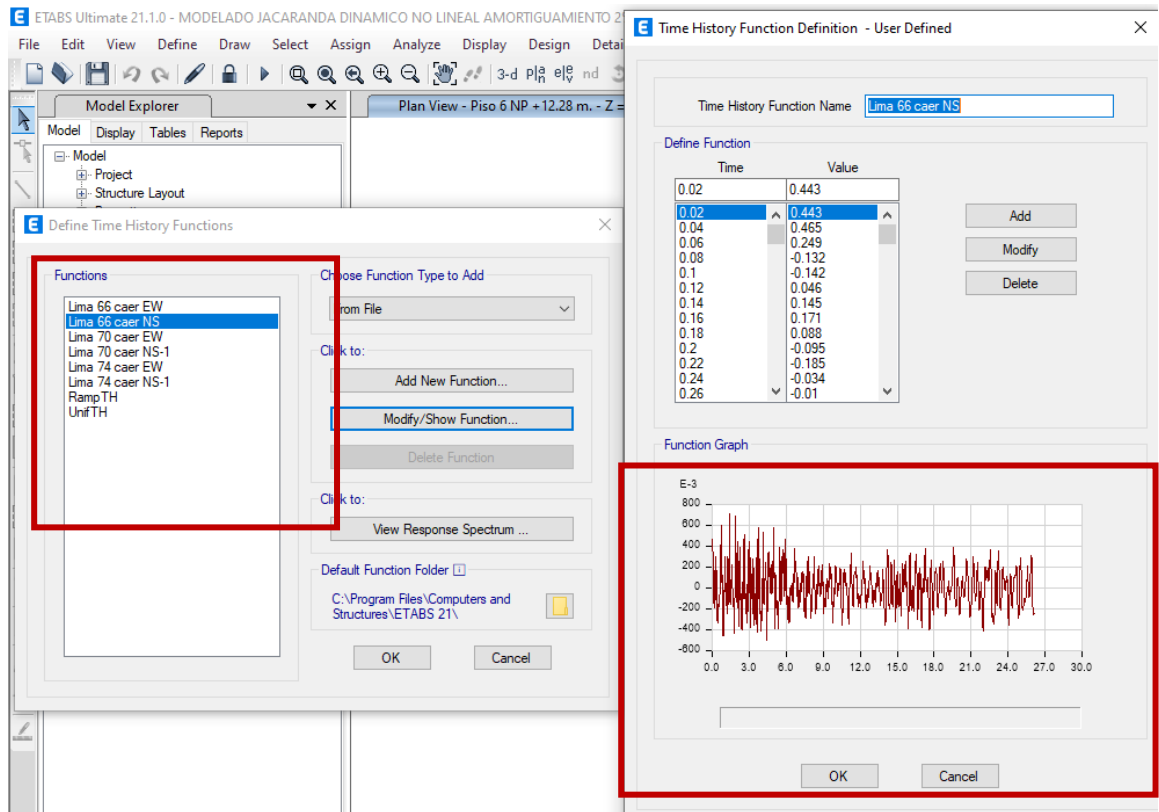
Elaborado por: los autores

4.2.3.3 Inserción de registros recortados

Una vez corregido, escalado y recortado se debe insertar al ETABS. En la presente figura 100 se puede visualizar todos los registros sísmicos introducidos, pero se visualiza a más detalles el sismo de Lima 1966 componente NS. Si comparamos con la figura 99 se puede diferenciar que el registro del software ETABS ya está recortado en su duración significativa. El mismo procedimiento se realiza con los demás registros sísmicos.

Figura 100.

Incorporación de los registros recortados en el ETABS.



Nota. Los valores corregidos, escalados y recortados son insertados en el programa ETABS V.21.1.0

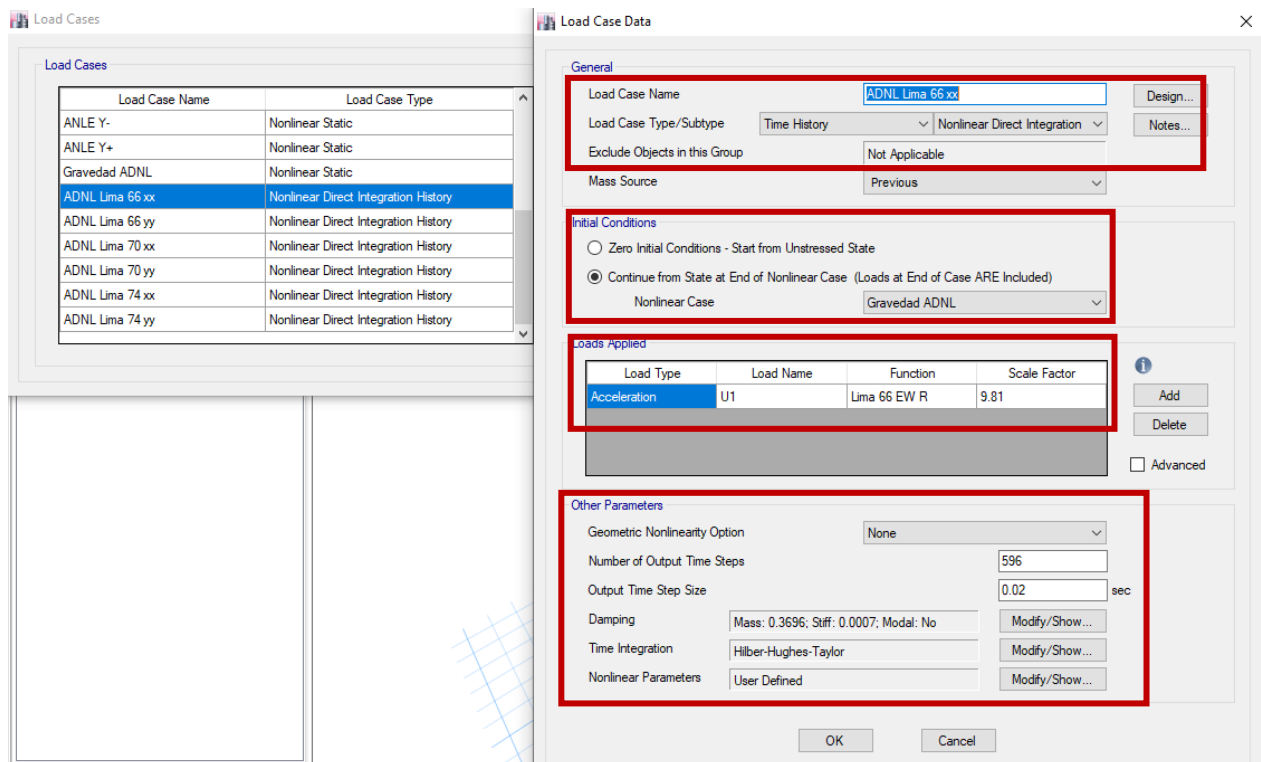
Elaborado por: los autores

4.2.3.4 Creación de casos de carga para el análisis dinámico no lineal

Se procede a la creación de casos de carga para cada registro sísmico con sus respectivas componentes. Sus características se describen a continuación. Según Perez & Torres (2022) afirmaron que el método de “Time History - nonlinear direct integration” demuestra un comportamiento similar a las pruebas de laboratorio, primer cuadro rojo (pruebas de calibración). Por la anterior idea se sustenta la elección de dicha opción. En el segundo recuadro de la figura 101 se indica que al momento de analizar el edificio partirá con sus respectivas masas de 100% CM Y 25% de CV.

Figura 101.

Creación de casos de carga dinámico.



Nota. Se puede apreciar los pasos de casos de carga dinámicos en el programa ETABS V.16.2.1

Elaborado por: los autores.

En el tercer recuadro de la figura 101 se crea la carga de aceleración de acuerdo con la dirección del registro: U1 dirección X, U2 dirección Y, U3 dirección Z. Se debe seleccionar un registro sísmico de acuerdo con la dirección elegida. Por último, se multiplica por un factor de escala: aceleración de la gravedad 9.81 m/s² ya que el registro se encuentra en unidades de g.

Según el ASCE- 41 (2017) indica que las deformaciones P-delta (no linealidad geométrica) son representativas para edificios de gran altura y alta flexibilidad, sistema estructural de pórticos. Al analizar el proyecto se puede deducir que por el sistema estructural de muros de concreto armado y por ser de mediana altura activar la opción de no linealidad geométrica no tiene mayor incidencia en los resultados, como se observa en la figura 101 cuarto recuadro rojo.

En la figura 101, en cuanto a las opciones de “Number of output time steps” y “Output time step size” los dos están relacionados ya que la primera opción depende de la duración del registro y la segunda está dada por el intervalo de tiempo que se captó la señal sísmica. Realizando los cálculos correspondientes sería $\frac{11.92}{0.02} = 596$ pasos.

Continuando con el procedimiento modificamos la opción “Damping” factor con el cual se resolverá la ecuación del equilibrio dinámico, figura 101. En la figura 102, se observa las variables modificables de la opción y procedemos a explicarlas. Elegimos la segunda opción “Specify damping by period” ya que es más aplicativo en cuanto a la profesión. Este método está basado en la teoría del amortiguamiento de Rayleigh explicados en el libro de (Chopra A, 2020), respalda por el (ASCE-41, 2017) y explicado en el marco teórico.

Figura 102.

Definición del amortiguamiento del concreto para un 2%.

Nota. Se detalla la definición de amortiguamiento para un 2% con distintos periodos

Elaborado por: los autores

En la figura 101, en el cuarto recuadro en la opción “Time integration” indica bajo que metodo numerico será resultado la ecuacion dinamica $[M]\{\Delta\ddot{u}\} + [C]\{\Delta\dot{u}\} + [K]\{\Delta u\} = \{\Delta P\}$. Dentro de esta ventana el ETABS proporciona 5 métodos numéricos por el cual puede ser resuelta dicha ecuacion, figura 103. El método de Newmark es igual al método de Hilber Hughes Taylor mientras que la variable alpha es igual a cero. Se deja los valores por defecto que proporcional el software ETABS y se prosigue con el analisis de la edificación.

Figura 103.

Solución de acuerdo con el método numérico de Hilber-H-T.

The image shows a software dialog box titled "Time Integration Parameters" with a close button (X) in the top right corner. The dialog is divided into a "Method" section and a bottom section with "OK" and "Cancel" buttons. The "Method" section lists five options, each with a radio button and associated parameter input fields:

- Newmark: Gamma, Beta, Theta
- Wilson: Gamma, Beta, Theta
- Hilber-Hughes-Taylor: Gamma (0.5), Beta (0.25), Alpha (0)
- Chung and Hulbert: Gamma, Beta, Alpha, Alpha-m

The "Hilber-Hughes-Taylor" method and its parameters are highlighted with a red rectangular border.

Nota. Se realizó el registro de parámetros para aplicar un método numérico

Elaborado por: los autores

CAPÍTULO V

RESULTADOS

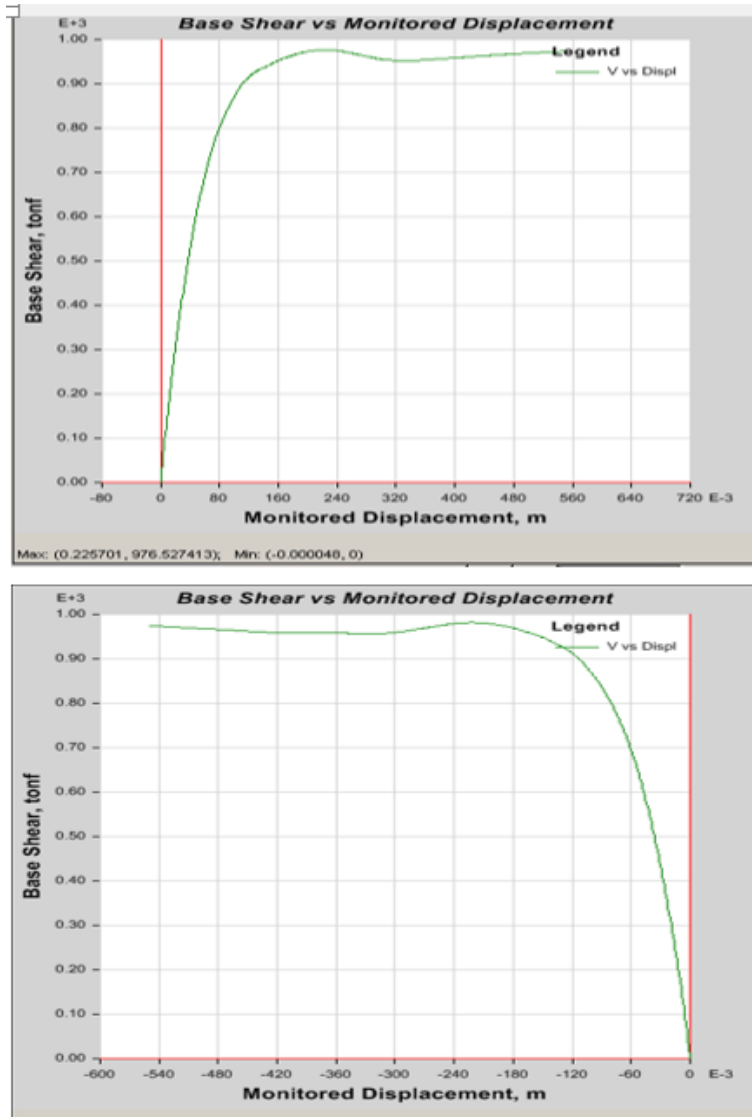
5.1 Resultados del análisis estático no lineal del proyecto

5.1.1 Curva de Capacidad de la estructura

Como consecuencia de los pasos previos ya mostradas en el capítulo IV, en la figura 104 se muestra la trayectoria de la curva de capacidad en la dirección X+, X- e Y+, Y-, dando como resultado un máximo desplazamiento de 549 mm para una cortante de 973.51 Tn en el eje X positivo y 550 mm para una cortante 974.42 Tn en el eje X negativo.

Figura 104.

Grafica de Curva de Capacidad en la dirección X+ y X-, respectivamente.



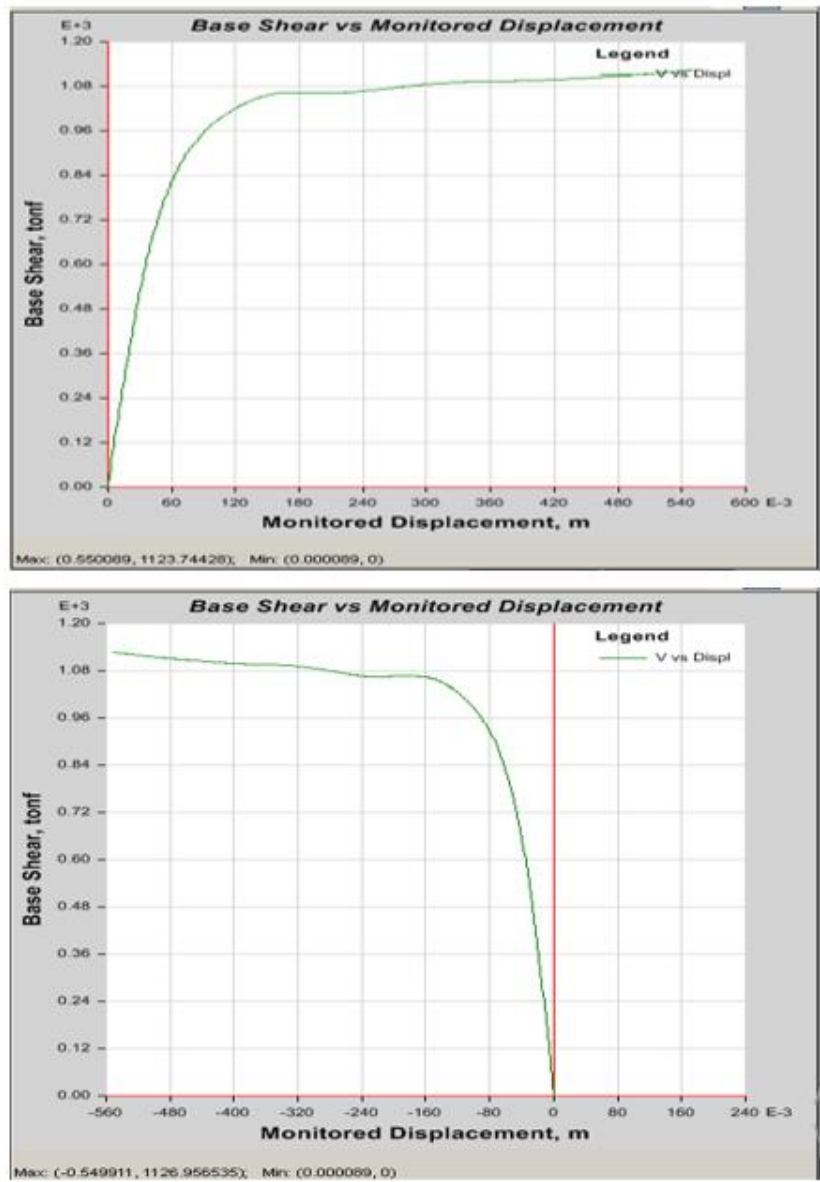
Nota. Extrayendo las gráficas en tablas numéricas se podrá apreciar su punto máximo.

Elaborado por: los autores

Así mismo en la figura 105, cuando se analiza la dirección Y los resultados son desplazamiento de 549 mm para una cortante de 1126.98 Tn en el eje Y positivo y 550 mm para una cortante 1123.74 Tn en el eje Y negativo.

Figura 105.

Grafica de Curva de Capacidad en la dirección Y+ e Y-, respectivamente.



Nota. Extrayendo las gráficas en tablas numéricas se podrá apreciar su punto máximo.

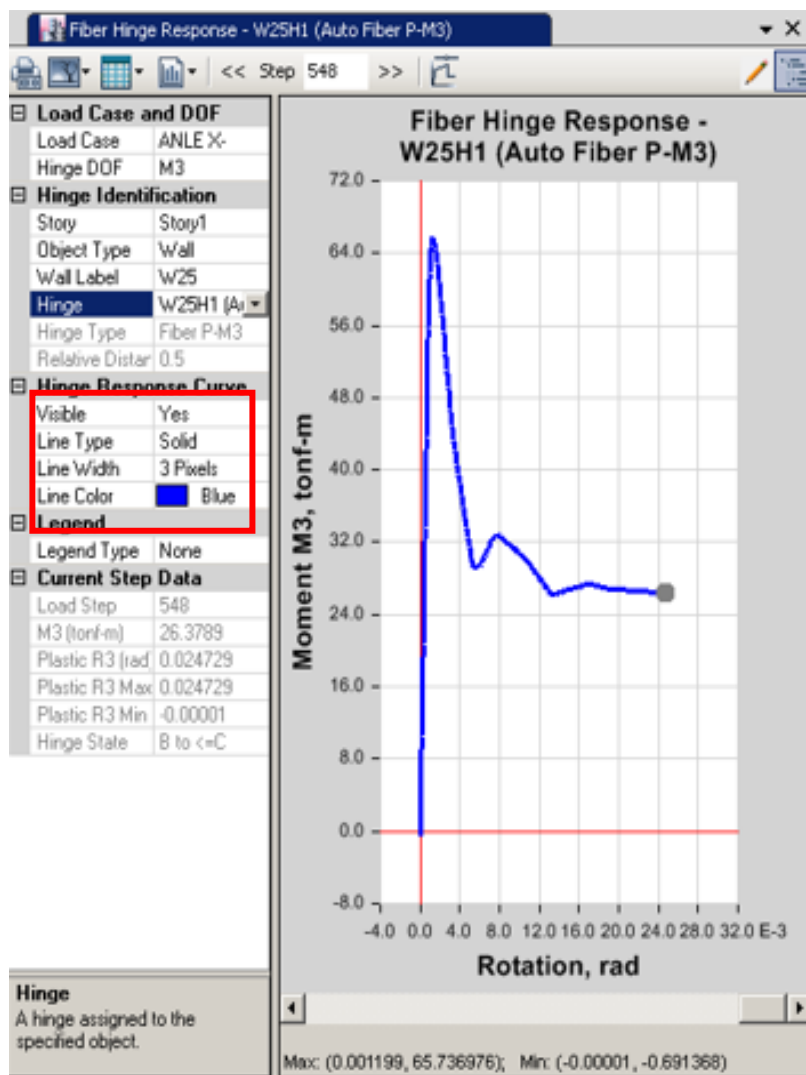
Elaborado por: los autores

Aparentemente estos puntos indican el colapso de la estructura; sin embargo, para poder hallar el punto de colapso es necesario un análisis más exhaustivo de las placas, preferentemente en el primer nivel ya que los primeros pisos son los que incursionan en el rango inelástica. Puesto que la configuración del edificio es de muros estructurales son las placas las que deben ser verificadas. De todas las placas en el proyecto se escogieron las más demandas y se pueden visualizar en las

figuras 106 dirección X- 24.7/1000 y 107 dirección X+ 24.6/1000. El mismo procedimiento se debe realizar para la dirección Y. Según el ASCE- 41 (2017), se considera el colapso de la estructura cuando una placa tiene una rotación mayor a la mencionada en la figura 109.

Figura 106.

Rotación máxima de placa crítica en la dirección X-

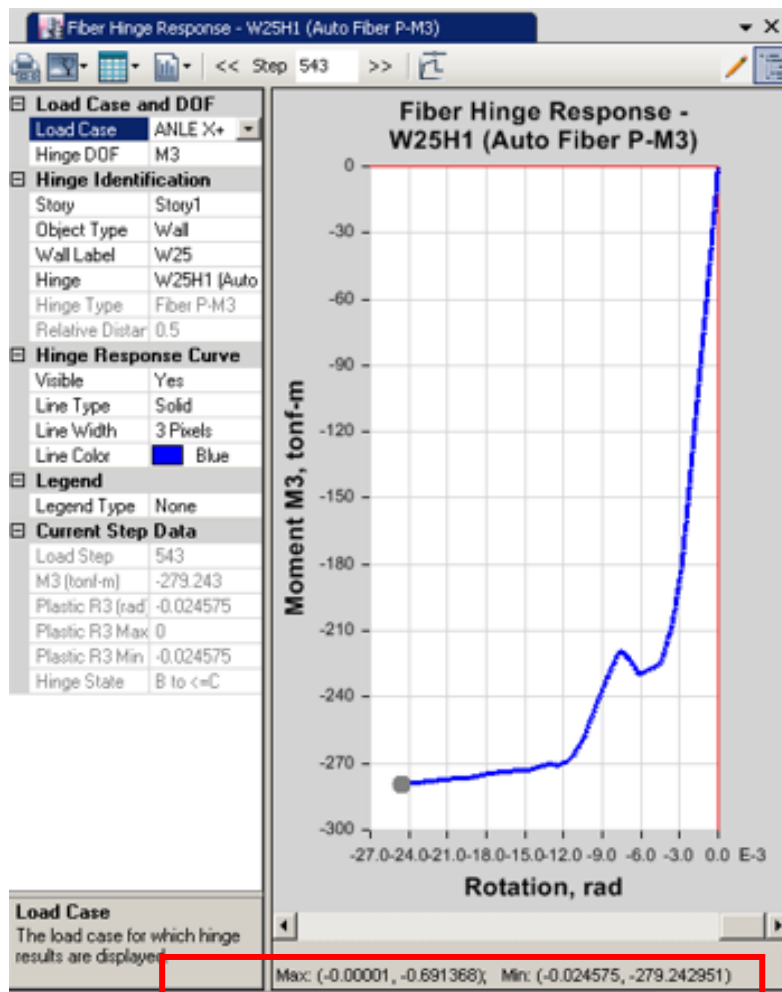


Nota. Se puede ver la gráfica rotación-momento en el programa ETABS V 16.2.1.

Elaborado por: los autores

Figura 107.

Rotación máxima de placa crítica en la dirección X+



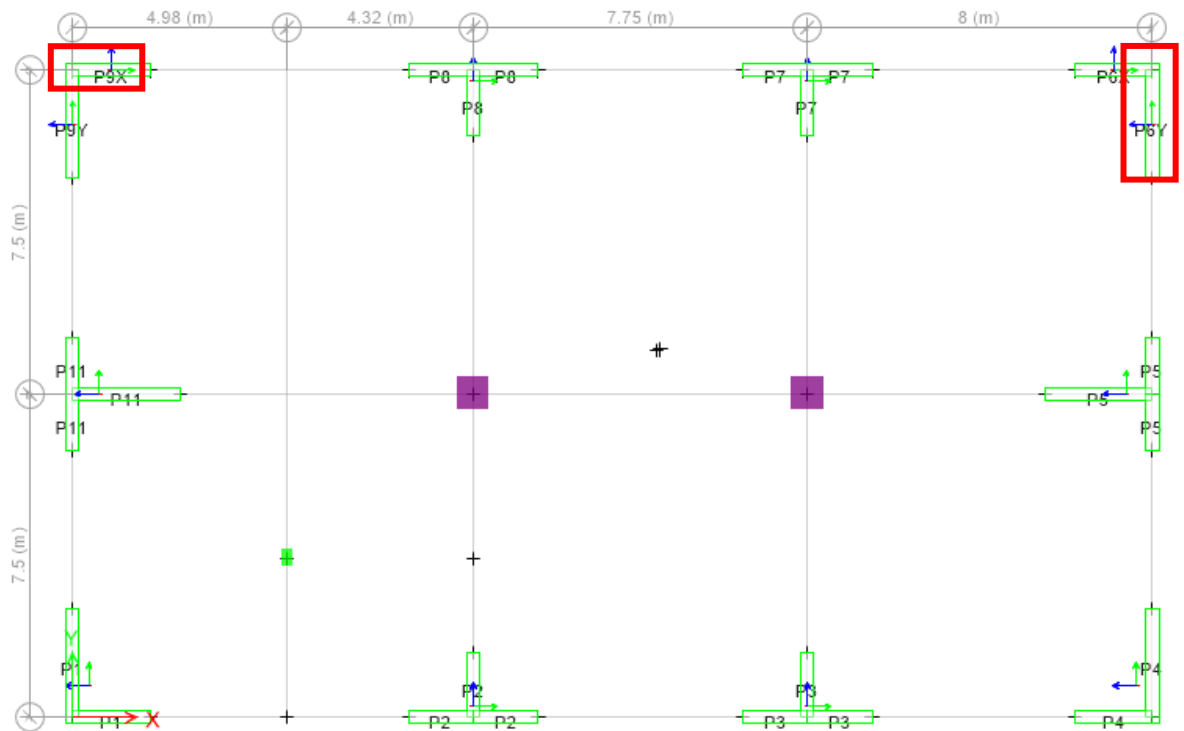
Nota. Se puede ver la gráfica rotación-momento en el programa ETABS V 16.2.1.

Elaborado por: los autores

Luego señalamos o localizamos las primeras placas que fallarán en la edificación tanto para la dirección X e Y, esto se muestra en la figura 108.

Figura 108.

Identificación de las placas con mayor rotación en la dirección X e Y.



Nota. En la imagen se puede observar las placas identificadas tanto en la dirección X como en la dirección Y

Elaborado por: los autores

5.1.2 Definición de máxima rotación para la dirección de X e Y.

Una vez identificado las placas con mayor rotación en el proyecto es necesario cotejar con los límites impuestos por el ASCE 41-17. Límites que se muestran en la figura 109. Para poder realizar los cálculos respectivos es necesario realizar una recolección de datos del modelo, tabla 10.

Tabla 10

Cálculo de datos del modelo en la dirección XX.

Acero a compresión $A_s = 23.22$ cm^2	Cortante máxima en la placa $V = 77100$ kg
Acero a tracción $A'_s = 22.92$ cm^2	Resistencia de concreto $f'_c = 280$ kg/cm^2
Límite de fluencia $f_y = 4200$ kg/cm^2	Espesor de placa $t_w = 30$ cm
Resistencia de concreto $f'_c = 280$ kg/cm^2	Longitud de placa $l_w = 195$ cm
Carga axial máxima $P = 142210$ kg	$\frac{(A_s - A'_s) * f_y E + P}{t_w l_w f'_c E} = 0.0875$
Espesor de placa $t_w = 30$ cm	
Longitud de placa $l_w = 195$ cm	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c E}} = 2.967$

Elaborado por: los autores

En la figura 109, se muestra los parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimiento no lineal para placas de concreto armado y componentes controlados por flexión.

Figura 109.

Parámetros de máxima rotación

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)	Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation ^a (radians)					
			IO	LS	CP			
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_y E + P}{t_w l_w f'_c E}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c E}}$	Confined Boundary ^b	a	b	c	IO	LS	CP
≤ 0.1	≤ 4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004

Nota: Se muestra el desempeño según criterio de rotación.

Fuente: ASCE-41, 2017

De la tabla 10, ya que 0.0875 es menor que 0.10 y 2.967 es menor que 4 elegimos la primera fila marcada para encontrar un valor. Se obtiene los siguientes niveles de desempeño para las siguientes rotaciones máximas en la tabla 11.

Tabla 11

Datos de los niveles de desempeño en la dirección X.

Cercano al colapso		Resguardo de vida		Ocupación inmediata	
0.1	0.02	0.1	0.015	0.1	0.005

Elaborado por: los autores

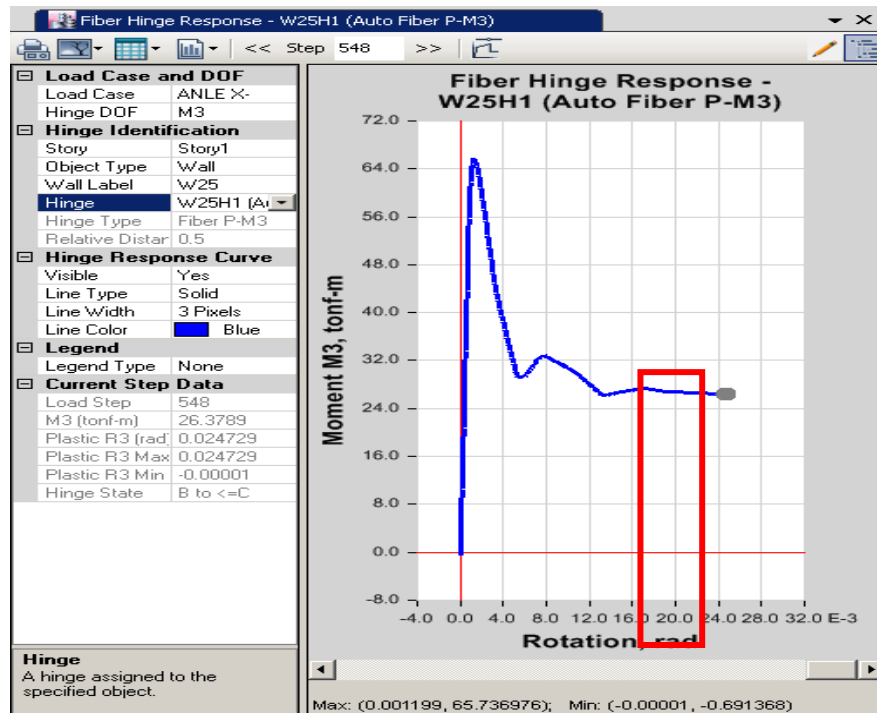
Para poder conocer el punto de colapso de la estructura es necesario guiarse con la rotación máxima para un nivel de desempeño cercano al colapso.

Para el proyecto se cumple que tanto para la dirección X positiva y X negativa la máxima rotación es aproximadamente de 20/1000. Para el siguiente paso se debe determinar que desplazamiento genera una rotación máxima de 20/1000.

Ya que anteriormente se definió que cada step es 1 milímetro, mediante la figura 110 se puede visualizar que para una rotación máxima 20/1000 se necesita 445 milímetros. Por lo tanto, el último punto de colapso para la estructura en la dirección de X positivo se dará para un desplazamiento de 445 mm y una cortante 961.95 Tn tal como se muestra en la figura siguiente.

Figura 110.

Punto de colapso para la placa en la dirección X+.



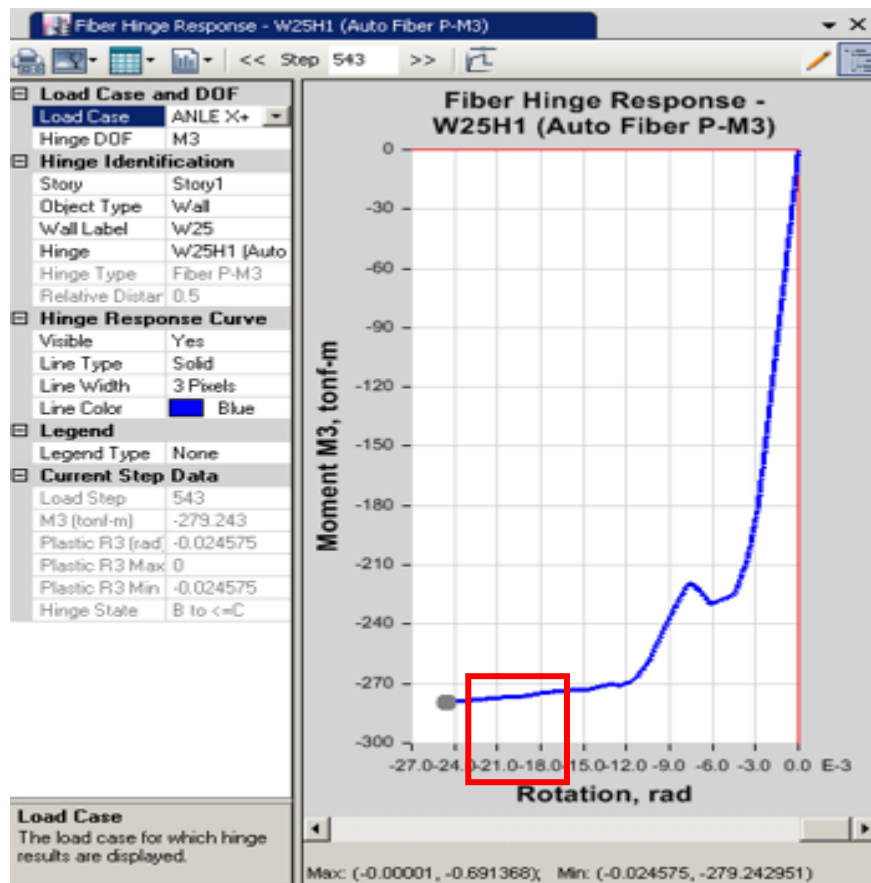
Nota. Se puede observar los puntos de colapsos indicados en la figura mediante el programa ETABS V 16.2.1.

Elaborado por: los autores

Asimismo, para la dirección X negativo se realiza en mismo procedimiento obteniendo un desplazamiento de 448 mm y una cortante 964.15 Tn. Tal como se observa en la figura 111.

Figura 111.

Punto de colapso para la placa en la dirección X-



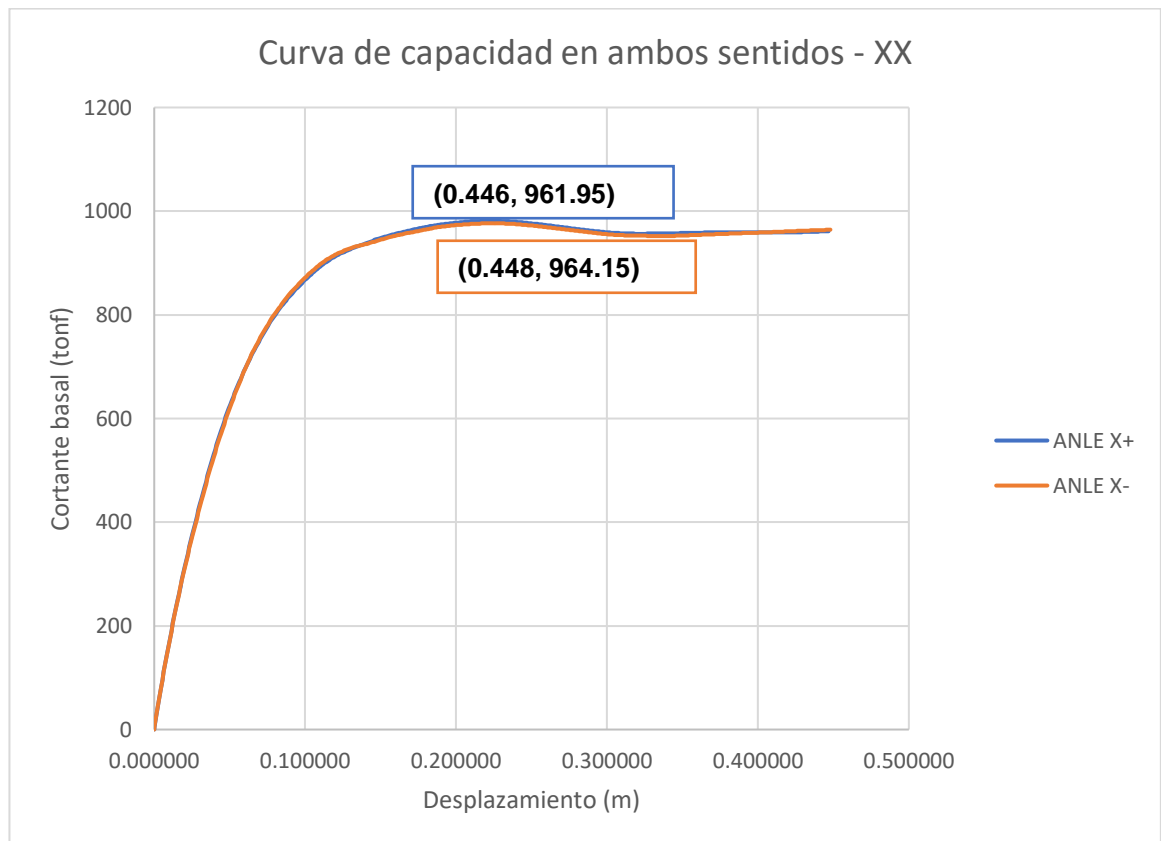
Nota. Se puede observar los puntos de colapsos indicados en la figura mediante el programa ETABS V 16.2.1.

Elaborado por: los autores

Se debe que elegir la curva de desempeño más desfavorable en cada dirección. Para la dirección X elegimos en X+ ya que tiene una menor rotación que la dirección X-. También se puede elegir la curva X+ porque este impone un límite de desplazamiento de la placa. Tal cual se muestra en figura 112.

Figura 112.

Curva de capacidad recortada de la placa en la dirección X+, X-.



Nota. Se puede ver las curvas para ambos sentidos de la dirección X

Elaborado por: los autores

5.1.3 Definición de máxima rotación para la dirección de YY.

Una vez identificado las placas con mayor rotación en el proyecto es necesario cotejar con los límites impuestos por el ASCE 41-17. Límites que se muestran en la figura 113. Para poder realizar los cálculos respectivos es necesario realizar una recolección de datos del modelo, tabla 12.

Tabla 12

Asignación de datos para el modelo en la dirección YY.

Acero a compresión $A_s = 33.54$ cm^2	Cortante máxima en la placa $V = 113900$ kg
Acero a tracción $A'_s = 22.72$ cm^2	Resistencia de concreto $f'_c = 280$ kg/cm^2
Límite de fluencia $f_y = 4200$ kg/cm^2	Espesor de placa $t_w = 30$ cm
Resistencia de concreto $f'_c = 280$ kg/cm^2	Longitud de placa $l_w = 265$ cm
Carga axial máxima $P = 179660$ kg	$\frac{(A_s - A'_s) * f_y E + P}{t_w l_w f'_c E} = 0.101$
Espesor de placa $t_w = 30$ cm	
Longitud de placa $l_w = 265$ cm	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c E}} = 3.225$

Elaborado por: los autores

Figura 113.

Parámetros de máxima rotación

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation ^a (radians)				
	a	b		Performance Level				
				IO	LS	CP		
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_y E + P}{t_w l_w \sqrt{f'_c E}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c E}}$	Confined Boundary ^b						
≤ 0.1	≤ 4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.030	0.015	0.70	0.002	0.030	0.015
≥ 0.25	≤ 4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004

Nota: Se muestra el desempeño según criterio de rotación

Fuente: ASCE-41, 2017

Mediante la tabla 12 ya que 0.1011 es mayor que 0.1 y menor que 0.25 elegimos las 2 filas marcadas para poder interpolar y encontrar un valor intermedio. Interpolamos para cada nivel desempeño dando como resultado las siguientes rotaciones máximas en la tabla 13.

Tabla 13

Interpolación en los niveles de desempeño en la dirección Y.

Cercano al colapso		Resguardo de vida		Ocupación inmediata	
1	0.02	1	0.015	1	0.005
0.1011	0.0199408	0.1011	0.015555	0.1011	0.0049852
0.25	0.012	0.25	0.09	0.25	0.003

Elaborado por: los autores

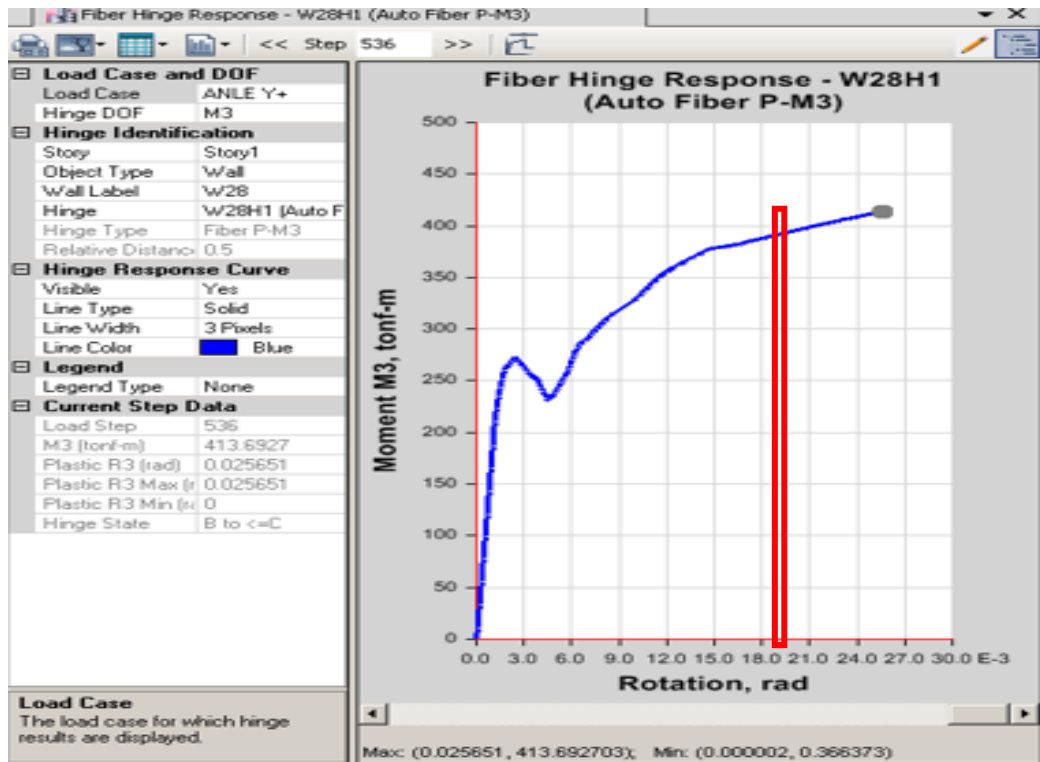
Para poder conocer el punto de colapso de la estructura es necesario guiarse con la rotación máxima para un nivel de desempeño cercano al colapso.

Para el proyecto se cumple que tanto para la dirección Y positiva e Y negativa la máxima rotación es aproximadamente de 19.94/1000. El siguiente paso es determinar qué desplazamiento genera una rotación máxima de 19.94/1000.

Como se pudo ver anteriormente se definió que cada step es 1 milímetro, mediante la figura se puede visualizar que para una rotación máxima 19.94/1000 se necesita 394 milímetros. Por lo tanto, el último punto de colapso para la estructura en la dirección de YY positivo se dará para un desplazamiento de 406 mm y una cortante 1098.98 tn tal como se muestra en la figura 114.

Figura 114.

Punto de colapso para la placa en la dirección Y+.



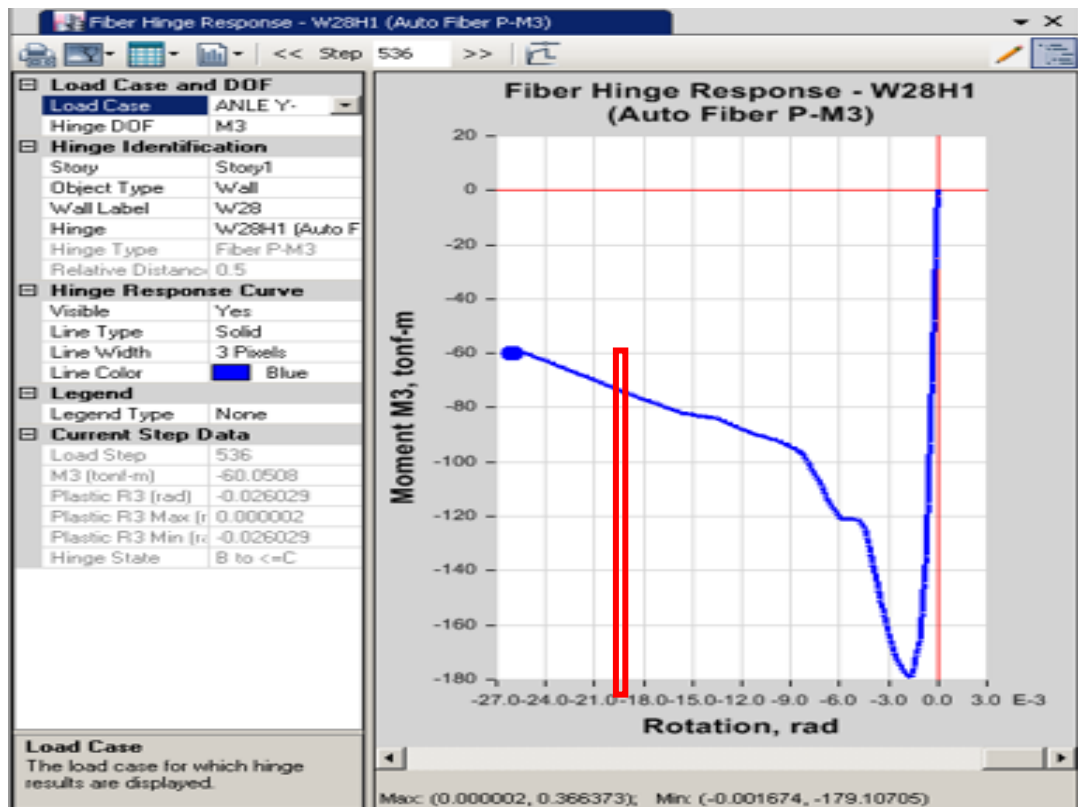
Nota. Se puede observar los puntos de colapsos indicados en la figura mediante el programa ETABS V 16.2.1.

Elaborado por: los autores

Asimismo, para la dirección Y negativo se realiza en mismo procedimiento obteniendo un desplazamiento de 406 mm y una cortante 1096.40 Tn. tal como se muestra en la figura 115.

Figura 115.

Punto de colapso para la placa en la dirección Y-.



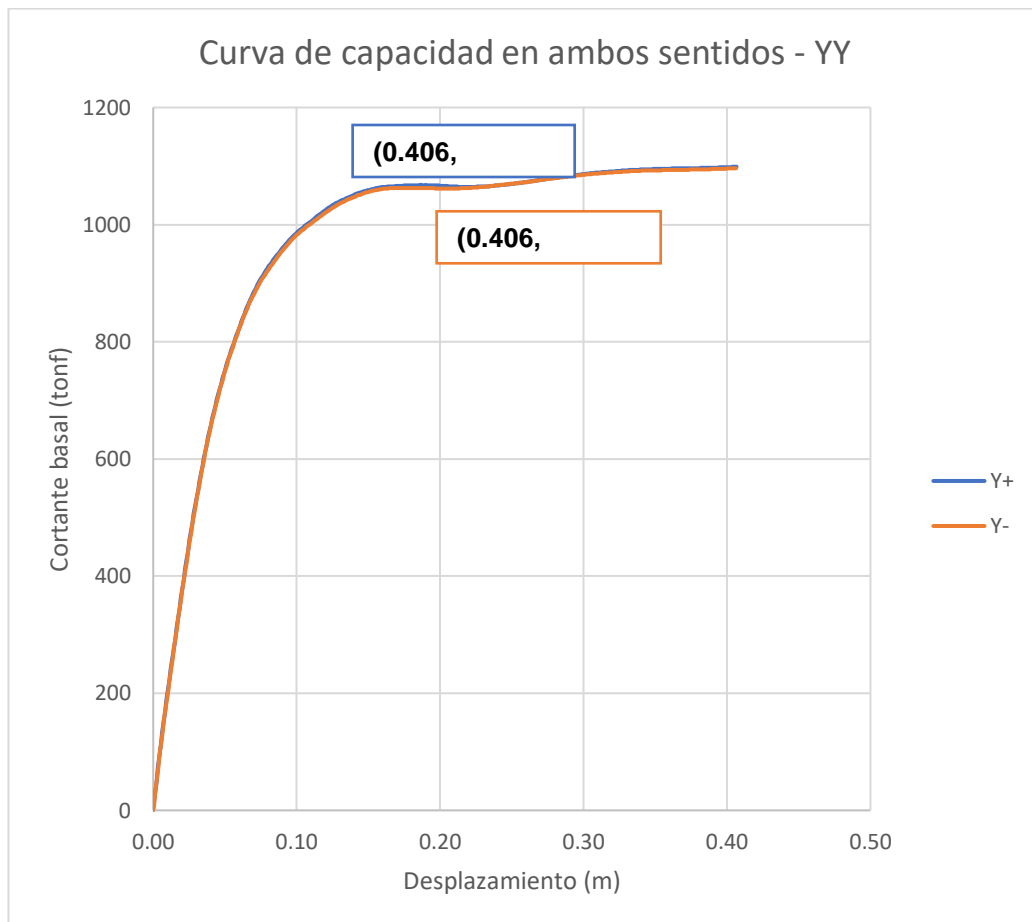
Nota. Se puede observar los puntos de colapsos indicados en la figura mediante el programa ETABS V 16.2.1.

Elaborado por: los autores

Se debe elegir la curva de desempeño más desfavorable en cada dirección. Para la dirección Y elegimos en Y- ya que tiene una menor resistencia que la dirección Y+. Tal cual se muestra en la figura 116.

Figura 116.

Curva de capacidad de la placa en la dirección YY+, YY-



Nota. Se puede ver las curvas para ambos sentidos de la dirección YY

Elaborado por: los autores

Hasta este punto ya se conoce la curva de capacidad y punto de colapso de la estructura. El siguiente paso es calcular el punto de desempeño.

5.1.4 Punto de desempeño según el ASCE 41-17

Para calcular el punto de desempeño de la estructura se realizará por el método de los coeficientes, figura 117.

Figura 117.

Fórmula del método de los coeficientes.

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

Coeficiente C0: Consiste en identificar si el edificio es de corte o de otro tipo.

Nota. Un edificio de corte tiene la singularidad de que a mayor altura la deriva decrece.

Fuente: ASCE-41, 2017

Al analizar la gráfica 118, se nota que la deriva crece y luego decrece por lo tanto no es un edificio basado en diseño por cortante. Por ello, se elige la segunda columna, demarcada con el cuadro rojo, de la tabla 14, otros edificios. El edificio del proyecto tiene 6 niveles porque es necesario una interpolación y esta se demuestra en la tabla 15.

Tabla 14

Valores de Factor de Modificación Co.

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

Note: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.

^a Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

Nota: Utilización de interpolación lineal para cálculos de valores intermedios.

Fuente: ASCE-41, 2017

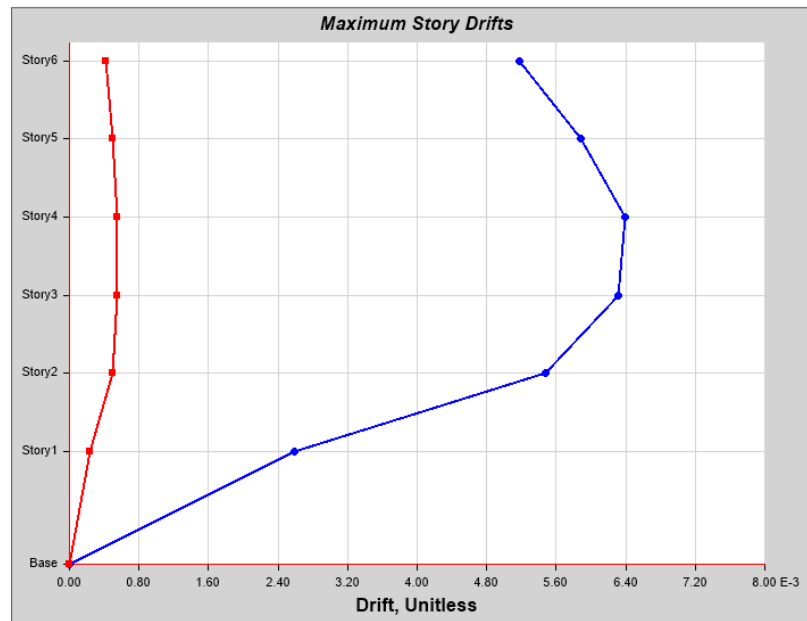
Tabla 15
Interpolación de coeficiente Co.

Coeficiente Co	
5	1.4
6	1.42
10	1.5

Elaborado por: los autores

Figura 118.

Máximas derivas por niveles.



Nota. Se muestra las máximas derivas que experimenta el edificio

Elaborado por: los autores

Coeficiente C1 es un factor que relaciona los desplazamientos inelásticos máximos que se esperan con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal y su fórmula se observa en la figura 119.

Figura 119.

Coeficiente relacionado con los desplazamientos inelásticos

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

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y} * C_m$$

Nota. Se puede apreciar la fórmula para calcular el factor C1.

Fuente: ASCE-41, 2017

“a” es un factor de tipo de suelo que según la norma americana ASCE 7-16 (2014) clasifica al suelo en 5 tipos como lo indica la figura 120.

Figura 120.

Clasificación de sitios.

Site Class	\bar{v}_s	\bar{N} or \bar{N}_{60}	\bar{s}_v
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50 blows/ft	>2,000 lb/ft ²
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50 blows/ft	1,000 to 2,000 lb/ft ²
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15 blows/ft	<1,000 lb/ft ²

Nota. Para el caso del proyecto se clasificó como suelo muy denso con roca blanda (Factor C)

Fuente: ASCE 7-16, 2014

De acuerdo con la normativa peruana se clasificaría como un suelo del tipo S₂, tal como se muestra en la figura 121.

Figura 121.

Clasificación de los perfiles del suelo.

Perfil	\bar{v}_s	\bar{N}_{60}	\bar{s}_v
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Nota. La diferencia numérica se debe al factor de conversión de unidades.

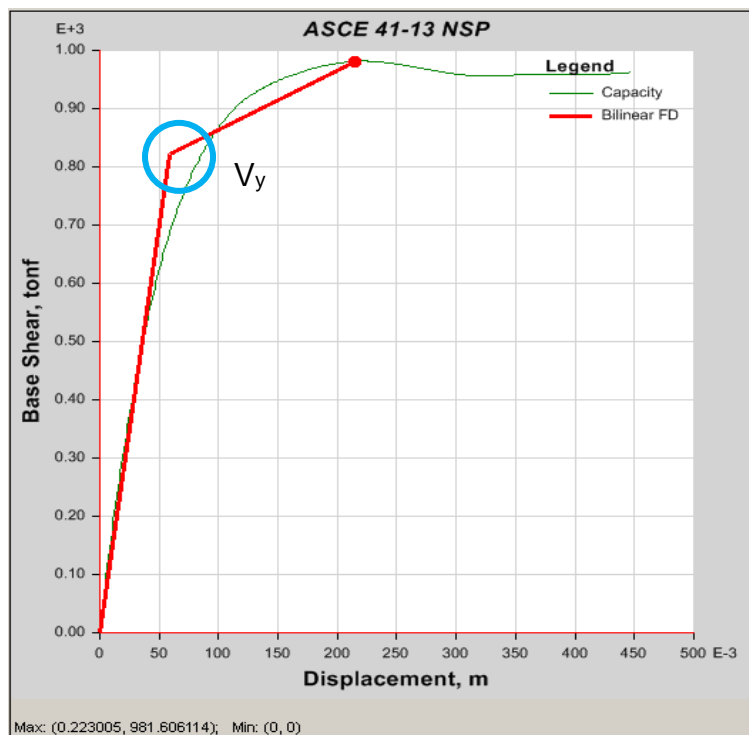
Fuente: RNE E 030, 2019

Con estos datos según el ASCE- 41 (2017) se puede indicar que para el proyecto le corresponde un valor de 90 por ser suelo intermedios.

La terminología V_y es la fuerza cortante de fluencia entre la zona lineal y no lineal tal como se muestra en la figura 122.

Figura 122.

Curva capacidad vs Bilinealidad.



Nota. Método del (ASCE- 41, 2017). Se señala en la figura el valor en el que la curva roja cambia bruscamente de pendiente

Elaborado por: los autores

En donde W es el peso sísmico 100% CM + 25% CV: 2821.29 ton y C_m : Coeficiente en función del número de pisos y la configuración estructural 0.80 como se aprecia en la tabla 16.

Tabla 16

Valores para el Coeficiente (Cm).

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Fuente: ASCE 41, 2017

- Te: Periodo efectivo en dirección en X es 0.570 s.
- Ti: Periodo del modo fundamental del análisis elástico dinámico en dirección X 0.545 s.
- Ki: Rigidez en el estado elástico (pendiente de la curva bilineal en el estado elástico) 16251.98 tn/m.
- Ke: Rigidez en el estado inelástico (pendiente de la curva bilineal en el estado inelástico) 13858.80 tn/m.
- Sa: Aceleración espectral elástica para un amortiguamiento crítico del concreto al 5% 1.54 g.
- Delta: Desplazamiento de la edificación 20.23 cm.

Este proceso se repite tanto para la dirección X e Y con la única diferencia que el valor con respecto de la aceleración espectral va a cambiar ya que el espectro elástico está en función del amortiguamiento del concreto. Para la presente investigación se toma valores de 5 y 2% ver tabla 17 y 18 respectivamente para la dirección X.

Tabla 17

Resumen para un amortiguamiento del concreto al 5% en dirección X.

Co	1.42	a	90.00
C1	1.11	te(seg)	0.57
ke(tonf/m)	13858.80	sa(g)	1.54
ki(tonf/m)	16251.98	Vy (tonf)	822.46
ti(seg)	0.545	W(tonf)	2821.29
C2	1.04	Cm	0.80
delta(cm)	20.23	Ustrength	4.214

Elaborado por: los autores

Tabla 18

Resumen para un amortiguamiento del concreto al 2% en dirección XX.

Co	1.42	a	90.00
C1	1.129	te(seg)	0.577
ke(tonf/m)	13565.648	sa(g)	1.884
ki(tonf/m)	16251.980	Vy (tonf)	876.151
ti(seg)	0.527	W(tonf)	2821.288
C2	1.037	Cm	0.80
delta(cm)	25.886	Ustrength	4.853

Elaborado por: los autores

Para la presente investigación se toma valores de 5 y 2% de la tabla 19 y 20 respectivamente para la dirección Y.

Tabla 19

Resumen para un amortiguamiento del concreto al 5% en dirección Y.

Co	1.42	a	90.00
C1	1.057	te(seg)	0.663
ke(tonf/m)	17313.187	sa(g)	1.396
ki(tonf/m)	28598.313	Vy (tonf)	962.317
ti(seg)	0.516	W(tonf)	2821.288
C2	1.015	Cm	0.80
delta(cm)	23.246	Ustrength	3.274

Elaborado por: los autores

Tabla 20

Resumen para un amortiguamiento del concreto al 2% en dirección Y.

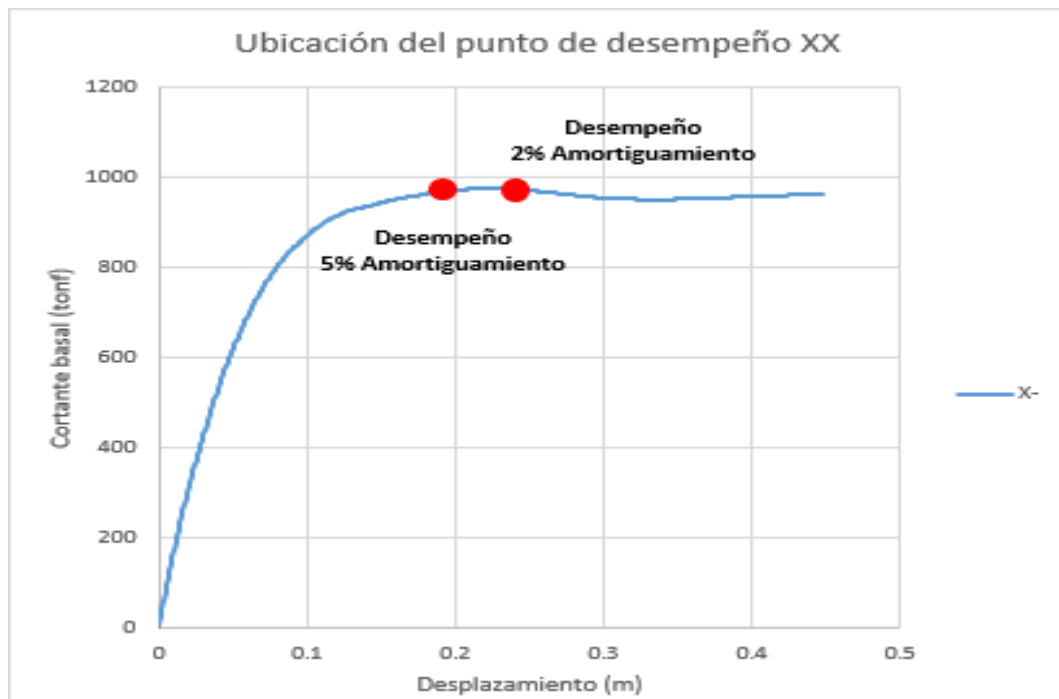
Co	1.42	a	90.00
C1	1.074	te(seg)	0.665
ke(tonf/m)	17208.075	sa(g)	1.713
ki(tonf/m)	28598.313	Vy (tonf)	977.060
ti(seg)	0.516	W(tonf)	2821.288
C2	1.025	Cm	0.80
delta(cm)	29.432	Ustrength	3.956

Elaborado por: los autores

Si se grafica estos desplazamientos para cada porcentaje de amortiguamiento del concreto en la curva de capacidad para cada dirección X e Y de la estructura se puede concluir en las siguientes figuras 123 y 124.

Figura 123.

Punto de desempeño en la dirección X.



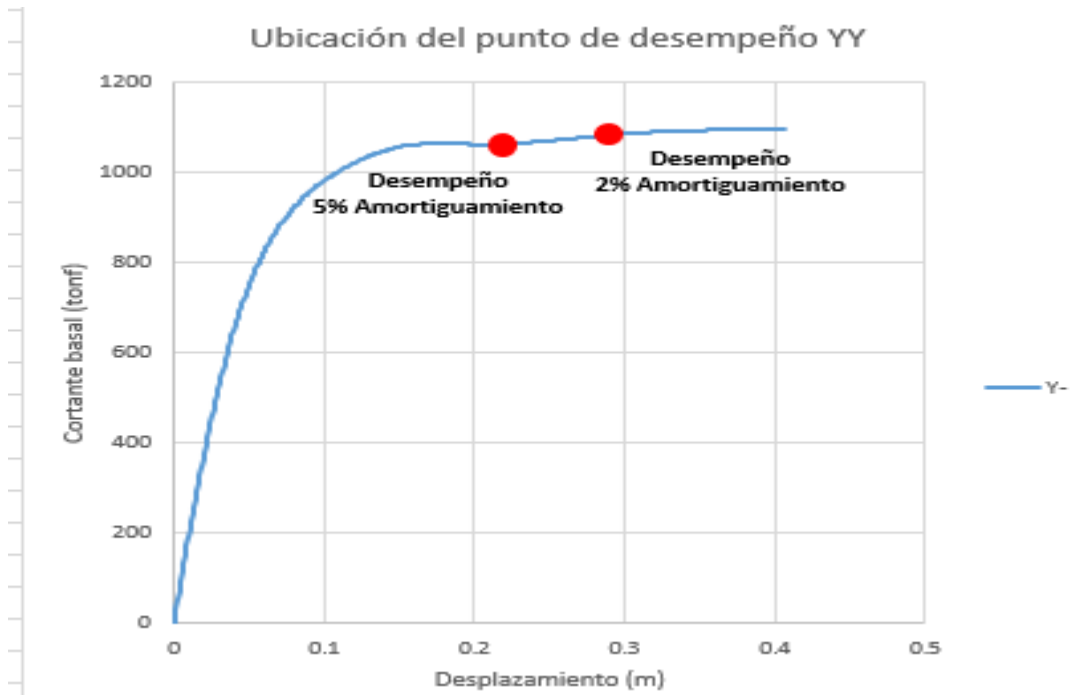
Nota. El punto de desempeño del amortiguamiento al 2% exige más a la estructura.

Elaborado por: los autores

En la figura 123, se puede observar que el punto de desempeño para un 2% de amortiguamiento de concreto está más cercano al punto de colapso de la estructura que un 5% de amortiguamiento. Los resultados indican que la estructura es más susceptible a desplazarse un poco más cotejando con los datos de la dirección Y, figura 124.

Figura 124.

Punto de desempeño en dirección Y.



Nota. El punto de desempeño del amortiguamiento al 2% exige más a la estructura.

Elaborado por: los autores

Es necesario analizar cuán importante es el estudio tanto práctico como teórico del amortiguamiento del concreto ya que hay incertidumbre en los resultados como se puede ver en las figuras 123 y 124. Así mismo, dependiendo principalmente de la configuración estructural es que esta variación de amortiguamiento puede ser más significativa cambiando así el nivel de desempeño de la edificación y su planteamiento estructural.

El siguiente objetivo es encontrar el desempeño cualitativo para cada dirección y amortiguamiento del concreto. Por el momento, se puede concluir en los siguientes resultados, mostrado en la tabla 21.

Tabla 21

Punto de desempeño para el 2% y 5% de amortiguamiento en la dirección X e Y.

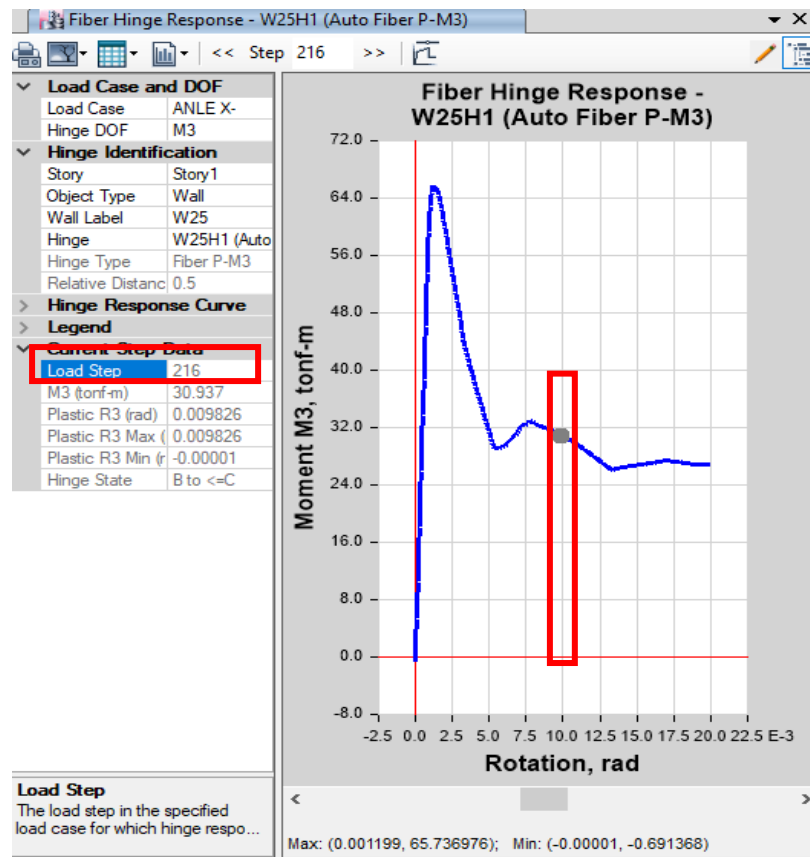
Dirección	Punto de desempeño	
	Amortiguamiento	Desplazamiento (cm)
XX	5%	21.58
	2%	25.89
YY	5%	23.25
	2%	29.43

Elaborado por: los autores

Como se mencionó anteriormente 1 step equivale a 1 mm; por lo tanto, si se redondea al superior entero 215.8 mm tendremos 216 mm para un amortiguamiento del 5% del concreto, en la dirección X, equivale a 216 step. Con este resultado se puede ir a la gráfica de momento-rotación y hallar su respectiva rotación para un 5% amortiguamiento (9.8/1000), figura 125.

Figura 125.

Rotación máxima de la placa crítica en la dirección X



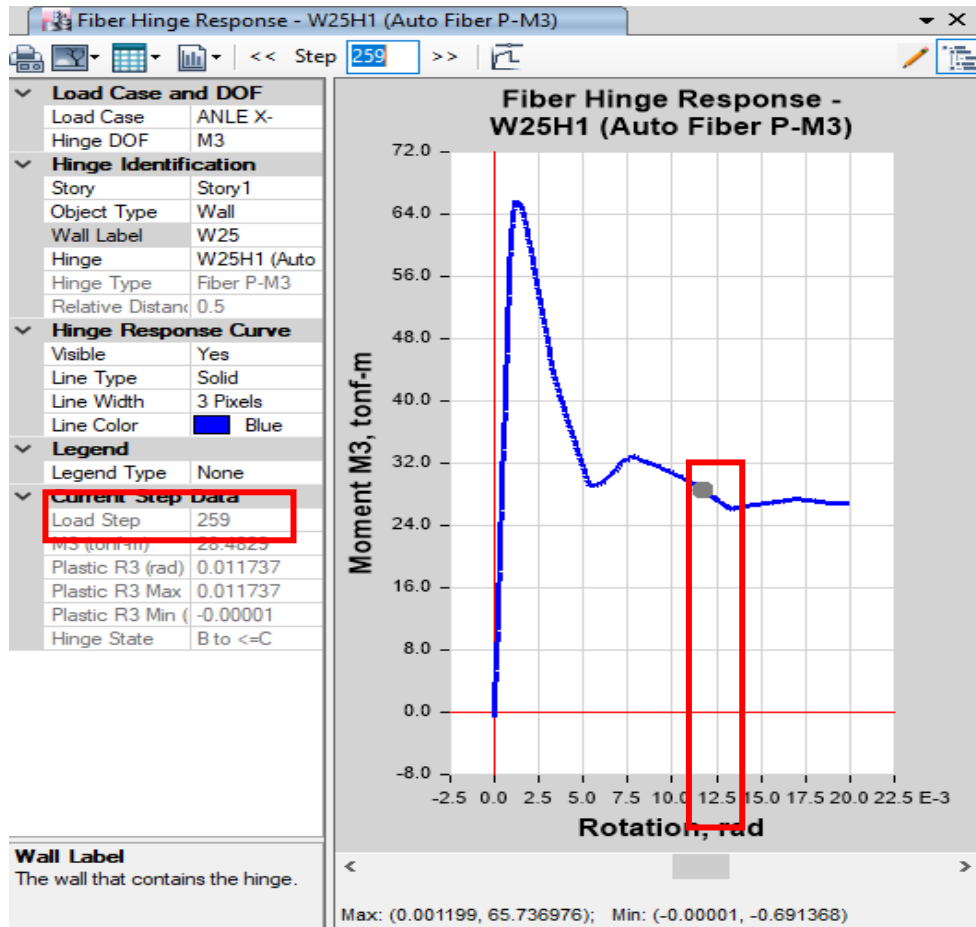
Nota. Resultado para un 5 % de amortiguamiento

Elaborado por: los autores

Con el resultado de la figura 126, en el cual se encuentra la gráfica de momento-rotación, se halla su respectiva rotación para un 2% amortiguamiento (11.74/1000).

Figura 126.

Rotación máxima de la placa crítica en la dirección X.



Nota. Se puede apreciar la rotación máxima de la placa crítica en 259 steps mediante el programa ETABS V 16.2.1.

Elaborado por: los autores

En la tabla 22 se realiza un resumen de los datos encontrados hasta el momento para poder concluir con el desempeño cualitativo.

Tabla 22

Punto de desempeño al 2 % y 5% de amortiguamiento en la dirección X.

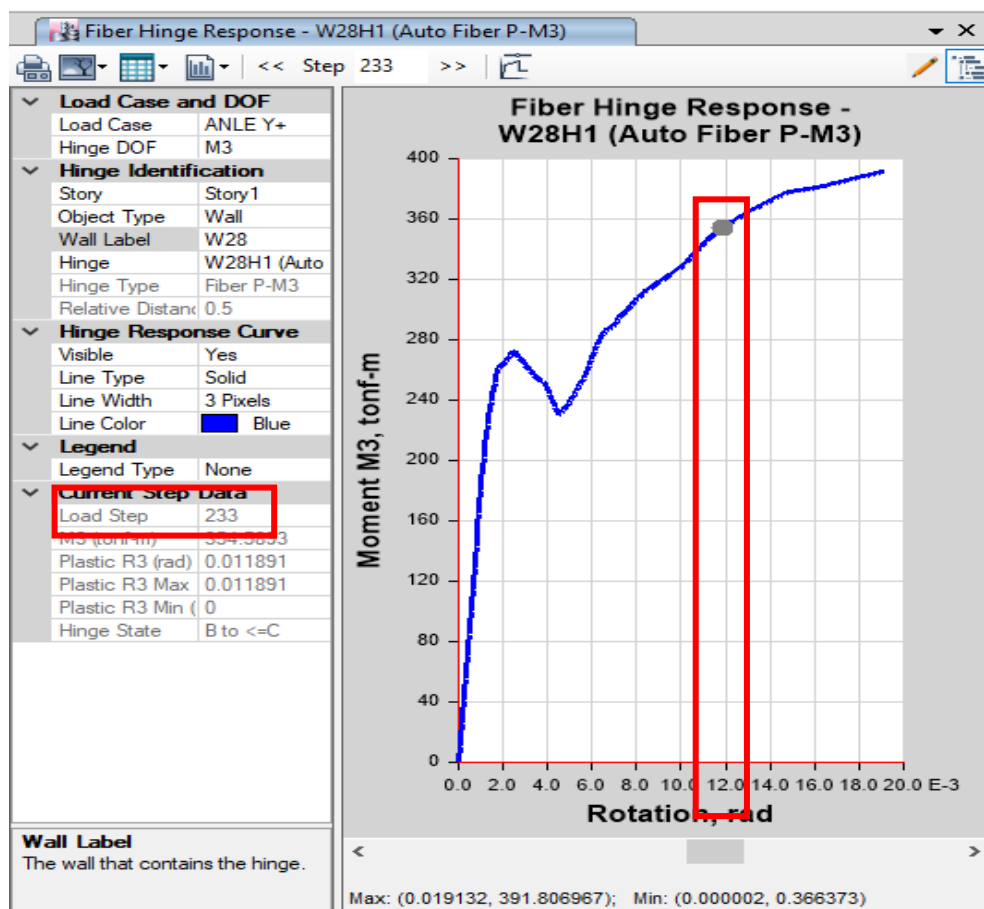
		Punto de desempeño		
Dirección	Amortiguamiento	Desplazamiento	Rotación Muro	Desempeño
XX	5%	21.58	9.8/1000	Ocupación inmediata
	2%	25.89	11.74/1000	Ocupación inmediata

Elaborado por: los autores

Ahora se revisa los resultados para la otra dirección ortogonal, en este caso Y. Como se mencionó anteriormente 1 step equivale a 1 mm; por lo tanto, si se redondea al superior entero 232.5 mm tendremos 233 mm para un amortiguamiento del 5% del concreto, en la dirección Y, equivale a 233 step. Con este resultado se puede ir a la gráfica de momento-rotación y hallar su respectiva rotación para un 5% amortiguamiento (11.89/1000), figura 127.

Figura 127.

Rotación máxima de la placa crítica en la dirección Y.



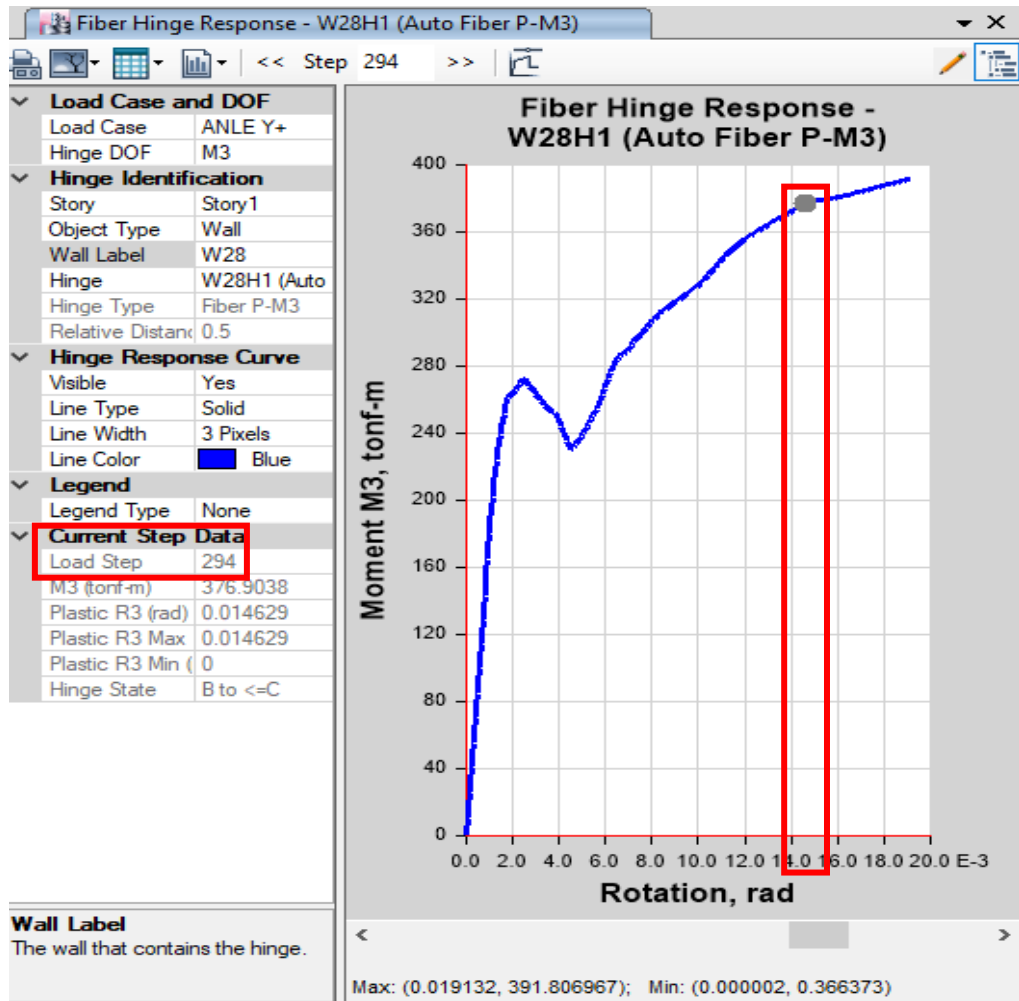
Nota. Se puede apreciar la rotación máxima de la placa crítica en 233 steps mediante el programa ETABS V 16.2.1.

Elaborado por: los autores

Con el resultado de la figura 128, en el cual se encuentra la gráfica de momento-rotación, se halla su respectiva rotación para un 2% amortiguamiento (14.63/1000).

Figura 128.

Rotación máxima de la placa crítica en la dirección Y.



Nota. Se puede apreciar la rotación máxima de la placa crítica en 294 steps mediante el programa ETABS V 16.2.1.

Elaborado por: los autores

En la tabla 23 se realiza un resumen de los datos encontrados hasta el momento para poder concluir con el desempeño cualitativo.

Tabla 23

Valores del punto de desempeño al 2 % y 5% de amortiguamiento en la dirección YY.

Dirección	Amortiguamiento	Punto de desempeño		
		Desplazamiento	Rotación Muro	Desempeño
YY	5%	23.25	11.89/1000	Ocupación inmediata
	2%	29.43	14.63/1000	Ocupación inmediata

Elaborado por: los autores

5.2 Resultados del análisis dinámico no lineal tiempo – historia (ADNL)

5.2.1 Comparación de resultados entre el ANLE Y ADNL en función del desplazamiento y amortiguamiento

Para poder comparar los valores entre un análisis no lineal estático (ANLE) y un análisis dinámico no lineal (ADNL) es necesario tomar un mismo punto de control. Para este caso se elige el mismo punto de control el cual se usó para el ANLE, el ultimo nivel Techo NP +24.15 y el join 42. En el anexo 2 se muestra las todas las graficas de las cuales se obtuvieron las tablas 24 y 25. En la primera columna se describe el años del sismo y su componente. En la segunda columna, se indica los valores máximos de desplazamiento del ADNL. En la tercera columna, se muestra valor numerico cuyo desplazamiento genera el desempeño indicado en el subcapitulo 4.3 Resultados en analisis no lineal estático especificamente en las tablas 22 y 23. Por último, en la cuarta fila se realiza la observacion si es que los valores son mayores o inferiores respecto a la tercera columna.

Tabla 24

Análisis respecto la variable desplazamiento

Amortiguamiento del concreto al 2%			
Sismo	ADNL (cm)	ANLE (cm)	Observación
1966 EW	0.4257	0.2596	Mayor
1966 NS	0.1995	0.2943	Menor
1970 EW	0.2686	0.2596	Mayor
1970 NS	0.3657	0.2943	Mayor
1974 EW	0.2358	0.2596	Menor
1974 NS	0.3973	0.2943	Mayor

Elaborado por: los autores

Tabla 25

Análisis respecto la variable desplazamiento

Amortiguamiento del concreto al 5%			
Sismo	ADNL (cm)	ANLE (cm)	Observación
1966 EW	0.2086	0.2023	Mayor
1966 NS	0.1501	0.2325	Menor
1970 EW	0.2262	0.2023	Mayor
1970 NS	0.2939	0.2325	Mayor
1974 EW	0.1517	0.2023	Menor
1974 NS	0.2228	0.2325	Menor

Elaborado por: los autores

Si se realiza un análisis dinámico no lineal ADNL es para comparar cuán confiables son los datos que proporciona un análisis pushover para este tipo de edificaciones. También se tiene en cuenta las recomendaciones que indica en ASCE 41-17. Además, ya que es un trabajo de investigación es justificado la rigurosidad con lo cual se tratan los datos. Cuando se analiza las tablas 24 Y 25 o las gráficas en el anexo 2 de manera visual cotejando una con otra, amortiguamiento y año del sismo, se concluye que para la variable desplazamiento el rango de resultados está dentro del de nivel de desempeño proporcionada por el análisis pushover para ambas direcciones, ocupación inmediata. Por otro lado, se puede ver que hay instantes de tiempo en los cuales sobrepasa o iguala el nivel de desempeño hallada mediante el análisis no lineal estático, pero en cuestión de porcentajes son mínimos estos eventos. Se debe indicar que estos resultados son para una edificación casi regular por lo que se deja la posibilidad para una investigación para estructuras más irregulares como las que se construyen actualmente.

5.2.2 Comparación de resultados entre el ANLE Y ADNL en función de la cortante y amortiguamiento

Para poder comparar los valores entre un análisis no lineal estático (ANLE) y un análisis dinámico no lineal (ADNL) es necesario tomar un mismo punto de control. Para este caso se elige el mismo punto de control el cual se usó para el ANLE, el ultimo nivel Techo NP +24.15 y el join 42. En el anexo 3 se muestra las todas las graficas de las cuales se obtuvieron las tablas 26 y 27. En la primera columna se describe el años del sismo y su componente. En la segunda columna, se indica los valores máximos de desplazamiento del ADNL. En la tercera columna, se muestra valor numerico cuyo cortante genera el desempeño indicado en el subcapitulo 4.3 Resultados en analisis no lineal estático especificamente en las tablas 22 y 23. Por ultimo, en la cuarta fila se realiza la observacion si es que los valores son mayores o inferiores respecto a la tercera columna.

Tabla 26

Análisis respecto la variable cortante basal

Amortiguamiento del concreto al 2%			
Sismo	ADNL (cm)	ANLE (cm)	Observación
1966 EW	1855.87	969.02	Mayor
1966 NS	1539.22	1083.67	Mayor
1970 EW	1692.54	969.02	Mayor
1970 NS	1632.06	1083.67	Mayor
1974 EW	1186.56	969.02	Mayor
1974 NS	1556.46	1083.67	Mayor

Elaborado por: los autores

Tabla 27

Análisis respecto la variable cortante basal

Amortiguamiento del concreto al 5%			
Sismo	ADNL (cm)	ANLE (cm)	Observación
1966 EW	1182.39	973.48	Mayor
1966 NS	1118.6	1065.31	Mayor
1970 EW	1192.99	973.48	Mayor
1970 NS	1430	1065.31	Mayor
1974 EW	1258.49	973.48	Mayor
1974 NS	1448.14	1065.31	Mayor

Elaborado por: los autores

Siguiendo el mismo criterio de comparación con la variable desplazamiento ahora se realizará lo mismo con la variable cortante. Cuando se analiza las tablas 26 y 27 o las gráficas en el anexo 3 de manera visual cotejando una con otra, amortiguamiento y año del sismo, se concluye que, para la variable cortante, el rango de resultados está en el límite o por encima del nivel de desempeño proporcionada por el análisis pushover para ambas direcciones en mayor cantidad si comparamos con la variable desplazamiento. Si se analiza muy bien el desempeño de la edificación para la dirección YY está al límite de 15/1000, ocupación inmediata; por lo tanto, es de esperar que sobrepase ese nivel de desempeño, seguridad de vida. La configuración estructural de la edificación investigada es casi regular tanto en planta como en altura. Si este cambio del nivel de desempeño se presente en edificaciones con las características mencionadas anteriormente, hay una gran probabilidad que en edificaciones irregulares el cambio de desempeño se presente con mayor frecuencia, por lo que significaría una reformulación de la configuración estructural.

Queda como una línea de investigación alterna la confiabilidad numérica o estadística sobre el nivel de desempeño para edificaciones regulares e irregulares.

5.2.3 Estimación del desempeño global de la edificación.

5.2.3.1 Elección de fuerza cortante máximo y desplazamiento máximo

Según la (RNE E 030, 2019), indica que si se analiza con tres registros sísmicos con sus respectivas componentes E-W y N-S el valor de la cortante y desplazamiento máximo será el mayor de los tres registros: $V_{max}= 1258.50$ tn y $D_{max}= 0.2262$ m en la dirección X, tal como se demuestra en la tabla 28.

Tabla 28

Cortante y desplazamiento máximo al 5% en dirección X.

Registro	Cortante (tn)	Desplazamiento (m)
ADNL 1966	1182.386	0.208643
ADNL 1970	1192.996	0.226151
ADNL 1974	1258.495	0.151719

Elaborado por: los autores

Según la (RNE E 030, 2019), indica que si se analiza con tres registros sísmicos con sus respectivas componentes E-W y N-S el valor de la cortante y desplazamiento máximo será el mayor de los tres registros: $V_{max}= 1448.14$ tn y $D_{max}= 0.2939$ m en la dirección Y, tal como se demuestra en la tabla 29.

Tabla 29

Cortante y desplazamiento máximo al 5% en dirección Y.

Registro	Cortante (tn)	Desplazamiento (m)
ADNL 1966	1118.596	0.15014
ADNL 1970	1430.070	0.2939
ADNL 1974	1448.143	0.222763

Elaborado por: los autores

Según la (RNE E 030, 2019), indica que si se analiza con tres registros sísmicos con sus respectivas componentes E-W y N-S el valor de la cortante y desplazamiento máximo será el mayor de los tres registros: $V_{max}= 1632.06$ tn y $D_{max}= 0.3973$ m en la dirección X, tal como se demuestra en la tabla 30.

Tabla 30

Cortante y desplazamiento máximo al 2% en dirección X.

Registro	Cortante (tn)	Desplazamiento (m)
ADNL 1966	1539.224	0.199493
ADNL 1970	1632.056	0.36568
ADNL 1974	1556.462	0.397282

Elaborado por: los autores

Según la (RNE E 030, 2019), indica que si se analiza con tres registros sísmicos con sus respectivas componentes E-W y N-S el valor de la cortante y desplazamiento máximo será el mayor de los tres registros: $V_{max}= 1855.87$ tn y $D_{max}= 0.4257$ m en la dirección Y, tal como se demuestra en la tabla 31.

Tabla 31

Cortante y desplazamiento máximo al 2% en dirección Y.

Registro	Cortante (tn)	Desplazamiento (m)
ADNL 1966	1855.867	0.425735
ADNL 1970	1692.539	0.26857
ADNL 1974	1186.566	0.235807

Elaborado por: los autores

5.2.3.2 Elección de las derivas máximas

Con la elección de los desplazamientos y cortantes máximas se puede identificar el instante de tiempo en el que se producen dichos resultados.

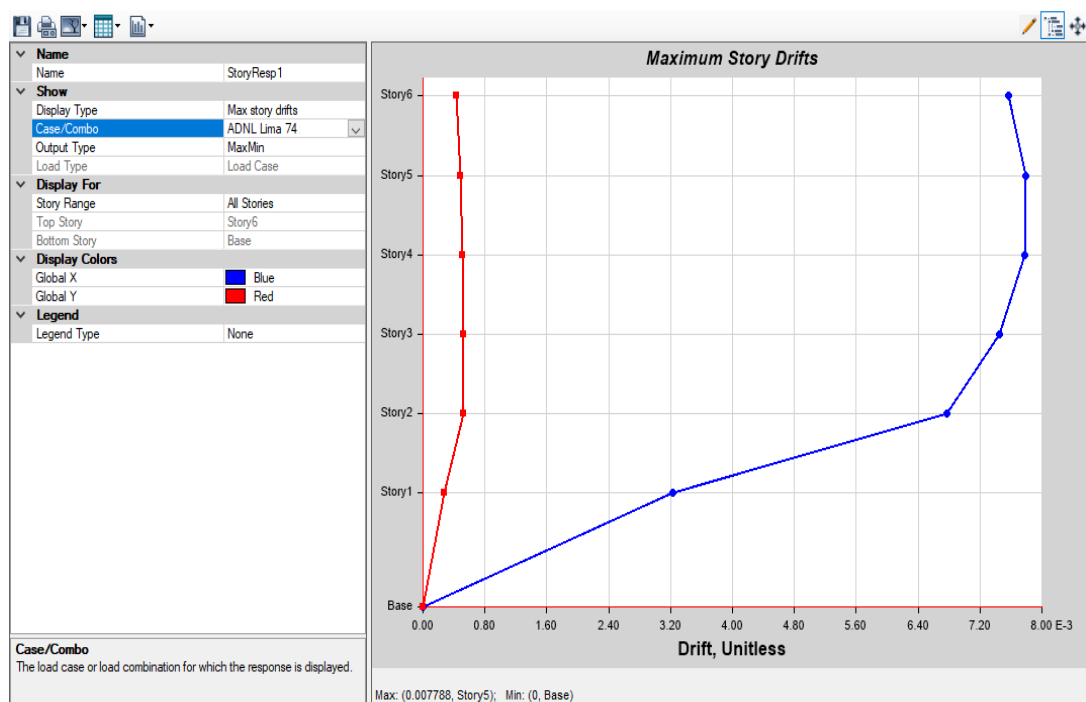
El primer método, es verificar manualmente las derivas de entre piso con los instantes de tiempo que generan los mayores resultados tanto en cuanto a derivas de entre piso. Por ejemplo, el sismo de Lima en 1966 tiene una duración, luego de ser procesado, de 11.9 segundos, gráfica del anexo 2 a). Esta gráfica dispone de 596 puntos como se vio en apartado 4.2.3.4. Por el primer método, se debería evaluar cada uno de los 596 puntos o los 11.9 segundos y tabular los

resultados de la deriva. El procedimiento es similar para los demás casos de sismo. Por último, se debe filtrar los casos más críticos y así se obtiene las derivas máximas.

Para el segundo procedimiento es que el software elija el máximo valor de drift de entrepiso por cada caso de sismo. Se optará por el segundo camino ya que conlleva menos tiempo de procesamiento de datos. Se muestra en las figuras 129 y 130 el grafico de distorsión de entrepiso. Para estas imágenes se considera el análisis en dirección X y Y según el sismo de 1974 se obtienen las derivas de 7.788/1000 y 11.13/1000 respectivamente.

Figura 129.

Elección de la deriva máxima al 5% de amortiguamiento dirección X.

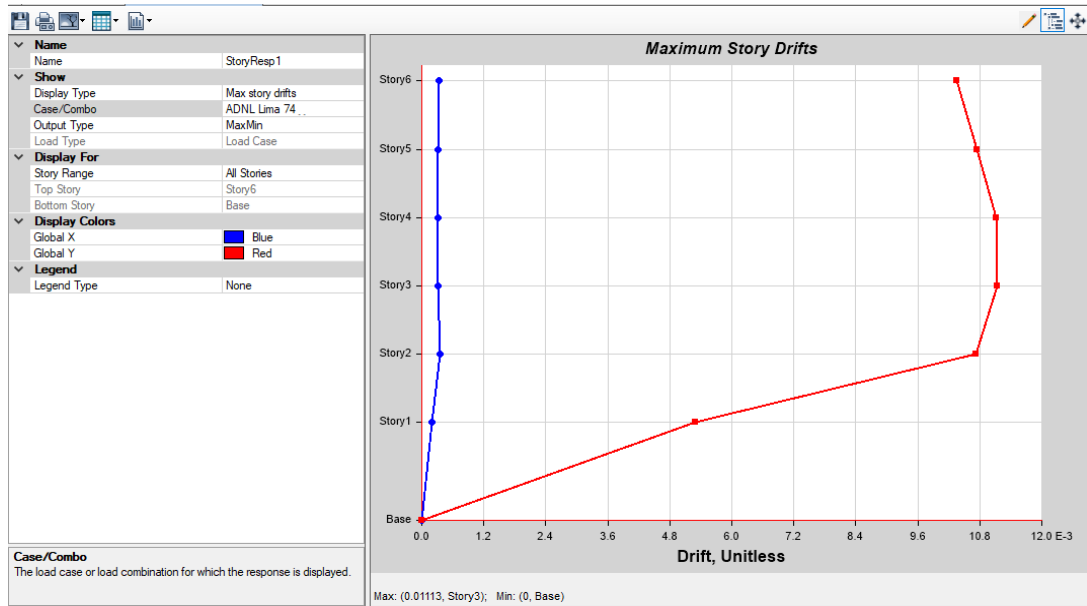


Nota. El software ETABS V 16.2.1 proporciona la deriva máxima de entre todos los sismos.

Elaborado por: los autores

Figura 130.

Elección de la deriva máxima al 5% de amortiguamiento dirección Y.



Nota. El software ETABS V 16.2.1 proporciona la deriva máxima de entre todos los sismos.

Elaborado por: los autores

Los resultados para esta etapa se comparan con la norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente ya que los datos están analizados a un 5% de amortiguamiento del concreto. Esta norma indica que cuando se realiza un análisis tiempo historia las derivas de entrepiso no deberían exceder en 1.25 veces la derivas ya conocidas para un análisis estructural lineal, reflejadas en la tabla 32. Como la edificación es de concreto armado sus derivas de entrepiso no deberían ser mayores a 8.75/1000. Como se puede observar, en la dirección X está dentro del rango ya que 7.788/1000 es menor que 8.750/1000.

Tabla 32

Margen de distorsión de entre piso.

Límites para la distorsión del entrepiso Según la norma técnica E.030		
Material Predominante	Drift	1.25*Drift
Concreto armado	0.007	0.00875
Acero	0.010	0.01250
albañilería	0.005	0.00625
Madera	0.100	0.12500
Muros de ductilidad limitada	0.005	0.00625

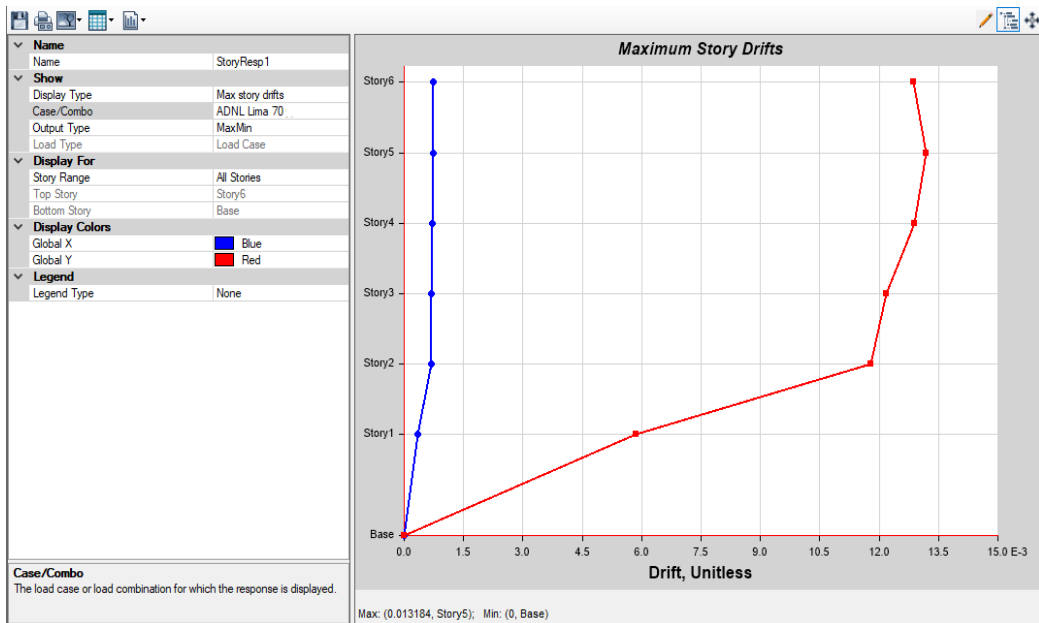
Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019

Para la dirección Y esta condición ya no se cumple, ya que $11.13/1000$ es mayor que $8.750/1000$. Desde este punto de vista, se puede ver que la edificación no concuerda con el criterio de deformación de entre piso que exige la norma. De acuerdo con los datos proporcionados se puede emitir un informe para sugerir el reforzamiento de la estructura para una futura etapa. Además, se sugiere que para estructuras con acumulación masiva de individuos no solo sea suficiente un análisis dinámico modal espectral si no que se exija análisis estructurales más exhaustivos.

Continuando con el mismo criterio de comparación, se muestran las figuras 131 y 132. Para estas 2 imágenes se considera la dirección principal X y Y con 2% de amortiguamiento, según el sismo de 1970 Y 1966 resultan las derivas de $13.184/1000$ y $22.058/1000$ respectivamente.

Figura 131.

Elección de la deriva máxima al 2% de amortiguamiento dirección X.

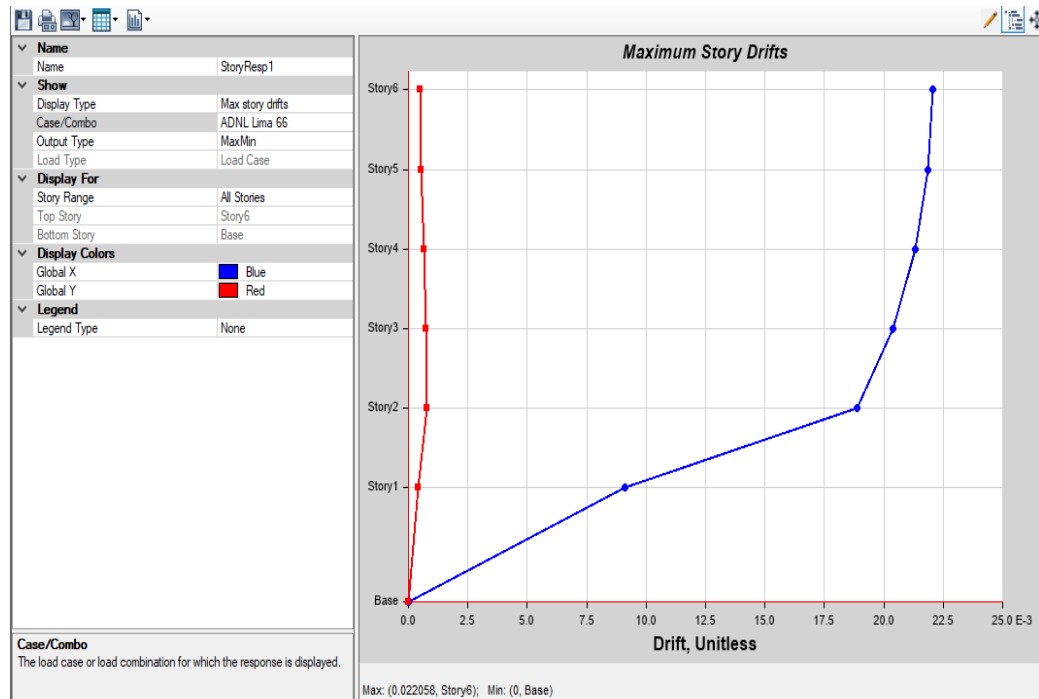


Nota. El software ETABS V 16.2.1 proporciona la deriva máxima de entre todos los sismos.

Elaborado por: los autores

Figura 132.

Elección de la deriva máxima al 2% de amortiguamiento dirección Y.



Nota. El software ETABS V 16.2.1 proporciona la deriva máxima de entre todos los sismos.

Elaborado por: los autores

Si verificamos los drift de entre piso para un amortiguamiento del 2% de las figuras 131 y 132 con mucha seguridad se afirma que serán mayores que un amortiguamiento de 5% ya que este análisis tiene mayores desplazamientos y fuerzas cortantes. Para tener una visión más amplia de la edificación, optaremos por los criterios de niveles de desempeño justificado por el Hazus mediante el criterio de las distorsiones de entre piso.

5.2.3.3 Estimación del desempeño según Hazus

En la tabla 33 se realiza un resumen de las derivas máximas para cada tipo de amortiguamiento. Así mismo, se realiza una comparación con los datos proporcionados por la figura 54 que se presenta en el capítulo de marco teórico, los cuales ya fueron explicados.

Tabla 33

Niveles de desempeño bajo amortiguamientos del 2% y 5% en la dirección X.

	X	Límite de daño mediante derivas		Desempeño
2%	13.184/1000	5.6/1000	15.4/1000	Moderado que tiende a Extensivo
5%	7.788/1000	5.6/1000	15.4/1000	Moderado que tiende a Extensivo

Elaborado por: los autores

En términos del ASCE 41-17, la edificación con un amortiguamiento al 2% se encontraría en un estado de daño de Ocupación Inmediata que tiende a Seguridad de Vida. La definición física en cuanto a daños se puede encontrar en el capítulo del marco teórico. Análogamente para un amortiguamiento del 5% se puede afirmar que se encuentra en un estado de daño de Ocupación Inmediata que tiende a Seguridad de Vida. Según el manual de Hazus físicamente la edificación podría presentar agrietamientos en sus elementos estructurales, pero se mantiene la seguridad de los habitantes. A pesar de que hay una variación porcentual de aproximadamente del 70% en la variable de derivas de entre piso esta no sufre un cambio en el estado de desempeño. Al realizar la comparación de resultados entre las fuerzas cortantes de un análisis dinámico

no lineal y pushover, respecto a su punto de desempeño, se puede comprobar que excede en un 30% con respecto al pushover o en aproximadamente en 290 tn.

En la tabla 34 se realiza un resumen de las derivas máximas para cada tipo de amortiguamiento. Así mismo, se realiza una comparación con los datos proporcionados por la figura 54 que se presenta en el capítulo de marco teórico, los cuales ya fueron explicados.

Tabla 34

Niveles de desempeño bajo amortiguamientos del 2% y 5% en la dirección Y.

	Y	Límite de daño mediante derivas		Desempeño
2%	22.058/1000	15.4/1000	40/1000	Extensivo que tiende a Completo
5%	11.13/1000	5.6/1000	15.4/1000	Moderado que tiene a Extensivo

Elaborado por: los autores

En términos del ASCE 41-17 la edificación con un amortiguamiento al 5% se encontraría en un estado de daño Moderado que tiende a Extensivo. La definición física en cuanto a daños se puede encontrar en el capítulo del marco teórico. Análogamente para un amortiguamiento del 2% se puede afirmar que se encuentra en un estado de daño de Extensivo que tiende a Colapso. Según Hazus físicamente la edificación presenta un fallo en sus elementos estructurales, llegando agotar la capacidad de resistencia de la edificación. Hay una variación porcentual de aproximadamente del 98% en la variable de derivas de entre piso y como se puede apreciar sufre un cambio en el estado de desempeño, tal como se concluye en la tabla 34. Al realizar la comparación de resultados entre las fuerzas cortantes de un análisis dinámico no lineal y pushover, respecto al punto de desempeño, se puede comprobar que excede en un 36% con respecto al pushover o en aproximadamente en 382.83 tn.

Respecto a los datos obtenidos ¿Cuán confiable son los datos del pushover en comparación a un análisis dinámico no lineal? Para poder responder esta pregunta se tendría que realizar un

análisis estadístico de un conjunto de edificaciones representativas tanto regulares e irregulares que muestre si existe una relación entre los resultados de un análisis dinámico no lineal y un análisis estático no lineal. Por lo tanto, esto generaría una nueva línea de investigación que puede desarrollarse por estudiantes de la universidad con dirección académica de un especialista en el tema.

5.2.4 Análisis de la ductilidad mediante la variable amortiguamiento

5.2.4.1 Ductilidad de demanda y colapso para un amortiguamiento del 5%

Para poder analizar la ductilidad de la edificación es necesario los desplazamientos máximos que generaron los diferentes sismos y elegir la más crítica, tabla 35. Posterior a esto, se presenta la curva de capacidad de la edificación de un análisis pushover indicando los 3 puntos notables de la gráfica para un análisis de ductilidad: deformación de fluencia, inelástica y colapso de derecha a izquierda en ese orden respectivamente. Para poder hallar tanto la ductilidad de demanda y de colapso, aproximadamente, es indispensable superponer el desplazamiento máximo, punto rojo, en la curva capacidad tal como se muestra en la figura 133.

Tabla 35

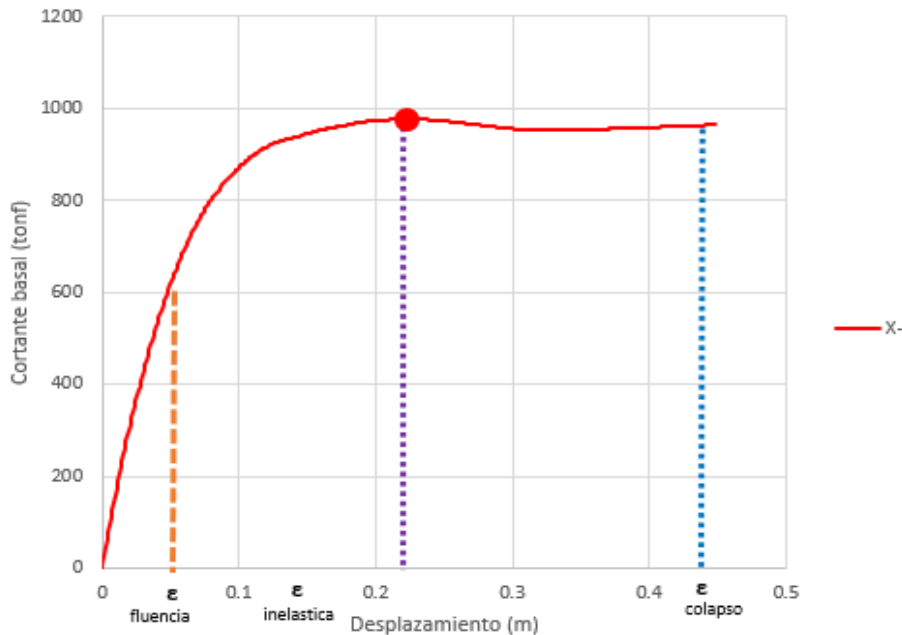
Desplazamientos máximos en la dirección X.

Sismo	Des. (m)
1966 X	0.2086
1970 X	0.2262
1974 X	0.1517

Elaborado por: los autores

Figura 133.

Puntos notables en la curva de capacidad en la dirección X.



Nota. Se puede visualizar la curva de capacidad intersecado por el desplazamiento máximos.

Elaborado por: los autores

En el capítulo de marco teórico, se afirma que mientras la deformación inelástica esté dentro del área como es en la figura 133 o no supere a la deformación de colapso la edificación no colapsará. Gráficamente se puede analizar que no sucederá ese fenómeno. Analíticamente se demuestra con la tabla 36.

Tabla 36

Ductilidad de colapso y ductilidad de demanda en la dirección X.

Tipo		Deformación (m)	Resultados
Ductilidad de Colapso	$\epsilon_{Colapso}$	0.440	
	$\epsilon_{Fluencia}$	0.049	8.92
Ductilidad de Demanda	$\epsilon_{Inelastica}$	0.226	
	$\epsilon_{Fluencia}$	0.049	4.59

Elaborado por: los autores

Al analizar analíticamente estos datos lo importante es que la ductilidad de colapso sea menor a la ductilidad de

demanda. Con estos datos de la tabla 36, se confirma que, para las características de sismo, la zona y de edificación; la ductilidad de colapso es mayor que la ductilidad de demanda.

A continuación, se presenta los resultados de desplazamiento para la dirección Y para un 5% de amortiguamiento, tabla 37. La interpretación de datos es el mismo para los demás casos.

Tabla 37

Desplazamientos máximos en la dirección Y.

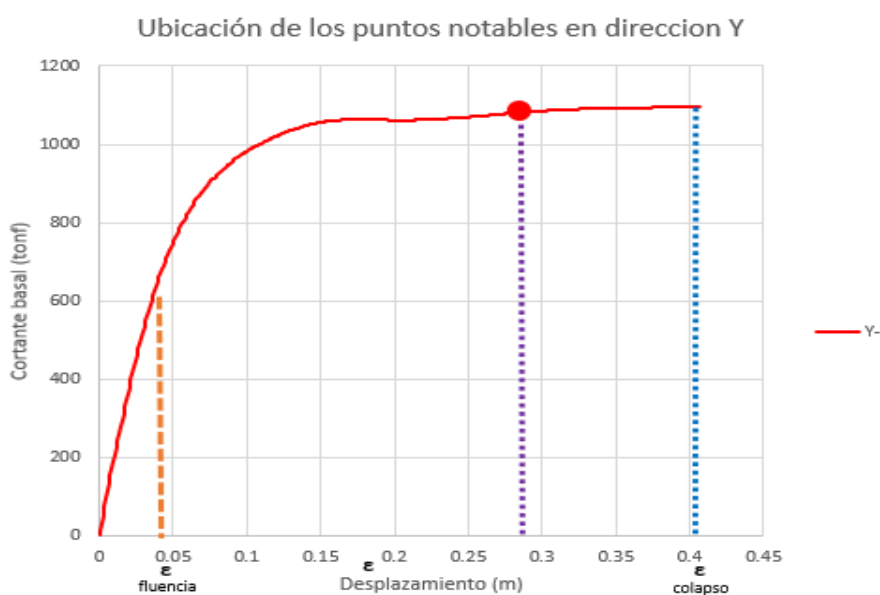
Sismo	Des. (m)
1966 Y	0.1501
1970 Y	0.2939
1974 Y	0.2228

Elaborado por: los autores

Se debe tener en cuenta que mientras la deformación inelástica esté dentro del área de la figura 134 o no supere a la deformación de colapso la edificación no colapsará. Gráficamente se puede analizar que no sucederá ese fenómeno. Analíticamente se demuestra con la tabla 38.

Figura 134.

Puntos notables en la curva de capacidad en la dirección Y.



Nota. Se puede visualizar la curva de capacidad por encima de los desplazamientos máximos.

Elaborado por: los autores

Tabla 38

Ductilidad de colapso y ductilidad de demanda en la dirección Y.

Tipo		Deformación (m)	Resultados
Ductilidad de	$\epsilon_{Colapso}$	0.400	
Colapso	$\epsilon_{Fluencia}$	0.037	10.81
Ductilidad de	$\epsilon_{Inelastica}$	0.294	
Demanda	$\epsilon_{Fluencia}$	0.037	7.86

Elaborado por: los autores

Con estos datos de la tabla 38, se puede afirmar que para las características sismo, de la zona y de edificación; la ductilidad de colapso es mayor que la ductilidad de demanda.

5.2.4.2 Ductilidad de demanda y colapso para un amortiguamiento del 2%

El análisis es similar se necesita los desplazamientos máximos que generaron los diferentes sismos y elegir la más crítica, tabla 39. Posterior a ello, se presenta la curva de capacidad de la edificación de un análisis pushover indicando los 3 puntos notables de la gráfica para un análisis de ductilidad: deformación de fluencia, inelástica y colapso de derecha a izquierda en ese orden respectivamente, figura 135.

Tabla 39

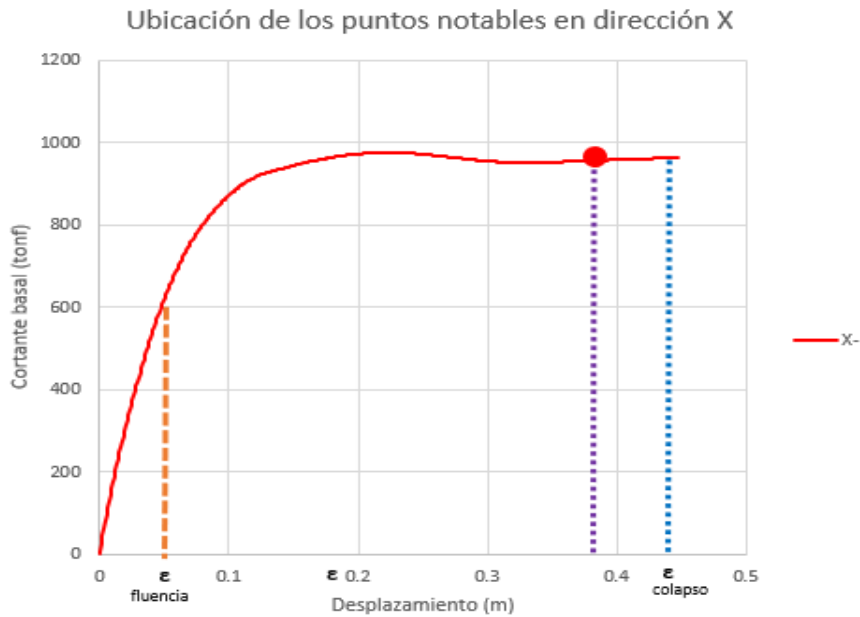
Desplazamientos máximos en la dirección X.

Sismo	Des. (m)
1966 X	0.1995
1970 X	0.3657
1974 X	0.3973

Elaborado por: los autores

Figura 135.

Puntos notables en la curva de capacidad en la dirección X.



Nota. Se puede visualizar la curva de capacidad por encima de los desplazamientos máximos.

Elaborado por: los autores

Con estos datos de la tabla 40, se afirma que para las características sismo, de la zona y de edificación; la ductilidad de colapso es mayor que la ductilidad de demanda; sin embargo, se aprecia que los resultados tienen una distancia más corta.

Tabla 40

Ductilidad de colapso y ductilidad de demanda en la dirección X.

Tipo	Deformación (m)	Resultados
Ductilidad de Colapso	$\epsilon_{Colapso}$ 0.440	8.92
Ductilidad de Demanda	$\epsilon_{Fluencia}$ 0.049	
Ductilidad de Demanda	$\epsilon_{Inelastica}$ 0.397	8.06
Ductilidad de Colapso	$\epsilon_{Fluencia}$ 0.049	

Elaborado por: los autores

A continuación, se presenta los resultados de desplazamientos para la dirección Y para un 2% de amortiguamiento, tabla 41. La interpretación de datos es el mismo para los demás casos.

Tabla 41

Desplazamientos máximos en la dirección Y.

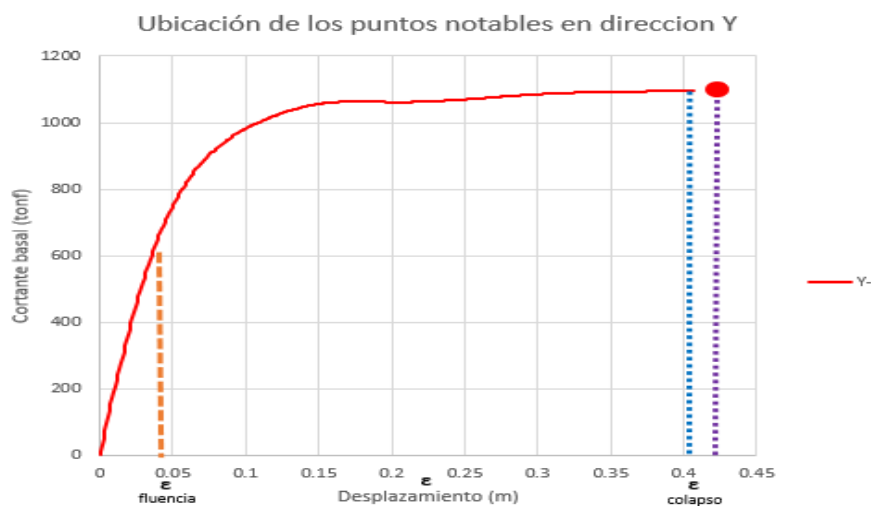
Sismo	Des. (m)
1966 Y	0.4257
1970 Y	0.2686
1974 Y	0.2358

Elaborado por: los autores

Se debe tener en cuenta que mientras la deformación inelástica esté dentro del área de la gráfica 136 o no supere a la deformación de colapso la edificación no colapsará. Gráficamente se puede analizar que este fenómeno sucede. Analíticamente se demuestra con la tabla 42.

Figura 136.

Puntos notables en la curva de capacidad en la dirección Y.



Nota. Se puede visualizar la curva de capacidad por encima de los desplazamientos máximos.

Elaborado por: los autores

Tabla 42

Ductilidad de colapso y ductilidad de demanda en la dirección Y.

Tipo		Deformación (m)	Resultados
Ductilidad de Colapso	$\varepsilon_{Colapso}$	0.400	
	$\varepsilon_{Fluencia}$	0.037	10.81
Ductilidad de Demanda	$\varepsilon_{Inelastica}$	0.426	
	$\varepsilon_{Fluencia}$	0.037	11.51

Elaborado por: los autores

Con estos datos de la tabla 42, se puede afirmar que para las características sismo, de la zona y de edificación; la ductilidad de colapso es menor que la ductilidad de demanda; por lo que se debe concluir que la edificación estaría en un estado de colapso. Teóricamente la edificación se diseña para que acepte daños y deformaciones. Sin embargo, esta deformación tiene un límite y es el punto de colapso, figura 136. Cuando la deformación de demanda exige más a la deformación de colapso se interpreta que la edificación tendrá mayores deformaciones de las que fue diseñada; por ende, este incursionará en un estado de colapso. Estos datos confirman lo afirmado por el manual de Hazus, los cuales se explica en el subcapítulo 1.5.15.

Como se puede observar al comparar en la tabla resumen 43, la ductilidad de colapso no cambia cuando el porcentaje de amortiguamiento decrece ya que como su propio nombre lo dice es el punto en el cual edificación teóricamente colapsa y ya no debería haber más desplazamiento. Esto quiere decir que este punto siempre será una constante. Por otro lado, en cuanto a la ductilidad de demanda se observa un aumento cuando el índice de amortiguamiento disminuye para las 2 direcciones ortogonales. La justificación a dichos resultados es que con un índice de amortiguamiento bajo se espera mayores desplazamientos y esto afecta directamente en los resultados.

Tabla 43

Comparación de resultados entre ductilidad colapso y ductilidad de demanda.

Amortiguamiento	Dirección X		Dirección Y	
	5%	2%	5%	2%
Duc. Colapso	8.92	8.92	10.81	10.81
Duc. Demanda	4.59	8.06	7.86	11.51

Elaborado por: los autores

5.2.5 Estimación de la energía acumulada según su amortiguamiento

Como se puede observar en todos los resultados previos a este apartado mientras el porcentaje de amortiguamiento disminuye los resultados como desplazamiento, fuerzas internas y esfuerzos se incrementan. Este incremento no tiene un patrón de una función conocida, pero se puede aproximar a una forma lineal. Si se observa las gráficas del anexo 4 y 5 la acumulación de energía también lleva esta forma en promedio lineal. Si tabulamos la energía acumulada por cada sismo y los comparamos por cada tipo de amortiguamiento, surgen las tablas 44 y 45. Se aprecia en ellas que hay un aumento en la acumulación de energía cuando el índice de amortiguamiento disminuye. Es por ello por lo que los resultados para desplazamientos, fuerzas internas, esfuerzos y por ende derivas de entre piso y derivados aumentan en cuanto respecta a su magnitud. El aumento no necesariamente puede ser lineal.

Tabla 44

Comparativo de energía acumulada en la dirección X entre el 5% y 2%.

	Dirección X (KJ)	
	5%	2%
LIMA SISMO 1966	2263.35	8072.886
LIMA SISMO 1970	2392.46	7381.324
LIMA SISMO 1974	3026.25	4731.730

Elaborado por: los autores

Tabla 45

Comparativo de energía acumulada en la dirección Y entre el 5% y 2%.

	Dirección Y (KJ)	
	5%	2%
LIMA SISMO 1966	2971.15	7342.25
LIMA SISMO 1970	9414.950	12320.99
LIMA SISMO 1974	13358.76	23866.49

Elaborado por: los autores

CAPÍTULO VI

DISCUSION DE RESULTADOS

6.1 Discusión de hipótesis

Luego de haber realizado los análisis estructurales estático lineal, dinámico lineal, estático no lineal y dinámico no lineal para un edificio de 6 pisos ubicado en el distrito de pisco, provincia de pisco y departamento de Ica y haber obtenido diferentes desempeños sísmicos al variar el amortiguamiento del concreto, se puede cuestionar las hipótesis planteadas desde un principio.

HG: Si se realiza el análisis dinámico no lineal bajo condiciones de amortiguamiento del 2% y 5% se optimizará la evaluación del desempeño sísmico de un sistema estructural dual post-construcción. Para demostrar la veracidad de esta propuesta optó por realizar un análisis dinámico lineal, estático no lineal y dinámico no lineal pero como objetivo principal fue realizar el análisis dinámico no lineal ya que es el más representativo a nivel de pruebas de laboratorio y se sustentan en teorías matemáticas. Al comparar los resultados por cualquiera de los métodos de análisis estructural, cuando se disminuye el porcentaje de amortiguamiento del 5% al 2%, se observa un mismo patrón o comportamiento: aumento de las fuerzas internas, aumento en las deformaciones, crecimiento en la ductilidad de demanda, acrecentamiento en el punto o zona de desempeño e incremento en la energía acumulada. En líneas generales al disminuir el porcentaje de amortiguamiento en la estructura se espera que la razón de decaimiento de la amplitud de la edificación, en un fenómeno de vibración libre, sea más lenta

provocando así más ciclos de deformaciones lo cual provoca mayores deformaciones y por ende para llegar a un equilibrio dinámico mayores esfuerzos internos, lo cual se traduce en daños en la edificación. La razón más clara y profunda del por qué sucede este fenómeno tiene que ver con los principios de energía provocados por el trabajo de una fuerza externa, sismo.

H1: Si se realiza cambios en el amortiguamiento del concreto como material predominante entonces se tendrá mejoras en pro del desempeño sísmico de la estructura en general. Al analizar la estructura disminuyendo el porcentaje de amortiguamiento los datos indican que el desempeño sísmico tiende a aumentar y esto a raíz de que la estructura no libera mucha energía en el transcurso del sismo. Este fenómeno conlleva al aumento de fuerza internas, desplazamiento y por ende aumento de las derivas de entre piso. Para poder solucionar estos problemas es necesario aplicar medidas correctivas, en el diseño, en el proceso constructivo o cuando ya se haya culminado la construcción, en toda la estructura en general o focalizando las partes más vulnerables de la edificación. Por todo lo explicado anteriormente, se afirma que al realizar cambios en el amortiguamiento del concreto como material predominante se mejorará el desempeño sísmico ya que es posible aplicar medidas correctivas para disminuir el nivel de riesgo al colapso de la edificación.

H2: Si se realiza una reducción del porcentaje del amortiguamiento del concreto, la ductilidad de demanda será mayor a la ductilidad de colapso. Como se puede observar en el apartado 4.4.4 la ductilidad de demanda es mayor que el de colapso mientras el porcentaje de amortiguamiento disminuye. No obstante, no se puede atribuir directamente este fenómeno al cambio del amortiguamiento sino también a la intensidad o magnitud del sismo. Al momento de escalar los sismos en el apartado 4.2.3.2 indirectamente se está aumentando la magnitud del sismo, pero este fenómeno también puede ocurrir naturalmente con sismos de mayor magnitud. Entonces con todo lo expuesto líneas arriba, se afirma que una

disminución en el porcentaje o índice de amortiguamiento del concreto no necesariamente afectará a la ductilidad de colapso y demanda. Por el contrario, las variables que afectan directamente a la diferenciación numérica entre la ductilidad de demanda y colapso son la intensidad del sismo y el porcentaje de amortiguamiento.

H3: Si decrece el índice de amortiguamiento del concreto se obtendrá mayor acumulación de energía de la estructura. Como se puede observar en el capítulo anterior, la energía acumulada en la estructura aumenta mientras el índice de amortiguamiento disminuye. Por lo tanto, se puede afirmar que la energía acumulada en la estructura por efectos del sismo es inversamente proporcional al índice de amortiguamiento del concreto, tal como se pretendía afirmar la hipótesis.

6.2 Discusión de resultados con antecedentes nacionales

Soto (2021) en sus hallazgos de la tesis titulada “Análisis sísmico al utilizar 2% y 5% de amortiguamiento estructural en el colegio estatal Oxamarca, ubicado en la provincia Celendín de Cajamarca en el año 2020”, indicaron que existen variaciones perjudiciales en los resultados del análisis sísmico al comparar las respuestas de la estructura y esfuerzos internos utilizando 2% y 5% de amortiguamiento. Estas variaciones fluctúan entre 15% al 32% para las respuestas de la estructura (desplazamiento y derivas) y del 6% al 24% para los esfuerzos internos.

En la presente tesis se pudo apreciar un cambio en las derivas máximas del 2% y 5% de amortiguamiento en un 70% en el sentido X y 98% en dirección Y. Así mismo, para la fuerza cortante se calcula que hay una variación de 23.71% en la dirección X y de 28.15% en la dirección Y. Sin embargo, es prematuro proporcionar un porcentaje específico, ya que son necesarios una base de datos más amplia o completa y un análisis estadístico. De lo demostrado en el párrafo anterior el aumento en las magnitudes de las derivas y fuerzas cortantes en general se puede inferir que la edificación puede sufrir cambios en su nivel de desempeño y como se demostró en el

apartado 5.2.3 los cambios en los niveles de desempeño si se justifican: Ocupación Inmediata y Resguardo de Vida. Por lo tanto, se evidencia que la estructura ya no cumple con las condiciones de servicio para los cuales fueron diseñadas.

Huerta (2022) en su tesis titulada “Comportamiento sísmico de edificaciones multifamiliares con muros estructurales aplicando el método del espectro de capacidad” destaca los cambios de desempeño que tuvo las edificaciones bajo condiciones de sismo de diseño y sismo máximo: ocupación inmediata, resguardo de vida y cercano al colapso. Todo este procedimiento lo lleva a cabo mediante el uso de la curva capacidad de la estructura y superponiendo el desplazamiento que genera el desempeño para cada caso de análisis para las direcciones transversal y longitudinal.

En el procedimiento de hallar el registro de aceleraciones a un 2% de amortiguamiento, se demuestra que el espectro elástico tiende a incrementarse llegando así a un espectro de una edificación esencial que es equiparable con un diseño para un sismo máximo. Como se demostró en el marco teórico la ductilidad de la estructura está ligada al desempeño de la edificación ya que ambos nos demuestran gráficamente la relación con el desempeño de la estructura. En los cálculos y gráficamente se demuestran cambios en la ductilidad de demanda ya que estos dependen directamente de la intensidad del sismo: sismo de diseño y sismo máximo. Con ello se afirma que al variar el porcentaje de amortiguamiento se espera cambios en el estado de ductilidad de la edificación.

6.3 Discusión de antecedentes internacionales

(Aguilar & Alvarez, 2022) en su tesis titulado “Evaluación del Desempeño Sísmico de una Edificación de 4 Pisos, Aplicando el Análisis No Lineal Estático (Pushover) y Dinámico (Time History), Ciudad de Guayaquil”. La estructura analizada no presenta una inelasticidad optima ya que las columnas no tienen suficiente capacidad portante. Esto induce a que la estructura en general no desarrolla suficiente ductilidad en consecuencia podría generar falla frágil. En cuanto al análisis de desempeño sísmico se demuestra que para un sismo de diseño raro la estructura en ambos sentidos se encuentra en Seguridad de vida. Para un sismo de diseño

muy raro en sentido x la estructura tiene un nivel de Pre-colapso en cambio para el sentido Y la estructura está en nivel de Colapso, lo cual es inadmisibles para el sismo de diseño raro representando una señal de alerta que se encuentra lejos de los criterios de aceptación.

Para un amortiguamiento del 2% en comparación con un 5% genera un cambio en su desempeño sísmico en la dirección Y ya que se observa la ausencia de ductilidad en la edificación: se concluye que el nivel de desempeño sísmico varía entre seguridad de vida y colapso, respectivamente. Para la dirección X el desempeño sísmico se mantiene constante pese a la variación de amortiguamiento. Se demuestra que el nivel de desempeño sísmico es de Seguridad de vida.

Soon & Lee, 2020 en su artículo titulado "Hysteresis Model for the Cyclic Response of Existing Reinforced Concrete Frames" se concluye que un buen uso de un modelo histerético y modelos matemáticos correctos reflejará resultados coherentes. Estos resultados están ligados a una buena elección del índice de amortiguamiento del material.

Como se puede afirmar la disipación de energía de una edificación, en este caso de concreto armado, tiene una relación estrecha con la asignación de un índice de amortiguamiento. Esto se comprueba ya que al variar porcentualmente en 2% y 5% de amortiguamiento se presentan incrementos en la acumulación de energía y en caso de presentarse un sismo esta energía cinética de la edificación se transformará en diferentes mecanismos de disipación de energía.

CONCLUSIONES

1. Al realizar un análisis dinámico lineal, estático no lineal y dinámico no lineal a la estructura cuando decrece el porcentaje de amortiguamiento de un 5% al 2% se denota un mismo comportamiento en los resultados: aumento de las fuerzas internas, aumento en las deformaciones, crecimiento en la ductilidad de demanda, acrecentamiento en el punto o zona de desempeño e incremento en la energía acumulada. Por todo ello, se asevera que indiferentemente del tipo de análisis estructural que se le aplique a una estructura de concreto armado se esperará mayores resultados de los obtenidos con un análisis del 5% de amortiguamiento con lo cual se optimizará el tiempo de procesamiento de datos si se realiza análisis con menores o mayores índices de amortiguamiento del concreto.
2. Por un lado, se tiene el análisis con un amortiguamiento del 5% en donde se afirma que para dirección X se espera una deriva máxima de 7.788/1000, la cual está dentro del rango que exige la norma peruana; no obstante, para la dirección Y se espera una deriva máxima de 11.13/1000, la cual ya no cumple con la norma E.030 de diseño sismorresistente. Por el otro punto de vista, cuando se realiza el mismo análisis estructural con un amortiguamiento del 2% se afirma que para dirección X se espera una deriva máxima de 13.18/1000 y que además para la dirección Y se espera una deriva máxima de 22.06/1000. De acuerdo con lo expuesto se indica que al disminuir el porcentaje de amortiguación la estructura ya no cumple con las condiciones de servicio para la cual fue diseñada.
3. La ductilidad de colapso no cambia cuando el porcentaje de amortiguamiento decrece ya que después de este no hay más

desplazamiento. Esto quiere decir que este punto siempre será una constante. Por otro lado, la variable ductilidad de demanda si varía cuando el índice de amortiguamiento disminuye: para la dirección X al comparar entre un amortiguamiento de 5% y 2% la variación porcentual es de 75.60% y para la dirección Y la variación porcentual es de 46.44%. Se afirma que una disminución en el porcentaje o índice de amortiguamiento del concreto no necesariamente afectará a la ductilidad de colapso y demanda. Por el contrario, las variables que afectan directamente a la ductilidad es la intensidad del sismo y el porcentaje de amortiguamiento del concreto.

4. Mediante los cálculos, se observa un aumento en la acumulación de energía cuando el índice de amortiguamiento disminuye. Por lo tanto, se puede afirmar que la energía acumulada en la estructura es inversamente proporcional al índice de amortiguamiento del concreto. Se pudo encontrar una variación porcentual en acumulación de energía para índices de amortiguamiento del 2% al 5% en la dirección X de 173.85%. Para la otra dirección ortogonal Y hay una variación porcentual de 85.55%. La diferencia de energía entre el 2% y 5% se ve reflejada en el aumento numérico de los desplazamientos, fuerzas y derivas de entre piso y derivados.

RECOMENDACIONES

1. Realizar un estudio variando el índice de amortiguamiento cada 0.5% y realizar un análisis estadístico hallando una tendencia mediante un tipo de regresión con la variable energía acumulada o disipada del sistema. Con ello analizar si es que hay una dependencia entre las diferentes respuestas de la estructura: fuerzas y desplazamientos.
2. Para que la estructura llegue a ser funcional desde el punto de vista normativo, es necesario realizar un reforzamiento de la estructura por lo diferentes métodos que existen en la actualidad. Por lo menos, a un porcentaje de amortiguamiento del 5% es necesario reforzar en la dirección Y.
3. Para concluir con porcentajes con mayor confiabilidad numérica en cuanto a la ductilidad de demanda y respuesta de la estructura cuando varía la ratio de amortiguamiento será necesario un análisis estadístico con una muestra más representativa de edificaciones con las mismas características.
4. Aún es una etapa temprana afirmar que los porcentajes presentados en las conclusiones en cuanto respecta a la acumulación de energía son representativos ya que este necesita un análisis estadístico con una muestra más representativa de edificaciones con las mismas características. Solo así la confiabilidad numérica será alta.

FUENTES DE INFORMACIÓN

- Aceros Arequipa.** (2019). *Manual del maestro constructor*.
<http://www.acerosarequipa.com/manual-del-maestro-constructor/causas-y-efectos-de-los-sismos/accion-de-los-sismos-sobre-viviendas.html>
- Colegio de Ingenieros del Perú - Consejo Nacional** (23 de junio del 2016). *Análisis de Peligro Sísmico en el Perú*. [Video]. Youtube.
<https://www.youtube.com/watch?v=aVf1Zww3PNs>
- Aguilar, C., & Alvarez, A.** (2022). *Evaluación del desempeño Sísmico de una edificación de 4 pisos, aplicando el análisis no lineal estático (pushover) y dinámico (time history), ciudad de Guayaquil*. [Tesis de titulación, Universidad de Guayaquil]. Repositorio académico UG.
<http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/61299>
- Aguirre, S., & Vidal, E.** (2022). *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*. [Tesis de titulación, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Repositorio académico UPC. <http://hdl.handle.net/10757/659464>
- American Concrete Institute [ACI]** (2019). *ACI 318 - 19*.
<https://www.concrete.org>
- Apaza, A.** (2017). *Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño de un edificio de concreto armado diseñado bajo la norma E-030 en Puno*. [Tesis de titulación, Universidad Nacional del Altiplano]. Repositorio

<http://repositorio.unap.edu.pe/handle/20.500.14082/6079>

Arce, B., & Soto, D. (2022). *Desempeño sísmico mediante el análisis de curvas de capacidad y metodologías FEMA de un edificio aporricado de 6 pisos de uso multifamiliar en San Isidro – Trujillo*. [Tesis de titulación, Universidad Privada del Norte]. Repositorio académico UPN. <https://hdl.handle.net/11537/31730>

Arone, J. (2019). *Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la I.E. N°1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°6 del Distrito de Chaclacayo*. [Tesis de titulación, Universidad Peruana Unión]. Repositorio UPEU. <http://hdl.handle.net/20.500.12840/1770>

American Society of Civil Engineers [ASCE] (2017). *ASCE- 41, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. <https://www.amiralkhalvati.com/wp-content/uploads/2021/11/ASCE-41-17-Sabzsaze.pdf>

American Society of Civil Engineers [ASCE] (2014). *ASCE 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. https://www.academia.edu/44167061/7_16_Minimum_Design_Loads_and_Associated_Criteria_for_Buildings_and_Other_Structures

Applied Technology Council [ATC]. (1996). *ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. <http://tanbakoochi.com/File/www.tanbakoochi.com-ATC40.pdf>

Borja, M. (2016). *Metodología en investigación científica para ingenieros*. https://www.academia.edu/33692697/Metodolog%C3%ADa_de_Investigaci%C3%B3n_Cient%C3%ADfica_para_ingenier%C3%ADa_Civil.

Calcina, R. (2017). *Evaluación del Desempeño Sísmico de un Edificio de Once Pisos Utilizando Análisis Estático y Dinámico No-Lineal*. [Tesis de titulación, Universidad Privada de Tacna]. Repositorio académico UPT. <https://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/499>

- Cárdenas, R.** (2010). *Estudio Comparativo de Análisis Sísmicos Simplificados y el Análisis Dinámico Incremental*. [Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México]. Repositorio académico UNAM. <http://132.248.52.100:8080/xmlui/handle/132.248.52.100/3791>
- Carreño , E., Bravo, B., Suárez, A., & Tordesillas , J.** (1999). *Registro y Tratamiento de Acelerogramas*. 1999 (11), 82-111. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=124579>
- Chopra A.** (2020). Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering. *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. https://eclass.upatras.gr/modules/document/file.php/CIV1527/B_CHO_PRA_2014_Dynamics%20of%20structures%20theory%20and%20applications%20to%20earthquake%20engineering_%284th%20Ed%20-%20GLOBAL%29_PEARSON.pdf
- Chuquicahua D.** (2020). *Análisis no lineal estático y dinámico de un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB en la ciudad de Chiclayo*. [Tesis de titulación, Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo]. Repositorio académico USAT. <https://tesis.usat.edu.pe/handle/20.500.12423/2914>
- Computers and Structures, Inc [CSI]** (2017). SAP 2000 Version 19, CSI Analysis Reference Manual. Manual: <https://docs.csiamerica.com/manuals/sap2000/CSIRefer.pdf>
- Cumpa, J., & Quispe, B.** (2019). *Evaluación del desempeño sismorresistente de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad Umachurco -San Salvador, aplicando el método de análisis estático no lineal de cedencia sucesiva (pushover)*. [Tesis de titulación, Universidad Andina del Cusco]. Repositorio académico UAC. <https://hdl.handle.net/20.500.12557/2885>
- Dazio, A., Beyer, K., & Bachmann, H.** (2009). *Engineering Structures*. Obtenido de Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC

structural walls. 31 (7), 1556-1571.
<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029609000698>

Deierlein, G., Reinhorn, A. & Willford, M. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design - A Guide for Practicing Engineers*. 10 (917), 1-32.
https://www.researchgate.net/publication/304395056_Nonlinear_Structural_Analysis_for_Seismic_Design_-_A_Guide_for_Practicing_Engineers.

Dowell, R., Seible, F., & Wilson, E. (1998). *Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members*. Obtenido de ACI Structural Journal. 95 (5), 607-617.
<https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal/m/details/id/575>

Duarte, C., Martinez, M., & Santamaria, J. (2017). *Análisis estático no lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador*. [Tesis de titulación, Universidad de El Salvador]. Repositorio académico UES.
<https://ri.ues.edu.sv/id/eprint/13405>

Erazo, B., & Vargas, P. (2020). *Desarrollo de un software para procesamiento y corrección de registros, y generación de espectros de respuesta sísmica*. [Tesis de titulación, Universidad Politécnica Salesiana]. Repositorio académico UPS.
<https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/19347>

Esteba, A. (2017). *Análisis Estático y Dinámico No Lineal en el Desempeño de un Edificio de Concreto Armado Diseñado Bajo la Norma E-030 en Puno*. [Tesis de titulación, Universidad Nacional del Altiplano]. Repositorio académico UNAP
<https://repositorioslatinoamericanos.uchile.cl/handle/2250/3276335>

Farro, W., & Rivera, N. (2022). *Evaluación Por Desempeño Sísmico De Un Edificio De 20 Pisos, En El Distrito De Pueblo Libre-Lima*. [Tesis de titulación, Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo]. Repositorio

<https://repositorio.unprg.edu.pe/handle/20.500.12893/10801>

Federal Emergency Management Agency [FEMA] (2003). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake model.*

https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-09/fema_hazus_flood-model_technical-manual_2.1.pdf

Federal Emergency Management Agency [FEMA] (2018). *Seismic Performance Assessment of Buildings.*

https://www.fema.gov/sites/default/files/documents/fema_p-58-2-se_volume2_implementation.pdf

Federal Emergency Management Agency [FEMA] (2015). *Performance-Based Engineering: An Emerging Concept In Seismic Design.*

https://www.fema.gov/pdf/plan/prevent/rms/389/fema389_ch4.pdf

Fernández, R., & Zapata, R. (2020). *Análisis y diseño estructural de una torre de 40 pisos y 4 sótanos siguiendo normas peruanas incluyendo su desempeño sísmico en el distrito de Santiago de Surco, Lima.* [Tesis de titulación, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Repositorio académico UPC.

<https://upc.aws.openrepository.com/handle/10757/629954>

Gonzales, G., Aguilar, A., & Huaco, G. (2020). *Análisis Dinámico Incremental de un Hospital de 60 Años de Antigüedad con Muros de Albañilería Artesanal.*

<https://laccei.org/LACCEI2020-VirtualEdition/meta/FP375.html>

Hudson, D. (1979). *Reading and Interpreting Strong Motion Accelerograms.*

https://bibliotecadigital.uchile.cl/discovery/fulldisplay?vid=56UDC_INST:56UDC_INST&tab=Everything&docid=alma991003632709703936&lang=es&context=L&adaptor=Local%20Search%20Engine&query=sub_exact,%20GAY%20,AND&mode=advanced

Huerta P. (2022). *Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro de capacidad.* [Tesis de titulación, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio

académico PUCP. Obtenido de
<http://hdl.handle.net/20.500.12404/22726>

Jara, D., & Castellanos, S. (2021). *Evaluación de desempeño sísmico del edificio de la Universidad Internacional SEK ubicado en el Campus Felipe Segovia Olmo*. [Tesis de titulación, Universidad Internacional USEK Ecuador]. Repositorio académico UISEK. <http://repositorio.uisek.edu.ec/handle/123456789/4516>

Kaoshan, D., Dan, L., Songhan, Z., Yuanfeng, S., Jiayao, M & Zhenhua, H. (2020). Damping Ratios of Reinforced Concrete Structures Under Actual Ground Motion Excitations. *Dynamics of Civil Structures, Volume 2. Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics*, 259-268. https://doi.org/10.1007/978-3-030-12115-0_36

La Rosa, J., & Vila, G. (2019). *Comportamiento estructural del Edificio Prisma Tower mediante el análisis dinámico no lineal, Lima 2019*. [Tesis de titulación, Universidad Ricardo Palma]. Repositorio académico URP <https://repositorio.urp.edu.pe/handle/20.500.14138/2809>

Mander, J. (1984). *Seismic Design of Bridge Piers*. [Tesis de doctorado, Universidad de Canterbury]. *Repositorio académico UC* <https://ir.canterbury.ac.nz/handle/10092/1197>

Medina, R., & Music, J. (2018). *Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena*. 6 (23), 67-77. <https://www.scielo.cl/pdf/oyp/n23/0718-2805-oyp-23-0063.pdf>

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. [MVCS] (2019). *Norma Técnica E-30: Diseño sismorresistente*. .

Ministry of Construction of the People's Republic of China [MCPRC]. (2010). *Code for Seismic Design of Buildings*. (2010). [https://iisee.kenken.go.jp/worldlist/10_China/China%20GB50011-2010\(China\).pdf](https://iisee.kenken.go.jp/worldlist/10_China/China%20GB50011-2010(China).pdf)

Miranda, E., & Cruz, C. (2017). *Evaluation of Damping Ratios for the Seismic Analysis of Tall Buildings*. 143 (1), 5-15.

<https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29ST.1943-541X.0001628>

Noroña, A. (2020). *Modelo Reducido para la Evaluación Rápida del Desempeño Sísmico de Edificios Mediante el Análisis Dinámico No Lineal*. [Tesis de maestría, Universitat Politècnica de Catalunya]. Repositorio académico UPC
https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/192877/TFM_Noro%C3%B1a_A.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Perez, C., & Torres, R. (2022). *Evaluación del Desempeño Sísmico de un Edificio de Muros Estructurales de Mediana Altura en Base a Desplazamientos y Costos de Reparación Probables*. [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio académico PUCP. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/23901>

Perú 21. (2019). *Terremoto en Loreto: Sismo de magnitud 8 dejó un muerto, 11 heridos y 86 familias damnificadas*. Obtenido de peru21.pe: <https://peru21.pe/peru/terremoto-sismo-loreto-muerte-persona-heridos-480477>

Perú 21. (2018). *Se cumplen 11 años del trágico terremoto en Ica que enlutó al país*. <https://peru21.pe/peru/cumplen-11-anos-tragico-terremoto-ica-enluto-pais-fotos-video-421309>

Municipalidad Provincial de Pisco. (2022). *Creación Del Minicoliseo Y Gimnasio Municipal Del Distrito De Pisco - Provincia De Pisco - Departamento De Ica Primera Etapa*. <https://prod2.seace.gob.pe/seacebus-uiwd-pub/fichaSeleccion/fichaArchivoExpedienteTecnicoObra.xhtml>

Quevedo, H., Barreto, R. & Ñaupari, A. (2020). *Procedimiento para una Evaluación Estructural en una Vivienda de Concreto Armado*. [Tesis de bachillerato, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio académico PUCP. de https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/18371/QUEVEDO%20RIVERA_BARRETO%20MAURICIO_MEGO%20

FARIAS_%C3%91AUPARI%20DIAZ_ESPADA%20CHILIN_PROCEDIMIENTO_EVALUACION_ESTRUCTURAL.pdf?sequence=1&isAllowed=y

- Ramos, J.** (2021). *Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones multifamiliares mediante métodos convencionales, edificio multifamiliar Benjamín del Solar, Sachaca, Arequipa 2021*. [Tesis de titulación, Universidad Continental]. Repositorio académico UC. <https://hdl.handle.net/20.500.12394/10465>
- Rengifo, S.** (2019). *Diseño estructural y revisión del comportamiento no lineal del Edificio Altavista ubicado en Santiago de Cali, Valle del Cauca, Colombia*. [Tesis de maestría, Universidad de los Andes]. Repositorio académico Uniandes. <http://hdl.handle.net/1992/43983>
- Reyes, C. (2020).** *Estudio comparativo del modelo de rotulas plásticas por el método de las fibras y el modelo de tablas del ASCE 41-13, aplicado al análisis no lineal del bloque A de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica*. [Tesis de titulación, Universidad Técnica de Ambato]. Repositorio académico UTA. <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/30937>
- Saavedra, C.** (2018). *Método del Pushover – análisis estático no lineal*. <https://saavedraonline.wordpress.com/2018/05/30/metodo-del-pushover-analisis-estatico-no-lineal-webinar/>
- Soon, J. & Lee, C.** (2020). *Hysteresis model for the cyclic response of existing reinforced concrete frames*. Obtenido de Journal of the Korean Association for Spatial Structures. 20(3), 81-89. https://www.researchgate.net/publication/344481571_Hysteresis_Model_for_the_Cyclic_Response_of_Existing_Reinforced_Concrete_Frames
- Soto, C.** (2021). *Análisis sísmico al utilizar 2% y 5% del amortiguamiento estructural en el colegio estatal de Oxamarca, provincia de Celendín - Cajamarca 2020*. [Tesis de titulación, Universidad Privada del Norte]

Repositorio académico UPN. Obtenido de
<https://hdl.handle.net/11537/27891>

Surquillo, B. (2017). *Validación de los límites para distintos niveles de desempeño en edificios con muros de hormigón armado (Typical Chilean RC Building)*. [Tesis de maestría, Universidad de Chile].

Repositorio académico de UCH.
<https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/147398>

ANEXOS

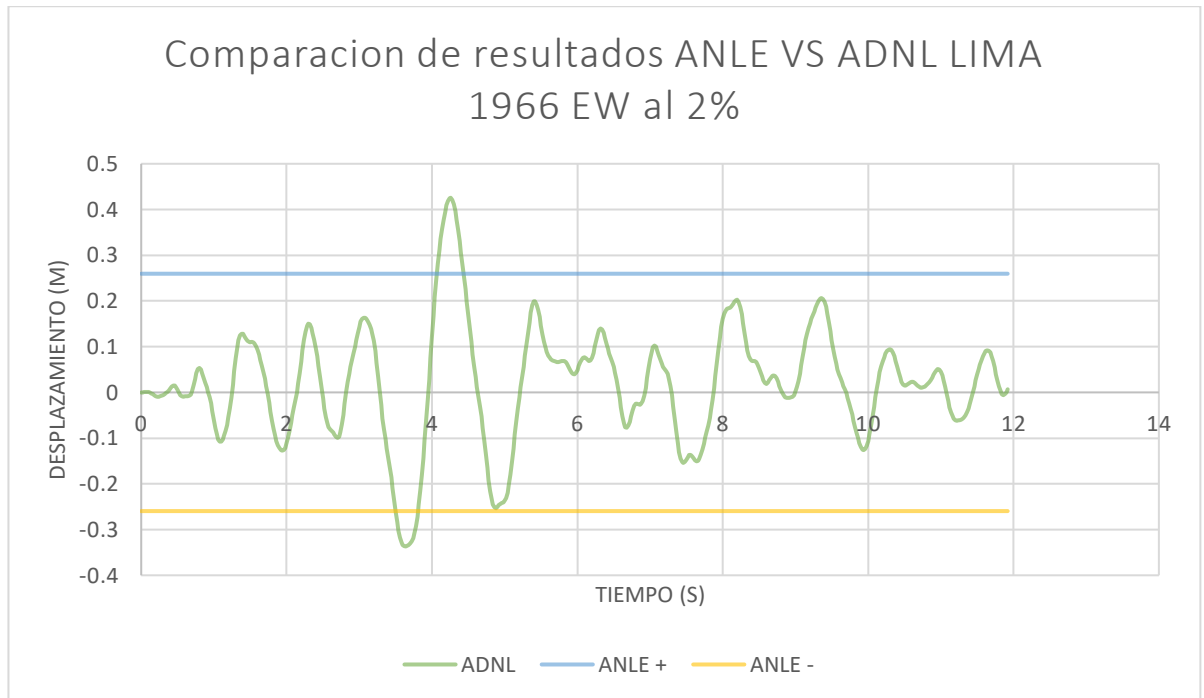
Anexo 1: Matriz de consistencia

ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL BAJO CONDICIONES DE AMORTIGUAMIENTO DEL 2% Y 5% PARA OPTIMIZAR LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL POST-CONSTRUCCIÓN				
FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	INDICADORES
1. GENERAL	1. GENERAL	1. GENERAL	1. DEPENDIENTE	
¿Cómo realizar el análisis dinámico no lineal bajo condiciones de amortiguamiento del 2% y 5% para optimizar la evaluación del desempeño sísmico de un sistema estructural dual post-construcción?	Optimizar la evaluación del desempeño sísmico de un sistema estructural dual post-construcción realizando el análisis dinámico no lineal bajo condiciones de amortiguamiento del 2% y 5%.	Si se realiza el análisis dinámico no lineal bajo condiciones de amortiguamiento del 2% y 5% se optimizará la evaluación del desempeño sísmico de un sistema estructural dual post-construcción.	Desempeño sísmico de la estructura	<ul style="list-style-type: none"> • Totalmente operacional • Operacional • Seguridad de vida • Pre – colapso • Ductilidad
2. ESPECIFICOS	2. ESPECIFICOS	2. ESPECIFICOS	2. INDEPENDIENTE	
¿Cómo varía el nivel de desempeño sísmico de una edificación de 6 pisos post construcción al ejecutar un cambio en el porcentaje de amortiguamiento del concreto del 5% al 2% ?	Averiguar si la estructura en cuestión cumple con las condiciones de servicio bajo las cuales fueron diseñadas luego de variar el amortiguamiento del concreto del 5% al 2% .	Si se realiza cambios en el amortiguamiento del concreto como material predominante entonces se tendrá mejoras en pro del desempeño sísmico de la estructura en general.	Amortiguamiento del concreto	Gráficas histeréticas (Disipación de energía)
¿De qué manera influye la variación porcentual del amortiguamiento del concreto en la ductilidad del edificio?	Comparar la ductilidad del edificio al efectuar una variación porcentual del amortiguamiento del concreto.	Si se realiza una reducción del porcentaje del amortiguamiento del concreto, la ductilidad de demanda será mayor a la ductilidad de colapso.		Fraccion de amortiguamiento critico al 2%
¿En qué porcentaje se ve afectada la disipación de energía de la estructura al realizar un cambio del índice de amortiguamiento del concreto?	Verificar la variación porcentual de la energía disipada en la estructura al aplicar un cambio en el índice de amortiguamiento del concreto.	Si decrece el índice de amortiguamiento del concreto, se obtendrá mayor disipación de energía en la estructura.		Fraccion de Amortiguamiento critico al 5%

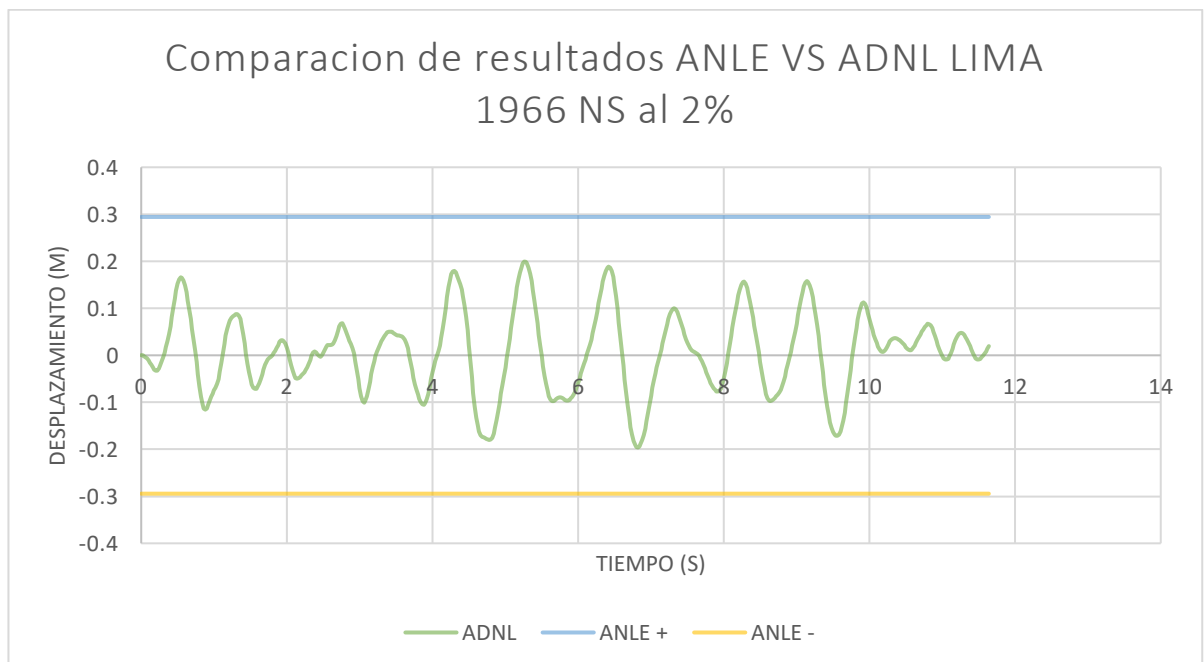
Fuente: Elaboración los autores.

Anexo 2. Resultados del desplazamiento del análisis sismos dinámica no lineal

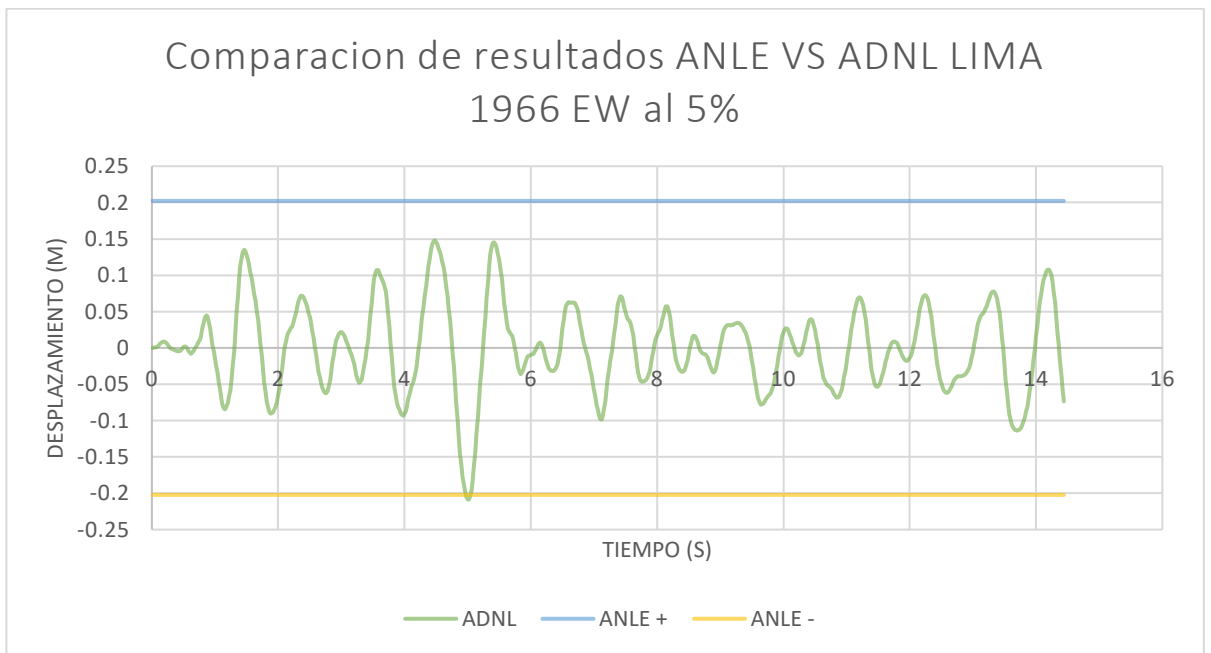
a) Resultados del sismo Lima 1966 en la dirección EW al 2%.



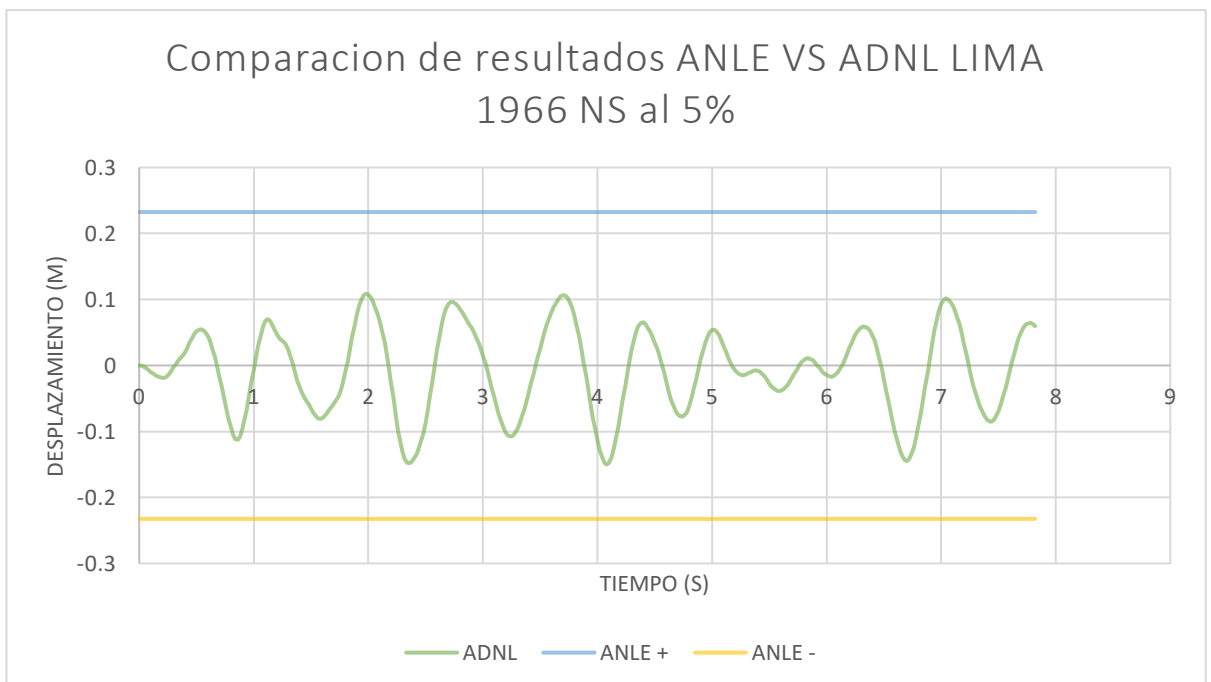
b) Resultados del sismo Lima 1966 en la dirección NS al 2%.



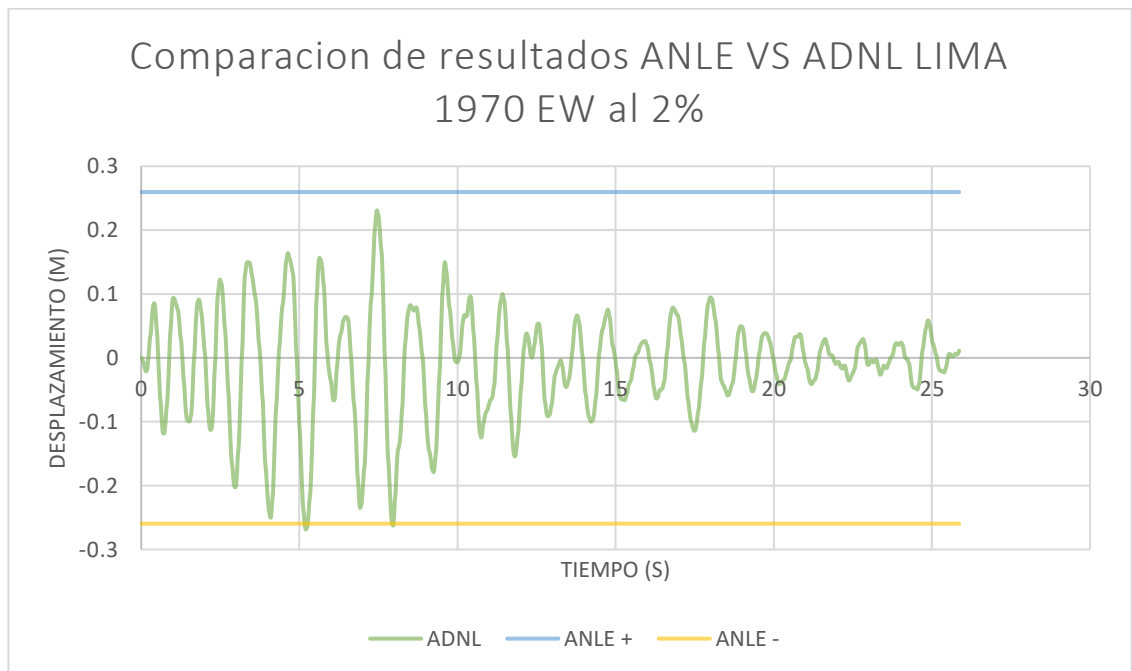
c) Resultados del sismo Lima 1966 en la dirección EW al 5%.



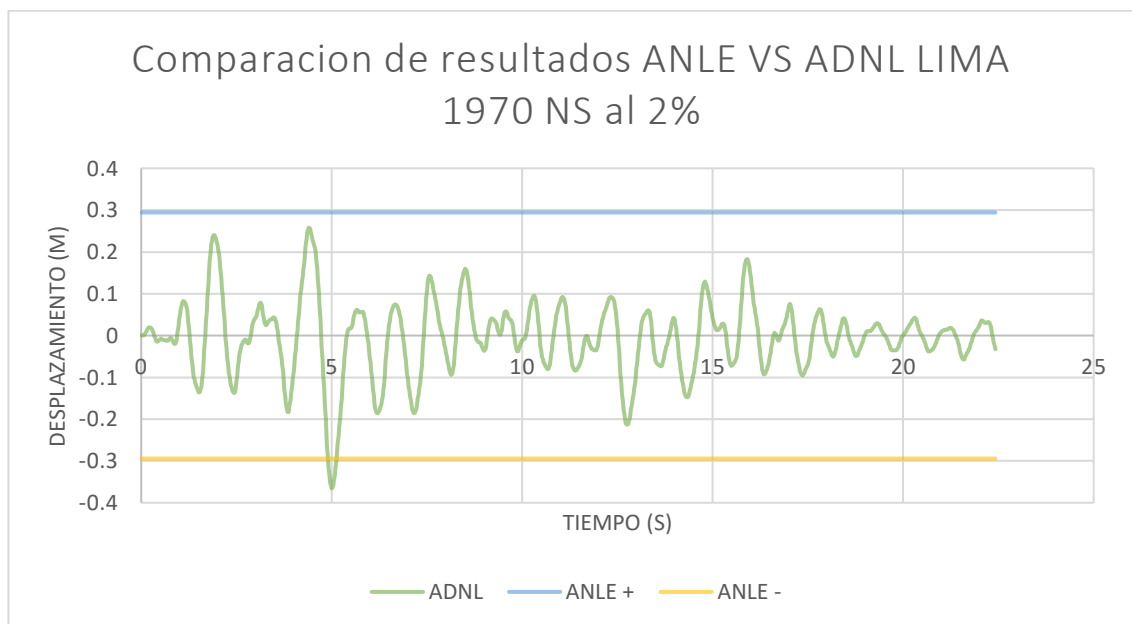
d) Resultados del sismo Lima 1966 en la dirección NS al 5%.



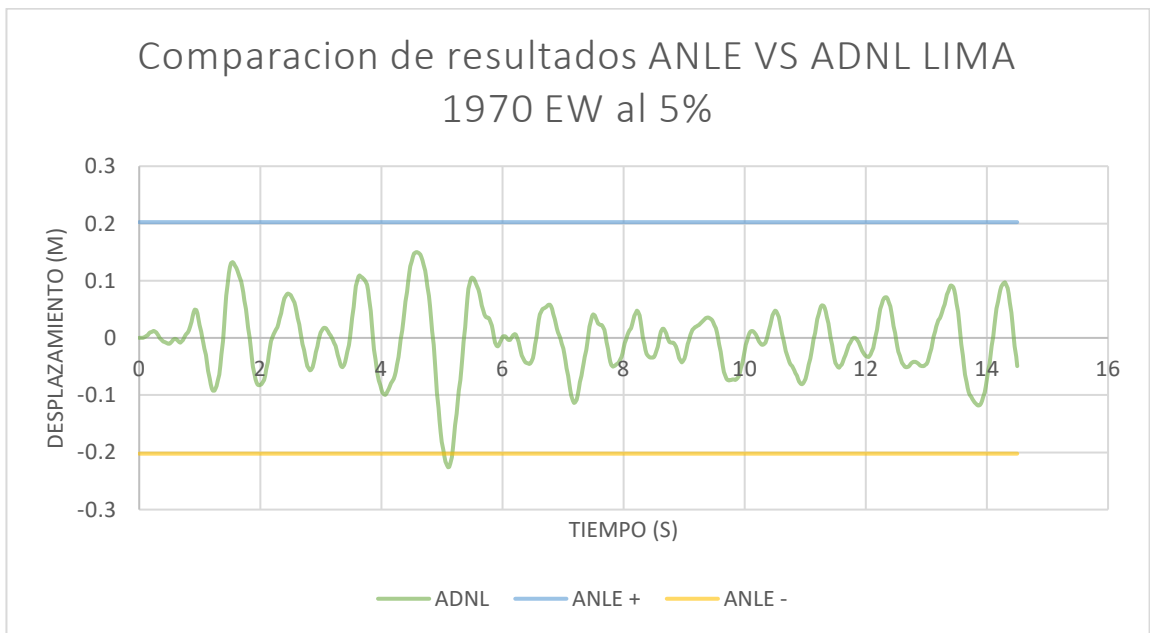
e) Resultados del sismo Lima 1970 en la dirección EW al 2%



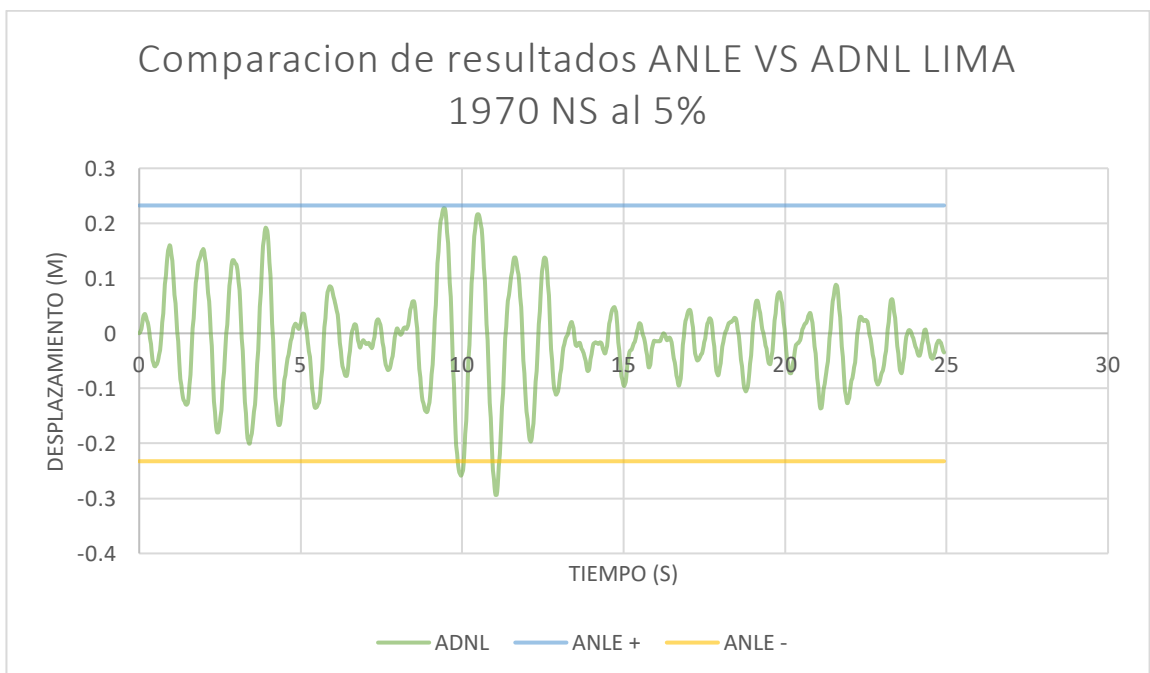
f) Resultados del sismo Lima 1970 en las direcciones NS al 2%



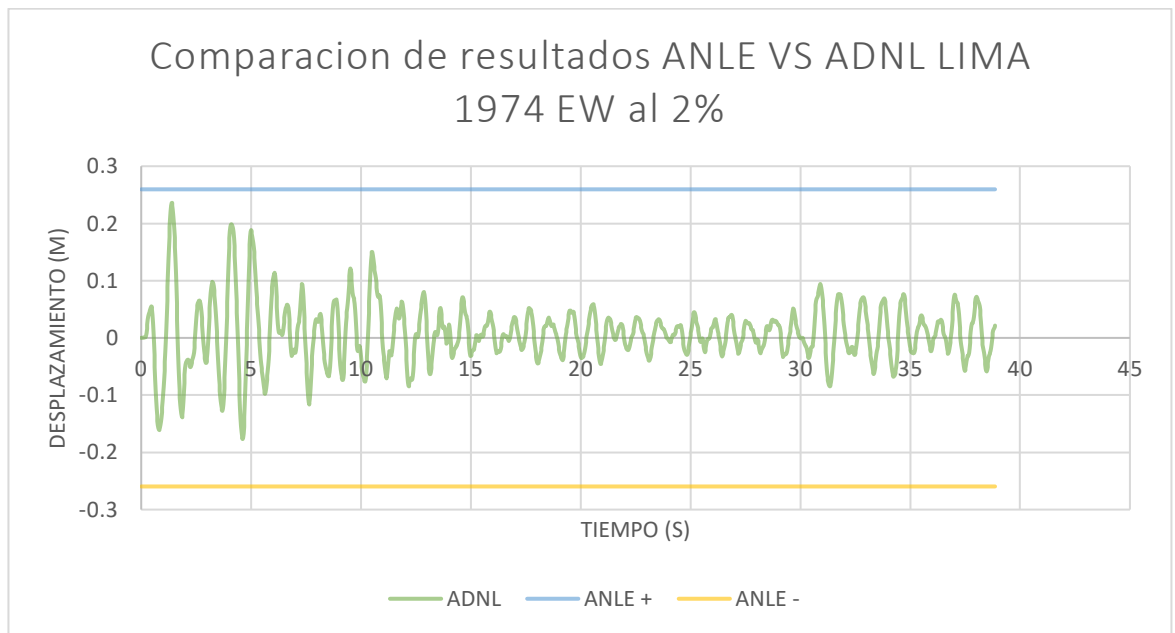
g) Resultados del sismo Lima 1970 en la dirección EW al 5%



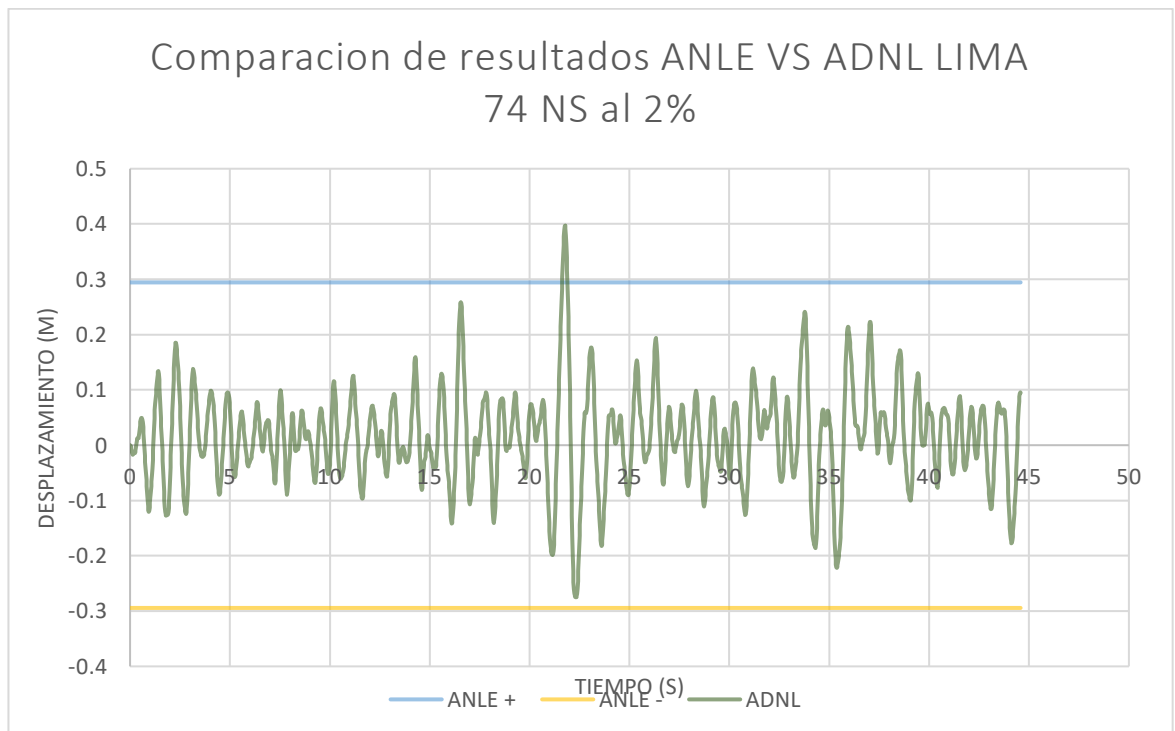
h) Resultados del sismo Lima 1970 en la dirección NS al 5%



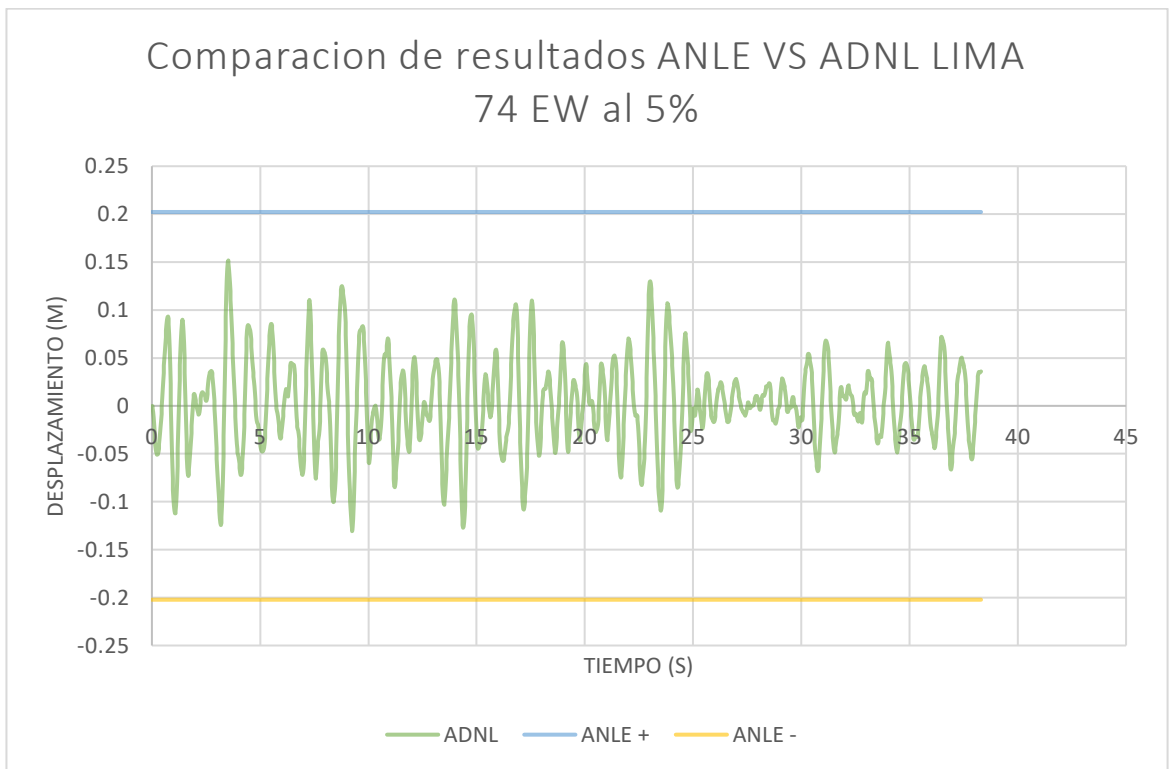
i) Resultados del sismo Lima 1974 en la dirección EW al 2%



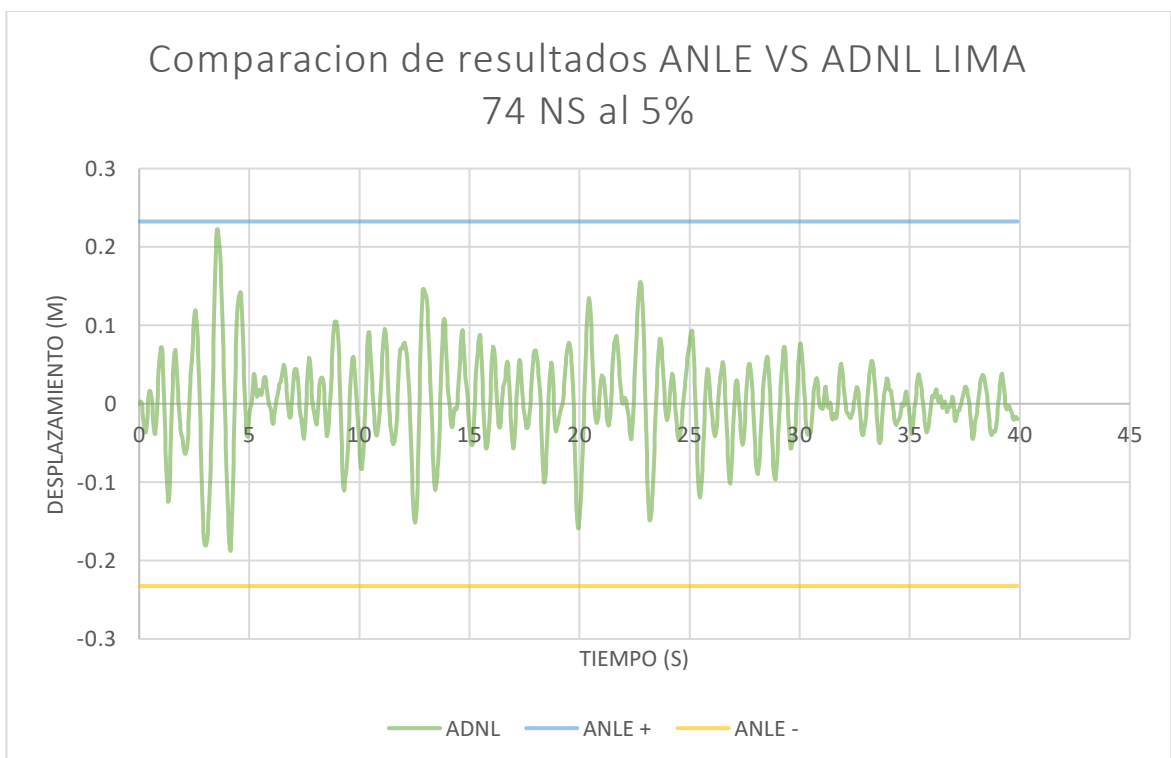
j) Resultados del sismo Lima 1974 en la dirección NS al 2%



k) Resultados del sismo Lima 1974 en la dirección EW al 5%

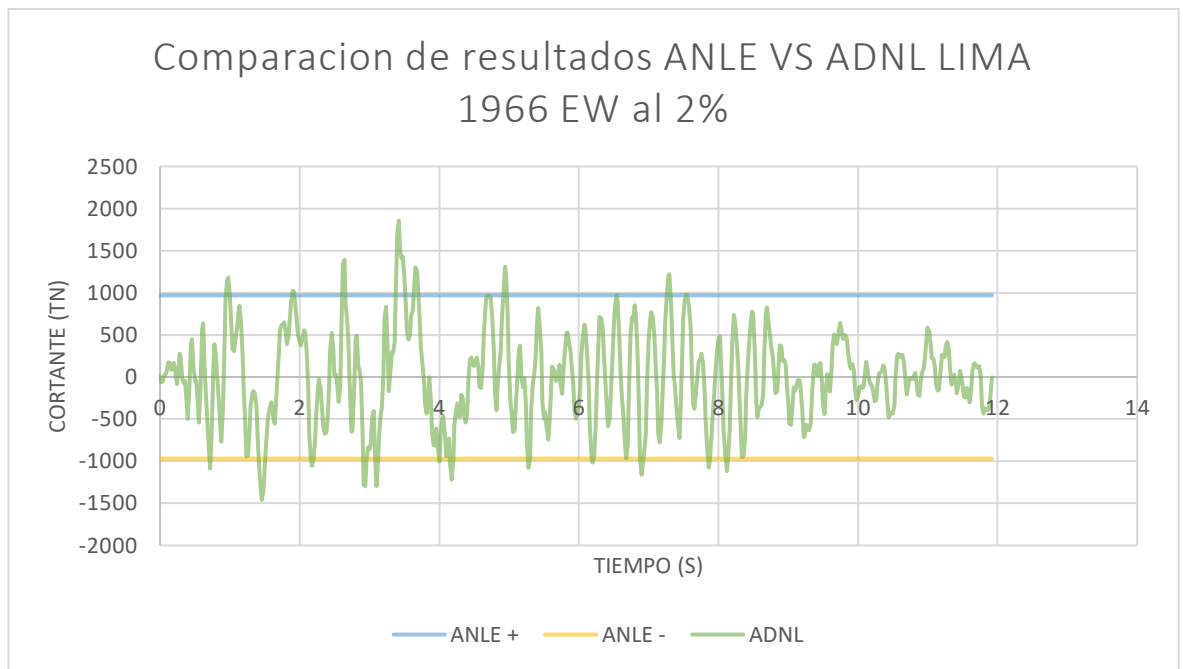


l) Resultados del sismo Lima 1974 en la dirección NS al 5%

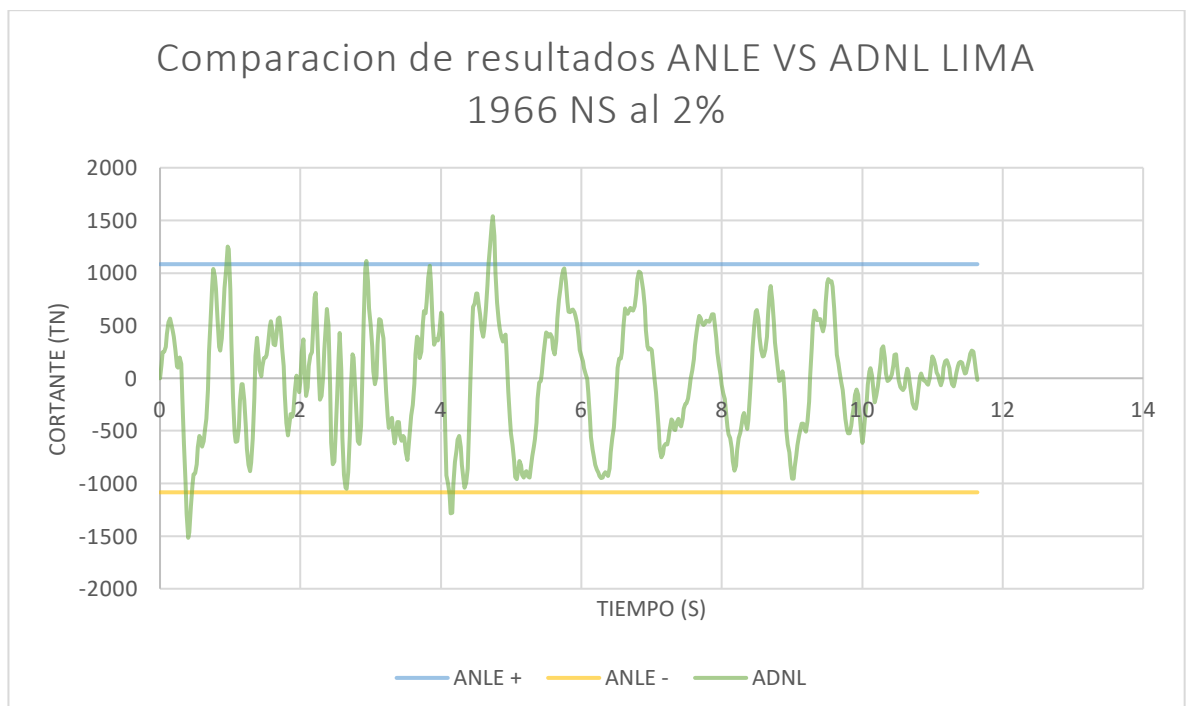


Anexo 3. Resultados de la cortante del análisis sísmo dinámica no lineal

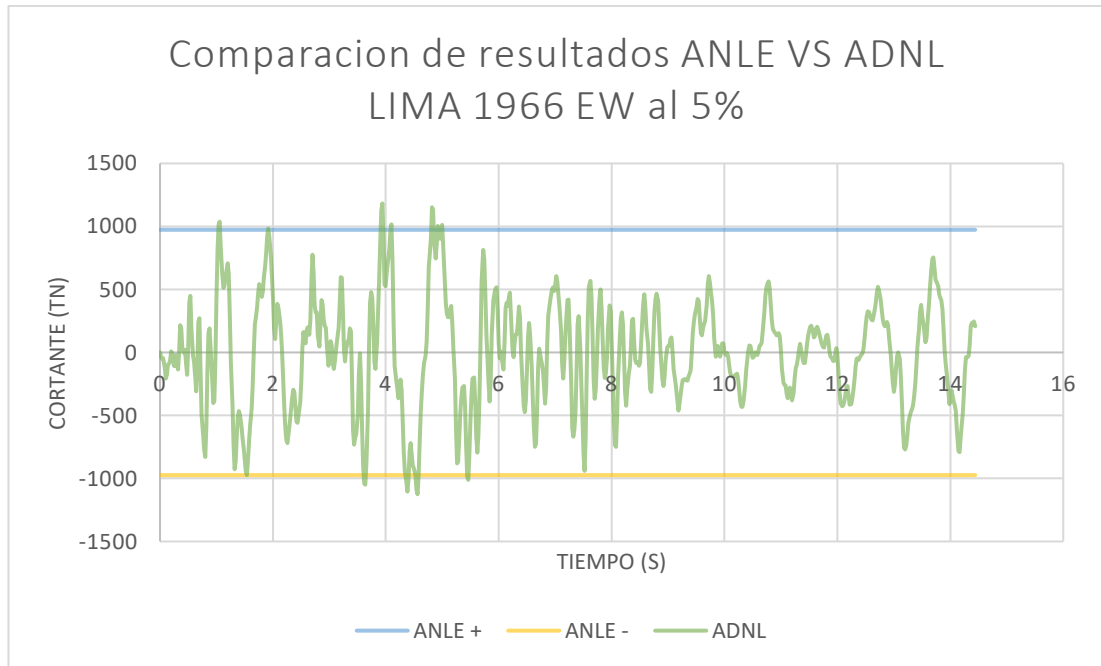
Resultados del sismo Lima 1966 en la dirección EW al 2%



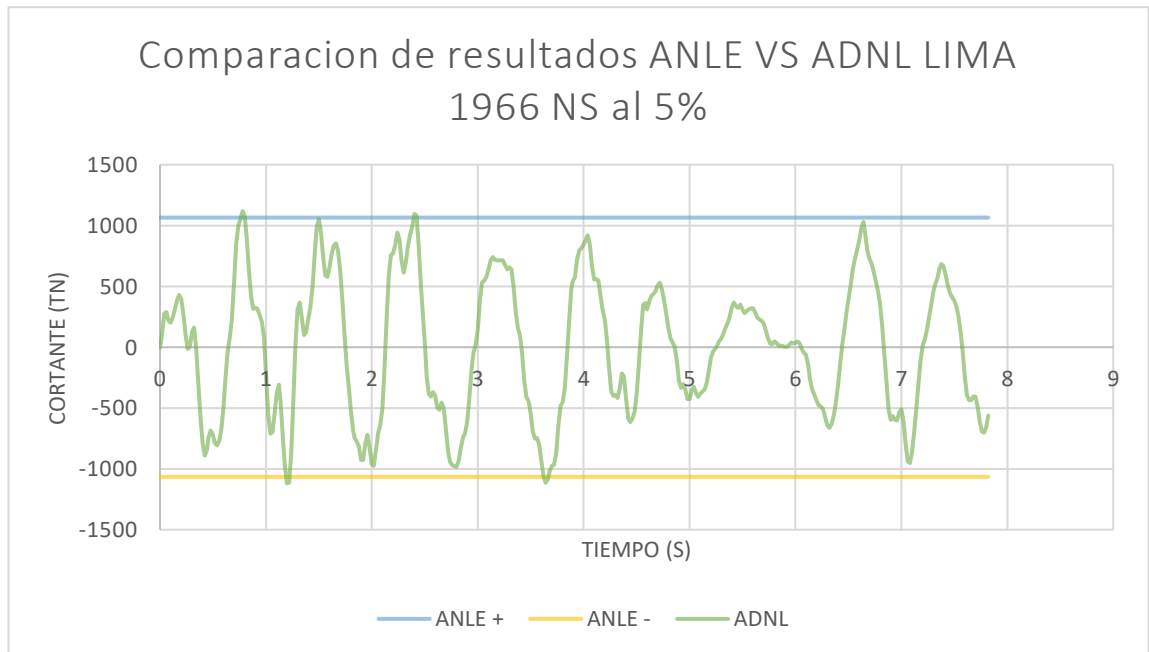
Resultados del sismo Lima 1966 en la dirección NS al 2%



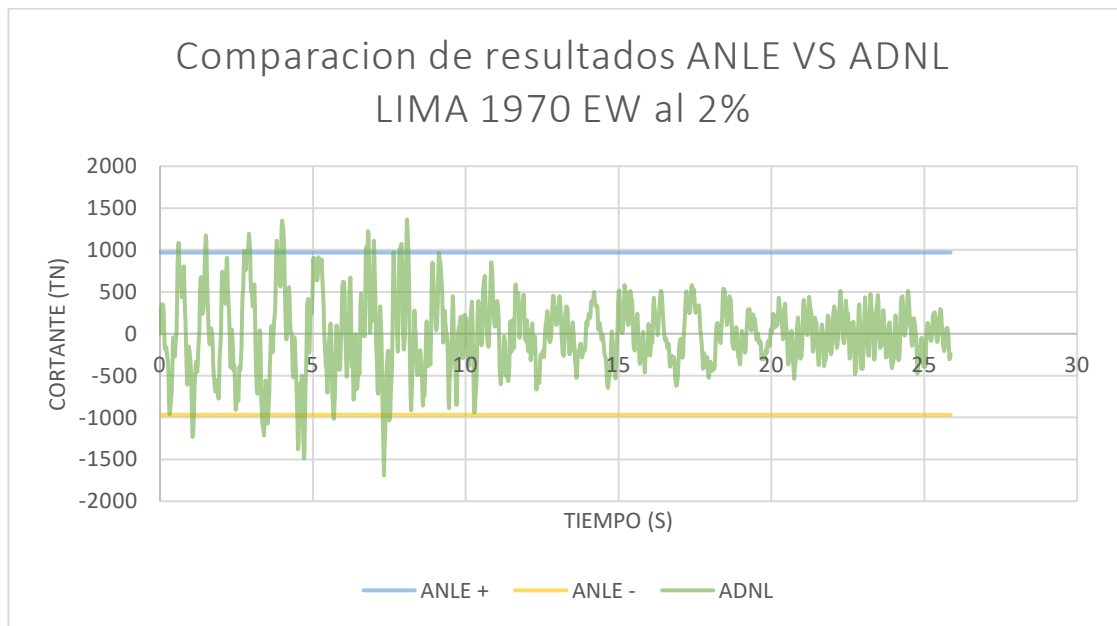
Resultados del sismo Lima 1966 en la dirección EW al 5%



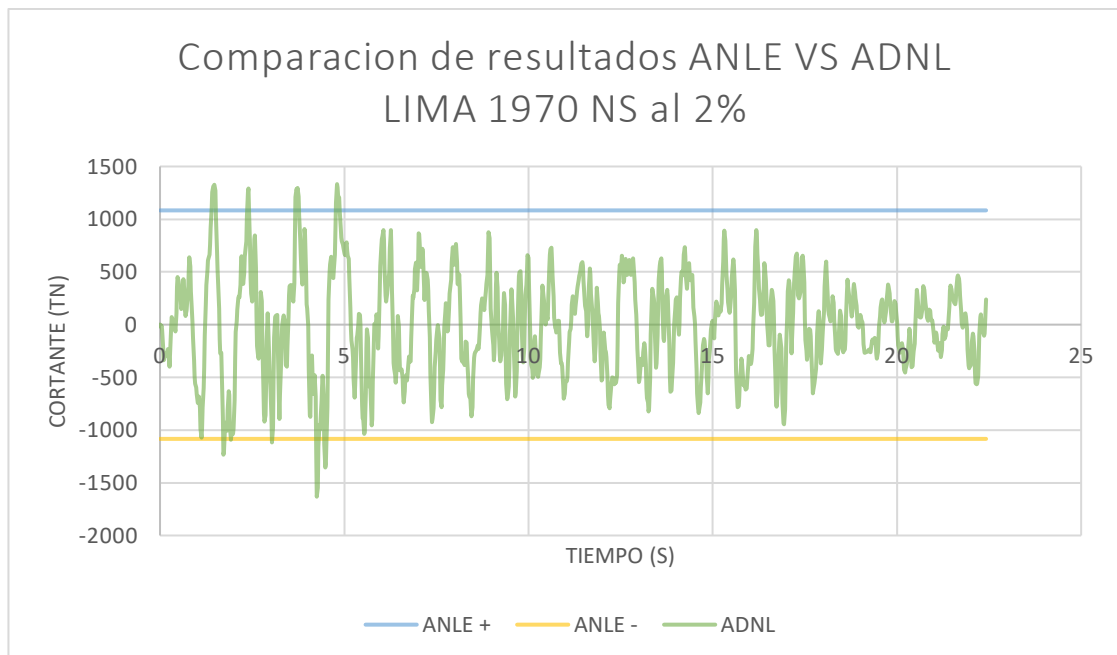
Resultados del sismo Lima 1966 en la dirección NS al 5%



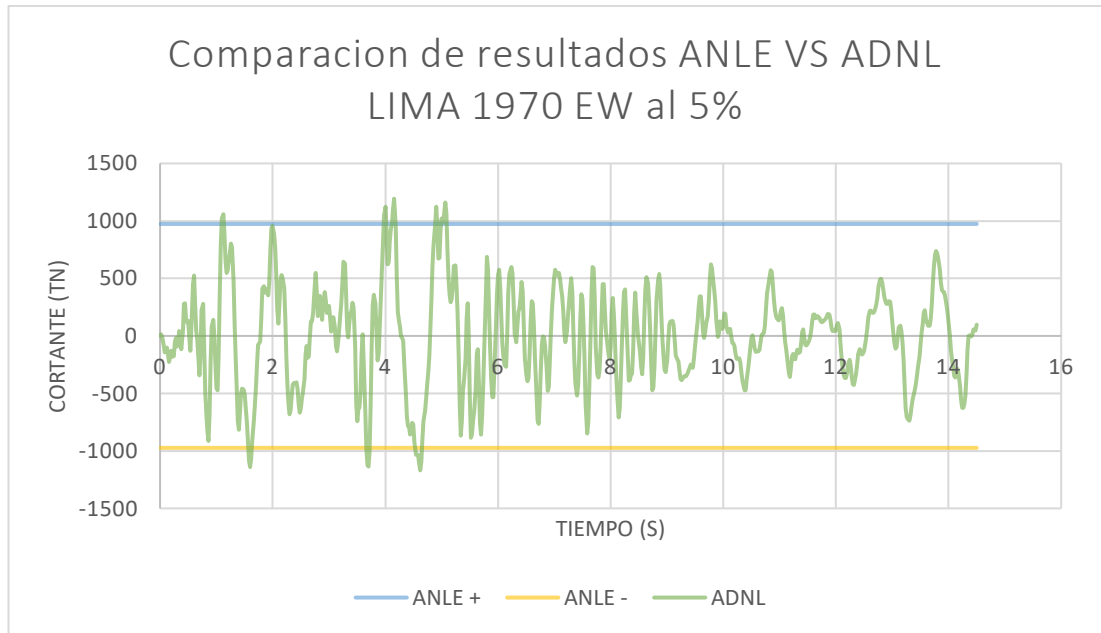
Resultados del sismo Lima 1970 en la dirección EW al 2%



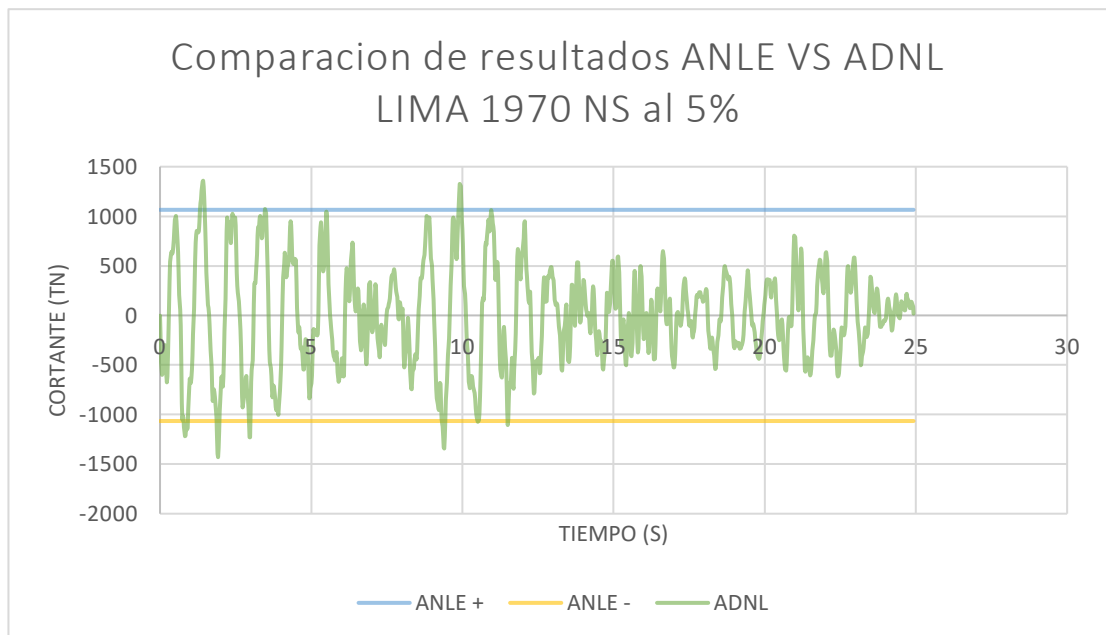
Resultados del sismo Lima 1970 en la dirección NS al 2%



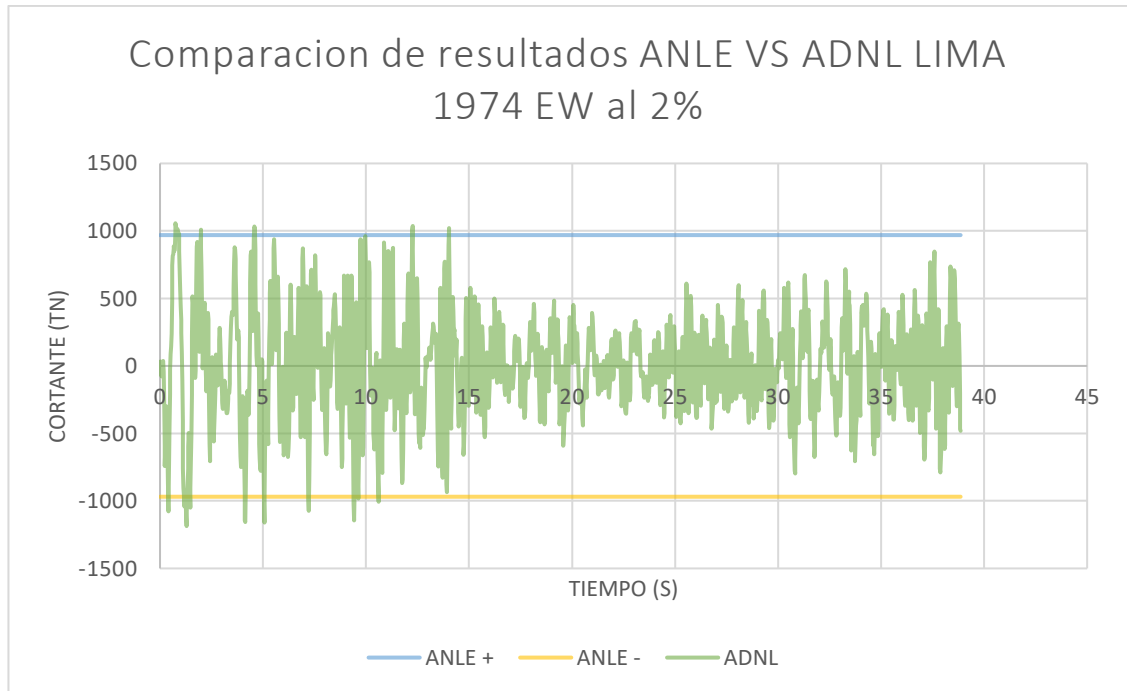
Resultados del sismo Lima 1970 en la dirección EW al 5%



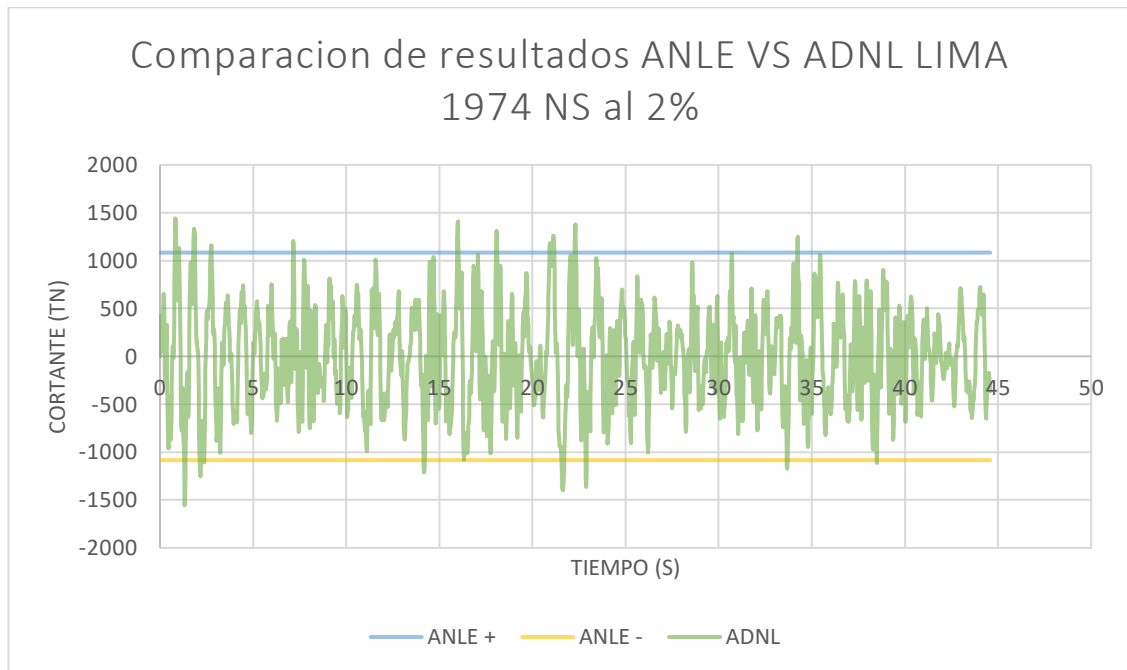
Resultados del sismo Lima 1970 en la dirección NS al 5%



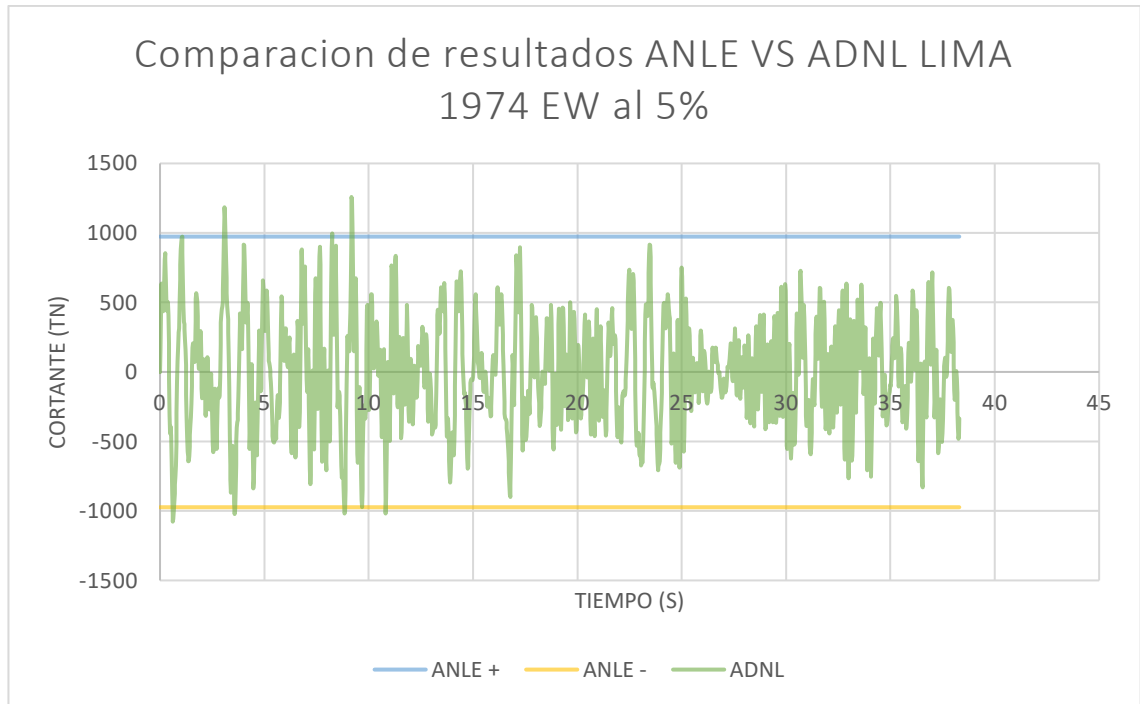
Resultados del sismo Lima 1974 en la dirección EW al 2%



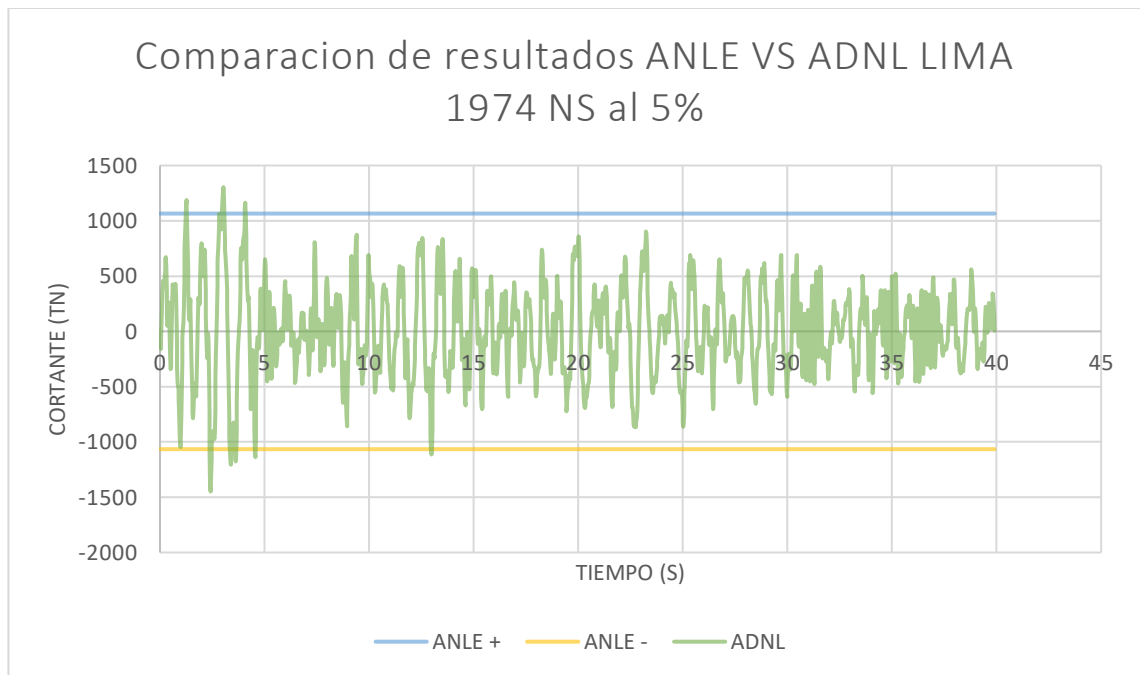
Resultados del sismo Lima 1974 en la dirección NS al 2%



Resultados del sismo Lima 1974 en la dirección EW al 5%

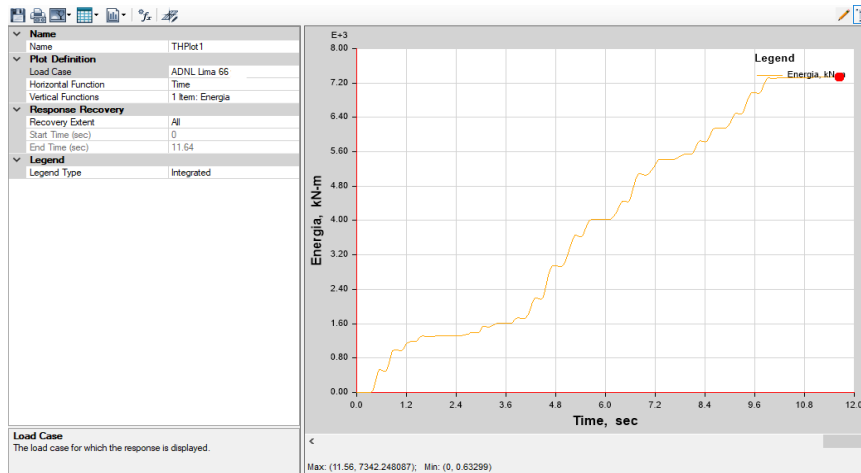


Resultados del sismo Lima 1974 en la dirección NS al 5%

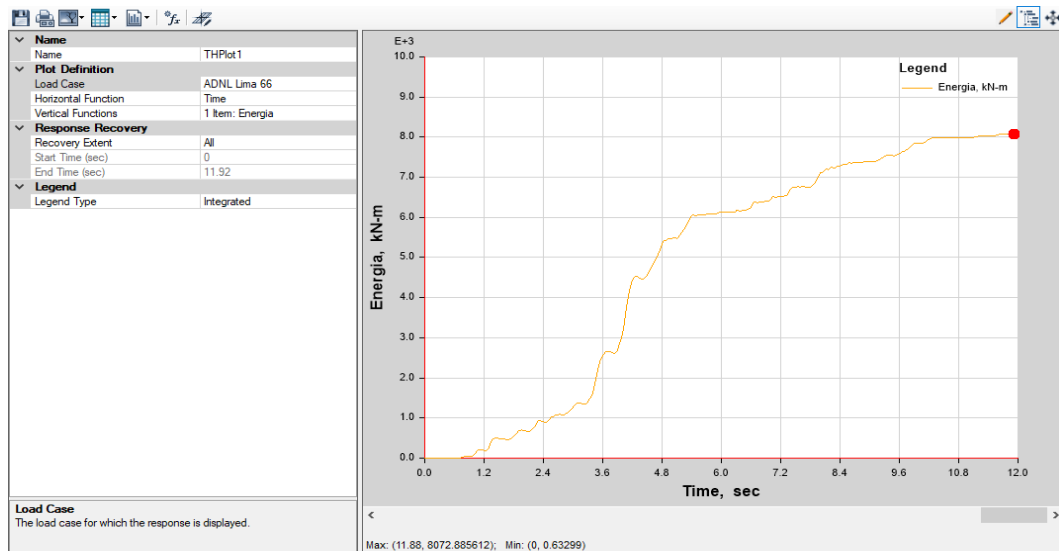


Anexo 4. 2%

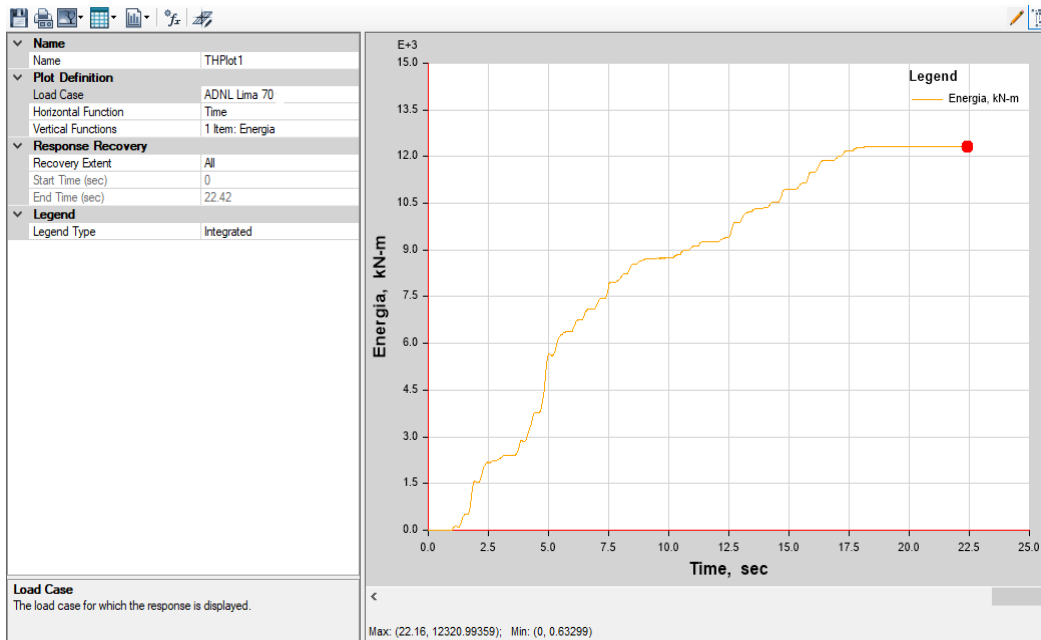
Representación de la energía vs tiempo para un sismo 1966 en la dirección Y.



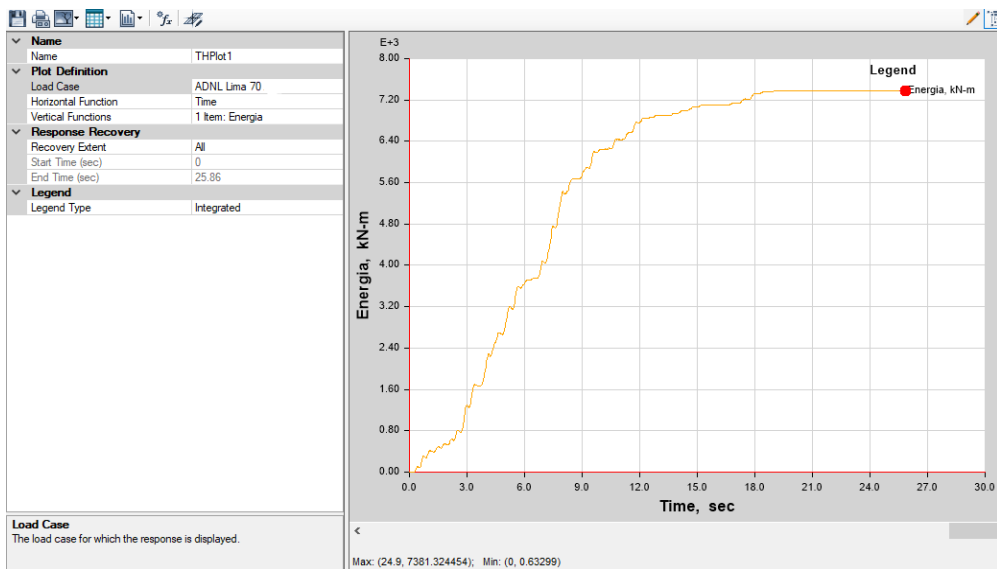
Representación de la energía vs tiempo para un sismo 1966 en la dirección X.



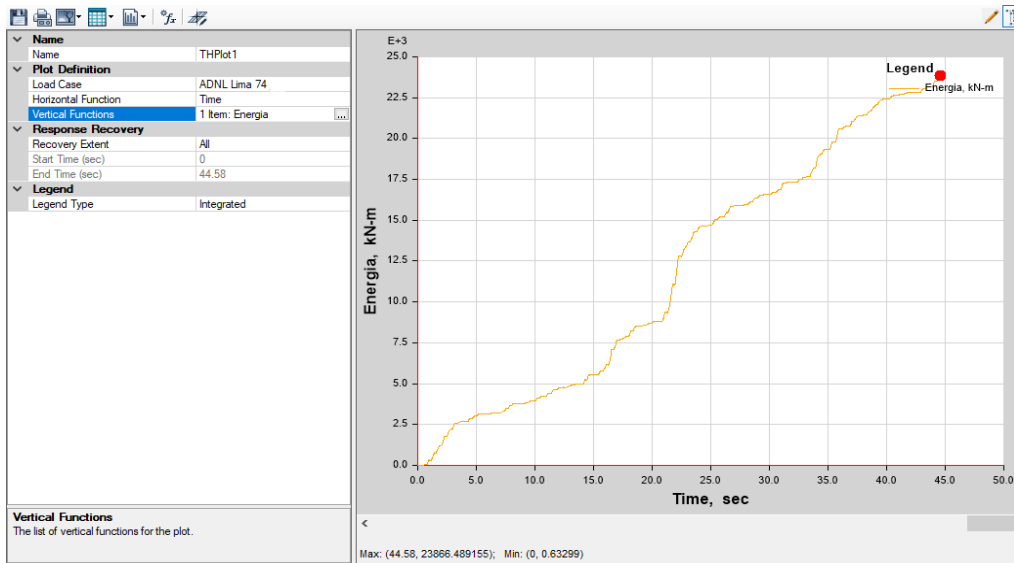
Representación de la energía vs tiempo para un sismo 1970 en la dirección Y.



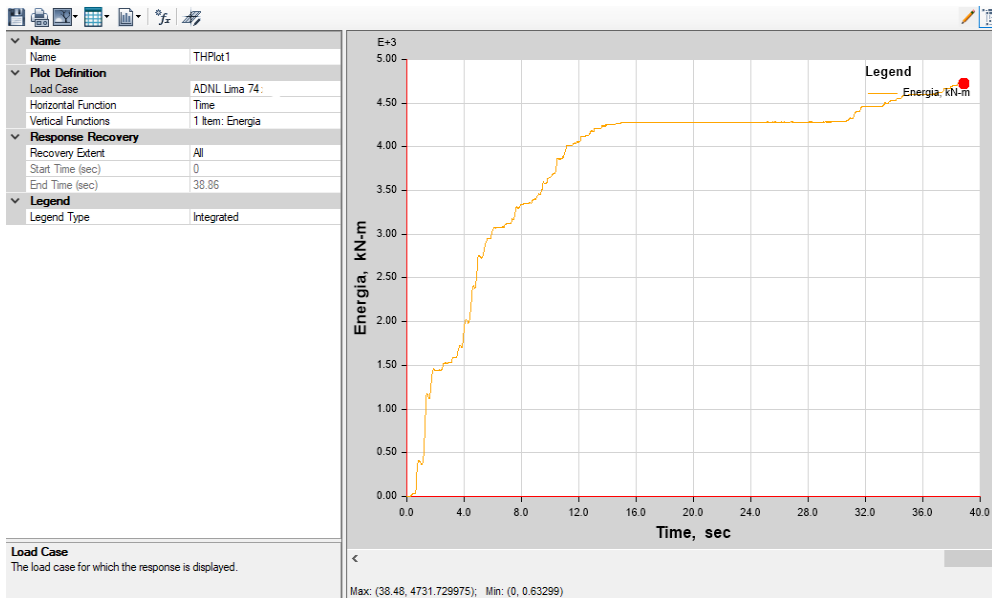
Representación de la energía vs tiempo para un sismo 1970 en la dirección X.



Representación de la energía vs tiempo para un sismo 1974 en la dirección Y.

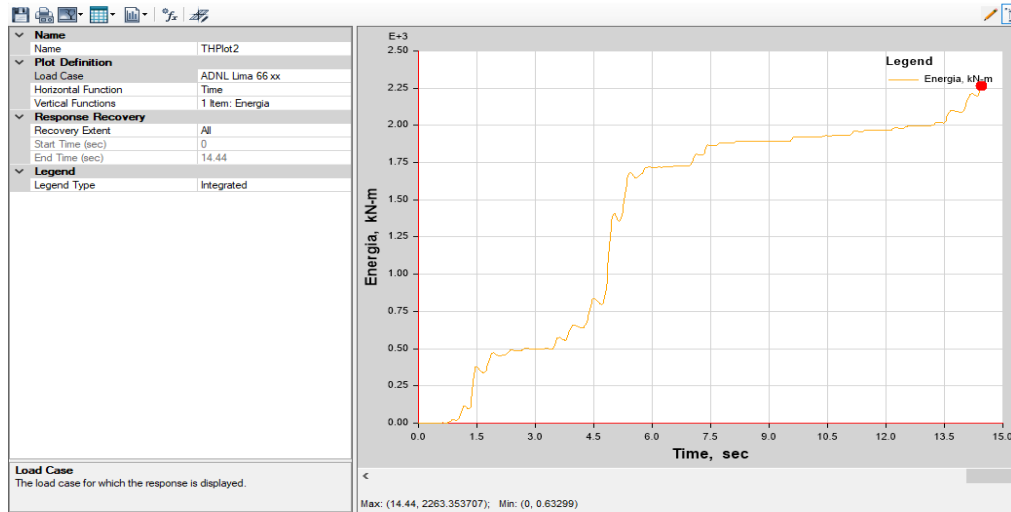


Representación de la energía vs tiempo para un sismo 1974 en la dirección X.

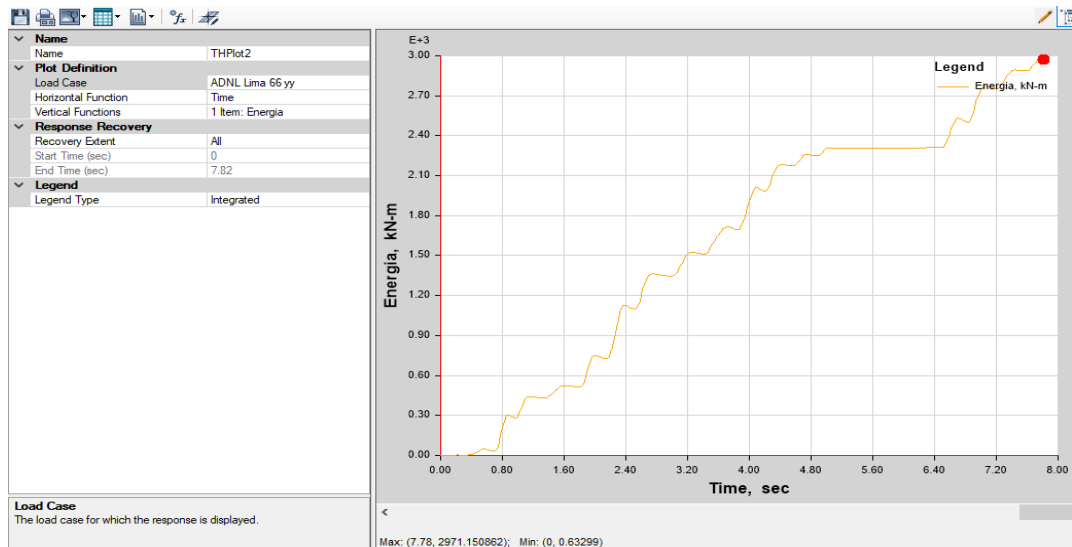


Anexo 5. 5%

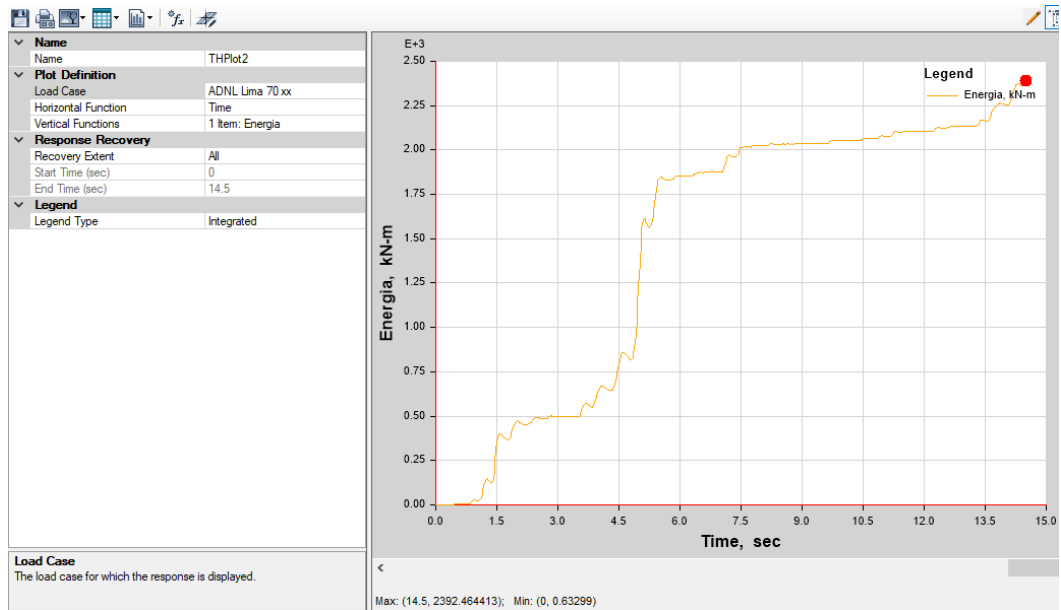
Representación de la energía vs tiempo para un sismo 1966 en la dirección X.



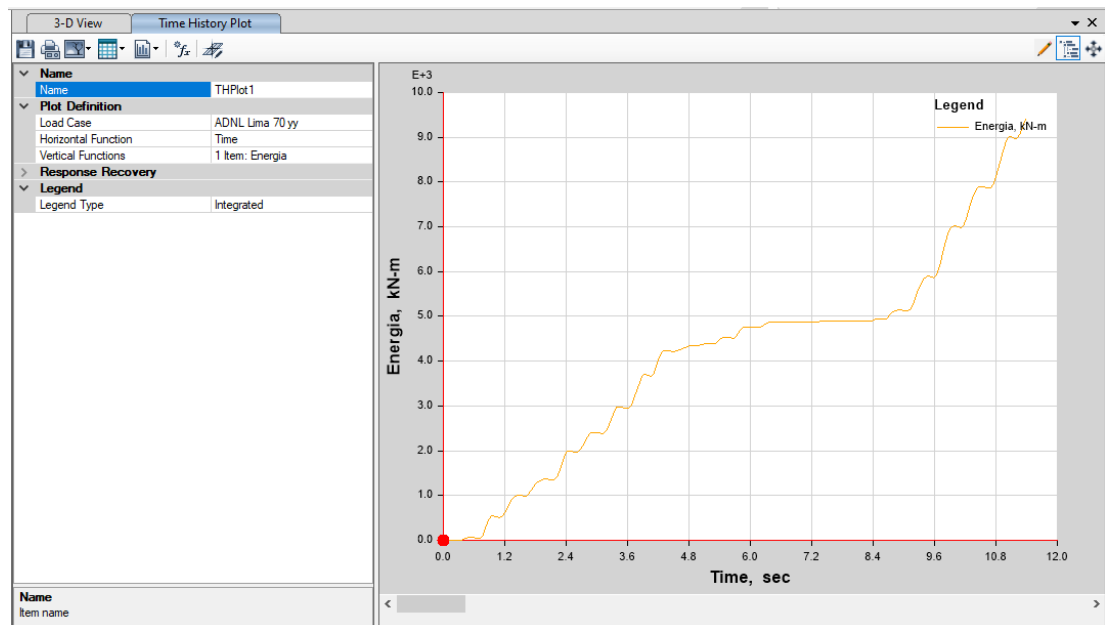
Representación de la energía vs tiempo para un sismo 1966 en la dirección Y.



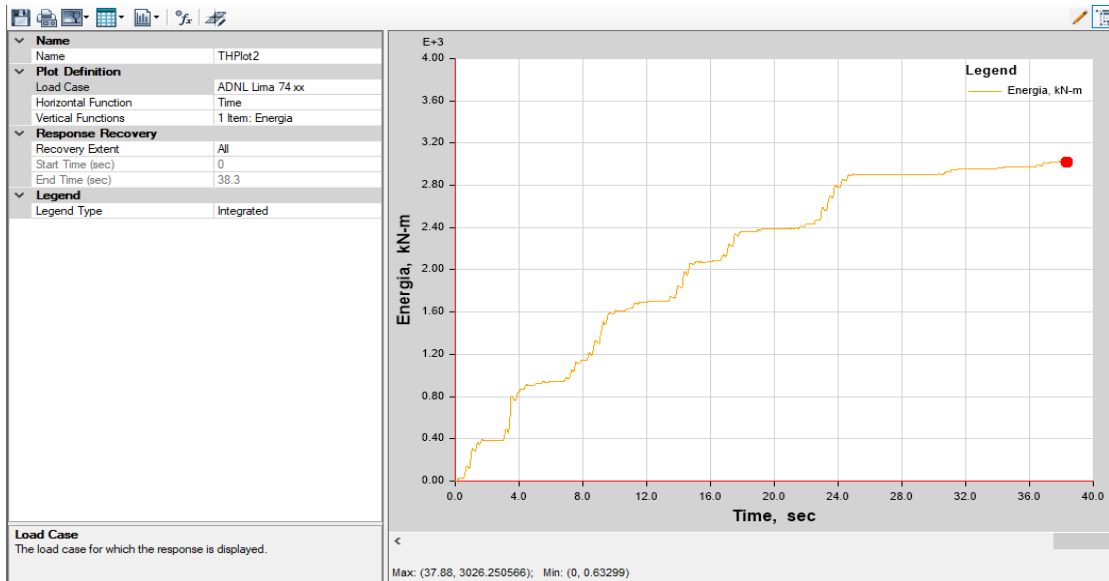
Representación de la energía vs tiempo para un sismo 1970 en la dirección X.



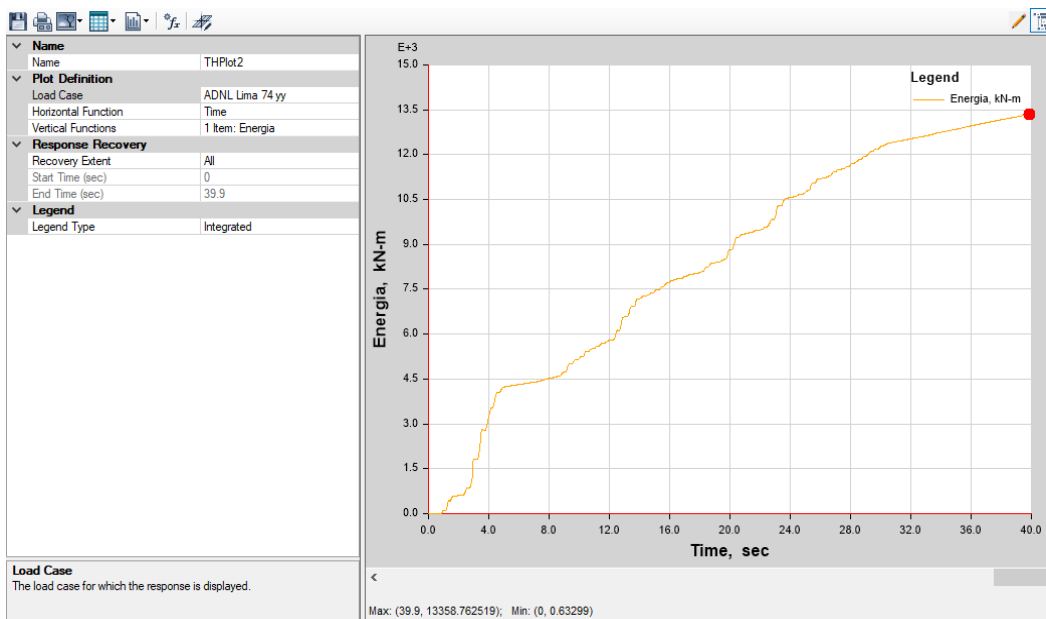
Representación de la energía vs tiempo para un sismo 1970 en la dirección Y.



Representación de la energía vs tiempo para un sismo 1974 en la dirección X.



Representación de la energía vs tiempo para un sismo 1974 en la dirección Y.



Anexo 6. Resultados de Ensayos

Análisis granulométrico por tamizado a la profundidad 0.00 m a 0.80 m

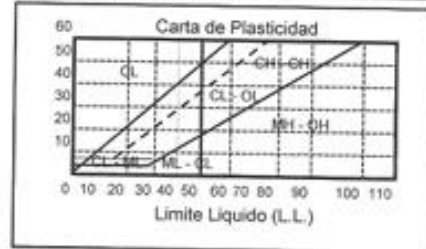
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

Solicitado por: **ING. PEDRO SERGIO GRIMALDO SAN MIGUEL**
 Proyecto: **CREACION DEL MINICOLISEO Y GIMNASIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE PISCO - PROVINCIA DE PISCO - DEPARTAMENTO DE ICA - PRIMERA ETAPA**
 Ubicación: **CERCADO DE PISCO - PISCO - ICA**
 Muestra: **C-3 ; E-1**
 Fecha: **JULIO DEL 2021**
 Profundidad : 0.00 a 0.80 m.
 Peso Total de la Muestra : 1000.00

ANALISIS GRANULOMETRICO	ASTM D422 - D2216 - D2487 / AASHTO T87	TAMAÑO	TAMICES	PESO	% QUE
		MACA	ASTM	RETENIDO	PASA
		75.000	3"	0.00	100.00
		50.000	2	0.00	100.00
		37.500	1½	0.00	100.00
		25.000	1	0.00	100.00
		19.000	¾	0.00	100.00
		9.500	¾	18.60	98.14
		4.750	N° 4	17.90	96.35
		2.000	N° 10	21.40	94.21
		0.850	N° 20	37.90	90.42
		0.425	N° 40	47.30	85.69
		0.250	N° 60	77.90	77.90
0.150	N° 100	74.10	70.49		
0.075	N° 200	35.10	65.98		
0.000	< 200	669.80	0.00		
D10 (mm)	0.54	Cu	36.31		
D30 (mm)	3.82	Cz	1.39		
D60 (mm)	19.53	I.G.	7.00		

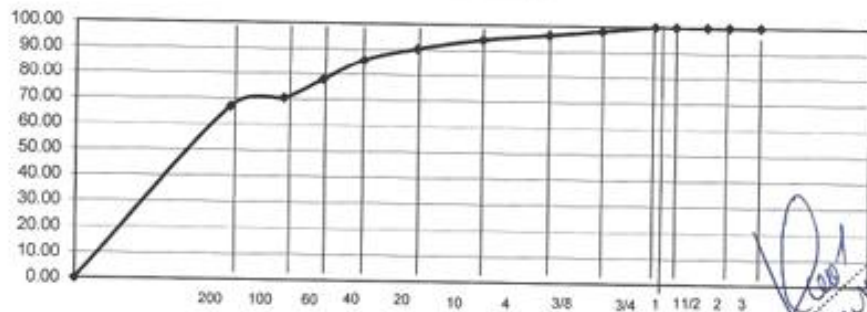
HUMEDAD NATURAL (w)	(%)	5.70
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	(%)	30.55
LIMITE PLASTICO (L.P.)	(%)	19.64
INDICE PLASTICO (I.P.)	(%)	11.91
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	CL
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-6(7)



REPRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS

Tamaño de las mallas U.S. Standard



PROLONGACION CUTERVO N° 524 - MANZANILLA
 URB. JOSE DE LA TORRE UGARTE - ICA

Arturo Robles Godoy Perey
INGENIERO CIVIL
 C.I.P. 65311

E-mail: ofsp281@gmail.com
 238490 CBL: 956623710 - 956994521

Pedro S. Grimaldo San Miguel
INGENIERO CIVIL
 CIP N° 88202
 REGISTRO DE DORAS C-2754

Análisis granulométrico por tamizado a la profundidad 0.80 m a 2.50 m

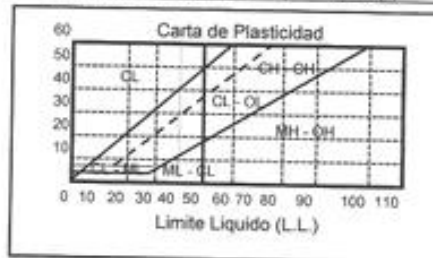
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

Solicitado por: **ING. PEDRO SERGIO GRIMALDO SAN MIGUEL**
 Proyecto: **CREACION DEL MINICOLISEO Y GIMNASIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE PISCO - PROVINCIA DE PISCO - DEPARTAMENTO DE ICA - PRIMERA ETAPA**
 Ubicación: **CERCADO DE PISCO - PISCO - ICA**
 Muestra: **C-3 ; E-2** Profundidad : 0.80 a 2.50 m.
 Fecha: **JULIO DEL 2021** Peso Total de la Muestra : 3500.00

TAMAZO MALLA	TAMICES ASTM	PESO RETENIDO	% QUE PASA
75.000	3"	0.00	100.00
50.000	2	485.30	86.71
37.500	1½	381.90	75.79
25.000	1	439.50	63.24
19.000	¾	368.30	52.71
9.500	¾	421.00	40.69
4.750	N° 4	224.20	34.26
2.000	N° 10	285.30	26.13
0.850	N° 20	413.10	14.33
0.425	N° 40	251.30	7.15
0.250	N° 60	127.20	3.51
0.150	N° 100	96.20	0.79
0.075	N° 200	21.50	0.18
0.000	< 200	6.20	0.00
D10 (mm)	0.59	Cu	33.98
D30 (mm)	3.31	Cc	0.91
D60 (mm)	20.18	I.G.	0.00

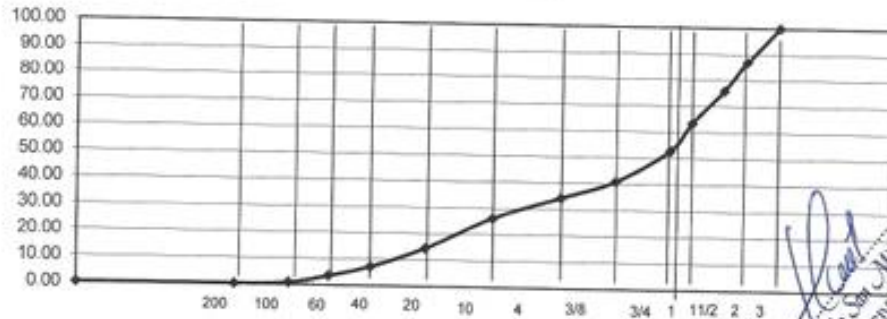
HUMEDAD NATURAL (w)	(%)	5.90
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	(%)	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	(%)	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	(%)	NP
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	GP
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-1-a(0)



REPRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS

Tamaño de las mallas U.S. Standard



Pedro S. Grimaldo San Miguel
 INGENIERO CIVIL
 Exp. N° 882702
 P.O. BOX 142, OBAYAS C. 1724

PROLONGACION CUTERVO N° 524 - MANZANILLA
 URB. JOSÉ DE LA TORRE UGARTE - ICA

Armando Fabian Cossay Pereyra
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. 66311

E-mail: ofgp281@gmail.com
 238490 CEL: 956623710 - 956994521

Perfil Estatigrafico – Calicatas

PERFIL ESTATIGRAFICO

CALICATA N° 01


PROFUNDIDAD 2.50 mts.

PROYECTO CREACION DEL MINICOLISEO Y GIMNASIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE PISCO -
PROVINCIA DE PISCO - DEPARTAMENTO DE ICA - PRIMERA ETAPA

SOLICITA ING. PEDRO SERGIO GRIMALDO SAN MIGUEL

UBICACIÓN CERCADO DE PISCO - PISCO - ICA

FECHA JULIO DEL 2021

COTA	TIPO EXCAV.	MUESTRA	CLASIFICACION			DESCRIPCION
			SUCS	SIMBOLO	COLOR	
80.00	EXPLORACION A CIELO ABIERTO	E-1	CL		COLOR MARRON	ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD EN ESTADO SEMI DENSO CON HUMEDAD Y PRESENCIA DE MATERIAL CONTAMINADO (RELLENO) UNOS 15 CM. EN LA PARTE SUPERIOR DEL ESTRATO
1.70		E-2	GP		COLOR MARRON CLARO	GRAVA POBREMENTE GRADUADA EN ESTADO DENSO CON HUMEDAD Y BOLONERIA DE TAMAÑO DE 3" A 6" EN TODO EL ESTRATO
2.50						NIVEL FREATICO


Arturo Fabian Godoy Pereyra
INGENIERO CIVIL
C.I.P. 66311


Pedro S. Grimaldo San Miguel
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 85293

PROLONGACION CUTERVO N° 524 - MANZANILLA
URB. JOSE DE LA TORRE UGARTE - ICA

E-mail: ofgn281@gmail.com
☎ 238490 CEL: 956623710 - 956994521

PERFIL ESTATIGRAFICO

CALICATA N° 02




PROFUNDIDAD 2.50 mts.

PROYECTO CREACION DEL MINICOLISEO Y GIMNASIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE PISCO -
PROVINCIA DE PISCO - DEPARTAMENTO DE ICA - PRIMERA ETAPA

SOLICITA ING. PEDRO SERGIO GRIMALDO SAN MIGUEL

UBICACIÓN CERCADO DE PISCO - PISCO - ICA

FECHA JULIO DEL 2021

COTA	TIPO EXCAV.	MUESTRA	CLASIFICACION			DESCRIPCION
			SUCS	SIMBOLO	COLOR	
80.00	EXPLORACION A CIELO ABIERTO	E-1	CL		COLOR MARRON	ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD EN ESTADO SEMI DENSO CON HUMEDAD Y PRESENCIA DE MATERIAL CONTAMINADO (RELLENO) UNOS 15 CM. EN LA PARTE SUPERIOR DEL ESTRATO
1.70		E-2	GP		COLOR MARRON CLARO	GRAVA POBREMENTE GRADUADA EN ESTADO DENSO CON HUMEDAD Y BOLONERIA DE TAMAÑO DE 3" A 6" EN TODO EL ESTRATO
2.50						 NIVEL FREATICO


 Arturo Fabian Godoy Pereyra
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. 66311


 Pedro S. Grimaldo San Miguel
 INGENIERO CIVIL
 C.I. N° 89202
 Reg. CONSULTOR EN OBRAS E. 375

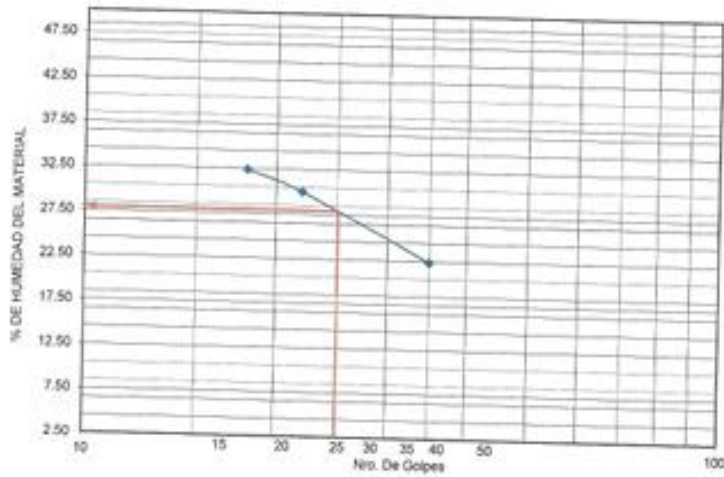
PROLONGACION CUTERVO N° 524 - MANZANILLA
URU. JOSE DE LA TORRE UGARTE - ICA

E-mail: afgp281@gmail.com
 238490 CEL: 956623710 - 956994521

LIMITES DE CONSISTENCIA METODO AASHTO T-89/90 Y ASTM D-423/424

SOLICITA ING. PEDRO SERGIO GRIMALDO SAN MIGUEL
OBRA CREACION DEL MINICOLISEO Y GIMNASIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE PISCO - PROVINCIA DE PISCO - DEPARTAMENTO DE ICA - PRIMERA ETAPA
CALICATA : C-1 E-1
UBICACION CERCADO DE PISCO - PISCO - ICA
FECHA ENSAYO JULIO DEL 2021

Nro. DE CAPSULA	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO		
	C3-1	C3-2	C3-3	C3-4		
PESO TARA + SUELO HUMEDO (A)	36.30	34.18	35.20			I 16.43 II 0.0 III 0.0 = 16.43 %
PESO TARA + SUELO SECO (B)	33.00	31.60	32.99			
PESO DE LA TARA (C)	22.82	23.00	23.10			
PESO DEL AGUA (A-B)	3.30	2.58	2.21			
PESO SUELO SECO (B-C)	10.20	8.60	9.89			
HUMEDAD (W)=(A-B)/(B-C)*100	32.35	30.00	22.35			
Nro. DE GOLPES	18	22	35			



LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE PLASTICO
LL : 28.10 %	LP : 16.43 %	IP : 11.67 %
OBSERVACIONES:		

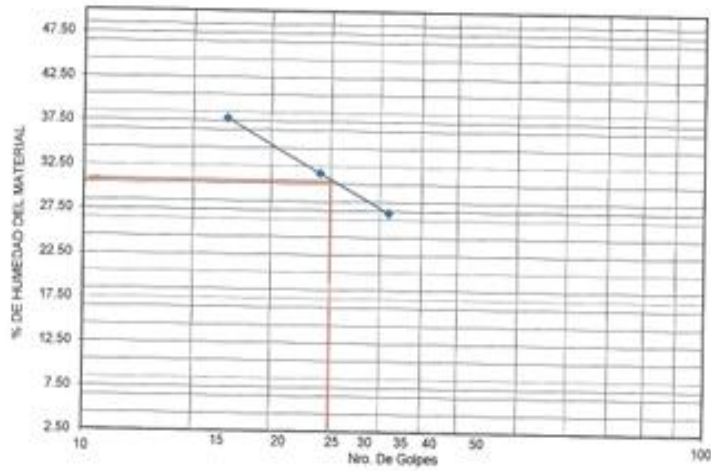

 Arturo Fabian Godoy Pereyra
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. 66311


 Pedro S. Grimaldo San Miguel
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. N° 49202
 CONSULTOR DE OBRAS C-3714

LIMITES DE CONSISTENCIA METODO AASHTO T-89/90 Y ASTM D-423/424

SOLICITA ING. PEDRO SERGIO GRIMALDO SAN MIGUEL
OBRA CREACION DEL MINICOLISEO Y GIMNASIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE PISCO - PROVINCIA DE PISCO - DEPARTAMENTO DE ICA - PRIMERA ETAPA
CALICATA : C-2 E-1
UBICACION CERCADO DE PISCO - PISCO - ICA
FECHA ENSAYO JULIO DEL 2021

Nro. DE CAPSULA	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO			
	C72-1	C72-2	C72-3	C72-4			
PESO TARA + SUELO HUMEDO (A)	36.50	32.00	32.80	26.20			I 20.00
PESO TARA + SUELO SECO (B)	32.80	29.40	30.50	25.700			II 0.0
PESO DE LA TARA (C)	23.00	21.20	22.80	23.2			III 0.0
PESO DEL AGUA (A-B)	3.70	2.60	2.10	0.50			IV 20.00 %
PESO SUELO SECO (B-C)	8.60	8.20	7.70	2.50			
HUMEDAD $[W=(A-B)/(B-C)] \times 100$	37.78	31.71	27.27	20.00			
Nro. DE GOLPES	17	24	31	1			



LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE PLASTICO
LL : 31.40 %	LP : 20.00 %	IP : 11.40 %
OBSERVACIONES:		


 Arturo Fabian Godoy Pereyra
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. 66311


 Pedro S. Grimaldo San Miguel
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 88282
 Reg. CONSULTOR DE OBRAS E. 375

DENSIDAD IN SITU METODO DEL CONO DE ARENA

SOLICITANTE : ING. PEDRO SERGIO GRIMALDO SAN MIGUEL
 PROYECTO : CREACION DEL MINICOLISEO Y GIMNASIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE PISCO - PROVINCIA DE PISCO - DEPARTAMENTO DE ICA - PRIMERA ETAPA
 UBICACIÓN : CERCADO DE PISCO - PISCO - ICA
 MUESTRA : SUELO NATURAL
 FECHA : JULIO DEL 2021

MUESTRA N°	1	2			
PROFUNDIDAD	0.50	1.20			
Calicata	C-1	C-1			
Lado	E-1	E-2			
1. Peso de la lata + suelo humedo	3485.00	4959.00			
2. Peso de la lata	0.00	0.00			
3. Peso del suelo humedo (1 - 2)	3485.00	4959.00			
4. Peso de arena + frasco	7235.00	7089.00			
5. Peso de la arena que queda + el frasco + el peso de arena embudo	2400.00	2175.00			
6. Peso del arena empleada (4 - 5)	1625.00	1625.00			
7. Densidad de la arena	3210.00	3209.00			
8. Volumen del hueco (5/7)	1.48	1.48			
9. Peso de la grava al aire	2168.92	2222.30			
10. Volumen de la grava por desplaz.	0.00	1090.00			
11. Peso del suelo (3 - 9)	0.00	411.32			
12. Volumen del suelo (8 - 10)	3485.00	3869.00			
13. Densidad del suelo humedo(11/12)	2168.92	1810.98			
14. Humedad contenida en el suelo	1.61	2.14			
15. Densidad del suelo seco	5.93	6.10			
16. Densidad del suelo seco gr/cm3	1.52	2.01			
17. Max Dens determinada en la curva	1.52	2.01			
18. Porcentaje de compactacion(16/17)	0.00	0.00			
19. Compactación especificada	0.00	0.00			
Esesor compactado	0.00	0.00			
Control de humedad					
RECIPIENTE N°	1	2			
1. Peso de la lata + suelo humedo	244.30	158.90			
2. Peso de la lata + suelo seco	232.90	152.10			
3. Peso de agua	11.40	6.80			
4. Peso de lata	40.60	40.60			
5. Peso del Suelo seco	192.30	111.50			
6. Porcentaje de humedad	5.93	6.10			


 Aradio-Fabian Godoy Pereyra
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. 66311


 Pedro S. Grimaldo San Miguel
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 85202
 CONSULTOR EN OBRAS C-3754

PROLONGACION CUTERVO N° 524 - MANZANILLA
 URB. JOSE DE LA TORRE UGARTE - ICA

E-mail: afgp281@gmail.com
 238490 CEL: 956623710 - 956994521

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

NORMA ASTM - 3080

SOLICITANTE : ING. PEDRO SERGIO GRIMALDO SAN MIGUEL

PROYECTO : CREACION DEL MINICOLISEO Y GIMNASIO MUNICIPAL DEL
DISTRITO DE PISCO - PROVINCIA DE PISCO - DEPARTAMENTO DE
ICA - PRIMERA ETAPA

UBICACIÓN : CERCADO DE PISCO - PISCO - ICA

FECHA : JULIO DEL 2021

Sondaje : C-1 Clasif. (SUCS) : GPIGRAVA MAL GRADUADA

Muestra : E-1 Velocidad (mm/min) : 0.5

Profundidad : 1.20 Coef. Anillo CR (div/kg.) : 0.306

Estado : Remoldeado

DATOS DEL ESPECIMEN 1

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	144.72
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	2.01
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	5.84
Volum. (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	0.50
Hum. inicial (%)	6.620	Carg. Normal (kg)	20.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div.	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm ²)
0	0.000	45	0	0.00	0.00
10	0.250	38	14	4.28	0.12
20	0.500	35	18	5.51	0.15
30	0.750	28	20	6.12	0.17
40	1.000	20	25	7.65	0.21
50	1.250	-10	35	10.71	0.30
60	1.500	-30	40	12.24	0.34
70	1.750	-40	43	13.16	0.37
80	2.000	-50	45	13.77	0.38
90	2.250	-50	47	14.38	0.40
100	2.500				
110	2.750				
120	3.000				
130	3.250				
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				
210	5.250				
220	5.500				


 Pedro S. Grimaldo San Miguel
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 10333
 - en consulta con Lic. Carlos E. Rivera

PROLONGACION CUTERVO N° 524 - MANZANILLA
URB. JOSE DE LA TORRE UGARTE - ICA


 Arturo Fabian Godoy Pereyra
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. 66311

E-mail: afgp281@gmail.com
 238490 CEL: 956623710 - 956994521

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM - 3080

SOLICITA : ING. PEDRO SERGIO GRIMALDO SAN MIGUEL
 PROYECTO : CREACION DEL MINICOLISEO Y GIMNASIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE PISCO -
 PROVINCIA DE PISCO - DEPARTAMENTO DE ICA - PRIMERA ETAPA
 UBICACION : CERCADO DE PISCO - PISCO - ICA
 FECHA : JULIO DEL 2021
 Sondaje : C-1 Clent. (SUC5) : GP/GRAVA MAL GRADUADA
 Muestra : E-1 Velocidad (mm/min) : 0.5
 Profundidad : 1.20 Cost. Anillo CR (div/kg) : 0.306
 Estado : Remoldeado

DATOS DEL ESPECIMEN 2

Longitud (cm)	6.000	Peso del espec. (gr.)	144.72
Altura (cm)	2.000	Dens. Nat. (kg/cm ³)	2.01
Area (cm ²)	36.000	hum. final (%)	5.84
Volum. (cm ³)	72.000	Est. Normal (kg/cm ²)	1.00
Hum. inicial (%)	6.620	Carq. Normal (kg)	40.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm ²)
0	0.000	65	0	0.00	0.00
10	0.250	68	25	7.65	0.21
20	0.500	72	28	8.57	0.24
30	0.750	72	30	9.18	0.26
40	1.000	73	35	10.71	0.30
50	1.250	73	38	11.63	0.32
60	1.500	73	40	12.24	0.34
70	1.750	73	42	12.85	0.36
80	2.000	73	45	14.08	0.39
90	2.250	72	50	15.30	0.43
100	2.500	72	55	16.83	0.47
110	2.750	70	60	18.30	0.51
120	3.000	70	64	19.58	0.54
130	3.250	70	70	21.42	0.60
140	3.500	70	75	22.95	0.64
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				
210	5.250				
220	5.500				
230	5.750				
240	6.000				
250	6.250				
260	6.500				
270	6.750				
280	7.000				
290	7.250				
300	7.500				


 Arturo Eabian Godoy Perrey
 INGENIERO CIVIL
 C.J.P. 66313

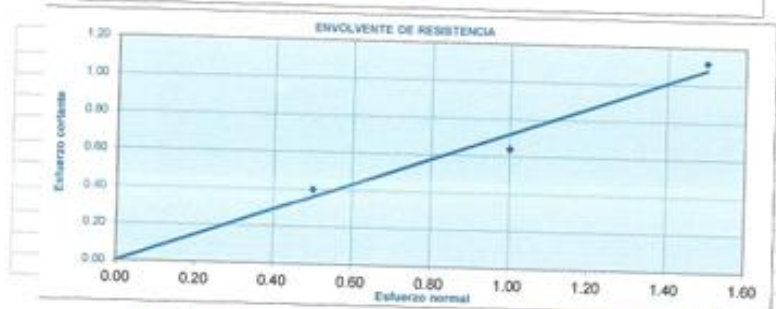
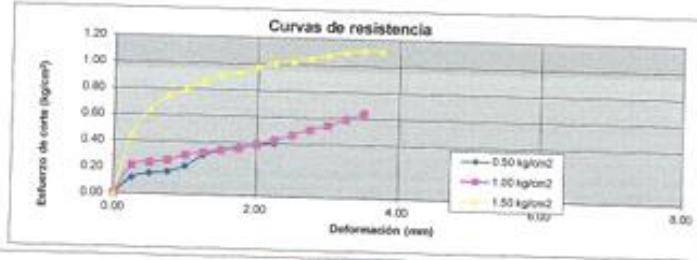

 Pedro S. Grimaldo San Miguel
 INGENIERO CIVIL
 C.P. N° 85202
 TITULAR CON D.C. BOINAS C. 3754

PROLONGACION CUTERVO N° 524 - MANZANILLA
 URB. JOSE DE LA TORRE UGARTE - ICA

Email: afgp281@gmail.com
 ☎ 238490 CEL: 956623710 - 956994521

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM - 3080

SOLICITA : ING. PEDRO SERGIO GRIMALDO SAN MIGUEL
 PROYECTO : CREACION DEL MINICOLISEO Y GIMNASIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE PISCO -
 PROVINCIA DE PISCO - DEPARTAMENTO DE ICA - PRIMERA ETAPA
 UBICACIÓN : CERCADO DE PISCO - PISCO - ICA
 FECHA : JULIO DEL 2021
 Sondaje : C-1 Clasif. (SUC5) : GPIGRAVA MAL GRADUADA
 Muestra : E-1 Velocidad corte : 0.50 mm/min
 Profundidad : 1.20 Coef. Anillo C_A : 0.306 div/kg.
 Estado : Remoldeado



Esf. Normal kg/cm ²	Esf. Cortante kg/cm ²
0.50	0.40
1.00	0.64
1.50	1.12

RESULTADOS	
C =	0.00
$\psi =$	36

Pedro S. Grimaldo San Miguel
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 85292
 * SIEMPRE CON SU OMBRO C. 3174 *

Arturo Fabián Godey Pereyr
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. 66311

PROLONGACION CUTERVO N° 524 - MANZANILLA
 URB. JOSE DE LA TORRE UGARTE - ICA

E-mail: afgp281@gmail.com
 238490 CEL.: 956623710 - 956994521

ANALISIS FISICO QUIMICO

SOLICITA DO POR : ING. PEDRO SERGIO GRIMALDO SAN MIGUEL
PROYECTO : CREACION DEL MINICOLISEO Y GIMNASIO MUNICIPAL DEL
DISTRITO DE PISCO - PROVINCIA DE PISCO -
DEPARTAMENTO DE ICA - PRIMERA ETAPA
UBICACIÓN : CERCADO DE PISCO - PISCO - ICA
TIPO DE MUESTRA: SUELO NATURAL
FECHA : JULIO DEL 2021

ANALISIS DE :	CLORURO p.p.m.	SULFATOS p.p.m.	SALES TOTALES p.p.m.
CALICATA 1	1974.45	360.00	1589.33
CALICATA 3	1785.26	375.10	1257.27


Arturo Fabian Godoy Perey
 INGENIERO CIVIL
C.J.P. 66311



Pedro S. Grimaldo San Miguel
INGENIERO CIVIL
C.P. N. 89282
* CONSULTOR DE OBRAS C-3154

Panel Fotográfico de Calicatas






Anexo 7. Certificado de rotura de probetas




Resultado de rotura de probeta a los 7 días - Zapata

		ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS CILINDRICAS DE CONCRETO				VERSIÓN 01/2022	FRM-CDSGLA-001								
						CDSGLA- INFORME N° 001									
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS															
1- DE LA MUESTRA: Considerar en 2 muestras cilíndricas de concreto.															
2- DEL EQUIPO: Máquina de ensayo uniaxial Píntar Modelo PC-145 - certificado de calibración F 25017-001 R0/11/2021															
3- MÉTODO DE ENSAYO: Norma de referencia ASTM C 39/ NTP339.034 2018 - Procedimiento interno CDSGLA&M-001															
4- RESULTADOS: A continuación.....															
SOLICITA : Constructora E Inmobiliaria DWIGHT S.A.C						N° DE PROBETAS : 2									
OBRA : 'Creación de Microfinco y Comisión Municipal del Distrito de Pisco - Provincia de Pisco - departamento de Ica' primera etapa						CERTIF. N° : CDSGLA/2022 Con. 01									
ESTRUCTURA : Zapata Z-1						TEC. LAB. : C.Q.M									
UBICACIÓN DE LA COLADA : Gamarco						ING. RESP. : P.F.L.									
FECHA DE MOLDEO : 5/07/2022						HECHO POR : A.Q.Y									
FECHA DE ROTURA : 12/07/2022						FECHA DE EMISIÓN : 12/07/2022									
Temperatura Concreto : 25°C						Stamp (Psi) : 5*									
Temperatura ambiente : 25°C						Resistencia de Diseño : Fc = 280 kg/cm ²									
Probeta N°	Díámetro (mm)	Alto de Probeta (mm)	Área (mm ²)	Esbeltez h/d	Factor de esbeltez	Fecha de Ensayo	Edad (días)	Lectura Corregida (KN)	Resistencia de Testigo (kg/cm ²)	Resistencia (Mpa)	Resistencia Corregida por Esbeltez (kg/cm ²)	Tipo de Falla	% de Resistencia Alcanzado	OBSERVACIÓN	
2	101.00	200	8011.81	2.00	1.00	12/07/2022	07	218.87	279.84	27.44	279.84	5	99.94	ZAPATA Z-1	
							% Resistencia Promedio a los 07 días						99.94		CUMPLE
OBSERVACIONES: <small>Las pruebas fueron realizadas por el subcontratista de su responsabilidad la identificación y su integridad.</small> La información referente al muestreo, procedencia, cantidad, fecha de operación e identificación han sido proporcionada por el solicitante.															
Se utilizó Cemento Tipo V ASTM C-150															
CONTRATISTA:															
 CONSULTORES DEL SUR S.R.L. LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS Guispe Almeyda, Godo Narvaiz GERENTE										 Ing° Pablo E. Flores León C. I. P. 128886					

Resultado de rotura de probeta a los 7 días - Viga de Cimentación.

	ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS CILINDRICAS DE CONCRETO		VERSIÓN 01/2022	FRM CDSGLA-001										
				CDSGLA- INFORME N° 003										
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS														
1- DE LA MUESTRA: Concreto en 2 muestras cilíndricas de concreto.														
2- DEL EQUIPO: Máquina de ensayo uniaxial Pinar Modelo PC-105 - certificado de calibración F-25017-001 RD/11/2021														
3- MÉTODO DE ENSAYO: Norma de referencia ASTM C 39 / NTP330.004 2018 - Procedimiento interno CDSGLA&M-001														
4- RESULTADOS: A continuación.....														
SOLICITA	: Constructora E. Insularia DWIGHT S.A.C			N° DE PROBETAS	: 04									
OBRA	: Construcción de Muestreo y Cemento Municipal del distrito de Pozo - Provincia de Pozo - departamento de Ica - primera etapa			CERTIF. N°	: CDSGLA/2022 Con. 03									
ESTRUCTURA	: Viga de Cimentación VC-1			TEC. LAB.	: G.Q.M									
UBICACIÓN DE LA COLADA	: Cerro			ING. RESP.	: P.F.L									
FECHA DE MOLDEO	: 06/07/2022			HECHO POR	: A.Q.Y									
FECHA DE ROTURA	: 15/07/2022			FECHA DE EMISION	: 15/07/2022									
Temperatura Concreto	: 20°C	Temperatura ambiente	: 20°C	Resistencia de Diseño	$F_r = 250 \text{ kg/cm}^2$									
Probeta N°	Díámetro (mm)	Altura de Probeta (mm)	Área (mm ²)	Etiqueta	Factor de esbeltez	Fecha de Ensayo	Edad (días)	Letras Correjida (KN)	Resistencia de Testigo (kg/cm ²)	Resistencia (Mpa)	Resist. Correg. por Esbeltez (kg/cm ²)	Tipo de Falla	% de Resistencia Alcanzada	OBSERVACIÓN
4	101.0	200	8011.61	2.00	1.00	13/07/2022	7	215.38	234.15	26.88	234.13	2	97.90	Viga de Cimentación VC-1
% Resistencia Promedio a los							7	días					97.90	CUMPLE
OBSERVACIONES: Las muestras fueron recibidas por el laboratorio siendo de nuestra responsabilidad la identificación y su integridad.														
La información referente al material, procedencia, cantidad, fecha de espécimen e identificación han sido proporcionada por el solicitante.														
Se utilizó Concreto Tipo V ASTM C- 150														
CONTRATISTA:														
 <p>CONSULTORES DEL SUR S.A. Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos Quilpe, Moroy, Godo Heráñez GERENTE</p>								 <p>Ing. Pablo E. Flores León C.S.P. 128006</p>						

Resultado de rotura de probeta a los 7 días - Columna.

	ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS CILINDRICAS DE CONCRETO	VERSIÓN 01/2022	FEM-CDGLA-001 CDGLA- INFORME N° 006											
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS														
1- DE LA MUESTRA: Consistió en 2 muestras cilíndricas de concreto.														
2- DEL EQUIPO: Máquina de ensayo uniaxial Píezar Modelo PC-165 - certificado de calibración F-25017-001 R8/11/2021														
3- MÉTODO DE ENSAYO: Norma de referencia ASTM C 39/ NTP338.034 2018 - Procedimiento interno CDGLA/M-001														
4- RESULTADOS: A continuación.....														
SOLICITA : Constructora El Inmobiliaria DWIGHT S.A.C		N° DE PROBETAS : 3												
OBRA : "Conexión de Mikuloburo y Gimnasio Municipal del distrito de Pisco - Provincia de Pisco - departamento de Ica" primera etapa		CERTIF. N° : CDGLA/2022 Con. 06												
ESTRUCTURA : Columna		TEC. LAB. : G.Q.M												
UBICACIÓN DE LA COLADA : Gimnasio		ING. RESP. : P.F.L												
FECHA DE MOLDEO : 14/07/2022		HECHO POR : A.Q.Y												
FECHA DE ROTURA : 16/07/2022		FECHA DE EMISIÓN : 16/07/2022												
Temperatura Concreto : 20°C		Temperatura ambiente : 25°C												
		Resistencia de Diseño f_c : 200 kg/cm ²												
Probeta N°	Diámetro (mm)	Altura de Probeta (mm)	Área (mm ²)	Esbeltez h/d	Factor de esbeltez	Fecha de Ensayo	Edad (días)	Lectura Corregida (KN)	Resistencia de Testigo (kg/cm ²)	Resistencia (Mpa)	Resist. Correg. por Esbeltez (kg/cm ²)	Tipo de Falla	% de Resistencia Alcanzado	OBSERVACIÓN
3	101.00	200	8031.61	2.00	1.00	16/07/2022	07	210.46	207.87	26.27	207.87	3	95.67	Columna
% Resistencia Promedio a los							07	días					95.67	CUMPLE
OBSERVACIONES: Las marcas fueron tenidas por el solicitante siendo de su entera responsabilidad la identificación y su integridad.														
La información referente al material, procedencia, cantidad, fecha de ejecución e identificación han sido proporcionado por el solicitante.														
Se utilizó Cemento Tipo V ASTM C-150														
CONTRATISTA:														
 CONSULTORES DEL SUR G.L.A. URB. VILLA DEL SOL, CACERES DE HERRERA Gonzalo Monroy Godó Hernán GERENTE										 Ing° Pablo E. Flores León C.I.P. 128886				