

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**COMPARACIÓN TÉCNICA ENTRE UN SISTEMA  
APORTICADO DE ACERO ESTRUCTURAL Y UNO CON  
AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO  
PARA UN HOTEL EN TACNA**

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

**PRESENTADA POR:**

**Bach. BERMITT VERGARA, ANTONIO DIEGO**

**Bach. PAIMA ALARCON, CARLOS MARTIN**

**ASESOR: Mg.Ing. GÁRATE CÁCERES, FRANCISCO HÉCTOR**  
**LIMA-PERÚ**

**2020**

## **DEDICATORIA**

Dedico esta tesis a mis padres, Antonio Bermitt y Diana Vergara, por su apoyo y confianza en mí. A mi abuelo, Carlos Vergara, que, por sus consejos, siempre fue y será un gran ejemplo a seguir.

Diego Bermitt

Dedico esta tesis en especial a mi madre, Mariela Alarcón, por su constante apoyo y amor, a mi familia que me apoya en todo momento y tienen los mejores deseos para mí.

Carlos Paima

## **AGRADECIMIENTO**

Nuestro especial agradecimiento a Dios, por ser nuestra guía y fuerza.

Nuestro agradecimiento a los docentes de la Universidad Ricardo Palma, en especial al Ingeniero Francisco Gárate, por su compromiso y consejos.

Diego Bermitt Vergara

Carlos Paima Alarcon

# ÍNDICE GENERAL

RESUMEN .....	xv
ABSTRACT.....	xvi
INTRODUCCIÓN .....	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	3
1.1.    Formulación y delimitación del problema .....	3
1.1.1.    Problema General.....	4
1.1.2.    Problemas Específicos .....	4
1.2.    Objetivo general y específico .....	5
1.2.1.    Objetivo General .....	5
1.2.2.    Objetivos Específicos.....	5
1.3.    Limitaciones de la investigación .....	5
1.3.1.    Limitación teórica .....	5
1.3.2.    Limitación metodológica .....	6
1.3.3.    Limitación de gestión o de entorno.....	6
1.4.    Delimitación de la investigación .....	6
1.4.1.    Delimitación Temporal .....	6
1.4.2.    Delimitación espacial del problema.....	6
1.4.3.    Delimitación de la temática del problema .....	6
1.5.    Impacto Potencial .....	7
1.6.    Justificación.....	7
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO .....	8
2.1.    Antecedentes del estudio de la investigación .....	8
2.1.1.    Ámbito nacional.....	10
2.1.2.    Ámbito internacional .....	13

2.2.	Investigaciones relacionadas con el tema.....	15
2.2.1.	Aceros estructurales modernos .....	15
2.2.2.	Diseño en acero .....	17
2.3.	Estructura teórica y científica que sustenta el estudio.....	19
2.3.1.	Tipos de análisis para desempeño sísmico.....	19
2.3.2.	Niveles de Desempeño.....	20
2.3.3.	Niveles de demanda sísmica .....	25
2.3.4.	Durabilidad y Resistencia .....	25
2.3.5.	Aislación sísmica .....	26
2.3.6.	Consideraciones generales de las normas .....	29
2.3.7.	Características del acero.....	31
2.3.8.	Metrado de Cargas .....	32
2.3.9.	Sistema de aislamiento sísmico .....	33
2.3.10.	Tipos de aisladores .....	33
2.3.11.	Tipos de amortiguadores .....	38
2.3.12.	Consideraciones para el diseño con aisladores según la E.031 .....	41
2.3.13.	Consideraciones generales del diseño en acero.....	44
2.4.	Definición de términos básicos .....	49
2.5.	Área de estudio.....	51
2.5.1.	Ubicación Geográfica .....	51
2.5.2.	Población.....	52
2.6.	Hipótesis.....	52
2.6.1.	Hipótesis general.....	52
2.6.2.	Hipótesis específicas .....	52
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DEL ESTUDIO .....		53
3.1.	Tipo y método de investigación .....	53
3.2.	Población de estudio.....	53

3.3.	Diseño muestral.....	54
3.4.	Relación entre variables .....	54
3.4.1.	Variables Independientes .....	54
3.4.2.	Variable Dependiente.....	54
3.5.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos .....	54
3.5.1.	Tipos de técnica e instrumentos .....	54
3.5.2.	Criterios de validez y confiabilidad de instrumentos.....	55
3.5.3.	Procedimientos para la recolección de datos .....	55
3.5.4.	Técnicas de procesamiento y análisis de datos .....	55
CAPÍTULO IV: COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL SISTEMA APORTICADO DE ACERO .....		56
4.1.	Parámetros generales de la edificación .....	56
4.1.1.	Ubicación .....	56
4.1.2.	Zonificación .....	56
4.1.3.	Parámetros de sitio .....	57
4.1.4.	Categoría de la edificación y factor de uso .....	58
4.1.5.	Factor de amplificación sísmica.....	60
4.1.6.	Coefficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas .....	61
4.2.	Predimensionamiento .....	62
4.2.1.	Predimensionamiento de columnas.....	62
4.2.2.	Predimensionamiento de vigas .....	67
4.3.	Definición de Viguetas y Losa Colaborante .....	71
4.4.	Optimización de la Estructura .....	75
4.5.	Análisis Sísmico – Según la norma E.030 .....	80
4.5.1.	Factores de Irregularidad .....	80
4.5.2.	Excentricidad accidental .....	89
4.5.3.	Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, R.....	90

4.5.4.	Peso de la edificación.....	90
4.6.	Análisis Estático.....	91
4.6.1.	Fuerza cortante en la base.....	91
4.6.2.	Distribución de la fuerza sísmica en altura.....	91
4.7.	Análisis Dinámico.....	92
4.7.1.	Derivas del análisis.....	93
4.7.2.	Determinación de desplazamientos laterales.....	94
<b>CAPITULO V: COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL SISTEMA APORTICADO DE ACERO CON AISLADORES SÍSMICOS.....</b>		
5.1.	Combinaciones de cargas.....	95
5.2.	Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes.....	96
5.2.1.	Desplazamientos laterales considerados en el diseño.....	96
5.3.	Parámetros iniciales de la estructura aislada.....	97
5.4.	Propiedades generales del aislador.....	97
5.4.1.	Geometría del aislador.....	97
5.4.2.	Propiedades mecánicas del aislador.....	99
5.4.3.	Verificación de la estabilidad de los aisladores elastoméricos.....	101
5.5.	Análisis tiempo- historia.....	105
5.5.1.	Acelerograma – sismo en Yurimaguas (2019).....	105
5.5.2.	Acelerograma – sismo en Pisco (2007).....	107
5.5.3.	Acelerograma – sismo en Ocoña (2001).....	109
5.5.4.	Acelerograma – sismo en Lima (1974).....	110
5.5.5.	Acelerograma – sismo en Lima (1966).....	111
5.5.6.	Acelerograma – sismo en Lamas (2005).....	113
5.5.7.	Acelerograma – sismo en Ancash (1970).....	115
5.5.8.	Datos ingresados a ETABS para análisis tiempo-historia.....	116
5.5.9.	Resultados de análisis tiempo-historia.....	123

5.5.10. Derivas con tiempo-historia .....	131
CAPÍTULO VI: RESULTADOS DE INVESTIGACIÓN .....	138
6.1. Análisis y discusión de resultados.....	138
6.2. Contrastación de Hipótesis.....	141
CONCLUSIONES .....	143
RECOMENDACIONES.....	144
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	145
ANEXOS .....	149
Anexo 1: Matriz de consistencia .....	149
Anexo 2: Operacionalización de las variables .....	150
Anexo 3: Catálogo de aisladores Mageba .....	151
Anexo 4: Modelado en 3D Arquitectónico .....	155
Anexo 5: Planos arquitectónicos .....	158

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Aceros estructurales modernos .....	16
Tabla 2 Factor de amortiguamiento .....	42
Tabla 3 Parámetro de suelo.....	58
Tabla 4 Parámetro $T_p$ y $T_L$ .....	58
Tabla 5 Parámetro de factor de uso.....	59
Tabla 6 Coeficiente de reducción .....	61
Tabla 7 Irregularidad por rigidez en el eje X.....	81
Tabla 8 Irregularidad por rigidez en el eje Y .....	82
Tabla 9 Irregularidad por rigidez extrema en el eje X.....	82
Tabla 10 Irregularidad por rigidez extrema en el eje Y .....	83
Tabla 11 Irregularidad por peso .....	83
Tabla 12 Irregularidad por torsión en el eje X.....	86
Tabla 13 Irregularidad por torsión en el eje Y .....	86
Tabla 14 Irregularidad por torsión extrema en el eje X.....	87
Tabla 15 Irregularidad por torsión extrema en el eje Y .....	88
Tabla 16 Restricciones de irregularidades .....	89
Tabla 17 Coeficiente de reducción con las irregularidades .....	90
Tabla 18 Peso de la edificación.....	90
Tabla 19 Cálculo de las fuerzas y cortantes.....	92
Tabla 20 Límites de distorsiones de entrepiso .....	93
Tabla 21 Derivas en el eje X.....	94
Tabla 22 Derivas en el eje Y .....	94

Tabla 23 Resumen de valores obtenidos del aislador .....	101
Tabla 24 Peso máximo por columna.....	101
Tabla 25 Tabla de valores a ingresar al programa ETABS .....	119
Tabla 26 Derivas Tiempo-Historia Yurimaguas- Eje X .....	131
Tabla 27 Derivas Tiempo-Historia Yurimaguas- Eje Y .....	131
Tabla 28 Derivas Tiempo-Historia Pisco- Eje X .....	132
Tabla 29 Derivas Tiempo-Historia Pisco- Eje Y .....	132
Tabla 30 Derivas Tiempo-Historia Ocoña- Eje X .....	133
Tabla 31 Derivas Tiempo-Historia Ocoña- Eje Y .....	133
Tabla 32 Derivas Tiempo-Historia Lima 1974- Eje X .....	134
Tabla 33 Derivas Tiempo-Historia Lima 1974- Eje Y .....	134
Tabla 34 Derivas Tiempo-Historia Lima 1966- Eje X .....	135
Tabla 35 Derivas Tiempo-Historia Lima 1966- Eje Y .....	135
Tabla 36 Derivas Tiempo-Historia Lamas- Eje X .....	136
Tabla 37 Derivas Tiempo-Historia Lamas- Eje Y .....	136
Tabla 38 Derivas Tiempo-Historia Ancash- Eje X.....	137
Tabla 39 Derivas Tiempo-Historia Ancash- Eje Y .....	137
Tabla 40 Reducción de derivas eje X .....	140
Tabla 41 Reducción de derivas eje Y .....	141

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Placas tectónicas de América .....	4
Figura 2. Tipo de análisis.....	19
Figura 3 Características asociadas al nivel de desempeño.....	22
Figura 4 Niveles recomendados de desempeños esperados.....	22
Figura 5 Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica .....	24
Figura 6 Partenón.....	27
Figura 7 Estructura convencional y estructura aislada.....	29
Figura 8 Diagrama esfuerzo vs deformación .....	32
Figura 9 Representación de la transmisión de las cargas verticales .....	33
Figura 10 Apoyo lasto@HDRB en servicio .....	34
Figura 11 Vista en corte de aislador elastomérico (LDRB) corte de.....	35
Figura 12 Aislador de deslizamiento .....	36
Figura 13 Aislador de fricción simple.....	37
Figura 14 Representación de un aislador elastomérico con núcleo de plomo .....	38
Figura 15 Amortiguador viscoso .....	39
Figura 16 Amortiguador de resorte pretensado en autopista A3, Suiza.....	40
Figura 17 Transmisor de choque colocado en puente Flendruz, Suiza.....	41
Figura 18 Ubicación geográfica de Tacna .....	51
Figura 19 Ubicación de la edificación a investigar.....	56
Figura 20 Zonificación.....	57
Figura 21 Modelo de la estructura de acero.....	62
Figura 22 Valores del factor de longitud efectiva.....	63

Figura 23 Valores de cargas ingresados a Arquimet 2.0 .....	71
Figura 24 Perfiles para viguetas ofrecidos por Arquimet 2.0 .....	72
Figura 25 Tipos de losa colaborante ofrecidos por Arquimet 2.0.....	72
Figura 26 Datos Sugeridos por el programa Arquimet 2.0.....	73
Figura 27 Reporte de viguetas y losa Colaborante ofrecido por Arquimet 2.0 .....	74
Figura 28 Reporte de diseño ofrecido por Arquimet 2.0 .....	74
Figura 29 Falla en los perfiles ingresados en ETABS .....	75
Figura 30 Revisión de las combinaciones que afectan a los elementos de acero ...	76
Figura 31 Detalle de falla en combinación de perfil de acero .....	77
Figura 32 Ingreso para autoselección de perfiles en ETABS .....	78
Figura 33 Perfiles que cumplen con las combinaciones - ETABS .....	79
Figura 34 Chequeo de cumplimiento de ratios .....	80
Figura 35 Ilustración de valores para cálculo de irregularidad.....	84
Figura 36 Espectro de Pseudoaceleraciones .....	93
Figura 37 Acelerograma de Yurimaguas en sentido Este .....	106
Figura 38 Acelerograma de Yurimaguas en el sentido Norte.....	107
Figura 39 Acelerograma de Pisco en sentido Este.....	108
Figura 40 Acelerograma de Pisco en sentido norte.....	108
Figura 41 Acelerograma de Ocoña en sentido Este .....	109
Figura 42 Acelerograma de Ocoña en sentido Norte.....	110
Figura 43 Acelerograma de Lima-1974 en sentido Este.....	111
Figura 44 Acelerograma de Lima-1974 en sentido Norte.....	111
Figura 45 Acelerograma Lima-1966 sentido Este .....	112
Figura 46 Acelerograma Lima-1966 sentido Norte .....	113

Figura 47 Acelerograma Lamas sentido este .....	114
Figura 48 Acelerograma Lamas sentido Norte .....	114
Figura 49 Acelerograma Ancash sentido este.....	115
Figura 50 Acelerograma Ancash sentido Norte.....	116
Figura 51 Ejemplo de Acelerograma en sentido Este de la estación Rioja - Sismo .....	117
Figura 52 Creación de caso en estación Rioja .....	118
Figura 53 Definición de apoyo de aislador .....	120
Figura 54 Definición de propiedades mecánicas del aislador- sentido vertical....	121
Figura 55 Definición de propiedades mecánicas del aislador- sentido X.....	121
Figura 56 Definición de las propiedades mecánicas del aislador- sentido Y.....	122
Figura 57 Modelado en ETABS con aisladores sísmicos en la base .....	123
Figura 58 Desplazamiento-Derivas-Cortante en eje X- Yurimaguas .....	124
Figura 59 Desplazamiento- Derivas- Cortante en eje Y- Yurimaguas .....	124
Figura 60 Desplazamiento- Derivas- Cortante en eje X- Pisco .....	125
Figura 61 Desplazamiento- Derivas- Cortante en eje Y- Pisco .....	125
Figura 62 Desplazamiento- Derivas- Cortante en eje X- Ocoña .....	126
Figura 63 Desplazamiento- Derivas- Cortante en eje Y- Ocoña .....	126
Figura 64 Desplazamiento- Derivas- Cortante en eje X- Lima1974 .....	127
Figura 65 Desplazamiento- Derivas- Cortante en eje Y- Lima 1974 .....	127
Figura 66 Desplazamiento- Derivas- Cortante en eje X-Lima 1966 .....	128
Figura 67 Desplazamiento- Derivas- Cortante en eje Y- Lima 1966 .....	128
Figura 68 Desplazamiento- Derivas- Cortante en eje X- Lamas .....	129
Figura 69 Desplazamiento- Derivas- Cortante en eje Y- Lamas .....	129

Figura 70 Desplazamiento- Derivas- Cortante en eje X- Ancash.....	130
Figura 71 Desplazamiento- Derivas- Cortante en eje Y- Ancash.....	130
Figura 72 Comparación de derivas eje X.....	138
Figura 73 Comparación de derivas eje Y.....	139
Figura 74 Comparación de derivas eje X e Y .....	140

## RESUMEN

En la presente tesis se expuso la comparación técnica entre un sistema aporticado de acero y un sistema aporticado de acero con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) para un hotel en la ciudad de Tacna. Determinamos en ambos sistemas el comportamiento sísmico, durabilidad y resistencia.

Para el diseño de la estructura de acero se utilizó la norma E.090, complementada con la norma E.020 para el metrado de cargas. Para el análisis de la edificación con y sin aisladores elastoméricos, se usó la norma E.030, Diseño Sismorresistente y E.031, Aislamiento Sísmico.

Estos análisis implicaron el análisis estático y dinámico de ambos sistemas, comparando los resultados de las distorsiones de entrepiso.

Utilizamos diferentes softwares como ETABS 18.0.2, Seismic Signal y el Arquimet 2.0, obtuvimos como resultado que se reducen en gran porcentaje las derivas en el sistema aislado con respecto al sistema sin aislar en 84 y 81% en cada eje de análisis, reduciendo también su respuesta sísmica, por lo que concluimos que el sistema aislado resulta ser más favorable que el sistema convencional, proporcionando mayor seguridad ante un evento sísmico y beneficiando a la durabilidad del proyecto.

Finalmente, esta investigación servirá para futuros diseños y análisis en construcciones que decidan incluir algún sistema aislado, siendo una alternativa útil y sobre todo que aporta mayor seguridad a las personas que se encuentren en dichas edificaciones.

**Palabras clave:** Aislación sísmica, análisis sísmico, estructuras de acero.

## ABSTRACT

In this thesis, we compared the use between steel portal frame and steel portal frame with seismic isolation lead rubber bearing (LRB) for a hotel in the city of Tacna. We determine the seismic behavior, durability and resistance in both systems.

For the design of the steel structure, it was used the E090 rules, complementing with the E020 rules for the loads calculations. For the analysis of the edification with or without seismic isolation lead rubber bearing, it was used the E030, Seismic design and the E031 rules, seismic isolation.

These analyses involve the static and dynamic analysis in both systems, comparing the results of drifts, as well as, durability and resistance.

We use different softwares such as ETABS 18.0.2, Seismic Signal and Arquimet 2.0, we obtained as a result that the drifts in the isolated systems are reduced in a great percentage with respect to the non-isolated system in 84 and 81% in each analysis axis, also reducing the seismic response, for that we concluded that the isolated system turns out to be more favorable than the conventional system, providing greater security in the event of a seismic event and benefiting the durability of the project.

Finally, this investigation will serve for future designs and analysis in constructions that decide to include some isolation system, being a very useful alternative, and above all that contributes a better safe to the people who live in these edifications.

**Keywords:** Seismic isolation, Seismic analysis, Steel structures.

# INTRODUCCIÓN

El Perú se encuentra en una zona altamente sísmica, entre la placa de Nazca y Sudamérica. Debido a esto, es sumamente importante tener el diseño de las edificaciones, teniendo como principal objetivo salvaguardar las vidas humanas y minimizar las pérdidas económicas.

Los sismos son eventos naturales que generan grandes pérdidas humanas y económicas, dependiendo de su magnitud y la zona específica donde ocurren, pueden generar consecuencias devastadoras.

Las construcciones en nuestro país, en su gran mayoría, son diseñadas para resistir sismos de baja intensidad, como unidades de albañilería de pocos niveles y concreto armado en caso de edificios. Ante esto, es importante analizar nuevas tecnologías y propuestas que beneficien los análisis de construcción. Según el Ing. Felipe García Bedoya (2018) en el Perú el 80% de viviendas son construcciones informales y de ese porcentaje, la mitad son altamente vulnerables a un terremoto de alta intensidad. En las zonas periféricas de las ciudades esta cifra llega al 90%.

El acero es uno de los materiales más utilizados para la construcción de edificios en Norte América. La fuerza y resistencia inherentes del acero son características que se adaptan bien a una variedad de aplicaciones, y su alta ductilidad es ideal para diseño sísmico. Para utilizar estas ventajas para aplicaciones sísmicas, el diseño ingenieril tiene que estar familiarizado con las disposiciones relevantes en el diseño de acero y su intención, además debe asegurarse de que la construcción sea ejecutada adecuadamente. Esto es especialmente importante cuando hay soldadura involucrada. (Ming Uang, Chia; Bruneau, Michel; Whittaker, Andrew; Tsai, Keh-chyuan, 2013).

En esta presente tesis comparamos técnicamente un sistema aporticado de acero estructural frente a un sistema aporticado de acero estructural con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo para un hotel de 9 niveles en la ciudad de Tacna.

En el Capítulo I formulamos el problema que resolvemos en la tesis, cómo comparar un sistema aporticado de acero estructural y un sistema aporticado de acero

estructural con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo. También planteamos nuestros objetivos, limitaciones y delimitaciones de la investigación.

En el Capítulo II realizamos el marco teórico, donde describimos los antecedentes, investigaciones relacionadas con el tema, hipótesis y el área de estudio.

En el Capítulo III realizamos la metodología del estudio donde detallamos el tipo y método de investigación, población de estudio y diseño muestral de nuestra tesis.

En el Capítulo IV y V desarrollamos el comportamiento sísmico del sistema aporticado de acero y el sistema aporticado de acero con aislador elastomérico con núcleo de plomo, respectivamente. En estos capítulos realizamos los cálculos estructurales basándonos en las normas vigentes de diseño de estructuras metálicas y aislamiento sísmico, para luego modelarlo en el software ETABS 18.0.2 y realizar el análisis.

En el capítulo VI realizamos el análisis de la comparación de los resultados obtenidos en los capítulos anteriores, contrastamos las hipótesis planteadas con los resultados obtenidos.

# CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

## 1.1. Formulación y delimitación del problema

El Perú es un país que se encuentra en una zona altamente sísmica, debido a que se encuentra entre dos placas tectónicas, placa de Nazca y placa Sudamericana (Ver Figura N°1), tenemos como experiencia algunos eventos sísmicos como el de Lima y Callao (1974), Arequipa (2001), Ica (2007), siendo el de Arequipa el que afectó también la zona de Tacna, la cual será estudiada en esta presente tesis. Con estas referencias podemos determinar que la gran mayoría de edificaciones en el Perú son muy vulnerables ante un evento sísmico de mediana y gran magnitud.

El acero estructural en nuestro país es muy poco usado debido a que los especialistas en la construcción tienen poco conocimiento u optan por lo convencional, sistema aporticado de concreto armado y albañilería confinada, sin embargo, los beneficios ofrecidos por el acero estructural con respecto al concreto armado ante eventos extremos, llámese sismos de gran magnitud, son mejores en resistencia, además, un edificio de acero estructural permite un mejor aprovechamiento de las áreas arquitectónicas.

Adicionalmente, se puede resaltar que, en el caso de Sudamérica, Chile ha sido uno de los pioneros en incorporar aisladores sísmicos a sus estructuras. A raíz del terremoto devastador que ocurrió en el 2010, empezaron a incluir sistemas de protección sísmica en nuevos proyectos, porque otorgan la posibilidad de disminuir a gran escala o anular el daño que se pueda ocasionar en las estructuras.

La presente investigación buscará utilizar un aislador sísmico para un edificio de 9 niveles de estructura de acero en la ciudad de Tacna. Con el uso de aisladores y la propuesta de diseño en acero, se busca que no se presenten daños significativos o pérdidas humanas al ocurrir un evento sísmico de gran magnitud.

La figura N°1 representa las placas tectónicas del continente americano y hacia dónde van sus desplazamientos.

Figura 1

Placas tectónicas de América



Fuente: USGS

### 1.1.1. Problema General

¿Cómo comparar un sistema aporticado de acero estructural y un sistema con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) para un hotel en Tacna?

### 1.1.2. Problemas Específicos

- ¿Cuál será el comportamiento sísmico del sistema aporticado de acero estructural en un hotel en Tacna?
- ¿Cuál será la durabilidad y resistencia del sistema aporticado de acero estructural en un hotel en Tacna?
- ¿Cómo influye el aislador elastomérico con núcleo de plomo en el sistema aporticado de acero estructural respecto a su comportamiento sísmico en un hotel en Tacna?

- d) ¿Cómo influye el aislador elastomérico con núcleo de plomo en el sistema aporticado de acero estructural respecto a su durabilidad y resistencia en un hotel en Tacna?

## 1.2. Objetivo general y específico

### 1.2.1. Objetivo General

Realizar la comparación técnica de un sistema aporticado de acero estructural y un sistema con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).

### 1.2.2. Objetivos Específicos

- a) Determinar el comportamiento sísmico en el sistema aporticado de acero estructural en un hotel en Tacna.
- b) Determinar la durabilidad y resistencia en el sistema aporticado de acero estructural en un hotel en Tacna.
- c) Determinar la influencia del aislador elastomérico con núcleo de plomo en el sistema aporticado de acero estructural respecto a su comportamiento sísmico en un hotel en Tacna.
- d) Determinar la influencia del aislador elastomérico con núcleo de plomo en el sistema aporticado de acero estructural respecto a su durabilidad y resistencia en un hotel en Tacna.

## 1.3. Limitaciones de la investigación

### 1.3.1. Limitación teórica

Como limitación teórica tenemos el no poder buscar información presencial acerca de los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, como el realizar una visita a algún proveedor que nos otorgue mayor información acerca de estos productos como también el poder conocerlos personalmente.

### 1.3.2. Limitación metodológica

Una de las limitaciones metodológicas fueron los lineamientos de la institución de solo realizar tesis descriptivas. Además, la falta de datos in situ como muestras o estudios en campo.

### 1.3.3. Limitación de gestión o de entorno

Nuestra investigación se vio limitada a no gestionar ensayos de laboratorio para tener una mejor visión acerca del comportamiento sísmico de una estructura, así como también el no poder usar las instalaciones de investigación de la Universidad debido a la situación actual mundial.

## 1.4. Delimitación de la investigación

### 1.4.1. Delimitación Temporal

La investigación se hizo en el periodo comprendido entre los meses de junio y noviembre del año 2020.

### 1.4.2. Delimitación espacial del problema

El problema de la investigación se encuentra ubicado en el sector Copare, en la provincia de Tacna, departamento de Tacna.

### 1.4.3. Delimitación de la temática del problema

La delimitación temática corresponde a la comparación técnica entre un sistema aporcado de acero estructural y uno con aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB) para un hotel en la provincia de Tacna, empleando las normas de diseño vigentes.

Para el diseño y análisis se tomaron en cuenta la Norma E.020 de cargas, Norma E.030 de Diseño sismo resistente, Norma E.090 de Estructuras metálicas y la E.031 de Aislamiento sísmico.

### 1.5. Impacto Potencial

Identificamos que nuestra tesis será útil en el ámbito teórico en la verificación del comportamiento estructural de un sistema sobre otro y el conocimiento acerca del diseño con aisladores sísmicos, en el ámbito práctico, la solución de mejorar el comportamiento sísmico de una estructura de acero con el uso de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo para así evitar daños sísmicos significativos. Resolvemos que, para un problema empresarial y social, el uso de un sistema aislado reduce daño material en la estructura.

### 1.6. Justificación

Debido a la gran actividad sísmica en el Perú se propone el uso de aisladores sísmicos para la construcción de edificios de acero, esta investigación tiene como fin promover dicho uso debido a que el uso de estos dispositivos en el Perú será cada vez más necesario.

Esta estructura será analizada usando el software ETABS, considerando su diseño y máximos parámetros permitidos aplicando la Norma Técnica Peruana E030 – Diseño Sismorresistente y la Norma Técnica Peruana E031 – Aislamiento Sísmico del Reglamento Nacional de Edificaciones.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1. Antecedentes del estudio de la investigación

El Perú se sitúa en el conocido círculo de Fuego del Océano Pacífico, zona que concentra el 85% de la actividad sísmica mundial, además la costa peruana está afectada por el cruce de dos placas tectónicas: La placa de Nazca y la Sudamericana, provocando con su fricción sismos en toda la zona. Por este motivo es necesaria la implementación de diversos mecanismos que puedan proteger a las estructuras y disminuir el impacto de sismo, como los aisladores sísmicos.

Acuña Vigil P. (2015) menciona:

A pesar que su inclusión en el diseño de la estructura representa un gasto adicional, destacados ingenieros consideran que se trata de una inversión altamente rentable que garantiza no sólo una reducción sustancial de posibles daños a la estructura y al contenido del edificio sino también a las personas que lo habitan.

Diversos geólogos han advertido que Lima y el norte del país vienen mostrando desde hace varias décadas un silencio sísmico el cual ha encendido las alarmas de prevención en la población.

La forma como ha sido concebido el diseño de las estructuras de las edificaciones resulta primordial para mantener a salvo a millones de personas. Las construcciones con más de 40 años de antigüedad, por ejemplo, no contemplaron ningún tipo de norma de prevención sísmica, lo que las hace más vulnerables ante un movimiento telúrico.

No podemos evitar la ocurrencia de un sismo de gran magnitud, pero contamos con las herramientas técnicas suficientes para reducir considerablemente los daños que pueda causar un terremoto. Los dispositivos de protección sísmica más usados en el extranjero y que se encuentran en etapa de introducción en nuestro país son los

aisladores sísmicos y los disipadores de energía. Aplicar este tipo de tecnologías resulta relevante para forjar una cultura de prevención sísmica que no sólo debe incluir a los ingenieros, sino a los inversionistas y empresarios del sector construcción.

Los sistemas de aislamiento sísmico y de disipación de energía en general, también permiten concentrar los daños estructurales en zonas predeterminadas del sistema, lo cual contribuye a que la estructura pueda recuperar su operatividad en periodos de tiempo muy cortos, o inclusive, de manera inmediata luego de la ocurrencia de un terremoto. Si los daños se concentran en el sistema de protección sísmica, después de un terremoto, la reparación del sistema estructural y su puesta en funcionamiento nuevamente, se simplifica, ya que va asociada a la reparación o sustitución de los aisladores o amortiguadores afectados. (Genatios Carlos y Lafuente Marianela. 2016. P.36)

Casabonne C. (2015) afirma que:

“El aislador sísmico desacopla la estructura del suelo y hace que la aceleración sísmica no pase y si lo hace, que esto ocurra en una proporción mínima. Entonces la estructura se comporta como un bloque rígido que se mueve sobre los aisladores en desplazamientos relativamente pequeños. Por lo tanto, ya no hay desplazamiento entre piso a piso que es lo que destruye la edificación. En los edificios de construcción convencional, que están fijos a tierra, se amplifica la aceleración sísmica en las partes altas, en cambio una edificación que está sobre aisladores se mueve como un bloque, se estabiliza y la amplificación sísmica es menor”.

En resumen, con el uso de mecanismos de control de la respuesta estructural dinámica, como son los sistemas de aislamiento sísmico y los dispositivos de disipación de energía, se busca reducir los efectos dañinos del terremoto, tanto en la estructura como en los elementos no estructurales, con el sentido, no sólo de evitar el colapso de la edificación ante sismos severos y la reducción de daños ante sismos

intermedios, sino también, de procurar la rápida recuperación de sus capacidades y prestación de servicios en sus instalaciones.(Genatios Carlos y Lafuente Marianela. 2016. P.37)

#### 2.1.1. Ámbito nacional

No es novedad que en nuestro país se use, en su gran mayoría, concreto como material para la construcción, se podría decir que junto al ladrillo representan el mayor porcentaje frente a otros materiales, como el acero.

Rumbo Minero (2017). Realizó conversaciones con algunas de las firmas más representativas en el mercado del acero de nuestro país, realizándoles la siguiente pregunta: ¿Y cómo se encuentra el mercado del acero en el Perú?:

De acuerdo a Siderperu, empresa de Gerdau, la demanda nacional del acero se genera principalmente el sector construcción que consume de manera directa cerca del 50% del acero en Perú; mientras que el sector industrial y minero representan el resto del consumo.

“El sector minero absorbe alrededor el 10% de nuestras ventas y sigue en crecimiento, con expectativas de mejoras en el mercado que nos permitan incrementar nuestros volúmenes de ventas a este sector”, comenta Milagros Daga, Jefa de Ventas Industria & Minería.

Por su parte, la Arq. Lilian Montenegro Mera, Asesora Comercial Sector Minero de Calaminon, subraya que como el Estado ha dirigido gran presupuesto a las zonas afectadas por fenómenos naturales, lo que implicaría la ejecución de obras de reconstrucción y la adquisición de infraestructura de emergencia como módulos temporales de vivienda, aulas prefabricadas, centros de salud, que darán un importante crecimiento a la demanda del acero en el país.

“Esto favorece al sector construcción que en el segundo semestre se estima tenga un crecimiento importante. Asimismo, debemos destacar que grandes proyectos mineros se están reactivando, lo que significa un crecimiento de la demanda en todo lo relacionado con infraestructura en acero”, opina Lilian Montenegro.

Giovani Ugarelli, Director Comercial de Cuñado Perú, considera que la reconstrucción del Perú conllevará a una gran cantidad de puentes que se requieren rehabilitar y reconstruir que demandarán importantes volúmenes de acero.

Además, el uso de acero estructural otorga ventajas importantes:

- ✓ Gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conectores como son la soldadura, los tornillos y remaches.
- ✓ Posibilidad de prefabricar los miembros de una estructura.
- ✓ Rapidez de montaje.
- ✓ Gran capacidad de laminarse y en gran cantidad de tamaños y formas.
- ✓ Posible reutilización después de desmontar una estructura.

Con respecto a los sistemas de protección sísmica, Leyton, Michael. (2017). Describe en su tesis:

En la actualidad, los sistemas de protección sísmica representan una opción viable para la prevención de desastres naturales como lo es un evento telúrico. Nuestro país se encuentra en la zona del cinturón de fuego del pacífico, por lo tanto, no se debe hacer caso omiso al peligro que un sismo supone. En atención a ello, se presenta el siguiente estudio que intentará explicar, a grandes rasgos, una tecnología de protección sísmica: la implementación de aisladores en un edificio de viviendas.

Es recurrente que el público en general, e inclusive ingenieros civiles, tengan interrogantes sobre el comportamiento, tipos, eficiencia y conveniencia de los distintos tipos de aisladores sísmicos. Por tal

motivo, este estudio fue estructurado para describir la tecnología desde los principios básicos y la filosofía del diseño, hasta los mecanismos de protección y propiedades dinámicas de cada uno de los dispositivos. La información técnica mostrada corresponde a estándares internacionales, normativa local y prácticas comunes de la ingeniería estructural y construcción.

Herrera, Marco. (2018). Describe en su tesis:

En la actualidad, los dispositivos de protección sísmica, tales como los amortiguadores y aisladores, se presentan como alternativas en el diseño de estructuras. Sin embargo, nuestra norma E.030 no contempla metodologías para el diseño de estructuras con estos dispositivos, ya que sólo contempla una metodología tradicional que consiste en la combinación de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía en el rango inelástico. El presente trabajo de tesis tiene como objetivo principal evaluar y comparar el desempeño sísmico en estructuras aporticadas de concreto armado, diseñadas con aisladores elastoméricos y con amortiguadores de fluido viscoso. Se emplearon metodologías de diseño de normas internacionales para el diseño de estos dispositivos; y para la obtención de resultados, se trabajó con modelos de estructuras con diferentes esbelteces, rigideces y frecuencias. Asimismo, se empleó el software SAP2000 para realizar el análisis tiempo-historia a estas estructuras con la finalidad de verificar su estado posterior a la solicitación sísmica. Con los resultados de las derivas máximas de entrepiso y de las fuerzas internas en los elementos estructurales se evaluó el nivel de desempeño de cada estructura. Se concluye que, para edificaciones aporticadas con poca esbeltez y bajo periodo de vibración, los aisladores funcionaron mejor; mientras que, para edificaciones muy esbeltas y alto periodo de vibración, los amortiguadores tuvieron un mejor desempeño.

### 2.1.2. Ámbito internacional

El Dr. Hernando Tavera (2014). Describe:

En la década de los 70, la comunidad científica mundial dedicaba todos sus esfuerzos a encontrar la manera más óptima de predecir la ocurrencia de los grandes sismos. El primer logro fue el Mapa de Sismicidad Mundial, el mismo que permitió conocer la ubicación de las zonas de mayor frecuencia en actividad sísmica. Es así que se identificó la existencia de la región hoy conocida como “Cinturón de Fuego del Pacífico”. El borde occidental de América del Sur y por ende el Perú, es parte de esta región.

Al verse que los esfuerzos por predecir terremotos no daban los frutos esperados, fueron los científicos japoneses quienes comprendieron que el mejor camino era dedicar dichos esfuerzos a desarrollar medidas orientadas a una adecuada gestión del riesgo ante la ocurrencia de peligros como sismos y tsunamis. Hoy en día, dicha tarea cumplió sus objetivos con un adecuado desarrollo estructural y un respetable nivel de cultura de prevención y mitigación de daños, por parte de la población y principalmente por sus autoridades.

Pérez Z. & Vásquez O. (2016). Describen en su tesis:

La presente investigación se enfoca en el diseño de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo y péndulo friccionante, para un edificio de oficinas donde se realizó un análisis comparativo de la estructura de base fija frente a estos dos y tipos de aislación sísmica para las propiedades dinámicas: periodo, aceleración, distorsión y cortante basal. Los aisladores sobresalieron en desempeño con respecto a la estructura convencional en todos los parámetros de

comparación, obteniéndose en la estructura una excelente protección sísmica con altos beneficios económicos.

Kalfas, Mitoulis y Konstantinidis. (2020). Describen:

El aislamiento sísmico es una medida efectiva para mitigar el peligro de un terremoto en estructuras importantes como puentes, hospitales y plantas de energía nuclear. Las estructuras sísmicamente aisladas deben permanecer esencialmente elásticas para el terremoto de diseño, experimentando daños mínimos o nulos. Los cojinetes elastoméricos reforzados con acero son dispositivos de aislamiento sísmico que se utilizan ampliamente para la protección de puentes y otras infraestructuras críticas. Debido a que los aisladores son elementos críticos de una estructura aislada, deben experimentar daños limitados, si los hay, durante el terremoto que excede el nivel de diseño. El daño asociado con el rendimiento de las cuñas de acero de refuerzo en cojinetes elastoméricos de aislamiento sísmico ha recibido atención limitada en la literatura. En este contexto, este trabajo investiga el efecto de las características de refuerzo de acero sobre el comportamiento de los cojinetes de goma bajo carga axial combinada, desplazamiento de corte y rotación. El potencial de daño en las cuñas de acero bajo tensiones de corte de nivel de diseño se investiga utilizando un factor de daño,  $\Omega$ , con énfasis en el espesor de las cuñas de acero. La investigación se lleva a cabo utilizando modelos avanzados de elementos finitos en Abaqus. Se observa que, bajo grandes cargas axiales, los perfiles de acero delgados (1 y 2 mm) experimentan un rendimiento extensivo independientemente del ángulo de rotación de la placa de anclaje superior; mientras que las de acero más gruesas (4 y 6mm) permanecen elásticas cuando la placa de anclaje superior no experimenta rotación, pero puede ceder cuando la placa superior gira. El ceder de los perfiles de acero provocan desviaciones permanentes y daños locales que alteran las propiedades de los aisladores.

## 2.2. Investigaciones relacionadas con el tema

### 2.2.1. Aceros estructurales modernos

Santiago, Leonilo (2005) describe en su tesis:

Las propiedades del acero pueden combinarse en gran medida variando las cantidades presentes de carbono y añadiendo otros elementos como silicio, níquel, manganeso y cobre. Un acero que tenga cantidades considerables de estos últimos elementos se denomina acero aleado.

Aunque esos elementos tienen un gran efecto en las propiedades del acero, las cantidades de carbono y otros elementos de aleación son muy pequeños. El contenido de carbono en el acero es casi siempre menor que el 0.5 en peso y es muy frecuente que sea de 0.2 a 0.3%.

La composición química del acero es de gran importancia en sus efectos sobre las propiedades del acero tales como la soldabilidad, la resistencia a la corrosión, la resistencia a la fractura, etc. El carbono en el acero incrementa su dureza y su resistencia, pero al mismo tiempo reduce su ductilidad igual que lo hacen el fósforo y el azufre. Los aceros estructurales se agrupan generalmente según varias clasificaciones principales de la ASTM (American Society for Testing and Materials): los aceros de propósitos generales (A36), los aceros estructurales de carbono (A529), los aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación (A441 y A572), los aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica (A242 y A588) y la placa de acero templada y revenida (A514).

En la tabla N°1 se muestra algunos tipos de aceros estructurales, detallando su uso y rangos de resistencia.

Tabla 1

Aceros estructurales modernos

<b>Designación de la ASTM</b>	<b>Tipo de Acero</b>	<b>Formas</b>	<b>Usos Recomendados</b>	<b>Esfuerzo mínimo de fluencia* Fy en Kg/cm2</b>	<b>Resistencia especificada mínima a la tensión** Fu en Kg/cm2</b>
A36	Al Carbono	Perfiles, barras y placas	Puentes, edificios y otras estructurales atornilladas, soldadas o remachadas	2530	4077-5624
A529	Al Carbono	Perfiles, placas hasta 12.7 mm (1/2")	Similar al A36	2952	4218 - 5975
A441	De alta resistencia y baja aleación	Placas y barras hasta 203 mm (8")	Similar al A36	2812 - 3515	4218 - 4921
A572	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta 152 mm (6")	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas.	2952 - 4569	4218 - 5624
A242	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Perfiles, placas y barras hasta 101 mm (4")	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas; técnica de soldado muy importantes	2952 - 3515	4429 - 4921
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Placas y barras	Construcciones atornilladas y remachadas	2952 - 3515	4429 - 4921
A514	Templados y revenidos	Placas solo hasta 101 mm (4")	Estructuras soldadas con mucha atención a la técnica empleada; no se use si la ductilidad es importante	6327 - 7030	7030 - 9139

\* Los valores Fy varían con el espesor y el grupo

\*\* Los valores Fu varían con el grado y tipo

Fuente: Leonilo Santiago Hernández (2005) – Tesis: Diseño de armaduras para techos

Acero ASTM A992: El A992 es la adición más reciente (1998) de la lista de aceros estructurales en Estados Unidos. Se produjo para usarse en construcción de edificios,

y está disponible solamente en perfiles tipo W. Para propósitos prácticos se trata de un acero A572 grado 50 con requisitos adicionales. Específicamente, además de un esfuerzo de fluencia mínimo especificado de 345 MPa o 50 Ksi (3515 Kg/cm<sup>2</sup>), el A992 también proporciona un límite superior de Fy de 65 Ksi (4570 Kg/cm<sup>2</sup>). La relación Fy/Fu no es mayor a 0.85 y el carbono equivalente no excede de 0.50. Ofrece características excelentes de soldabilidad y ductilidad.

En la fabricación de estructuras metálicas fabricadas con aceros de alta resistencia ASTM A529, 572 y 992 se recomienda utilizar electrodos E 7018 (Resistencia mínima a la ruptura en tensión del metal de soldadura,  $F_{EXX} = 70 \text{ Ksi} = 4\,920 \text{ kg/cm}^2$ , el 1 corresponde a electrodos adecuados para cualquier posición: plana, horizontal, vertical o sobrecabeza y el número 8 se refiere a las características de la corriente que debe emplearse y a la naturaleza del recubrimiento). El recubrimiento de este electrodo se caracteriza por tener un bajo contenido de hidrógeno y alto porcentaje de polvo de hierro. (Altos hornos de México, 2020)

### 2.2.2. Diseño en acero

Crisafulli, Francisco (2018) sostiene que:

Los códigos de diseño estructural usualmente indican el nivel general de protección que debe esperarse de ellos. Para las estructuras sismorresistentes la mayoría de códigos establece requerimientos mínimos para asegurar la protección de la vida humana (esto es evitar el colapso parcial o total) pero sin controlar el daño que puede resultar de la acción sísmica severa. En general los objetivos de diseño pueden resumirse en los siguientes:

- a) Para sismos de intensidad reducida: sin daños.
- b) Para sismos de intensidad moderada: daño limitado en los componentes estructurales.
- c) Para sismos severos (sismos de diseño): prevención del colapso, si bien se aceptan daños en componentes estructurales, no estructurales y contenidos.

Si bien estos objetivos son generalmente aceptados, tanto por las normas como los ingenieros estructurales, en la práctica no se define qué es un sismo de intensidad

reducida o moderada. En general, la mayoría de las normas solo incluyen el sismo severo como condición para diseñar la estructura.

Las estructuras sismorresistentes, salvo casos especiales, se diseñan para responder en rango inelástico de modo de desarrollar ductilidad y disipar energía durante la ocurrencia de un terremoto severo. Es por ello que las fuerzas o aceleraciones obtenidas a partir del espectro de diseño (espectro elástico) son reducidas mediante un factor de modificación de respuesta  $R$ . De esta forma el espectro de diseño elástico se transforma, a través del factor  $R$ , en un espectro de diseño inelástico.

El ingeniero estructural debe comprender adecuadamente el criterio de diseño sismorresistente a los efectos de aplicar correctamente las especificaciones reglamentarias. Este criterio difiera significativamente del aplicado para otros estados de carga, por ejemplo, para acciones laterales por viento, donde la estructura se diseña con el objetivo de permanecer esencialmente en rango elástico.

Es importante resaltar que la disipación de energía y el comportamiento dúctil de la estructural bajo la acción sísmica solo puede lograrse si los miembros que componen la misma son adecuadamente detallados (para evitar fallas de tipo frágil). Además, el desarrollo de la ductilidad implica la ocurrencia de daño estructural, como resultado de la fluencia del acero y eventualmente de problemas de inestabilidad como el pandeo local. El daño que produce un terremoto tiene un costo de reparación, pudiendo ser significativo según el tipo y la cantidad de componentes afectados, las técnicas de reparación requeridas, etc.

Algunos terremotos relativamente recientes, como el de Maule, Chile, 2010 y el de Christchurch, Nueva Zelanda, 2011, han demostrado que la implementación y aplicación efectiva de reglamentos de diseños avanzados permite controlar el colapso y así proteger las vidas humanas.

## 2.3. Estructura teórica y científica que sustenta el estudio

### 2.3.1. Tipos de análisis para desempeño sísmico

La agencia Federal de Administración de Emergencias (FEMA) establece cuatro niveles de jerarquización (Ver figura N°2). Mientras mayor sea esta, el desempeño real de la edificación estará predicho más precisamente, los recursos numéricos e informáticos requeridos también aumentan.

- a) **Análisis Lineal Estático:** Es adecuado sólo para edificios regulares, los cuales responden primordialmente dentro del rango elástico.
- b) **Análisis Lineal Dinámico:** Es de gran utilidad para modelar edificaciones irregulares, las cuales responden primordialmente dentro del rango elástico.
- c) **Análisis No Lineal Estático:** Sirve para modelar edificaciones que presentan demandas más allá del rango elástico, pero no valora de forma completa la respuesta dinámica, especialmente los efectos de los modos superiores.
- d) **Análisis No Lineal Dinámico:** Es el método más completo de análisis, ya que modela tanto los efectos dinámicos como la respuesta inelástica.

De los dos análisis no lineales existentes, el dinámico no lineal es el más avanzado y completo; este utiliza la combinación de los registros de movimiento del suelo con un modelo estructural detallado. (M. Sánchez, 2010)

Figura 2.

Tipos de análisis



Fuente: Desempeño sísmico basado en desempeño para edificación esencial de concreto M. Sánchez, 2010

### 2.3.2. Niveles de Desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al evento sísmico (ATC – 40, 1996). Expresa la máxima extensión del daño, considerando tanto condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido y ocupantes. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de trascendencia pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC, 1995). Dependiendo de los deseos del propietario de la edificación, existe un amplio rango de requerimientos de desempeño estructural los cuales pueden ser adaptados según los objetivos de rehabilitación requeridos (FEMA-356, 2000). El nivel de desempeño está relacionado con la función de la edificación.

- Propuesta del Comité VISION 2000 SEAOC.

La propuesta de Structural Engineers Association of California (SEAOC) fue emitida por el comité VISION 2000 (SEAOC,2005). La propuesta VISION 2000 define cuatro niveles de desempeño identificados a través de los siguientes parámetros, como se muestra en la figura N°3:

- Totalmente Operacional: Asociado a un nivel de desempeño en el cual no ocurre ningún tipo de daño. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- Operacional: Nivel de desempeño en el cual ocurren algunos daños de tipo moderado en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso ciertos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura que debería

permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del evento sísmico, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, puede interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

- Seguridad: Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún se tiene un margen de seguridad frente al colapso. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del evento sísmico, con lo cual, es posible que sea preciso proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea factible y se justifique desde un punto de vista económico.
- Próximo al Colapso: Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. La edificación es totalmente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones puede resultar no factible desde un punto de vista técnico o económico.

Figura 3

Características asociadas al nivel de desempeño

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en los elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden verse dañados. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre-Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: VISION 2000 (SEAOC, 1995)

El desempeño esperado de las edificaciones establece los requerimientos mínimos sobre el desempeño sísmico ante los diferentes niveles de amenaza. La siguiente tabla reproduce los niveles recomendados de desempeños esperados para edificaciones, conforme a su clasificación de acuerdo al uso y ocupación en instalaciones de seguridad crítica, instalaciones esenciales/riesgosas e instalaciones básicas.

Figura 4

Niveles recomendados de desempeños esperados

1...Instalaciones Básicas 2...Instalaciones Esenciales/Riesgosas 3... Instalaciones de Seguridad Crítica 0...Desempeño inaceptable		<i>Nivel de Desempeño Sísmico</i>			
		<i>Totalmente Operacional</i>	<i>Operacional</i>	<i>Seguridad</i>	<i>Colapso</i>
<i>Nivel del Movimiento Sísmico</i>	<b>Frecuente</b> <i>(T=43 años)</i>	1	0	0	0
	<b>Ocasional</b> <i>(T=72 años)</i>	2	1	0	0
	<b>Raro</b> <i>(T=475 años)</i>	3	2	1	0
	<b>Muy Raro</b> <i>(T=970 años)</i>	-	3	2	1

Fuente: VISION 2000 (SEAOC, 1995)

- Propuesta del ATC -40, FEMA -356

Estas propuestas definen el nivel de desempeño con un valor alfanumérico de forma separada para la estructura y para los elementos no estructurales de manera que forman una matriz que conduce al diseñador a la definición del nivel de desempeño global de la edificación.

✓ Para elementos estructurales

Estos describen el posible daño sobre los elementos estructurales del edificio. Son cinco los estados de daños, tres principales y dos intermedios. Los tres principales son: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Los dos intermedios son: daños controlados y seguridad limitada. Los tres estados de daño principales pueden ser utilizados de forma directa para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de las estructuras, mientras que los rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. (Bonnett Díaz, 2003).

✓ Para elementos no estructurales

Estos describen el posible daño sobre los componentes no estructurales. Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza.

De acuerdo a la propuesta del ATC -40 (1996) se definen tres niveles de amenaza correspondiente a movimientos sísmicos identificados como (ver figura N°5):

Sismo de servicio (SS): correspondiente a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50% de probabilidades de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo medio de retorno de aproximadamente 72 años, de manera que puede llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de una edificación.

Sismo de Diseño (SD): Correspondiente a movimientos de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo medio de retorno de aproximadamente 475 años. Se corresponde con el nivel de movimiento

tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de la edificación.

Sismo Máximo (SM): Correspondiente a movimientos de intensidad entre severos o muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo medio de retorno de aproximadamente 975 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por los códigos de diseño para edificaciones esenciales y representa cerca de 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificados en los códigos, de allí que la mayoría asocian esta relación al factor de importancia de las edificaciones esenciales, por tratarse de sismos menos frecuentes de mayor severidad.

Para el ATC -40 (1996), la decisión sobre el nivel de desempeño esperado para una edificación depende básicamente de consideraciones funcionales, políticas, económicas, de preservación. Como muestra de ello, la siguiente tabla presenta a título de ejemplo, un nivel dual de desempeño esperado, asociado al llamado criterio de seguridad básica, generalmente empleado en edificaciones convencionales, donde se espera que la edificación presente un nivel de desempeño de seguridad vital para un sismo de diseño (SD) y un nivel de desempeño de estabilidad estructural para un sismo máximo (SM)

Figura 5

Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica

<i>Nivel del movimiento del terreno</i>	<i>Nivel de desempeño de la edificación</i>			
	<i>Operacional</i>	<i>Inmediata Ocupación</i>	<i>Seguridad Vital</i>	<i>Estabilidad Estructural</i>
<i>Servicio (SS)</i>				
<i>Diseño (SD)</i>			X	
<i>Máximo (SM)</i>				X

Fuente: ATC – 40, 1996

### 2.3.3. Niveles de demanda sísmica

El peligro sísmico es una magnitud geofísica que da la probabilidad de ocurrencia de uno o más sismos en un área geográfica específica durante intervalos de tiempo y magnitud determinados y depende principalmente de tres factores: la sismicidad de las fuentes sísmicas que pudieran afectarlo, la distancia entre las fuentes y el sitio, y por último los efectos de la geología local. La sismicidad se refiere a la descripción probabilística de la frecuencia con la que ocurren sismos de diferentes magnitudes en cada fuente. Para una fuente y magnitud dada es posible estimar la intensidad del movimiento a cualquier distancia por medio de leyes de atenuación, las cuales toman en cuenta la disminución de dicha intensidad con el incremento en la distancia al epicentro o a la zona de ruptura. Finalmente, el movimiento sísmico puede verse afectado por las condiciones locales del sitio. Este efecto es particularmente importante en el caso de depósitos de suelo blando, los cuales producen modificaciones muy importantes en la amplitud, contenidos de frecuencia y duración del movimiento sísmico. (Gallego, 2003)

### 2.3.4. Durabilidad y Resistencia

El diseño de las estructuras se ha realizado con el criterio de la resistencia mecánica; sin embargo, se han encontrado problemas relacionados con el medio ambiente en el que se encuentra la estructura. Con los problemas se formularon distintas preguntas: ¿Cómo eliminar la corrosión? ¿Cómo lograr la durabilidad de la estructura, retrasando su deterioro? ¿Cómo evitar costos de mantenimiento periódicos en estructuras marinas o ubicadas en ambientes agresivos? (Hernández & Mendoza, 2006)

Según el instituto de construcción de acero de Canadá (2016):

- El acero puede perder la capacidad de carga durante un incendio por lo que debe colocarse una capa protectora para retardar la disminución de la resistencia, permitiendo la evacuación de los ocupantes y dando tiempo para que el incendio pueda ser extinguido. Estas protecciones consisten en placas, argamasas o pinturas intumescentes. Estas últimas, que mantienen los aspectos estéticos de las estructuras de acero, son inertes a temperatura

ambiente, pero reaccionan cuando se exponen a temperaturas superiores a 200°C, hinchándose y formando una ceniza de baja conductividad térmica. La ceniza formada actúa como una barrera aislante que protege al acero del aumento de temperatura y retrasa el tiempo para que el acero alcance temperaturas críticas. Pero, cuando el incendio se extingue, el acero recupera su resistencia, permitiendo que los efectos de fuego sean mitigados después de la realización de reparaciones. Este no es el caso de la madera, que se quema, y en la cual las partes carbonizadas reducen el área de la sección, minimizando la protección en el caso de un segundo incendio y reduciendo el área disponible para resistir deformaciones y soportar las cargas estructurales. En el caso del concreto, bajo condiciones extremas de incendio, sufre el fenómeno de resquebrajamiento (spalling) que pueden exponer el refuerzo de acero y reducir su capacidad de soportar cargas.

- El acero no es inmune a los impactos de una inundación ya que pueden comenzar a aparecer fenómenos de corrosión. Para prevenirlo se aplican recubrimientos, sea pintura o galvanizado, que proveen protección por un extenso período, a veces excediendo la vida útil de la estructura, Pero si aparecen fenómenos de corrosión durante las inspecciones de mantenimiento, se trata de un fenómeno superficial que puede ser resuelto mediante la limpieza del acero y la colocación de un recubrimiento protector, tal como una pintura, en el área afectada.
- En países como EE. UU. existe una gran variedad de edificios, lo que permite realizar todo tipo de comparaciones. Las primas (cuotas) de los seguros de edificios en ese país con estructuras de acero son menores a los de concreto o madera. Los valores son para un edificio concluido de 0,08 a 0,11 \$ asegurado para la estructura de acero contra 0,20 a 0,25 \$ para la madera y 0,13 a 1,16 \$ para el concreto reforzado. Ello se debe a la mayor durabilidad, resistencia, elasticidad, no combustibilidad y resistencia a la descomposición del acero.

#### 2.3.5. Aislación sísmica

Existieron terribles experiencias de destrucción en la historia de la humanidad, por eso los esfuerzos por minimizar los desastres producidos por

terremotos, han acompañado al desarrollo de las ciudades desde la antigüedad. Distintas técnicas han sido ensayadas a lo largo de la historia por artesanos y constructores.

El ingeniero Kirikov resalta la importancia de las técnicas utilizadas por los griegos en la concepción y construcción de sus edificaciones, una de ellas es la compactación de las bases del suelo y la elaboración de fundaciones con diversas capas de materiales. “Como se sabe, los constructores griegos le prestaron mucha atención a la preparación de la base del suelo. Incluso antes que los persas destruyeran la Acrópolis en 480 A.C. el trabajo de preparación ya habría iniciado para la construcción del gran templo” (B. Kirikov, 1992).

Figura 6

Partenón



Fuente: EcuRed

Para comprender el funcionamiento de los sistemas de aislamiento sísmico, es conveniente recordar cómo se producen los terremotos. Los terremotos son generados por movimientos de reajuste de las placas de la corteza terrestre. Estos

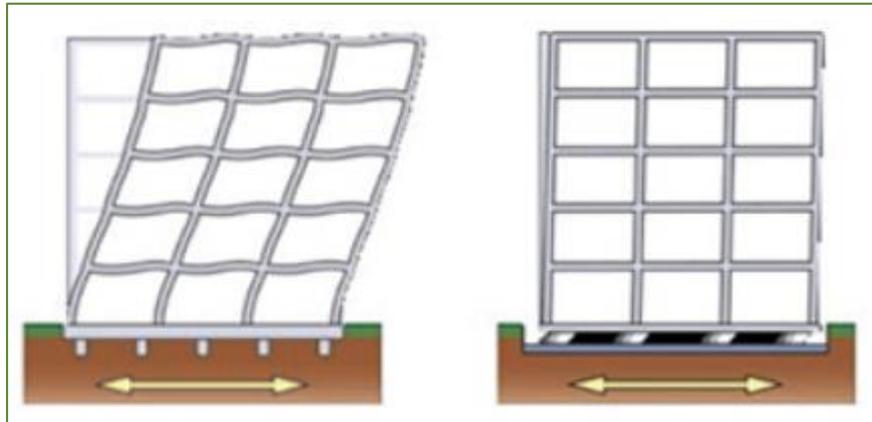
movimientos no son libres, ya que existen restricciones en las zonas de contacto entre las placas; estas restricciones producen deformaciones y tensiones que se van acumulando alrededor de las zonas de contacto de las placas. El terremoto se produce cuando se acumula un nivel de esfuerzos y deformaciones de tal intensidad, que se genera una ruptura brusca en la falla. Al ocurrir un terremoto, se libera energía de tal forma acumulada, con lo que se producen desplazamientos en las zonas de contacto y un reacomodo de las placas. Este proceso se conoce como la “teoría del rebote elástico”. (Genatios Carlos y Lafuente Marianela. 2016. P.47)

Un aislador sísmico es un elemento muy flexible que se coloca entre la estructura y la fundación, a fin de transmitir la menor cantidad de movimiento a la estructura, en el momento de ocurrencia de un terremoto. De no existir el aislador, la fundación transmitiría gran cantidad de vibraciones a la estructura. La estructura sin aislador será denominada, de ahora en adelante, estructura de base fija.

Los aisladores se incorporan al sistema estructural y cambian sus propiedades dinámicas. Por ser muy flexibles, contribuyen a incrementar el periodo fundamental de vibración del sistema estructural. En el espectro de frecuencias del sismo, a estos altos periodos de vibración, corresponden valores bajos de aceleraciones, por lo que las fuerzas inducidas por el sismo sobre la estructura disminuyen significativamente. Por otro lado, las deformaciones se incrementan de manera importante, pero estas deformaciones se concentran en los aisladores sísmicos, lo que hace que la estructura primaria sufra sólo pequeñas deformaciones. Los aisladores también producen un efecto de amortiguamiento importante que contribuye a disipar la energía introducida por el sismo. Estos aisladores son concebidos e instalados para que los movimientos horizontales de la fundación, generados por el sismo, no sean transmitidos a la estructura. Los aisladores no son diseñados, en general, para aislar movimientos verticales, y esto es debido a dos causas: la primera es que las vibraciones verticales producidas por los sismos son generalmente menores que las horizontales; la segunda razón es que las estructuras, dado que deben resistir las cargas gravitacionales, son diseñadas con gran rigidez y resistencia a cargas verticales. (Genatios Carlos y Lafuente Marianela. 2016. P.50)

Figura 7

Estructura convencional y estructura aislada



Nota: Representación de una estructura convencional (izquierda) y una estructura aislada (derecha)

Fuente: Web Detek Internacional S.A.

### 2.3.6. Consideraciones generales de las normas

#### 2.3.6.1. Norma E.020 Cargas

Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su norma de diseño específica. En ningún caso las cargas empleadas en el diseño serán menores que los valores mínimos establecidos en esta norma. Las cargas mínimas establecidas en esta norma están dadas en condiciones de servicio. Esta norma se complementa con la NTE E.030 Diseño Sismorresistente y con las normas propias de diseño de los diversos materiales estructurales. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006).

### 2.3.6.2. Norma E.030 – Diseño Sismorresistente

Esta norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde a los principios señalados. Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las ya existentes y a la reparación de las que resulten dañadas por efectos del sismo.

La Norma E.030 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016, propone también la filosofía y principios del diseño Sismorresistente:

- a. Evitar pérdidas humanas
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- c. Minimizar los daños de propiedad

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en la norma los siguientes principios:

- La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- Para las edificaciones esenciales, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo. (p. 4-5)

De acuerdo a la norma y filosofía planteada se tienen en cuenta diferentes factores muy importantes como la zonificación de la estructura (Z), condiciones del suelo (S), el factor de uso de la estructura (U), coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R), el factor de amplificación sísmica (C).

### 2.3.6.3. Norma E.031- Aislamiento Sísmico

Esta norma técnica establece los requisitos mínimos para el diseño y construcción de edificaciones con cualquier tipo de sistema de aislamiento sísmico, así como las

disposiciones aplicables de los ensayos necesarios para validar el comportamiento de los dispositivos de aislamiento sísmico. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento,2019).

#### 2.3.6.4. Norma E.090 Estructuras Metálicas

Esta norma de diseño, fabricación y montaje de estructuras metálicas para edificaciones acepta los criterios del método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y el método por Esfuerzos Permisibles (ASD).

Su obligatoriedad se reglamenta en esta misma Norma y su ámbito de aplicación comprende todo el territorio nacional. Las exigencias de esta norma se consideran mínimas. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006).

#### 2.3.7. Características del acero

Aunque las propiedades físicas y mecánicas del acero varían según su composición y tratamiento térmico, químico o mecánico, con los que pueden conseguirse acero para infinidad de aplicaciones, este material tiene algunas propiedades genéricas. (Portal Web Alacero, Asociación Latinoamericana del Acero)

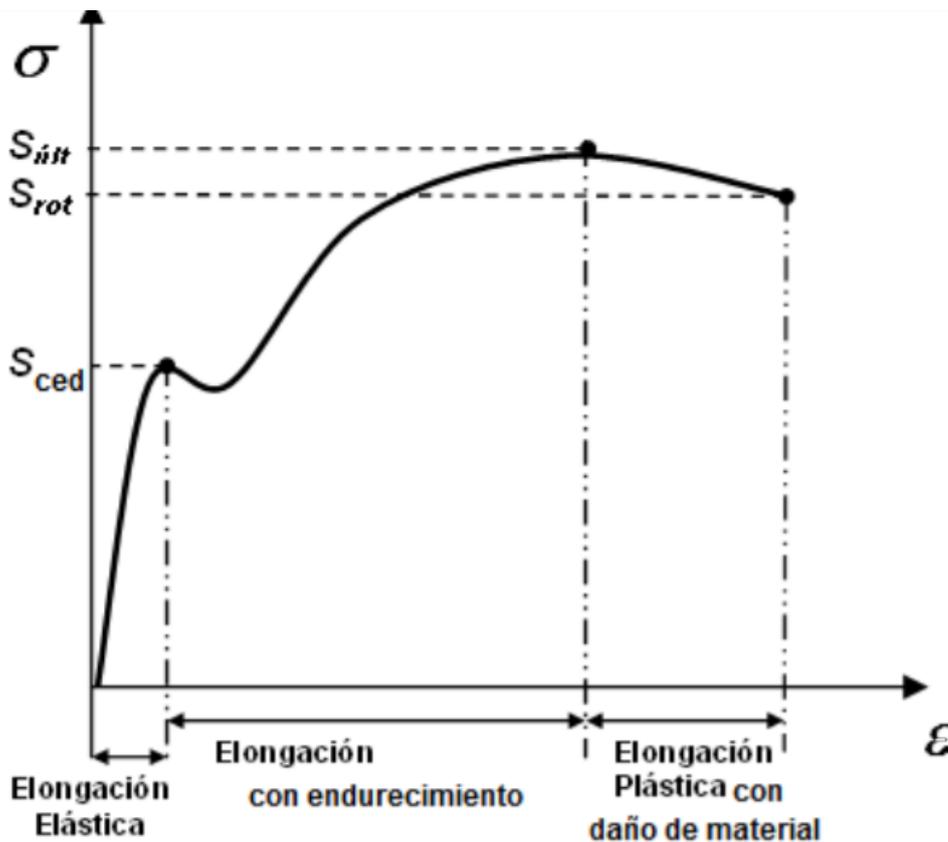
- Densidad media: 7850 Kg/m<sup>3</sup>.
- Se puede contraer, dilatar o fundir, según la temperatura.
- Es un material muy tenaz, especialmente en aleaciones usadas para herramientas.
- Es relativamente dúctil, sirve para hacer alambres.
- Es maleable, se puede transformar en láminas tan delgadas como hojalata, de entre 0.05 y 0.12 mm de espesor.
- Algunas composiciones mantienen mayor memoria, y se deforman al sobrepasar su límite elástico.
- La dureza de los aceros varía entre la del hierro y la que se puede lograr mediante su aleación u otros procedimientos térmicos o químicos entre los cuales quizá el más conocido sea el templado del acero, aplicable a aceros con alto contenido de carbono, que permite, cuando es superficial, conservar un núcleo tenaz en la pieza que evite fracturas frágiles.

- Se puede soldar con facilidad.

En la figura N°8 se muestra el gráfico esfuerzo vs deformación del acero, este gráfico nos representa los el comportamiento de la deformación del acero con respecto al esfuerzo que está sometido. Se puede apreciar los puntos de esfuerzos máximos para cada región de elongación, como la región elástica y luego plástica.

Figura 8

Diagrama esfuerzo vs deformación



Fuente: Escuela colombiana de ingeniería

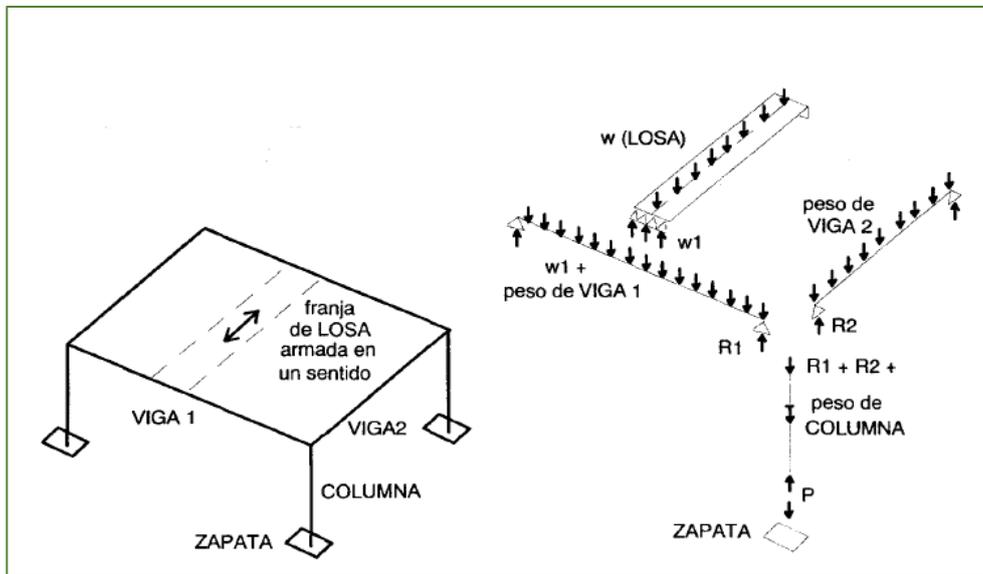
### 2.3.8. Medrado de Cargas

El medrado de cargas es una técnica en la cual se estima las cargas que actúan sobre cada elemento de la estructura a estudiar. En esta técnica se debe pensar en el orden de influencia de las cargas, las cargas existentes de un nivel se transmiten hacia la losa, luego hacia las vigas o muros, luego estas vigas transmiten hacia las columnas, las columnas hacia las cimentaciones y este último hacia el suelo de

cimentación (ver figura N°9). (Análisis de Edificios, Ángel San Bartolomé,1998, p.22)

Figura 9

Representación de la transmisión de las cargas verticales



Fuente: Análisis de Edificios, Ángel San Bartolomé,1998

### 2.3.9. Sistema de aislamiento sísmico

Conjunto de elementos estructurales que incluye los aisladores, así como todos los elementos que transfieren fuerzas entre elementos del sistema de aislamiento sísmico, como vigas, losas, capiteles y sus conexiones. Asimismo, incluye los sistemas de restricción de desplazamiento, siempre que estos elementos sean usados para satisfacer los requisitos mínimos de diseño de esta norma técnica.

### 2.3.10. Tipos de aisladores

#### 2.3.10.1. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB)

El aislador elastomérico de alto amortiguamiento LASTO (HDRB) de Mageba consiste en capas alternas de material elastomérico y láminas de acero vulcanizado. Este aislador proporciona un alto grado de amortiguamiento, de hasta 16%, debido al uso de un compuesto elastomérico mejorado que proporciona mayor capacidad de

amortiguamiento y desplazamiento, así como una alta resistencia al desgaste mecánico.

Al estar las placas de acero totalmente incrustadas en el elastómero, éstas se encuentran selladas y por lo tanto protegidas contra la corrosión. Los dispositivos se fabrican con el elastómero vulcanizado a las placas de conexión superior e inferior. Los aisladores también pueden suministrarse con placas de anclaje adicionales, permitiendo mayor facilidad de reemplazo en operaciones de mantenimiento. (Mageba, 2020).

Los aisladores tipos HDRB (ver figura N°10) presentan mayor sensibilidad a cambios de temperatura y frecuencia que los aisladores tipo LDRB y LRB. A su vez, los aisladores HDRB presentan una mayor rigidez para los primeros ciclos de carga, que generalmente se estabiliza luego del tercer ciclo de carga. Estos dispositivos, al igual que los dispositivos tipo LRB, combinan la flexibilidad y disipación de energía en un solo elemento, con la característica de ser, relativamente, de fácil fabricación. (Liñan R & Carrasco D, 2015)

Figura 10

Apoyo Lasto®HDRB en servicio



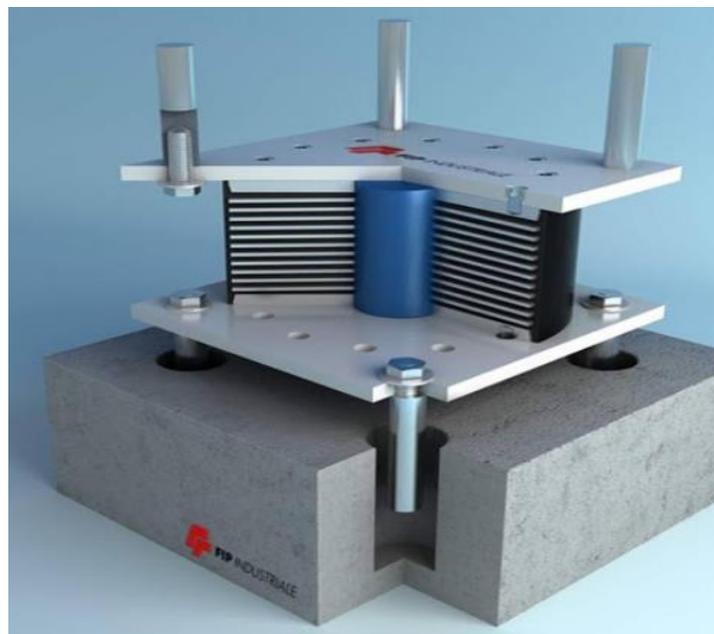
Fuente: Mageba (2020)

### 2.3.10.2. Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (LDRB)

Este tipo de dispositivos son los más simples dentro de los aisladores elastoméricos. Los aisladores tipo LDRB (ver figura N°11) presentan bajo amortiguamiento (2-5% como máximo), por lo que generalmente se utilizan en conjunto con disipadores de energía que proveen amortiguamiento adicional al sistema. Estos dispositivos presentan la ventaja de ser fáciles de fabricar. (Liñan R & Carrasco D, 2015)

Figura 11

Vista en corte de aislador elastomérico (LDRB)



Fuente: Sísmica (2020)

### 2.3.10.3. Aisladores de deslizamiento

Los apoyos deslizantes planos son los aisladores deslizantes más simples (ver figura N°12). Consisten básicamente en dos superficies, una adherida a la estructura y la otra a la fundación, que poseen un bajo coeficiente de roce, permitiendo los movimientos horizontales y resistir las cargas verticales. Poseen, generalmente, una capa de un material elastomérico con el fin de facilitar el movimiento del deslizador en caso de sismos. Por lo general, las superficies deslizantes son de acero inoxidable pulido espejo, y de un material polimérico de baja fricción.

Figura 12

Aislador de deslizamiento



Fuente: Archi Expo (2020)

#### 2.3.10.4. Aislador de péndulo de fricción simple

El aislador de Mageba RESTON (PENDULUM) (ver figura N°13) se basa en el principio del péndulo. Este dispositivo permite los desplazamientos horizontales de la estructura, proporcionando el cambio necesario en el periodo natural de la misma. Al activarse debido a un terremoto, el aislador permite la disociación de la estructura soportada de los movimientos del terreno. Tras el evento sísmico, la fuerza gravitatoria restaura la posición inicial del dispositivo. El comportamiento del apoyo depende principalmente de su radio de curvatura y coeficiente de fricción. (Mageba, 2020)

Los aisladores cumplen las siguientes funciones:

- ✓ En condiciones de servicio, los dispositivos transmiten cargas verticales y permiten desplazamientos horizontales.
- ✓ En caso de un sismo, brindan flexibilidad lateral debido al deslizamiento sobre la superficie curva.

- ✓ Se produce disipación de energía debido a la fricción dinámica entre la superficie deslizante y el material deslizante de alto rendimiento.
- ✓ Finalmente, la función de re-centrado se consigue combinando la gravedad y las características geométricas del aislador.

Figura 13

Aislador de fricción simple



Fuente: Mageba (2020)

#### 2.3.10.5. Aislador elastomérico con núcleo de plomo

Son aisladores que permiten grandes deformaciones laterales. Son cilindros cortos con capas de materiales flexibles como pueden ser gomas de alta resistencia, alternadas con láminas o capas de acero. Estos dispositivos tienen gran resistencia a las cargas verticales que genera la estructura, principalmente debida a las capas de acero que restringen las excesivas deformaciones de abultamiento de las capas de goma, mientras que no tienen mayores efectos en los desplazamientos laterales. Con el fin de limitar también el movimiento relativo y disipar energía, los aisladores deben generar altos valores de amortiguamiento. Para ello se incluyen los núcleos de

plomo que admiten grandes deformaciones y pueden producir alto amortiguamiento, el cual varía en función al diámetro del núcleo de plomo.

Figura 14

Representación de un aislador elastomérico con núcleo de plomo



Fuente: Introducción al uso de aisladores y disipadores de estructuras,2016

### 2.3.11. Tipos de amortiguadores

#### 2.3.11.1. Amortiguador viscoso

Los amortiguadores son dispositivos hidrodinámicos sensibles a la velocidad, y consisten básicamente en un pistón, un vástago de pistón y un tubo cilíndrico. Estos elementos permiten un comportamiento normal de la estructura en condiciones de servicio, pero limitan los desplazamientos y disipan energía durante movimientos bruscos causados por eventos excepcionales tales como terremotos, condiciones extremas de tráfico o rachas de viento.

La resistencia de estos dispositivos depende del flujo de material viscoso que pasa a otra cámara del tubo cilíndrico. Este fluido es empujado a través de unos orificios en el pistón, cuyas dimensiones determinan el comportamiento del amortiguador.

Figura 15

Amortiguador viscoso



Fuente: Mageba (2020)

#### 2.3.11.2. Amortiguador de resorte pretensado

El amortiguador de resorte pretensado (ver figura N°16) está diseñado para cumplir con las siguientes funciones:

- ✓ En caso de cargas variables menores debidas a tráfico, fluencia de concreto, retracción y variaciones térmicas, los dispositivos actúan como puntos fijos de la estructura y no permiten movimientos.
- ✓ En caso de sismo o altas fuerzas de frenado los dispositivos permiten ligeros desplazamientos controlados de la estructura, disipando la energía del sismo.
- ✓ Después del sismo, los dispositivos regresan a la estructura a su posición inicial.

Los amortiguadores de resorte pretensados pueden disipar más del 30% de la energía agregada en un evento dinámico. Esto permite proteger estructuras por un coste menor en comparación con otros métodos de protección tradicionales.

Figura 16

Amortiguador de resorte pretensado en autopista A3, Suiza.



Fuente: Mageba (2020)

### 2.3.11.3. Transmisor de choque

Los transmisores de choque (ver figura N°17) consisten en un pistón, un vástago de pistón y un tubo cilíndrico. Estos dispositivos son elementos de conexión temporales(dinámicos), que permiten libertad de movimientos en condiciones de servicio. En caso de terremoto u otras cargas de impacto, los transmisores de choque se bloquean, actuando como cuerpo rígido, transmitiendo las cargas a los elementos conectados.

Los transmisores de choque, también conocidos como dispositivos de bloqueo, trabajan sobre el principio de que el paso rápido de un fluido viscoso por un orificio estrecho genera una alta resistencia, mientras que si lo hace lentamente se genera una resistencia muy baja. En consecuencia, los dispositivos se bloquean durante altas cargas por impacto, mientras que la reacción ejercida por fricción debido a desplazamientos lentos es muy baja, como por ejemplo en casos de retracción o expansión térmica.

Figura 17

Transmisor de choque colocado en puente Flendruz, Suiza



Fuente: Mageba (2020)

### 2.3.12. Consideraciones para el diseño con aisladores según la E.031

Las consideraciones de acuerdo a la norma peruana E.031 de aislamiento sísmico del reglamento nacional de edificaciones, del año 2019.

#### 2.3.12.1. Procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes

##### a) Desplazamiento Traslacional

El sistema de aislamiento sísmico debe ser diseñado y construido para soportar, como mínimo, el desplazamiento máximo  $D_M$ , calculado con la siguiente ecuación:

$$D_M = \frac{S_{aM} * T_M^2}{4\pi^2 * B_M} \quad (1)$$

Donde:

$S_{aM}$ : Ordenada del espectro elástico de pseudo-aceleraciones correspondiente al sismo máximo considerado en  $\text{mm/s}^2$

$T_M$ : Periodo efectivo de la estructura sísmicamente aislada, asociado al desplazamiento traslacional  $DM$ , en la dirección de análisis.

$B_M$ : Factor de amortiguamiento, correspondiente a la razón entre la ordenada espectral para 5% de amortiguamiento crítico y la ordenada espectral para el amortiguamiento efectivo  $\beta_M$  correspondiente al desplazamiento traslacional  $DM$  que se indica en la tabla N°2

Tabla 2

Factor de amortiguamiento

<b>Factor de amortiguamiento <math>B_M</math></b>	
Amortiguamiento Efectivo, $\beta_M$ (En porcentaje del amortiguamiento crítico) a,b	Factor $B_M$
$\leq 2$	0,8
5	1,0
10	1,2
20	1,5
30	1,7
$\geq 40$	1,9

Nota: Para valores de  $\beta_M$  diferentes de los indicados en la tabla, el factor  $B_M$  se obtendrá por interpolación lineal.

Fuente: Norma E.031 Aislación Sísmica

#### b) Desplazamiento Total

El desplazamiento total ( $D_{TM}$ ) de los elementos del sistema de aislamiento sísmico debe incluir en el desplazamiento adicional debido a la torsión real y accidental, calculado con la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento sísmico y la ubicación más desfavorable de la masa excéntrica.

$$D_{TM} = D_M \left( 1 + \frac{12ye}{b^2 + d^2} \right) \quad (2)$$

Donde:

$D_M$ : Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico, en la dirección de análisis.

$Y$ : Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico y el elemento de interés, medida perpendicularmente a la dirección de la sollicitación sísmica considerada, expresada en mm

$e$ : Excentricidad obtenida como la suma de la distancia en planta entre el centro de masa de la estructura sobre la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico, más la excentricidad accidental, tomada como el 5% de la mayor dimensión en planta del edificio en dirección perpendicular a la del a fuerza sísmica considerada, expresada en mm

$b$ : Dimensión menor del a proyección en planta de la estructura, medida perpendicularmente a la dimensión mayor,  $d$ , expresada en mm

$d$ : Dimensión mayor de la proyección en planta de la estructura, expresada en mm

#### 2.3.12.2. Procedimiento de análisis dinámico

a) Análisis tiempo-historia:

- Este procedimiento se debe desarrollar con un conjunto de pares de registros del movimiento del terreno que deber ser seleccionados y escalados, según lo señalado en la norma E.031 y la norma E.030.
- Cada par de componentes del movimiento de terreno debe ser aplicado simultáneamente al modelo considerando la orientación y la ubicación de la excentricidad de la masa más desfavorable.
- El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento sísmico debe ser calculado mediante la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales en cada instante del tiempo.

- Los parámetros de interés deben ser calculados para cada movimiento del terreno usado para el análisis tiempo-historia y el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés debe ser empleado para el diseño.
- Para zonas cercanas a una falla geológica, cada par de componentes horizontales se debe rotar para ubicarse en la dirección paralela y perpendicular a la falla, y aplicarse a la edificación en cada dirección. En otros casos, no es necesario aplicar las componentes en múltiples direcciones.

b) Límites de deriva:

- La máxima deriva de entrepiso de la superestructura calculado por el análisis tiempo-historia, considerando las características de fuerza- deformación no lineales de la interfaz de aislamiento, no debe excede 0.005.

### 2.3.13. Consideraciones generales del diseño en acero

Bowles, Joseph (1993) sostiene que:

El diseño estructural requiere la aplicación del criterio del ingeniero para producir un sistema estructural que satisfaga de manera adecuado los requerimientos. Este sistema se incorpora a un modelo matemático para determinar las fuerzas en los miembros, como modelo matemático no representa con exactitud la estructura real, aquí es donde participa el criterio del ingeniero para validar ese análisis con el fin de poder contemplar todos los requerimientos.

La seguridad como preocupación de diseño tiene precedencia sobre todas las otras consideraciones de diseño. La seguridad de cualquier estructura depende de las cargas subsiguientes, como la estructura después de su construcción estará sometida a cargas y no siempre del modo a manera que fue diseñada, la selección de cargas de diseño constituye un problema de estadística y probabilidad, por lo cual tenemos normas de diseño las cuales nos establecen límites mínimos requeridos para el diseño y construcción.

#### 2.3.13.1. Cargas, factores de carga y combinaciones

La resistencia requerida de la estructura y sus elementos debe ser determinada para la adecuada combinación crítica de cargas factorizadas. El efecto crítico puede

ocurrir cuando una o más cargas no estén actuando. Para la aplicación del método del diseño de factores de carga y resistencia (LRFD), las siguientes combinaciones deben ser tomadas en cuenta:

$$1.4 D$$

$$1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$1.2 D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5 L \text{ o } 0.8 W)$$

$$1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$1.2 D \pm 1.0 E + 0.5 L + 0.2 S$$

$$0.9 D \pm (1.3 W \text{ o } 1.0 E)$$

Donde:

D: Carga muerta debida al peso propio y los efectos permanentes sobre la estructura.

L: Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

Lr: Carga viva en las azoteas.

W: Carga de viento.

S: Carga de nieve.

E: Carga de sismo de acuerdo a la norma E.030.

R: Carga por lluvia o granizo.

Para la aplicación del método de diseño por esfuerzos permisibles (ASD) las cargas se combinarán con factores iguales a 1.0.

#### 2.3.13.2. Diseño de columnas y elementos en compresión

a) Resistencia de diseño en compresión para pandeo por flexión

- Método LRFD:

La resistencia de diseño para pandeo por flexión en miembros comprimidos en los que sus elementos tienen una relación ancho-espesor menor a  $\lambda$ , es  $\phi_c P_n$ , donde:

$$\phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_g * F_{cr} \quad (3)$$

Para  $\lambda_c \leq 1.5$ :

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (4)$$

Para  $\lambda_c > 1.5$ :

$$F_{cr} = \left( \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (5)$$

Donde:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (6)$$

$A_g$ : Área total del miembro.

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia especificada.

$E$ : Módulo de elasticidad.

$K$ : Factor de longitud efectiva.

$L$ : Longitud lateralmente no arriostrada.

$r$ : Radio de giro respecto al eje de pandeo.

- Método ASD

En secciones cargadas axialmente el esfuerzo de compresión en el segmento no arriostrado será:

Cuando  $\frac{KL}{r} \leq C_c$

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2Cc^2}\right) F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8Cc} \frac{KL}{r} - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^3}{8Cc^3}} \quad (7)$$

Donde:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad (8)$$

Cuando  $\frac{KL}{r} > C_c$

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (9)$$

### 2.3.13.3. Diseño de vigas y otros elementos en flexión

#### a) Fluencia

- Método LRFD:

La resistencia de diseño a flexión de vigas, determinada por el estado límite de fluencia es  $\phi_b M_n$

$$\phi_b = 0.9$$

$$M_n = M_P \quad (10)$$

$$M_P = F_y Z \quad (11)$$

#### b) Pandeo Lateral Torsional

- Método LRFD:

Este estado límite solamente es aplicable a elementos sujetos a flexión con respecto a su eje mayor. La resistencia de diseño a flexión, determinada por el estado límite de pandeo lateral torsional es  $\phi_b M_n$

$$\phi_b = 0.9$$

$M_n$ : Resistencia nominal determinada como sigue

$$L_b \leq L_r$$

$$M_n = C_b \left[ M_P - (M_P - M_r) \left( \frac{L_b - L_P}{L_r - L_P} \right) \right] \leq M_P \quad (12)$$

Donde:

$L_b$ : Distancia entre puntos de arriostre contra el desplazamiento lateral del ala en compresión, o entre puntos arriostrados para prevenir la torsión de la sección recta.

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (13)$$

Donde:

$M_{\max}$ : valor absoluto del máximo momento en el segmento sin arriostrar

$M_A$ : valor absoluto del momento en el cuarto de la luz del segmento de viga sin arriostrar.

$M_B$ : valor absoluto del momento en el punto medio del segmento de viga sin arriostrar.

$M_C$ : valor absoluto del momento a tres cuartos de la luz del segmento de viga sin arriostrar

Se permite  $C_b = 1$ , para voladizos y elementos sobresalidos donde el extremo libre no está arriostrado.

La longitud limite sin arriostrar para desarrollar la capacidad total plástica a la flexión  $L_P$  se determina como sigue:

Para elementos de sección W

$$L_P = \frac{788r_y}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (14)$$

La longitud lateral no arriostrada limite  $L_r$  y el correspondiente momento de pandeo  $M_r$  se determina como sigue:

Para elementos de sección W

$$L_r = \frac{r_y * X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_L^2}} \quad (15)$$

$$M_r = F_L * S_x \quad (16)$$

Donde:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (17)$$

$$X_2 = 4 \frac{C_W}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2 \quad (18)$$

$S_x$ : módulo de sección alrededor del eje mayor

E: módulo de elasticidad del acero

G: módulo de elasticidad al corte del acero

$F_L$ : el menor valor de  $(F_{yf} - F_r)$  o  $F_{yw}$

$F_r$ : esfuerzo de compresión residual en el ala

$F_{yf}$ : esfuerzo de fluencia del ala

$F_{yw}$ : esfuerzo de fluencia del alma

$I_y$ : momento de inercia alrededor del eje Y

$C_w$ : constante de alabeo

- Método ASD
  - a) Elementos con sección W con secciones compactas

Para elementos con secciones compactas, simétricas y cargadas en el plano de su eje menor, el esfuerzo admisible es:

$$F_b = 0.66F_y \quad (19)$$

Siempre que las alas estén conectadas continuamente al alma o almas y que la longitud lateral no soportada del ala en compresión  $L_b$  no exceda el valor de  $L_c$  dado por el menor valor de:

$$\frac{200b_f}{\sqrt{F_y}} \quad o \quad \frac{138000}{\left(\frac{d}{A_f}\right)F_y} \quad (20)$$

#### 2.4. Definición de términos básicos

- Pórtico: Espacio levantado con columnas que se encuentra techado.
- Sistema aporticado: Sistema de columnas y vigas conectadas a través de nudos formando pórticos resistentes en las direcciones principales X e Y.
- Acero Estructural: Tipo de acero muy resistente que se utiliza como elemento estructural en una construcción.

- Aisladores Sísmicos: Elementos que se colocan en la base de la superestructura que permiten reducir gran parte de los daños por sismo.
- Amortiguamiento: Capacidad de un elemento para disipar energía cinética en otro tipo de energía.
- Comportamiento Sísmico: Características de los elementos estructurales de una estructura ante un sismo.
- Edificación: Nombre con que se designa cualquier construcción de grandes dimensiones fabricada con materiales resistentes y que está destinada a servir de espacio para el desarrollo de una actividad humana.
- Durabilidad: Hace referencia al tiempo de vida de algún elemento.
- Rebote elástico: La mayor parte de los terremotos se producen por la liberación rápida de la energía elástica almacenada en la roca que ha sido sometida a grandes esfuerzos. Una vez superada la resistencia de la roca, provocando las vibraciones de un terremoto.
- Resistencia: Capacidad de resistir esfuerzos y fuerzas aplicadas sin romperse, adquirir deformaciones permanentes o deteriorarse de algún modo.
- Sismo: Sacudida o movimiento brusco de la corteza terrestre producido por diferentes motivos, como el movimiento de las placas, actividad volcánica, etc.
- Sismología: Estudio de los sismos, sus causas y efectos.
- Sismorresistencia: Cualidad o capacidad con que se dota a una edificación para resistir los efectos de las cargas dinámicas y los movimientos que ocurren durante un sismo, teniendo como máxima prioridad proteger la vida de las personas.
- Vulnerabilidad sísmica: Se denomina al grado de daño que sufre una estructura debido a un evento sísmico de determinadas características. Estas estructuras se pueden calificar en “más vulnerables” o “menos vulnerables” ante un evento sísmico.

## 2.5. Área de estudio

### 2.5.1. Ubicación Geográfica

Tacna es la ciudad más austral del Perú, y por su historia, una de las más reconocidas. Aunque carece de monumentalidad prehispánica, los primeros testimonios culturales de su ámbito se remontan a una antigüedad próxima a los diez mil años con las pinturas rupestres de Toquepala. Tanto para el estudio como para el viajero acucioso hay evidencias arqueológicas en los petroglifos de Miculla, en las ruinas de Sama la antigua, en la pukara de Tocuco, en el cementerio de “Las Peañas” y en el abundante material custodiado y expuesto por el Instituto Nacional de Cultura en el Museo de la ciudad. (Félix Murillo, 2000)

En la figura N°18 se muestra la ubicación y límites de territorio del departamento de Tacna en cada punto cardinal.

Figura 18

Ubicación geográfica de Tacna

<b>DEPARTAMENTO TACNA: UBICACION GEOGRAFICA</b>				
<b>ORIENTACION</b>	<b>NORTE</b>	<b>ESTE</b>	<b>SUR</b>	<b>OESTE</b>
Latitud Sur	16° 44' 00"	17° 27' 42"	18° 20' 52"	17° 49' 04"
Longitud Oeste	70° 16' 00"	69° 28' 00"	70° 22' 31.5"	71° 06' 16"
Lugar	Entre las cumbres de los cerros Velarclane y Trisonton, altura 4800 m.s.n.m.	Punto en el río Caño, límite internacional entre Perú y Bolivia.	Límite entre Perú y Chile (Línea de la Concordia entre las quebradas, las Salinas y los Escritos)	Desembocadura de la quebrada Icy en el Océano Pacífico entre los cerros Chorrillos y Mostaza

<b>DEPARTAMENTO TACNA: LIMITES FRONTERIZOS</b>				
<b>TACNA</b>	<b>NORTE</b>	<b>ESTE</b>	<b>SUR</b>	<b>OESTE</b>
LIMITES	Dpto de Moquegua	República de Bolivia y Dpto de Puno	República de Chile	Océano Pacífico o Mar de Grau

Fuente: Conociendo Tacna, Felix Murillo (2000)

La zona específica en la que se encontrará este proyecto es el sector Copare en el distrito de Tacna, a 3.8 Km del Aeropuerto Internacional Coronel FAP Carlos Ciriani Santa Rosa y a 8.6 Km de la Plaza Principal de la ciudad.

### 2.5.2. Población

Al año 2019, el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), reveló que el departamento de Tacna, cuenta con 346 mil habitantes. (INEI, 2019)

## 2.6. Hipótesis

### 2.6.1. Hipótesis general

Al realizar el análisis comparativo de los dos sistemas estudiados el que menor impacto tiene ante un sismo de gran magnitud es el sistema aporticado de acero estructural con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).

### 2.6.2. Hipótesis específicas

- a) Las distorsiones del sistema aporticado de acero están dentro del rango permitido menor a 0.01 y se evitarán daños sísmicos.
- b) El tiempo de vida del hotel con el sistema aporticado de acero estructural es mayor que otros sistemas convencionales y tiene una resistencia considerable ante un sismo.
- c) Las distorsiones del sistema con aisladores elastoméricos se reducirían en un 40% con respecto al sistema sin amortiguamiento.
- d) El tiempo de vida y resistencia de la estructura con el sistema de aisladores elastoméricos es mayor que un sistema aporticado de acero estructural sin amortiguamiento.

## CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

### 3.1. Tipo y método de investigación

La investigación es de tipo aplicada, con enfoque mixto, cualitativa y cuantitativa. Cuantitativa porque determinaremos valores numéricos en cálculos y resultados, y cualitativa porque buscamos relacionar y comparar entre si las características de los aisladores sísmicos con el sistema aporticado de acero estructural.

Según el Dr. Alfredo Vara Horna (2010) el diseño descriptivo comparativo tiene como objetivo lograr la identificación de diferencias o semejanzas con respecto a la aparición de un evento en dos o más grupos. Así como también analizar la forma en como varían algunas características entre dos o más grupos de interés.

El nivel de la investigación descriptivo. La investigación es descriptiva porque comparamos técnicamente un sistema aporticado de acero estructural y un sistema aporticado de acero estructural con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo con el software (ETABS 2018.0.2)

### 3.2. Población de estudio

La población está definida por un hotel de nueve niveles en la provincia de Tacna, departamento de Tacna, por lo que se considera una población unitaria.

Según Tamayo (2012), señala que la población es la totalidad de un fenómeno de estudio, incluye la totalidad de unidades de análisis que integran dicho fenómeno y debe cuantificarse para un determinado estudio integrando un conjunto N de entidades que participan de una determinada característica.

### 3.3. Diseño muestral

La muestra está comprendida por un hotel con sistema aporticado de acero estructural de nueve niveles ubicado en el Sector Copare, en la provincia de Tacna, Departamentos de Tacna.

El tipo de muestra es no probabilística porque no utilizamos el azar o estadística para determinar el tamaño de la muestra, de tipo intencional porque hemos elegido la muestra en función a nuestras necesidades y criterio personal.

Si la población es menor a 50 individuos, la población es igual a la muestra. (Castro, 2003)

### 3.4. Relación entre variables

#### 3.4.1. Variables Independientes

Las variables independientes son el sistema aporticado de acero estructural y el sistema con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

#### 3.4.2. Variable Dependiente

La variable dependiente es el hotel

### 3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

#### 3.5.1. Tipos de técnica e instrumentos

- a) Tipo Documental: se obtuvo la información de datos bibliográficos, de libros, revistas y publicaciones científicas, así como manuales y normas vigentes con respecto al tema investigado.
- b) Tipo Técnica: se usó el software ETABS 2018.0.2 para la modelación de la estructura de acero, Arquimet 2.0 y Seismo Signal para complementar el análisis, los resultados sirvieron para determinar la comparación de acuerdo a nuestros objetivos.

### 3.5.2. Criterios de validez y confiabilidad de instrumentos

El análisis estructural para el caso de las edificaciones con y sin aisladores fue realizado por los tesisistas con el software ETABS 2018.0.2 teniendo en cuenta los conocimientos previos obtenidos con los cursos de análisis de estructuras en la Universidad Ricardo Palma.

El análisis fue obtenido tomando lo establecido en las normas E030. “Diseño Sismorresistente”, E031. “Asilamiento Sísmico” E020. “Cargas” y E090. “Diseño de estructuras metálicas”.

### 3.5.3. Procedimientos para la recolección de datos

La información de los resultados se presentó en tablas, de distorsiones, de reducción de derivas de un sistema de un sistema respecto a otro y gráficos comparativos. Estos datos sirvieron para la comparación del sistema aporticado de acero estructural y el sistema aporticado con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo provenientes de los resultados obtenidos por los tesisistas al momento de realizar el análisis de estructuras.

### 3.5.4. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

El análisis de datos se dio con el predimensionamiento de los elementos estructurales viga- columna, luego se modeló la estructura y se ingresaron los datos necesarios en el software ETABS 18 para poder verificar los perfiles de acero a usar, eso se hizo mediante la opción de autoselection del programa. Ya revisados los perfiles se procedió a hacer obtener los resultados del análisis para el sistema aporticado de acero estructural. Luego se calcularon los datos necesarios sobre los aisladores sísmicos para poder ingresarlos al software, determinando las características de aislador para posteriormente realizar el análisis y obtener nuestros resultados finales para la comparación técnica entre ambos sistemas.

## CAPÍTULO IV: COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL SISTEMA APORTICADO DE ACERO

### 4.1. Parámetros generales de la edificación

#### 4.1.1. Ubicación

La presente investigación está referida al proyecto de un hotel, el cual cuenta con 9 niveles, ubicado en la Av. Litoral, sector Copare, Tacna. En la figura N°19 se observa la delimitación del perímetro del hotel.

Figura 19

Ubicación de la edificación a investigar



Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.2. Zonificación

El territorio nacional se encuentra dividido en 4 zonas como se muestra en la figura N°20, dado el lugar de ubicación de la edificación a investigar, observamos que se ubica en la zona 4, con un factor de zona,  $Z=0.45$ .

Figura 20

Zonificación



Fuente: Norma E030 – Diseño sismorresistente

#### 4.1.3. Parámetros de sitio

El suelo que corresponde al área a estudiar, es de tipo rígido, arena muy densa ( $S_1$ ).

Tomando el tipo de suelo y la zonificación del lugar, obtenemos los valores de parámetro de sitio y los periodos  $T_P$  y  $T_L$ .

Tabla 3

Parámetro de suelo

SUELO				
ZONA	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma E030 – Diseño sismorresistente

De la tabla N°4 obtenemos el factor de suelo (S)

$$S = 1.00$$

Con el perfil de suelo, obtenemos los periodos T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub>, (ver tabla N°5).

Tabla 4

Parámetro T<sub>P</sub> Y T<sub>L</sub>

PERFIL DE SUELO				
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma E030 – Diseño sismorresistente

#### 4.1.4. Categoría de la edificación y factor de uso

Según la norma E.030, esta edificación entra en la categoría de edificaciones comunes, “edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes”.

Según la tabla N°5 obtenemos el factor de uso (U) = 1.0

Tabla 5

Parámetro de factor de uso

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR <i>U</i>
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: · Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. · Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. · Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. · Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. · Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. · Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. · Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas 2 y 1, la entidad responsable decidirá si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas 1 y 2, el valor de *U* es como mínimo 1.5

Nota 2: En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

#### 4.1.5. Factor de amplificación sísmica

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C):

Siendo T, el periodo fundamental de vibración, determinado por la ecuación (21) obtenida de la norma E030.

$$T = \frac{h_n}{C_t} \quad (21)$$

Siendo  $h_n = 30.3$  m, la altura total del edificio

$$Y C_t = 35$$

$C_t = 35$ : Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

Teniendo como respuesta el periodo fundamental de la ecuación (21):

$$T = \frac{30.3}{35} = 0.8657 \text{ s}$$

Con estos valores, se puede obtener el factor de amplificación sísmica:

$$T = 0.8657 \text{ s}$$

$$T_P = 0.6 \text{ s}$$

$$T_L = 2 \text{ s}$$

Para:

$$T < T_P \quad C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_P}{T_L} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_P * T_L}{T^2} \right)$$

$$\text{Teniendo como valor final } C = 2.5 * \frac{0.6}{0.8657} = 1.7327$$

#### 4.1.6. Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas

Como sistema estructural resistente a sismos, nuestra edificación se define como:

Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF): Estos pórticos proveen una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitada fluencia en las zonas de panel para las columnas. Las columnas son diseñadas para tener una resistencia mayor que las vigas cuando estas incursionan en la zona de endurecimiento por deformación.

Mediante esta definición determinamos el coeficiente básico de reducción  $R_0$ , siendo mostrado en la tabla N°7.

Tabla 6

#### Coeficiente de reducción

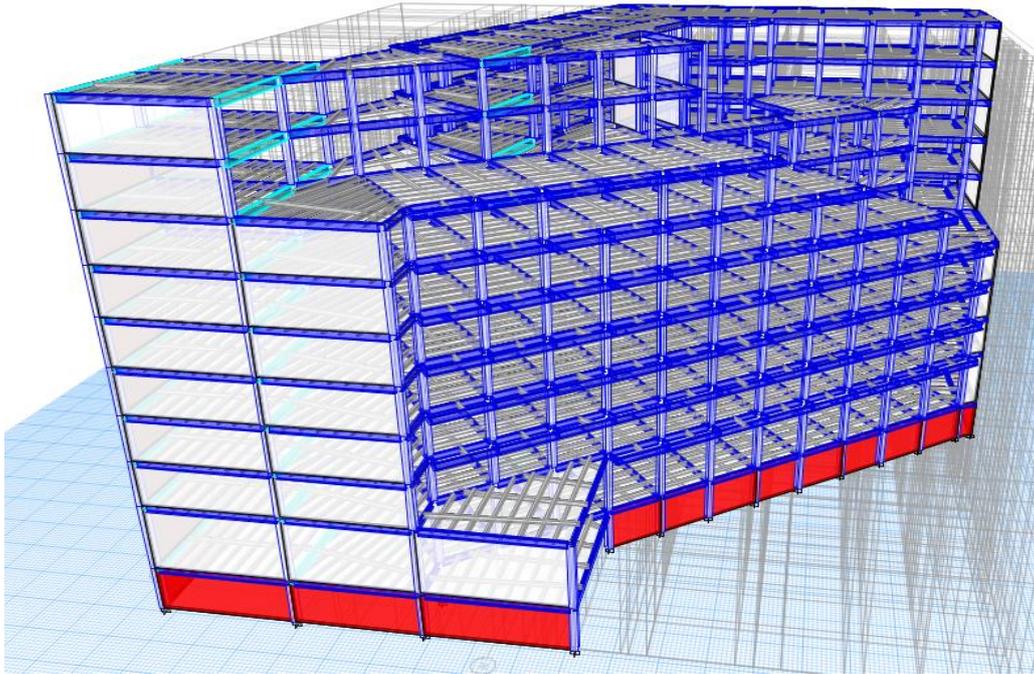
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción $R_0$ (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado: Pórticos	
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7

Fuente: Norma E030 – Diseño sismorresistente

En la figura N°21 se muestra el modelo de la estructura de acero en el programa ETABS 18, mostrando columnas, vigas, muros y losa colaborante.

Figura 21

Modelo de la estructura de acero



Fuente: Elaboración propia

#### 4.2. Predimensionamiento

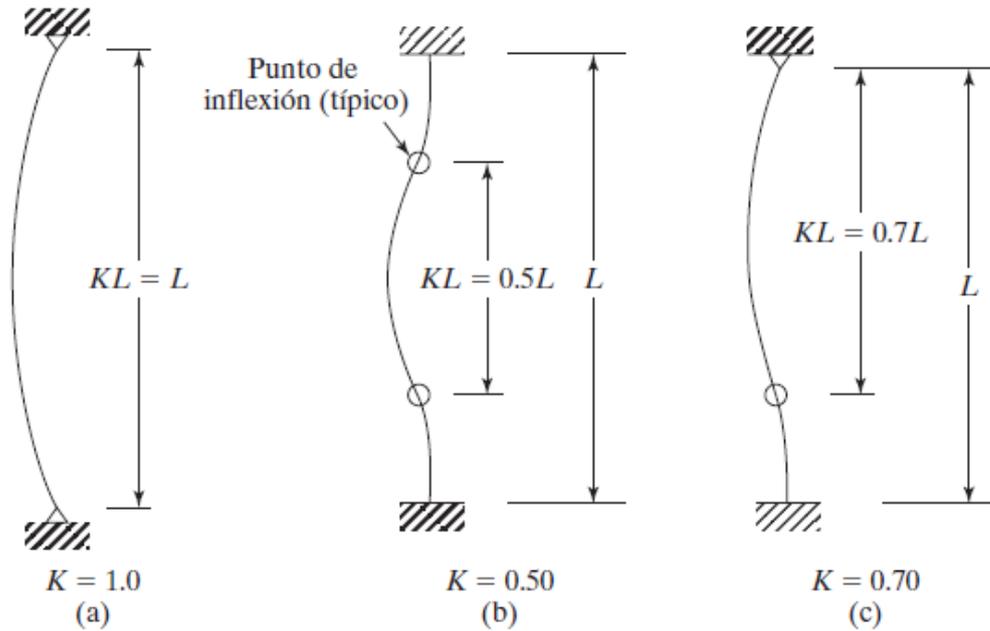
El Predimensionamiento consiste en la elección de los perfiles a usar como punto de partida, para el diseño estructural de la edificación, a partir del predimensionamiento verificaremos todos los parámetros de la normatividad que se está utilizando para así a partir de ahí, diseñar los elementos estructurales finales.

##### 4.2.1. Predimensionamiento de columnas

Para el predimensionamiento de las columnas se asume que solamente estará cargada axialmente, no se considerará el peso propio, pero sí la carga muerta y viva con la cual estará interactuando. Iniciamos con un punto de partida donde  $KL/r$  no será mayor a 200.

Figura 22

Valores del factor de longitud efectiva



Fuente: Diseño de estructuras de acero - McCormack

Para el predimensionamiento se tomará la columna más crítica, que tenga el área tributaria mayor

Largo tributario = 7.4 m

Ancho tributario = 7.26 m

Área Tributaria ( $A_t$ ) = 53.72 m<sup>2</sup>

Número de pisos ( $n$ ) = 2

### Cálculo de cargas:

Según Cobertecho:

Peso propio de Los Colaborante = 10.88 Kg/m<sup>2</sup>

Peso propio del concreto = 198.55 Kg/m<sup>2</sup>

Peso Propio de piso terminado= 100 Kg/m<sup>2</sup>

Carga Muerta (Wd) = 309.43 Kg/m<sup>2</sup>

Según la norma E.020, por el uso de hotel, la carga viva es:

Carga Viva (Wl) = 200 Kg/m<sup>2</sup>

Según el capítulo 5 de la norma E.090 para columnas y otros elementos en compresión, haremos el predimensionamiento por resistencia de diseño en compresión para pandeo por flexión.

a. Resistencia de diseño en compresión para pandeo por flexión

Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD):

$$W_u = 1.2W_d + 1.6W_l \quad (22)$$

De la ecuación (22) sabemos que:

Wd: Carga Muerta

Wl: Carga Viva

$$W_u = 1.2 * 310 \text{ Kg/m}^2 + 1.6 * 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_u = 692 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_u = W_u * A_t * n \quad (23)$$

De la ecuación (23) sabemos que:

Wu: Carga Última

At: Área Tributaria

n: Número de pisos

$$Q_u = 692 \text{ Kg/m}^2 * 53.72 \text{ m}^2 * 9$$

$$Q_u = 334593.07 \text{ Kg}$$

Como punto de partida se considera  $KL/r = 50$

$$\frac{KL}{r} = 50$$

$$P_n = A_g * F_{cr} \quad (3)$$

De la ecuación (3) sabemos que:

$A_g$ : Área total del miembro

$F_{cr}$ : Fuerza crítica

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (24)$$

De la ecuación (25) sabemos que:

$\lambda_c$ : Parámetro de esbeltez de la columna

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$F_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$

$E$ : Módulo de elasticidad

$E = 2040000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\lambda_c = \frac{50}{\pi} \sqrt{\frac{3515}{2040000}}$$

$$\lambda_c = 0.66$$

Por lo tanto, como  $\lambda_c \leq 1.5$ , el esfuerzo crítico ( $F_{cr}$ ) se determina de la siguiente manera, con la ecuación (4):

$$F_{cr} = (0.658^{0.66^2}) * 3515$$

$$F_{cr} = 2929.17 \text{ Kg/cm}^2$$

Sabemos que la resistencia axial requerida ( $P_u$ ) es menor o igual que el factor de resistencia para compresión ( $\phi_c$ ) por la resistencia axial nominal ( $P_n$ )

$$P_u \leq \phi_c P_n \quad (25)$$

Despejando  $P_n$ , de la ecuación (25):

$$P_n = \frac{P_u}{\phi}$$

$$Pn = \frac{334593.07}{0.85}$$

$$Pn = 393638.91 \text{ Kg}$$

Despejando el área total del miembro de la ecuación (3), tenemos:

$$Ag = \frac{Pn}{Fcr}$$

$$Ag = \frac{393638.91 \text{ Kg}}{2218.28 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$Ag = 177.45 \text{ cm}^2$$

Diseño por Esfuerzos Permisibles (ASD):

$$Wu = Wd + Wl \quad (26)$$

$$Wu = 310 \text{ Kg/m}^2 + 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$Wu = 510 \text{ Kg/cm}^2$$

Aplicando la ecuación (23):

$$Qu = 510 \text{ Kg/cm}^2 * 53.72 \text{ m}^2 * 9$$

$$Qu = 246593 \text{ Kg}$$

Como punto de partida se considera el valor de  $KL/r$

$$\frac{KL}{r} = 50$$

Aplicando la ecuación (8) se tiene:

$$Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 * 2040000 \text{ Kg/cm}^2}{3515 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$Cc = 107.03$$

Por lo tanto, como  $KL/r \leq Cc$ , aplicamos la ecuación (7):

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{(50)^2}{2 * (107.03)^2}\right) * 3515}{\frac{5}{3} + \frac{3 * 50}{8 * 107.03} - \frac{(50)^3}{8 * (107.03)^3}}$$

$$F_a = 1712.01 \frac{Kg}{cm^2}$$

Sabemos que:

$$P_u \leq \frac{P_n}{\Omega}$$

$$P_n = \Omega P_u$$

$$P_n = 1.67 * 246593$$

$$P_n = 411810.6 Kg$$

Por lo tanto

$$A_g = \frac{P_n}{F_a}$$

$$A_g = \frac{411810.6 Kg}{1712.01 Kg/cm^2}$$

$$A_g = 240.54 cm^2$$

Según la tabla de perfiles de la AISC, el perfil a usar inicialmente es el **W 14x145**

#### 4.2.2. Predimensionamiento de vigas

Para el predimensionamiento de las vigas se tomaron en cuenta las cargas por gravedad, usaremos un perfil W para todas las vigas de la estructura, se tomará la viga más crítica para el análisis, la que tiene el área tributaria más grande.

Luz libre = 7.4 m

Ancho tributario= 7.26 m

Área Tributaria (At) = 53.72 m<sup>2</sup>

**Cálculo de cargas:**

Según Cobertecho:

Peso propio de Los Colaborante = 10.88 Kg/m<sup>2</sup>

Peso propio del concreto = 198.55 Kg/m<sup>2</sup>

Peso Propio de piso terminado= 100 Kg/m<sup>2</sup>

Carga Muerta (Wd) = 309.43 Kg/m<sup>2</sup>

Según la norma E.020, por el uso de hotel, la carga viva es:

Carga Viva (Wl) = 200 Kg/m<sup>2</sup>

Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD):

Según el Capítulo 6 de la norma E.090 de Estructuras Metálicas, de diseño de vigas y otros elementos en flexión, en el capítulo 6.1.1 Método LRFD nos indica que, para vigas compactas no arriostradas, solamente se aplican los estados límites de fluencia y pandeo lateral torsional.

a. Fluencia

La resistencia de diseño a flexión de vigas, determinada por el estado límite de fluencia es,  $\phi_b M_n$ :

Donde:

$$\phi_b = 0.90$$

$$M_n = M_p$$

$M_p$ : Momento plástico =  $F_y Z_x$

$$W_u = 1.2 * W_d + 1.6 * W_l$$

$$W_u = 692 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_u = 5023.92 \text{ Kg/m}$$

$$M_u = 11462.91 \text{ Kg.m}$$

$$M_u = 1146291.08 \text{ Kg.cm}$$

De la ecuación (10) y (11) definimos la siguiente ecuación (27):

$$Mn = FyZx \quad (27)$$

$$Mu \leq \phi b Mn \quad (28)$$

De la ecuación (27) y (28) despejamos el valor de  $Z_x$ :

$$Zx = \frac{Mu}{Fy * \phi b}$$

$$Zx = \frac{1146291.08 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{3515 \text{ Kg/cm}^2 * 0.9}$$

$$Zx = 362.35 \text{ cm}^3$$

Según la tabla 3-2 W shapes selection by  $Z_x$ , el perfil a predimensionar es un **W 14x22**.

b. Pandeo Lateral Torsional

$$L_b = 740 \text{ cm}$$

Aplicando la ecuación (14), se tiene:

$$r_y = 2.6 \text{ cm}$$

$$L_p = \frac{788 * 2.6}{\sqrt{3515}}$$

$$L_p = 34.56 \text{ cm}$$

Luego hallamos  $X_1$  y  $X_2$  con las ecuaciones (17) y (18), para posteriormente calcular  $L_r$  mediante la ecuación (15).

$$E = 2040000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G = 77200 \text{ MPa} = 787220.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$J = 8.66 \text{ cm}^4$$

$$A = 41.9 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 475 \text{ cm}^3$$

$$X_1 = \frac{\pi}{475} \sqrt{\frac{2040000 * 787220.92 * 8.66 * 41.9}{2}}$$

$$X_1 = 112893.9373 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_W = \frac{I_y * h_o^2}{4}$$

$$C_W = \frac{291 * 33.9471^2}{4} = 83837.507$$

$$X_2 = 4 * \frac{C_W}{I_y} * \left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2$$

$$X_2 = 4 * \frac{83837.507}{291} * \left(\frac{475}{787220.92 * 8.66}\right)^2$$

$$X_2 = 5.595 * 10^{-6}$$

$$L_r = \frac{2.6 * 112893.94}{2342.33} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 5.595 * 10^{-6} * 2342.33^2}}$$

$$L_r = 941.20 \text{ cm}$$

Se cumple que  $L_b \leq L_r$

Para el cálculo de  $C_b$ , se toma en cuenta la viga empotrada en ambos lados, obteniendo los siguientes momentos de acuerdo a las longitudes para cada caso.

$$M_{\max} = 11462.9108 \text{ Kg.m}$$

$$M_A = 2865.20 \text{ Kg.m}$$

$$M_B = 11462.91 \text{ Kg.m}$$

$$M_C = 2865.20 \text{ Kg.m}$$

$$C_b = \frac{12.5 * 11462.9108}{2.5 * 11462.9108 + 3 * 2865.20 + 4 * 11462.91 + 3 * 2865.20}$$

$$C_b = 1.563$$

Calculamos el momento de pandeo límite ( $M_r$ ) y el momento de flexión plástico ( $M_p$ ), con las ecuaciones (16) y (11) respectivamente.

$$M_r = F_L * S_x$$

$$M_r = 2342.33 * 475 = 1112606.75 \text{ Kg.cm}$$

$$M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 3515 * 544.1 = 1912511.5 \text{ Kg.cm}$$

El momento nominal  $M_n$ , con la ecuación (12):

$$M_n = 1.563 \left[ 1912511.5 - (1912511.5 - 1112606.75) \left( \frac{740 - 34.56}{941.20 - 34.56} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 2016457.94 \text{ Kg.cm} \leq 1912511.5 \text{ Kg.cm}$$

$$M_n = 20.16 \text{ ton.m} \leq 19.13 \text{ ton.m}$$

$$M_u \leq \phi * M_n$$

$$11.46 \text{ ton.m} \leq 17.65 \text{ ton.m}$$

Se cumple que la demanda es menor que la capacidad.

#### 4.3. Definición de Viguetas y Losa Colaborante

Para la definición de estos elementos se utilizó el programa Arquimet 2.0, ingresando datos obtenidos previamente mediante el predimensionamiento y guiados de la norma E.020. Cargas (ver figura N°23).

Para determinar el número de viguetas en un panel, escogimos la zona que posee las longitudes más grandes de luz entre vigas, luego se ingresan los valores de carga al sistema:

Figura 23

Valores de cargas ingresados a Arquimet 2.0

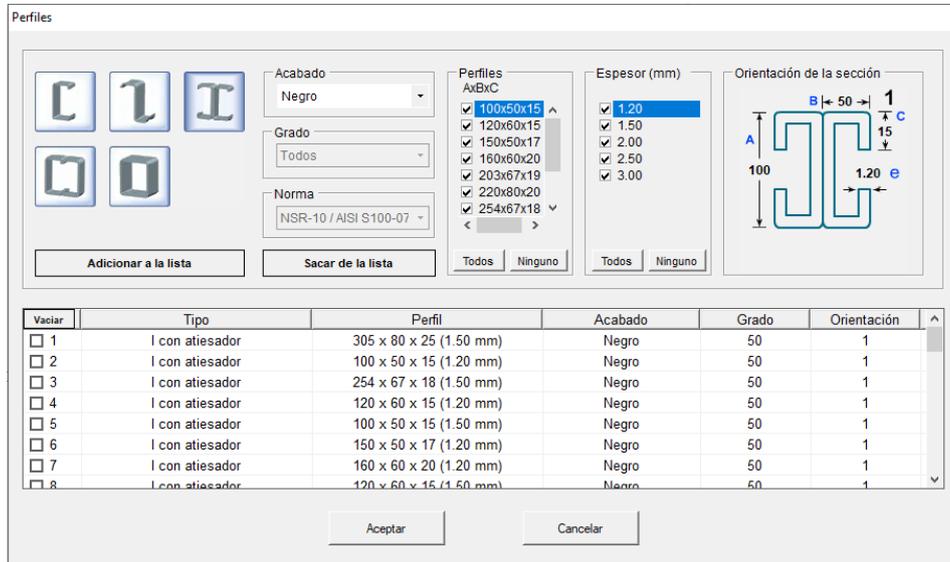
Geometría y Cargas	
Carga Muerta (Kgf/m²)	150.00
Carga Viva (Kgf/m²)	200.00
Longitud del Panel (L1) (m):	8.00
Luz de Vigueta (L2) (m):	4.00
Separación mín. entre vigas (m):	0.50
Separación máx. entre vigas (m):	3.50

Fuente: Elaboración propia

Luego se definen los perfiles para que el programa escoja los más idóneos, además se escogen los tipos de losa Colaborante que se pueden utilizar (ver figura N°24 y 25).

Figura 24

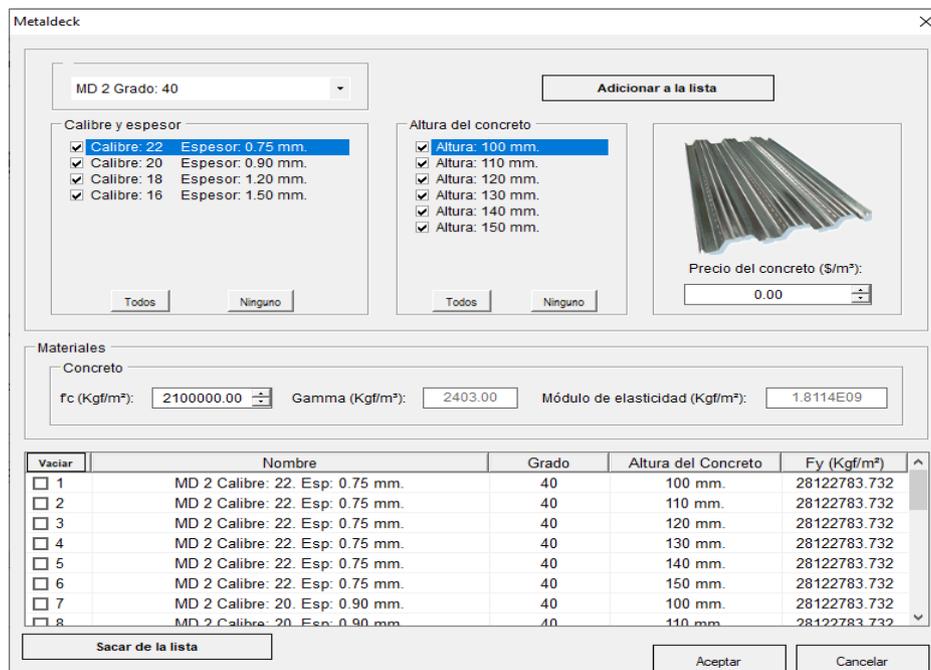
Perfiles para viguetas ofrecidos por Arquimet 2.0



Fuente: Arquimet 2.0

Figura 25

Tipos de losa colaborante ofrecidos por Arquimet 2.0



Fuente: Arquimet 2.0

Una vez que se llenaron todos los datos de carga y se definieron los perfiles que se puede utilizar, se escoge uno de los reportes que ofrece el programa (ver figura N°26 y 27).

Figura 26

Datos sugeridos por el programa Arquimet 2.0

The screenshot displays the 'Configuración' (Configuration) window of the Arquimet 2.0 software. It is divided into several sections:

- Geometría y Cargas:** A 3D model of a slab with joists and beams is shown at the top left. Below it, input fields for:
  - Carga Muerta (Kg/m²): 150.00
  - Carga Viva (Kg/m²): 200.00
  - Longitud del Panel (L1) (m): 8.00
  - Luz de Vigueta (L2) (m): 6.40
  - Separación mín. entre vigas (m): 0.50
  - Separación máx. entre vigas (m): 3.50
- Información de Diseño:**
  - Diseñar con Metaldeck
  - Sección Compuesta
  - Usar riostras
  - Separación entre riostras (m): L/2
- Configuración Especiales:**
  - Articulado = 8 (with a diagram of a simply supported beam)
  - Empotrado = 24 (with a diagram of a fixed beam)
  - M Positivo = : (w \* L² / 24.00)
- Factores para deflexiones máximas:**
  - Deflexión instantánea carga viva (L/270.00)
  - Deflexión instantánea carga total (L/270.00)
- Apoyos de perfiles:**
  - Apoyo monolítico o a tope
- Solución:** A table showing the selected design solution:
 

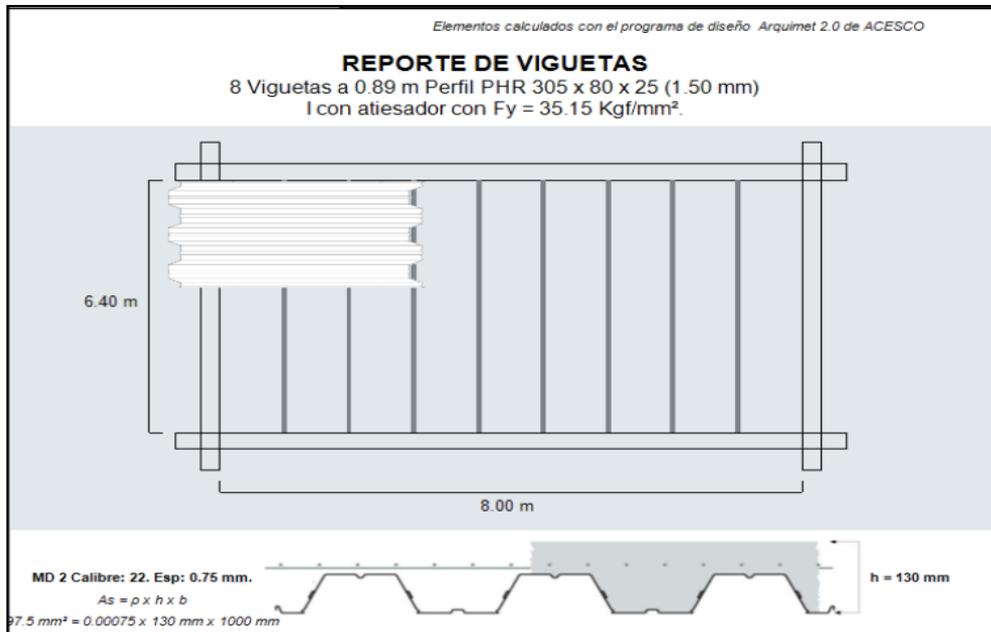
	Cantidad de viguetas	Sección	Perfil	Metaldeck
1	8 cada 0.89 m	I con atiesador	305 x 80 x 25 (1.50 mm)	MD 2 Calibre: 22. h=
2	8 cada 0.89 m	I con atiesador	305 x 80 x 25 (1.50 mm)	MD 2 Calibre: 22. h=
3	9 cada 0.8 m	I con atiesador	305 x 80 x 25 (1.50 mm)	MD 2 Calibre: 22. h=

Fuente: Elaboración propia

Obteniendo como resultado el reporte a utilizar, además del reporte de diseño (ver figura N°27 y 28).

Figura 27

Reporte de viguetas y losa colaborante ofrecido por Arquimet 2.0



Fuente: Elaboración propia

Figura 28

Reporte de diseño ofrecido por Arquimet 2.0

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

### REPORTES DE DISEÑO

REPORTE FLEXION	
Resistente (Kgf.m)	1260.9805
Calculado (Kgf.m)	1153.0037

REPORTE CORTANTE	
Resistente (Kgf)	2198.6848
Calculado (Kgf)	3219.8433

Fuente: Elaboración propia



se puede observar en la siguiente imagen, el perfil de viga W14X22 falla en todas las combinaciones que poseen carga sísmica, que están representadas desde la combinación DStlS5 hasta DStlS16.

Figura 30

Revisión de las combinaciones que afectan a los elementos de acero

COMBO ID	STATION LOC	/-----MOMENT RATIO	=	AXL +	B-MAJ +	B-MIN	/-MAJ-SHR---MIN-SHR-/ RATIO	RATIO
DStlS4	1.30124	0.005 (C)	=	0.000 +	0.005 +	0.000	0.004	0.000
DStlS4	1.73499	0.007 (C)	=	0.000 +	0.007 +	0.000	0.002	0.000
DStlS4	2.16873	0.007 (C)	=	0.000 +	0.007 +	0.000	0.001	0.000
DStlS4	2.16873	0.007 (C)	=	0.000 +	0.007 +	0.000	0.001	0.000
DStlS4	2.60248	0.006 (C)	=	0.000 +	0.006 +	0.000	0.004	0.000
DStlS4	3.03622	0.002 (C)	=	0.000 +	0.002 +	0.000	0.006	0.000
DStlS4	3.46997	0.006 (C)	=	0.000 +	0.006 +	0.000	0.009	0.000
DStlS4	3.90372	0.013 (C)	=	0.000 +	0.013 +	0.000	0.011	0.000
DStlS4	4.33746	0.022 (C)	=	0.000 +	0.022 +	0.000	0.014	0.000
DStlS5	0.00000	Lb/ry > 0.086*E/Fy	(ANSI/AISC 341-10 E3.4b, D1.2b)					
DStlS5	0.43375	Lb/ry > 0.086*E/Fy	(ANSI/AISC 341-10 E3.4b, D1.2b)					
DStlS5	0.86749	Lb/ry > 0.086*E/Fy	(ANSI/AISC 341-10 E3.4b, D1.2b)					
DStlS5	1.30124	Lb/ry > 0.086*E/Fy	(ANSI/AISC 341-10 E3.4b, D1.2b)					
DStlS5	1.73499	Lb/ry > 0.086*E/Fy	(ANSI/AISC 341-10 E3.4b, D1.2b)					
DStlS5	2.16873	Lb/ry > 0.086*E/Fy	(ANSI/AISC 341-10 E3.4b, D1.2b)					

Strength  
 Deflection

Fuente: ETABS

Figura 31

Detalle de falla en combinación de perfil de acero

Design Code Parameters						
$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_V$	$\Phi_{V-RI}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1
Section Properties						
A (m <sup>2</sup> )	J (m <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (m <sup>2</sup> )	
0.0095	0.000001	0.000333	0.000017	0.0055	0.0041	
Design Properties						
S <sub>33</sub> (m <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (m <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (m <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (m <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (m)	r <sub>22</sub> (m)	C <sub>w</sub> (m <sup>6</sup> )
0.001457	0.000175	0.001655	0.000272	0.18738	0.04195	0
Material Properties						
E (kgf/m <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kgf/m <sup>2</sup> )	R <sub>y</sub>	$\alpha$			
20389019158	35153481.31	1.1	NA			
<b>Stress Check Message - <math>L_b/r_y &gt; 0.086 * E/F_y</math> (ANSI/AISC 341-10 E3.4b, D1.2b)</b>						
Stress Check forces and Moments						
Location (m)	P <sub>u</sub> (kgf)	M <sub>u33</sub> (kgf-m)	M <sub>u22</sub> (kgf-m)	V <sub>u2</sub> (kgf)	V <sub>u3</sub> (kgf)	T <sub>u</sub> (kgf-m)
0.86749	0	-24.45	0	-490.24	0	-0.06

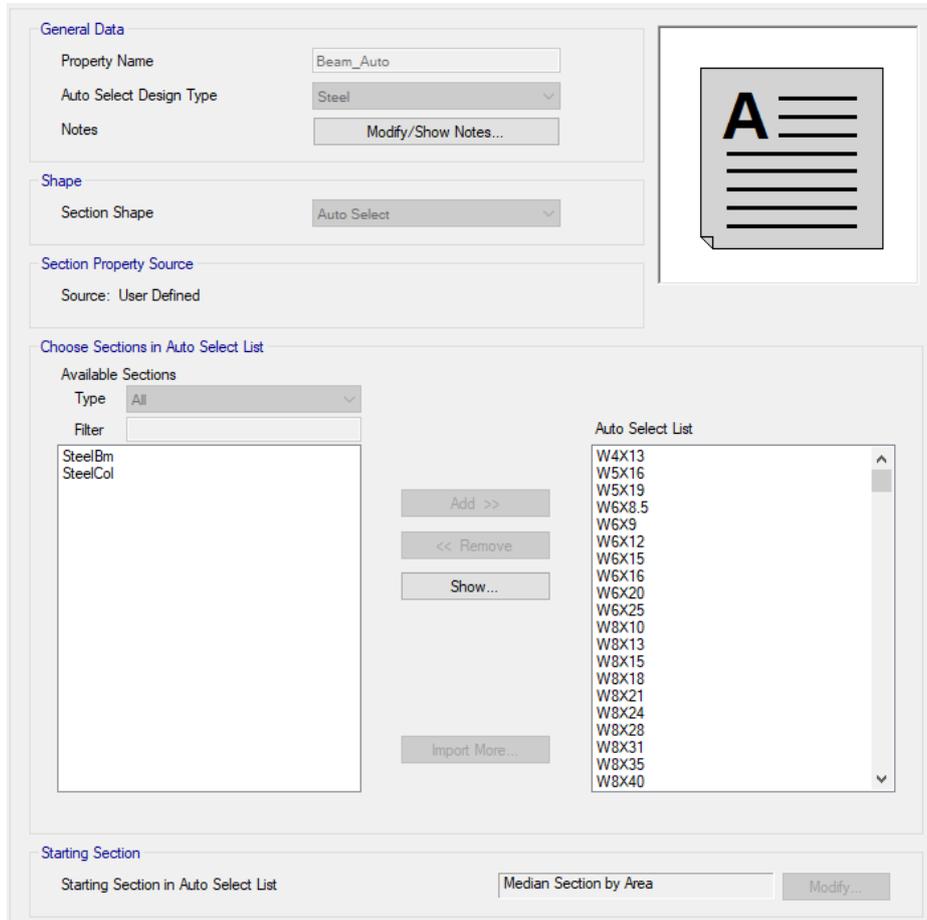
Fuente: ETABS

En la figura N°31 se observó que no se cumple  $L_b/r_y > 0.086 * E/F_y$ , por lo que nos dirigimos a la norma AISC 341.10 Capitulo E3.4b D1.2b, como indica el programa de ETABS, concluyendo que la falla se produce por falta de arriostramiento en las columnas y mal diseño en la inclusión de viguetas.

Como ayuda por parte del programa de ETABS, se crearon perfiles de autoselección, con lo que el programa optimizo automáticamente algunos perfiles cambiándolos a los más adecuados, como se observa en la siguiente imagen, se colocan los perfiles que se quiere que el programa escoja para la elección del mejor perfil (ver figura N°32), en nuestro caso debido a que utilizamos el acero A992, escogimos todos los perfiles W que se encuentran en el software.

Figura 32

### Ingreso para autoselección de perfiles en ETABS



Fuente: Elaboración propia

Se procedió a corregir la posición de las columnas, girando sus ejes, orientándolas a la posición del pórtico más débil, se introdujeron de manera correcta las viguetas y se cambiaron algunos perfiles que corresponden a vigas con grandes longitudes.

En la figura N°33 se observa el cambio que se realizó al mejorar las posiciones y perfiles de la estructura, con lo que se muestran de color turquesa y verde los elementos que se comportan correctamente. Los elementos en color rojo son muros definidos en la estructura, por lo que no influye en el comportamiento del acero.



Figura 34

Chequeo de cumplimiento de ratios

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	AXL +	B-MAJ +	B-MIN	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
DSt1S4	3.64274	0.020 (C)	=	0.000 +	0.020 +	0.000	0.020	0.000
DSt1S4	4.07395	0.031 (C)	=	0.000 +	0.031 +	0.000	0.022	0.000
DSt1S4	4.50516	0.042 (C)	=	0.000 +	0.042 +	0.000	0.023	0.000
DSt1S5	0.19304	0.124 (C)	=	0.000 +	0.124 +	0.000	0.044	0.000
DSt1S5	0.62425	0.101 (C)	=	0.000 +	0.101 +	0.000	0.047	0.000
DSt1S5	1.05546	0.077 (C)	=	0.000 +	0.077 +	0.000	0.049	0.000
DSt1S5	1.48668	0.052 (C)	=	0.000 +	0.052 +	0.000	0.051	0.000
DSt1S5	1.91789	0.026 (C)	=	0.000 +	0.026 +	0.000	0.053	0.000
DSt1S5	2.34910	0.001 (C)	=	0.000 +	0.001 +	0.000	0.054	0.000
DSt1S5	2.34910	0.001 (C)	=	0.000 +	0.001 +	0.000	0.061	0.000
DSt1S5	2.78031	0.033 (C)	=	0.000 +	0.033 +	0.000	0.063	0.000
DSt1S5	3.21153	0.065 (C)	=	0.000 +	0.065 +	0.000	0.065	0.000
DSt1S5	3.64274	0.098 (C)	=	0.000 +	0.098 +	0.000	0.067	0.000
DSt1S5	4.07395	0.133 (C)	=	0.000 +	0.133 +	0.000	0.068	0.000
DSt1S5	4.50516	0.168 (C)	=	0.000 +	0.168 +	0.000	0.070	0.000

Fuente: Elaboración propia

4.5. Análisis Sísmico – Según la norma E.030

Se realizó el análisis sismorresistente de acuerdo a la norma de Diseño Sismorresistente E.030, verificando parámetros como los presentados en el capítulo 4.1 de la presente tesis, y los que presentaremos a continuación. Se realizó el modelamiento en el software ETABS 2018, de nuestra estructura contemplando los parámetros sísmicos de acuerdo a la norma mencionada.

4.5.1. Factores de Irregularidad

El factor de  $I_a$  se determina como el menor de los valores de irregularidad en altura que existan en la estructura, en las dos direcciones de análisis, el factor  $I_p$  se determina como el menor de los valores de irregularidad en planta, en las dos direcciones de análisis.

#### 4.5.1.1. Irregularidad en Altura

##### a. Irregularidad por Rigidez:

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis la rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Verificamos la existencia de irregularidad por rigidez en cada eje en las tablas N°8 y 9, para los ejes X e Y respectivamente.

Tabla 7

##### Irregularidad por rigidez en el eje X

Piso	$K_i$	$0.7*(K_{i+1})$	$0.7*(K_{i+1}) > K_i$	Promedio Superior	$0.8*P_{rom}$	$K_i < 0.8*P_{rom}$
9	50892.36	-	-	-	-	-
8	100743.00	35624.65	no cumple	-	-	-
7	158719.34	70520.10	no cumple	-	-	-
6	191993.32	111103.54	no cumple	103451.57	82761.25	no cumple
5	222731.14	134395.32	no cumple	150485.22	120388.18	no cumple
4	250120.36	155911.79	no cumple	191147.93	152918.35	no cumple
3	315777.81	175084.25	no cumple	221614.94	177291.95	no cumple
2	391922.96	221044.47	no cumple	262876.44	210301.15	no cumple
1	561224.09	274346.07	no cumple	319273.71	255418.97	no cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8

Irregularidad por rigidez en el eje Y

Piso	$K_i$	$0.7*(K_{i+1})$	$0.7*(K_{i+1}) > K_i$	Promedio Superior	$0.8*P_{rom}$	$K_i < 0.8*P_{rom}$
9	31975.12	-	-	-	-	-
8	57429.75	22382.58	no cumple	-	-	-
7	67671.69	40200.83	no cumple	-	-	-
6	83605.79	47370.18	no cumple	52358.85	41887.08	no cumple
5	96559.01	58524.05	no cumple	69569.08	55655.26	no cumple
4	104874.04	67591.31	no cumple	82612.16	66089.73	no cumple
3	125906.37	73411.83	no cumple	95012.95	76010.36	no cumple
2	149805.38	88134.46	no cumple	109113.14	87290.51	no cumple
1	188762.48	104863.77	no cumple	126861.93	101489.54	no cumple

Fuente: Elaboración propia

b. Irregularidad por Rigidez Extrema

Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que el 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Verificamos la existencia de irregularidad por rigidez extrema en cada eje en las tablas N°10 y 11, para los ejes X e Y respectivamente.

Tabla 9

Irregularidad por rigidez extrema en el eje X

Piso	$K_i$	$0.6*(K_{i+1})$	$0.6*(K_{i+1}) > K_i$	Promedio Superior	$0.7*P_{rom}$	$K_i < 0.7*P_{rom}$
9	50892.36	-	-	-	-	-
8	100743.00	30535.41	no cumple	-	-	-
7	158719.34	60445.80	no cumple	-	-	-
6	191993.32	95231.60	no cumple	103451.57	72416.0956	no cumple
5	222731.14	115195.99	no cumple	150485.22	105339.654	no cumple
4	250120.36	133638.68	no cumple	191147.93	133803.553	no cumple
3	315777.81	150072.21	no cumple	221614.94	155130.457	no cumple
2	391922.96	189466.69	no cumple	262876.44	184013.505	no cumple
1	561224.09	235153.78	no cumple	319273.71	223491.598	no cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10

Irregularidad por rigidez extrema en el eje Y

Piso	$K_i$	$0.6*(K_{i+1})$	$0.6*(K_{i+1}) > K_i$	Promedio Superior	$0.7*P_{rom}$	$K_i < 0.7*P_{rom}$
9	31975.118	-	-	-	-	-
8	57429.754	19185.071	no cumple	-	-	-
7	67671.686	34457.852	no cumple	-	-	-
6	83605.789	40603.011	no cumple	52358.85	36651.20	no cumple
5	96559.01	50163.473	no cumple	69569.08	48698.35	no cumple
4	104874.04	57935.406	no cumple	82612.16	57828.51	no cumple
3	125906.37	62924.424	no cumple	95012.95	66509.06	no cumple
2	149805.38	75543.821	no cumple	109113.14	76379.20	no cumple
1	188762.48	89883.227	no cumple	126861.93	88803.35	no cumple

Fuente: Elaboración propia

c. Irregularidad por Peso

Se tiene irregularidad por peso cuando el peso de un piso, determinado según la norma E.030, es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Se verificó la existencia de irregularidad por peso en la tabla N° 12.

Tabla 11

Irregularidad por peso

Piso	$P_i$	$1.5P_{i+1}$	$P_i > 1.5P_{i+1}$	$1.5P_{i-1}$	$P_i > 1.5P_{i-1}$
9	474.12	-	-	885.21	no cumple
8	590.14	711.18651	no cumple	1203.91	no cumple
7	802.60	885.2076	no cumple	1340.09	no cumple
6	893.39	1203.9064	no cumple	1432.42	no cumple
5	954.95	1340.0924	no cumple	1527.04	no cumple
4	1018.03	1432.421	no cumple	1544.90	no cumple
3	1029.94	1527.0381	no cumple	1566.30	no cumple
2	1044.20	1544.9039	no cumple	1636.42	no cumple
1	1090.95	1566.295	no cumple	-	-

Fuente: Elaboración propia

d. Irregularidad por geometría vertical

La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente.

Ocurre cuando  $b_2 > 1.3 b_1$

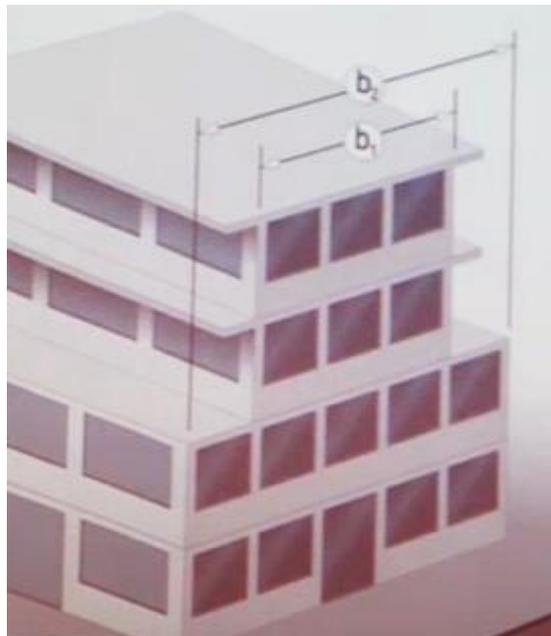
Siendo:

B1: Longitud en un eje seleccionado de piso superior

B2: Longitud en un eje seleccionado de piso inferior

Figura 35

Ilustración de valores para cálculo de irregularidad



Fuente: Conferencia Ing. Tinman

En el caso de nuestra edificación que posee un diseño no convencional, se recurrió a un artificio.

Considerando un edificio rectangular homogéneo como se muestra en la imagen, con un fondo uniforme, tenemos el siguiente cálculo:

Consideremos: fondo: C(m)

Y asumimos:

$$B1= 1$$

B2= 1.3 para que cumpla la relación

Entonces, comparando la relación anterior a una relación de área:

$$B1= 1C \text{ m}^2$$

$$B2= 1.3C \text{ m}^2$$

En el caso de nuestra estructura tenemos las áreas construidas de los pisos 4 y piso 5:

$$\text{Piso 4: } 1180.4 \text{ m}^2$$

$$\text{Piso 5: } 1122.98 \text{ m}^2$$

Reemplazando para relación:

$$\text{Piso 4: } 1180.4$$

$$\text{Piso 5: } 1122.98 \times 3 = 1459.874$$

$$1180.94 > 1459.874$$

Comprobando que existe irregularidad

En el eje X-X se tiene  $I_a = 0.9$

En el eje Y-Y se tiene  $I_a = 0.9$

#### 4.5.1.2. Irregularidad en planta

##### a. Irregularidad por Torsión

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Se verificó la existencia de esta irregularidad en las tablas N°13 y 14 para los ejes X e Y respectivamente.

Tabla 12

Irregularidad por torsión en el eje X

PISO	$h_n$ (mm)	$L_x$	$e_x$	$U_{max}/h_i$	$U_{prom}/h_i$	$U_{max}/h_i > 1.3 * U_{prom}/h_i$	$U_{max}/h_i > 0.5 * (0.01)$
9	3200	44.85	0.22425	0.001476	0.00108977	cumple	no cumple
8	3200	44.85	0.22425	0.0013223	0.00099727	cumple	no cumple
7	3200	44.85	0.22425	0.0011679	0.00090727	no cumple	no cumple
6	3200	44.85	0.22425	0.001016	0.00080258	no cumple	no cumple
5	3200	44.85	0.22425	0.0008513	0.00068727	no cumple	no cumple
4	3200	44.85	0.22425	0.0006807	0.00056508	no cumple	no cumple
3	3200	44.85	0.22425	0.000506	0.00043852	no cumple	no cumple
2	3200	44.85	0.22425	0.0003516	0.00031977	no cumple	no cumple
1	4700	44.85	0.22425	0.0001475	0.00014261	no cumple	no cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 13

Irregularidad por torsión en el eje Y

PISO	$h_n$ (mm)	$L_y$	$e_y$	$U_{max}/h_i$	$U_{prom}/h_i$	$U_{max}/h_i > 1.3 * U_{prom}/h_i$	$U_{max}/h_i > 0.5 * (0.01)$
9	3200	46.68	0.2334	0.0023729	0.00158919	cumple	no cumple
8	3200	46.68	0.2334	0.0022001	0.00149669	cumple	no cumple
7	3200	46.68	0.2334	0.0020098	0.00139731	cumple	no cumple
6	3200	46.68	0.2334	0.0017633	0.0012245	cumple	no cumple
5	3200	46.68	0.2334	0.0014998	0.00104075	cumple	no cumple
4	3200	46.68	0.2334	0.001222	0.00085138	cumple	no cumple
3	3200	46.68	0.2334	0.0009242	0.00065669	cumple	no cumple
2	3200	46.68	0.2334	0.0006454	0.0004695	cumple	no cumple
1	4700	46.68	0.2334	0.0002654	0.00020072	cumple	no cumple

Fuente: Elaboración propia

b. Irregularidad por Torsión Extrema

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Se verificó la existencia de esta irregularidad en las tablas N°15 y 16 para los ejes X e Y respectivamente.

Tabla 14

Irregularidad por torsión extrema en el eje X

PISO	$h_n$ (mm)	$L_x$	$e_x$	$U_{max}/h_i$	$U_{prom}/h_i$	$U_{max}/h_i > 1.5 * U_{prom}/h_i$	$U_{max}/h_i > 0.5 * (0.01)$
9	3200	44.85	0.22425	0.00147602	0.001089766	no cumple	no cumple
8	3200	44.85	0.22425	0.00132227	0.000997266	no cumple	no cumple
7	3200	44.85	0.22425	0.00116789	0.000907266	no cumple	no cumple
6	3200	44.85	0.22425	0.00101602	0.000802578	no cumple	no cumple
5	3200	44.85	0.22425	0.00085133	0.000687266	no cumple	no cumple
4	3200	44.85	0.22425	0.0006807	0.000565078	no cumple	no cumple
3	3200	44.85	0.22425	0.00050602	0.000438516	no cumple	no cumple
2	3200	44.85	0.22425	0.00035164	0.000319766	no cumple	no cumple
1	4700	44.85	0.22425	0.0001475	0.000142606	no cumple	no cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15

Irregularidad por torsión extrema en el eje Y

PISO	$h_n$ (mm)	$L_y$	$e_y$	$U_{max}/h_i$	$U_{prom}/h_i$	$U_{max}/h_i > 1.3 * U_{prom}/h_i$	$U_{max}/h_i > 0.5 * (0.01)$
9	3200	46.68	0.2334	0.00237008	0.001586328	no cumple	no cumple
8	3200	46.68	0.2334	0.00219727	0.001493828	no cumple	no cumple
7	3200	46.68	0.2334	0.00200695	0.001394453	no cumple	no cumple
6	3200	46.68	0.2334	0.00176039	0.001221641	no cumple	no cumple
5	3200	46.68	0.2334	0.00149695	0.001037891	no cumple	no cumple
4	3200	46.68	0.2334	0.00121914	0.000848516	no cumple	no cumple
3	3200	46.68	0.2334	0.00092133	0.000653828	no cumple	no cumple
2	3200	46.68	0.2334	0.00064258	0.000466641	no cumple	no cumple
1	4700	46.68	0.2334	0.00026346	0.000198777	no cumple	no cumple

Fuente: Elaboración propia

Según el artículo 20 de la norma E.030, si se obtuvieran valores distintos de los factores  $I_a$  o  $I_p$  para las dos direcciones de análisis, se toma para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones, por lo tanto, tenemos los siguientes factores de irregularidad para cada dirección.

$$I_a = 0.9$$

$$I_p = 0.75$$

De acuerdo a su categoría y la zona donde se ubique, la edificación se proyecta respetando las restricciones a la irregularidad de acuerdo a la tabla N°17.

Tabla 16

Restricciones de irregularidades

Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: Norma E.030 Diseño sismorresistente 2018

Se cumple según la tabla N°17 de no tener irregularidades extremas, para categoría C y zona 4.

4.5.2. Excentricidad accidental

La incertidumbre en la localización de los centros de masa de casa nivel, se considera mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular de análisis, en cada caso se considera el signo más desfavorable.

$$ex = 0.05 * Lx$$

$$ey = 0.05 * Ly$$

En nuestro caso:

$$ex = 0.05 * 44.85 = 2.24 \text{ cm}$$

$$e_y = 0.05 * 46.68 = 2.33 \text{ cm}$$

#### 4.5.3. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, R

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determina como el producto del coeficiente  $R_o$ , determinado a partir de la tabla N°7 y de los factores  $I_a$  e  $I_p$

$$R = R_o * I_a * I_p$$

Calculando el valor de R en la siguiente tabla

Tabla 17

Coeficiente de reducción con las irregularidades

	$R_o$	$I_a$	$I_p$	R
DIRECCION X	8	0.9	0.75	5.4
DIRECCION Y	8	0.9	0.75	5.4

Fuente: Elaboración propia

#### 4.5.4. Peso de la edificación

El peso se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva. En nuestro caso por ser categoría C, se toma el 25% de la carga viva. Se muestra el cálculo de peso de la estructura en la tabla N°19.

Tabla 18

Peso de la edificación

Piso	Hi(m)	Pi(ton)
9	30.3	474.12
8	27.1	590.14
7	23.9	802.6
6	20.7	893.39
5	17.5	954.95
4	14.3	1018.03
3	11.1	1029.94
2	7.9	1044.2
1	4.7	1090.95
<b>Peso Total</b>		<b>7898.32</b>

Fuente: Elaboración propia

#### 4.6. Análisis Estático

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. (Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2018)

##### 4.6.1. Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determina por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \quad (29)$$

Para determinar la cortante utilizamos los factores determinados en los parámetros generales de la edificación y la estimación del peso.

$$V = \frac{0.45 * 1.00 * 1.73 * 1.00}{5.4} * 7898.32 \text{ ton}$$

$$V = 1140.43 \text{ ton}$$

Consideramos la misma cortante para la dirección X e Y porque el sistema usado es el mismo para ambos ejes.

##### 4.6.2. Distribución de la fuerza sísmica en altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel “i”, correspondientes a la dirección considerada se calculan mediante:

$$F_i = \alpha_i * V \quad (30)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i * (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j * (h_j)^k} \quad (31)$$

Para  $T \geq 0.5$  s:  $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$

$$k = (0.75 + 0.5 * 0.8657)$$

$$k = 1.1829$$

Aplicando las ecuaciones (29), (30) y (31) obtenemos la siguiente tabla de cortantes por piso, como se muestra en la tabla N°20.

Tabla 19

Cálculo de las fuerzas y cortantes

PISO	h <sub>n</sub> (m)	p (ton)	p*(h <sub>n</sub> <sup>k</sup> )	α	F (ton)	Cortante (tonf)
9	30.3	474.12	26805.71	0.127053	144.896	144.90
8	27.1	590.14	29238.28	0.138583	158.045	302.94
7	23.9	802.60	34272.78	0.162446	185.259	488.20
6	20.7	893.39	32184.62	0.152548	173.971	662.17
5	17.5	954.95	28204.33	0.133683	152.456	814.63
4	14.3	1018.03	23678.60	0.112232	127.993	942.62
3	11.1	1029.94	17753.25	0.084147	95.964	1038.58
2	7.9	1044.20	12037.79	0.057057	65.069	1103.65
1	4.7	1090.95	6804.57	0.032252	36.781	1140.43

Fuente: Elaboración propia

#### 4.7. Análisis Dinámico

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

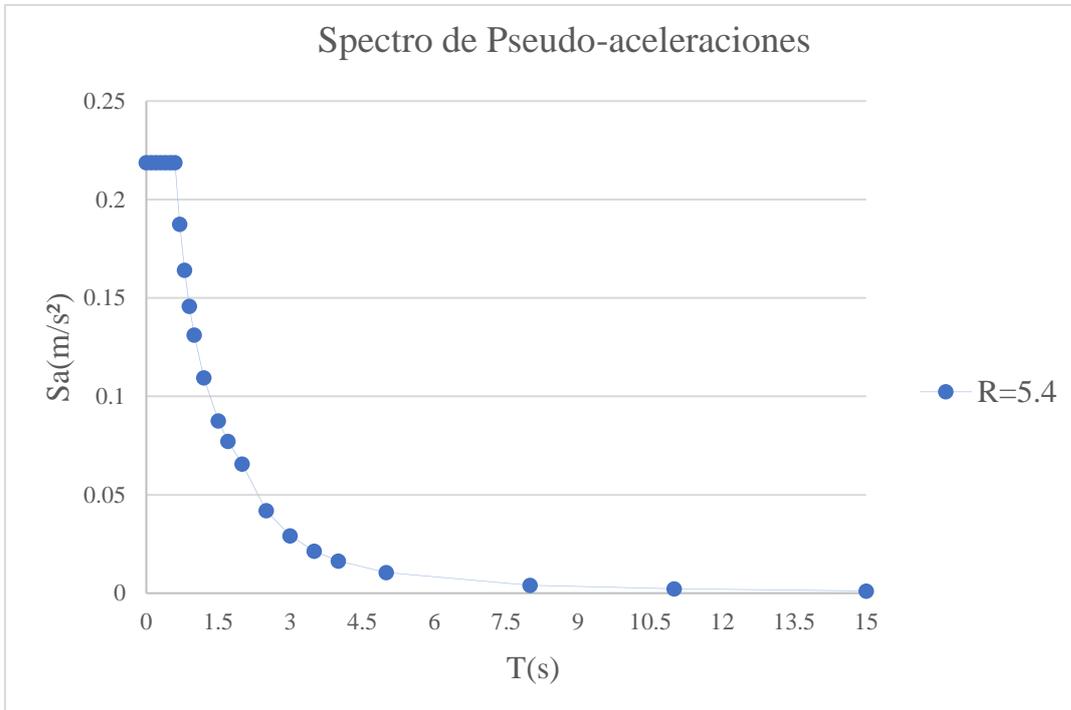
$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \quad (32)$$

Donde S<sub>a</sub> y g son la aceleración espectral y la gravedad en ese orden, con los parámetros sísmicos ya definidos se creó el espectro de diseño.

La figura N°36 nos muestra el espectro de pseudo-aceleraciones obtenidas por el programa ETABS 18, la cual nos indica las aceleraciones en el eje de ordenadas para cada período en el eje de abscisas, los pseudo-espectros son aproximaciones a las máximas respuestas dependiendo de los parámetros ingresados al programa.

Figura 36

Espectro de pseudoaceleraciones



Fuente: Elaboración propia

#### 4.7.1. Derivas del análisis

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la tabla N°21.

Tabla 20

Límites de distorsiones de entrepiso

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

Fuente: Norma Diseño Sismorresistente 2018

#### 4.7.2. Determinación de desplazamientos laterales

Para estructuras regulares los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.85R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. Se verifica las correcciones de las derivas como se muestran en las tablas N°22 y 23 para los ejes X e Y respectivamente.

Tabla 21

Derivas en el eje X

Nivel	Derivas	Deriva Corregida	Condición
9	0.000154	0.00070686	Cumple
8	0.000183	0.00083997	Cumple
7	0.000196	0.00089964	Cumple
6	0.00021	0.0009639	Cumple
5	0.000203	0.00093177	Cumple
4	0.000152	0.00069768	Cumple
3	0.000147	0.00067473	Cumple
2	0.000144	0.00066096	Cumple
1	0.000133	0.00061047	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22

Derivas en el eje Y

Nivel	Derivas	Deriva Corregida	Condición
9	0.000132	0.00060588	Cumple
8	0.000184	0.00084456	Cumple
7	0.000213	0.00097767	Cumple
6	0.000238	0.00109242	Cumple
5	0.000252	0.00115668	Cumple
4	0.000252	0.00115668	Cumple
3	0.00026	0.0011934	Cumple
2	0.000261	0.00119799	Cumple
1	0.000244	0.00111996	Cumple

Fuente: Elaboración propia

## **CAPITULO V: COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL SISTEMA APORTICADO DE ACERO CON AISLADORES SÍSMICOS**

### 5.1. Combinaciones de cargas

El Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento en la norma E.031 Aislamiento Sísmico (2018), afirma que:

Todos los elementos de la estructura sísmicamente aisladas, incluidos los que no forman parte del sistema sismorresistente, deben ser diseñados utilizando las cargas sísmicas establecidas en esta norma y las combinaciones de carga adicionales para el diseño del sistema de aislamiento sísmico.

Los promedios mínimo y máximo de la carga vertical aplicada a cada unidad tipo de aislador, deben ser calculados aplicando cargas sísmicas horizontales, debidas al sismo máximo considerado (SMC) y a las siguientes combinaciones de carga:

- a. Carga Vertical Promedio  
 $1.0 \text{ CM} + 0.5 \text{ CV}$
- b. Carga Vertical Máxima  
 $1.25 (\text{CM} + \text{CV}) + 1.0 (\text{CSH} + \text{CSV}) + 0.2 \text{ CN}$
- c. Carga Vertical Mínima  
 $0.9 \text{ CM} - 1.0 (\text{CSH} + \text{CSV})$

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

CSH: Carga sísmica horizontal

CSV: Carga sísmica vertical =  $0.5 (1.5 \text{ ZS}) \text{ CM}$

CN: Carga de nieve

## 5.2. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes

### 5.2.1. Desplazamientos laterales considerados en el diseño

#### 5.2.1.1. Desplazamiento Traslacional

Aplicando la ecuación (1), para el cálculo del desplazamiento traslacional.

$$S_{aM} = Z(MCE) * U * C * S$$

$$Z(MCE) = 0.6g$$

$$C = \frac{T_p * 2.5}{T_m}$$

$$C = \frac{0.6 * 2.5}{2.5}$$

Asumimos el valor de  $T_M$  igual a 2.5

$$S_{aM} = 0.6 * 1 * 0.6 * 1$$

$$S_{aM} = 0.36 \text{ m/s}^2$$

El valor del amortiguamiento efectivo  $\beta_M=15\%$ , interpolando los valores de la tabla del factor de amortiguamiento  $B_M$ , se obtiene el valor de  $B_M$  igual a 1.35.

$$D_M = \frac{0.36 * 2.5^2}{4\pi^2 * 1.35}$$

$$D_M = 41.42 \text{ cm}$$

#### 5.2.1.2. Desplazamiento Total

Aplicando la ecuación (2), para el cálculo del desplazamiento total.

$$D_{tm} = 0.4349 * \left(1 + \frac{12 * 23420 * 8635.02}{44850^2 + 46680^2}\right)$$

$$D_{tm} = 68.67 \text{ cm}$$

La norma E.031 nos indica que el desplazamiento total ( $D_{TM}$ ) no será menor que 1.15  $D_M$ .

$$1.15 * D_M = 47.63 \text{ cm} < D_{TM}$$

### 5.3. Parámetros iniciales de la estructura aislada

Parámetros objetivos:

- Periodo objetivo de sismo de diseño:  $T_M=2.5$  s
- Amortiguamiento objetivo de sismo de diseño:  $\beta_M=15\%$

Desplazamientos:

- Desplazamiento traslacional:  $D_M= 41.42$  cm
- Desplazamiento total:  $D_{TM}=68.67$  cm

### 5.4. Propiedades generales del aislador

#### 5.4.1. Geometría del aislador

##### 5.4.1.1. Diámetro del aislador

$$P_{umax} = 1.5 * CM + 1.25 * CV \quad (33)$$

Tomando la carga máxima con esa combinación, obteniendo el valor en el software ETABS, tenemos:

$$P_{umax} = 319.11 \text{ ton}$$

$$D_{a1} = \sqrt{\frac{4 * P_{umax}}{\pi * \sigma_{maxperm}}} \quad (34)$$

$$\sigma_{maxperm} = 8 \text{ Mpa}$$

Calculamos el primer posible diámetro del aislador con la ecuación (34):

$$D_{a1} = \sqrt{\frac{4 * 319.11}{\pi * 0.08158}}$$

$$D_{a1} = 70.57 \text{ cm}$$

$$D_{a2} = 1.5 * D_{TM} \quad (35)$$

Calculamos el segundo posible diámetro del aislador con la ecuación (35):

$$D_{a2} = 1.5 * 68.67 \text{ cm}$$

$$D_{a2} = 98.1 \text{ cm}$$

Para el diámetro del aislador escogemos el mayor valor entre  $D_{a1}$  y  $D_{a2}$ , por lo tanto, el valor del diámetro es el siguiente, debido al desplazamiento total:

$$D_a = 98.10 \text{ cm}$$

#### 5.4.1.2. Diámetro del núcleo de plomo

Calculamos el  $Q_d$  (Porcentaje de carga de peso tributario del aislador):

$$Q_d = (3 \text{ al } 10\%) * W_{trib} \quad (36)$$

$$W_{trib} = 198.1 \text{ ton}$$

Tomando el porcentaje medio del rango permitido, 6% y aplicando la ecuación (36)

$$Q_d = 0.06 * 198.1 \text{ ton}$$

$$Q_d = 11.89 \text{ ton}$$

$$D_{np} = \sqrt{\frac{4 * 1.1Q_d}{\pi * \sigma_y}} \quad (37)$$

$$\sigma_y = 10 \text{ Mpa}$$

Aplicando la ecuación (37) y los datos obtenidos para el cálculo de este, determinamos el diámetro del núcleo de plomo.

$$D_{np} = \sqrt{\frac{4 * 1.1 * 11.89}{\pi * 0.102}}$$

$$D_{np} = 12.78 \text{ cm}$$

#### 5.4.1.3. Altura del aislador

$$H_a = \frac{D_{TM}}{2.5} \quad (38)$$

Con la ecuación (8) y el valor del desplazamiento total, determinamos la altura del aislador.

$$H_a = \frac{65.40}{2.5}$$

$$H_a = 26.16 \text{ cm}$$

## 5.4.2. Propiedades mecánicas del aislador

### 5.4.2.1. Rigidez Producida

$$K_d = \frac{\pi}{4} * \frac{(D_a^2 - D_{np}^2) * G}{H_a} \quad (39)$$

Calculamos la rigidez producida con la ecuación (39).

$$K_d = \frac{\pi}{4} * \frac{(98.10^2 - 12.78^2) * 0.0056}{26.16}$$

$$K_d = 159.28 \text{ ton/m}$$

El valor de G (módulo de corte del caucho) es igual a 5.5 Mpa.

### 5.4.2.2. Rigidez Efectiva

$$K_{eff} = \frac{Q_d}{D_{TM}} + K_d \quad (40)$$

Calculamos la rigidez efectiva con la ecuación (40) junto con los valores ya calculados anteriormente.

$$K_{eff} = \frac{11.89}{0.6869} + 159.28$$

$$K_{eff} = 177.46 \text{ ton/m}$$

### 5.4.2.3. Rigidez Vertical

$$K_V = \frac{E_c x A}{H_a} \quad (41)$$

$$E_c = \frac{6 * G * S^2 * K}{6 * G * S^2 + K} \quad (42)$$

Donde:

Ec: módulo de compresión del caucho

G: módulo de corte del caucho, entre 0.38 y 0.70 Mpa

S: factor de forma, resulta de dividir el diámetro del aislador entre 4 veces el espesor de una lámina de caucho, tomando en cuenta el espesor de la lámina como t=8mm.

K: módulo de compresibilidad del caucho igual a 2000 Mpa

A: área del aislador

Con la ecuación (42) calculamos el módulo de compresión del caucho

$$E_c = \frac{6 * 55.06 * 30.66^2 * 203943.24}{6 * 55.06 * 30.66^2 + 203943.24}$$
$$E_c = 123093.88 \text{ ton/m}^2$$

Y luego con la ecuación (41) el valor de la rigidez vertical.

$$K_V = \frac{123093.88 * 0.7558}{0.2616}$$
$$K_V = 355655.86 \text{ ton/m}$$

#### 5.4.2.4. Rigidez Elástica

$$K_e = 10 * K_d \quad (43)$$

Con la ecuación (43) calculamos el valor de la rigidez elástica.

$$K_e = 10 * 159.28 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$
$$K_e = 1592.84 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

#### 5.4.2.5. Radio de rigidez post- fluencia

Se calcula con la ecuación (44) como la división de la rigidez producida con la rigidez elástica.

$$\frac{K_d}{K_e} = 0.1 \quad (44)$$

#### 5.4.2.6. Fuerza de fluencia

$$F_y = \frac{Q_d * K_e}{K_e - K_d} \quad (45)$$

Calculamos la fuerza de fluencia con la ecuación (45),  $F_y$ , es la fuerza aplicada al aislador para que entre en fluencia.

$$F_y = \frac{11.89 * 1592.84}{1592.84 - 159.28}$$

$$F_y = 13.21 \text{ ton}$$

Tabla 23

Resumen de valores obtenidos del aislador

Resumen de valores		
$P_{umax}$	319.11	ton
$D_a$	98.1	cm
$H_a$	26.16	cm
$D_{np}$	12.78	cm
$K_d$	159.28	ton/m
$K_{eff}$	177.46	ton/m
$K_v$	355655.86	ton/m
$K_d/K_c$	0.1	
$F_y$	13.21	ton

Fuente: elaboración propia

#### 5.4.3. Verificación de la estabilidad de los aisladores elastoméricos

##### 5.4.3.1. Capacidad axial

La capacidad axial o carga axial, es la fuerza que actúa a lo largo del eje longitudinal de un miembro estructural, para analizar esta carga o peso máximo, se calculó con la envolvente de las combinaciones como se muestra en la tabla N°25, determinando el peso máximo por columna sobre la que se encontrarán los aisladores.

Tabla 24

Peso máximo por columna

Peso máximo por columna					
Col	$P_i$ (Tonf)	X(m)	Y(m)	$X*P_i$	$Y*P_i$
1	170.85	0.00	46.53	0.00	7949.91
2	157.24	6.37	1533.33	1001.93	241099.92
3	126.36	11.07	46.53	1398.87	5879.92
4	182.52	0.00	1525.38	0.00	278407.66
5	170.71	6.37	46.53	1087.78	7943.54
6	148.31	11.07	1525.38	1641.79	226224.75
7	135.50	8.76	43.83	1187.65	5939.25
8	155.54	18.11	1525.70	2816.97	237305.87
9	141.93	21.64	42.64	3071.16	6051.58

10	134.73	0.00	1521.84	0.00	205033.67
11	94.16	3.03	42.64	285.31	4014.58
12	44.73	0.00	1513.43	0.00	67691.54
13	172.94	13.32	50.07	2304.09	8658.92
14	159.18	19.60	1512.25	3120.33	240716.05
15	129.37	28.51	53.74	3688.98	6952.21
16	128.82	35.47	1509.92	4569.66	194514.36
17	130.43	39.59	52.41	5163.60	6835.24
18	121.80	44.70	1508.12	5444.45	183688.96
19	98.91	9.93	47.95	981.99	4742.22
20	96.58	7.61	1510.91	735.18	145916.07
21	107.15	12.22	42.28	1309.63	4530.60
22	121.00	17.93	1515.55	2169.78	183378.73
23	69.77	22.35	40.51	1559.30	2826.53
24	79.37	24.99	1517.71	1983.56	120458.48
25	86.97	26.52	42.27	2306.29	3676.19
26	78.80	28.51	1514.77	2247.02	119366.37
27	90.21	33.43	42.88	3016.07	3868.02
28	138.85	37.46	1513.19	5200.55	210100.17
29	120.43	44.70	42.88	5383.27	5163.58
30	124.96	44.70	1509.58	5585.87	188643.00
31	100.46	37.46	42.83	3762.89	4303.30
32	68.63	24.28	1510.75	1666.55	103681.79
33	84.03	22.55	41.42	1894.58	3480.89
34	102.43	16.84	1506.11	1724.51	154274.94
35	76.29	27.15	40.41	2071.16	3083.00
36	128.93	37.46	1504.72	4829.24	194006.73
37	126.82	44.70	40.41	5669.08	5124.99
38	91.11	21.44	1501.46	1953.73	136798.30
39	82.08	31.79	39.40	2609.24	3233.44
40	124.64	44.70	1498.54	5571.26	186772.74
41	114.35	37.46	39.40	4283.13	4504.98
42	73.59	34.14	1498.68	2512.73	110295.39
43	171.62	44.70	35.54	7671.66	6098.80
44	122.30	37.46	1498.29	4580.77	183238.87
45	133.29	28.51	35.04	3800.60	4669.84
46	88.21	26.06	1501.17	2298.64	132414.17
47	64.47	35.47	53.54	2286.98	3451.82
48	67.27	35.47	1496.68	2386.05	100675.69
49	63.59	30.21	49.33	1921.06	3136.84
50	48.70	28.80	1498.48	1402.75	72980.78
51	104.47	44.70	43.00	4670.07	4491.91
52	116.96	37.45	1498.48	4380.40	175259.69
53	105.65	44.70	50.30	4722.53	5313.59
54	104.09	37.45	1498.48	3898.53	155979.79
55	83.93	29.95	60.34	2513.92	5064.35

56	88.06	31.99	1504.49	2816.79	132479.99
57	87.11	25.07	62.68	2184.20	5460.23
58	100.29	23.04	1498.48	2310.38	150276.09
59	58.06	23.75	40.57	1378.68	2355.37
60	74.81	29.47	1503.14	2204.75	112445.08
61	66.17	19.14	41.56	1266.13	2750.07
62	81.05	24.87	1507.82	2015.73	122205.38
63	84.25	14.52	42.55	1223.70	3584.81
64	93.33	20.28	1512.49	1892.58	141165.99
65	115.30	15.67	48.04	1806.46	5539.26
66	99.17	5.30	1513.64	525.87	150110.90
67	129.71	11.07	52.74	1435.36	6840.65
69	76.94	33.40	1489.34	2570.26	114596.29
70	3.71	26.79	77.25	99.40	286.56
71	3.57	23.36	1490.51	83.39	5322.00
			7327.55	178156.81	5645333.19

Fuente: elaboración propia

#### 5.4.3.2. Capacidad de Volteo

Un aislador sísmico, incluso siendo estable bajo su carga de diseño, puede experimentar otra forma de inestabilidad si está conectado a la base por debajo de la superestructura y arriba a través de llaves de corte que no pueden sostener cargas de tracción (Naeim A. & Kelly M., 1999, p.133)

De acuerdo a la norma E.031. Aislamiento Sísmico el área reducida se halla de la siguiente manera:

$$A_R = A_A * 2 * \frac{[D_e^2 * \sin^{-1}(\frac{\sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2}}{D_e}) - D_{TM}\sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2}]}{\pi D_e^2} \quad (46)$$

Donde:

$A_A$ = Área del aislador

$D_e$ = Diámetro del aislador

$D_M$ = Desplazamiento total, considerando excentricidad accidental

Siendo  $A_R = 1.86m^2$

#### 5.4.3.3. Peso Crítico

Se trata de la capacidad axial que puede soportar el aislador, el peso crítico se puede observar en la siguiente ecuación:

$$P_T = \frac{\pi}{\sqrt{8}} * G * S * \frac{D_e}{N * Tr} * A_r \quad (47)$$

Donde:

N= Numero de capas de caucho

Tr = espesor de cada capa de caucho, en mm

Obteniendo  $P_T = 13328.19075$  ton

#### 5.4.3.4. Deformación por corte

De acuerdo a la norma E.031. Aislamiento sísmico, determinamos los siguientes parámetros:

- Deformación por corte debido a la deformación

$$Y_D = \frac{D_{TM}}{H_r} \leq 2.5 \quad (48)$$

Se usaron los datos de desplazamiento total máximo y altura de aislador en cm, teniendo:

$$Y_D = \frac{D_{TM}}{H_r} = \frac{65.401}{16.160} = 2.5 \leq 2.5$$

Cumpliendo con la ecuación.

- Deformación por corte debido a compresión

$$Y_C = \frac{6 * P * S}{E_C * A_R} \quad (49)$$

Reemplazando los valores en la ecuación (49) obtenemos:

$$Y_C = \frac{6xPxS}{E_CxA_R} = \frac{6x182.52x30.65}{123093.88x1.859} = 0.1467$$

- Deformación por corte debido a deformación angular

$$Y_{\theta} = \frac{0.375x D_e^2 x \theta}{t_r x H_r} \quad (50)$$

Reemplazando los valores en la ecuación (50) obtenemos:

$$Y_{\theta} = \frac{0.375x D_e^2 x \theta}{t_r x H_r} = \frac{0.375x 1^2 x 0.003}{0.008x 0.2616} = 0.5376$$

Donde  $\theta \geq 0.003$

$$Y_{\theta} = Y_D + Y_C + 0.5Y_{\theta} \leq 6 \quad (51)$$

Obteniendo:

$$Y_{\theta} = Y_D + Y_C + 0.5Y_{\theta} = 2.5 + 0.1467 + 0.5376 = 2.915 \leq 6 \text{ cumple}$$

## 5.5. Análisis tiempo- historia

El análisis Tiempo-Historia es un método para el cálculo de las fuerzas sísmicas en edificios, ya que permite saber la fuerza en cualquier momento, es decir la fuerza en función del tiempo, con ello es posible saber el comportamiento del edificio en cualquier instante de tiempo y paso a paso, con el propósito de obtener los resultados más exactos, es que se decide compararlo con el Análisis Modal espectral en el sentido de combinar lo mejor de ambos métodos para obtener mejores resultados. (Gallegos V., 2018, p.3)

Se realizaron siete análisis de Tiempo-Historia de siete sismos representativos ocurridos en el Perú, para ello se obtuvo del centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres – CISMID.

### 5.5.1. Acelerograma – sismo en Yurimaguas (2019)

Un gran terremoto con una magnitud preliminar de 8.0 estremeció la selva amazónica en el centro norte de Perú el domingo temprano, informó el estudio geológico de Estados Unidos.

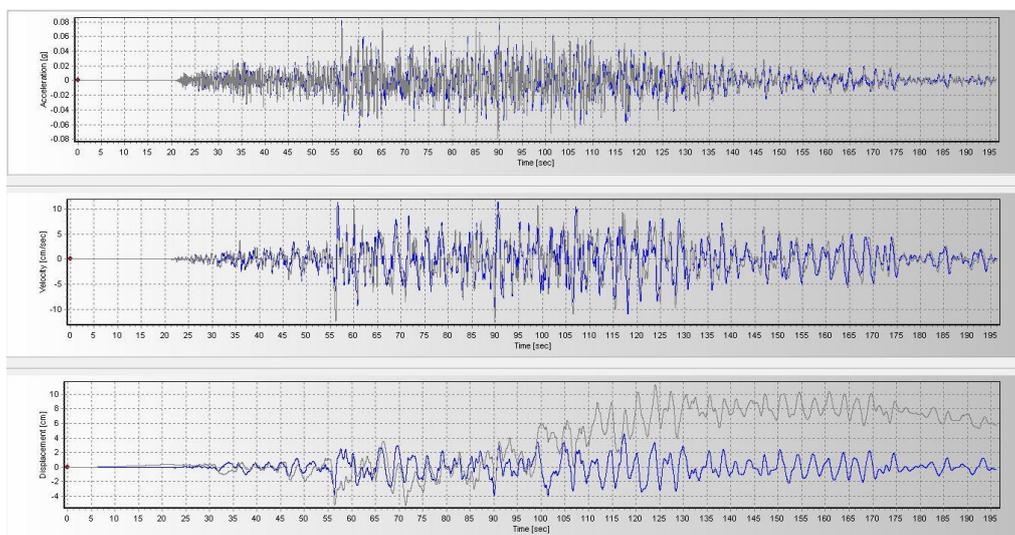
El sismo, con una profundidad moderada de 110 kilómetros (68 millas) ocurrió a las 2:41 a.m., 80 kilómetros (50 millas) al sureste de la población de Lagunas y 158 kilómetros

(98 millas) al este-noreste de Yurimaguas, una ciudad más grande. (Voz de América, 2019)

En las figuras N°37 y 38, se muestran las correcciones de los acelerogramas tomados por la estación de Rioja, tomando los ejes EW y NS. En la línea azul se dan los resultados corregidos.

Figura 37

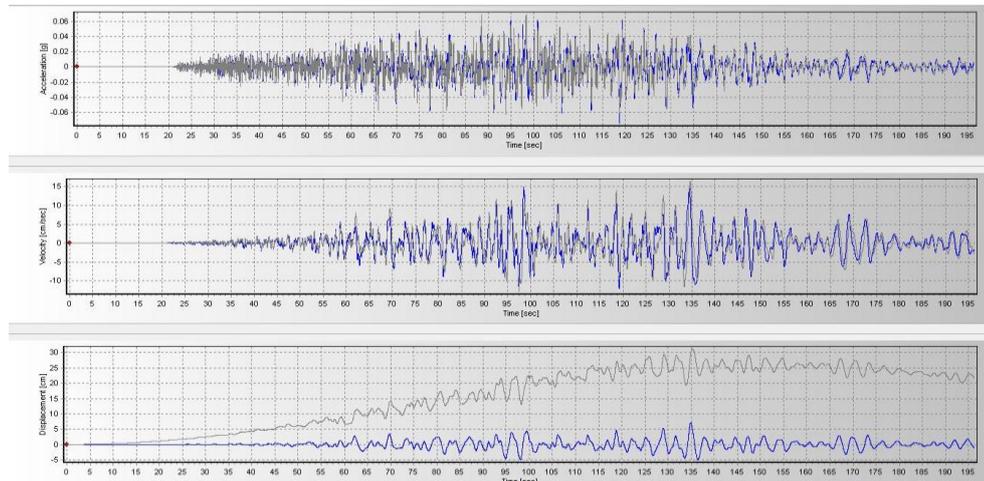
Acelerograma de Yurimaguas en sentido este



Fuente: Elaboración Propia

Figura 38

Acelerograma de Yurimaguas en el sentido norte



Fuente: Elaboración Propia

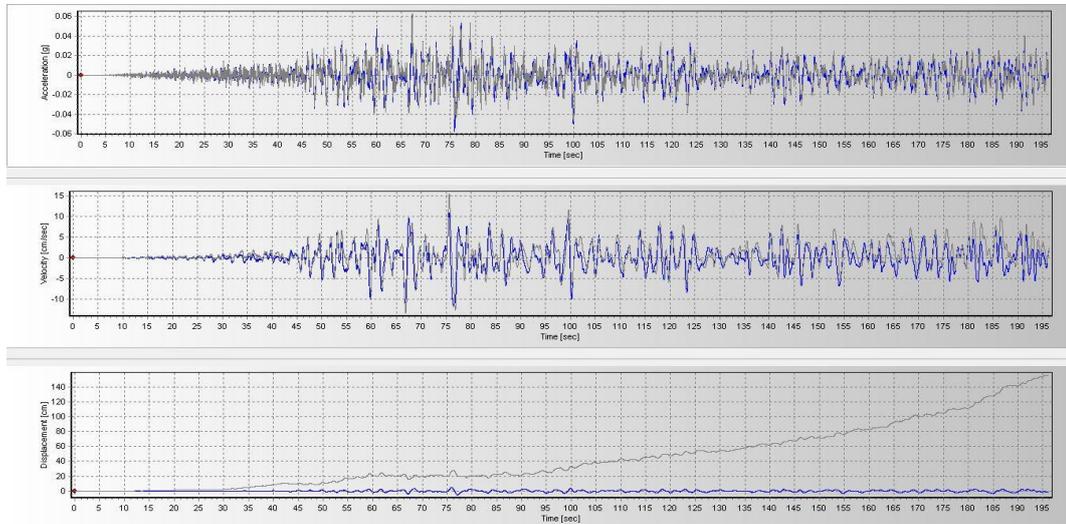
### 5.5.2. Acelerograma – sismo en Pisco (2007)

El miércoles 15 de agosto del 2007 a las 6.40 p.m. hora local (23:41 hora GMT), la zona sur de la costa central del Perú fue sacudida por un terremoto de magnitud Richter (ML) 7,0 y 7,9 magnitud Momento (Mw), produciendo importantes daños humanos y materiales, en las regiones de Ica, Lima y Huancavelica. La duración del sismo fue de 3 minutos y 30 segundos (210 segundos). (OPS, 2007)

En las figuras N°39 y 40, se muestran las correcciones de los acelerogramas tomados por la estación de Dirección de Hidrografía y navegación del Callao, tomando los ejes EW y NS. En la línea azul se dan los resultados corregidos.

Figura 39

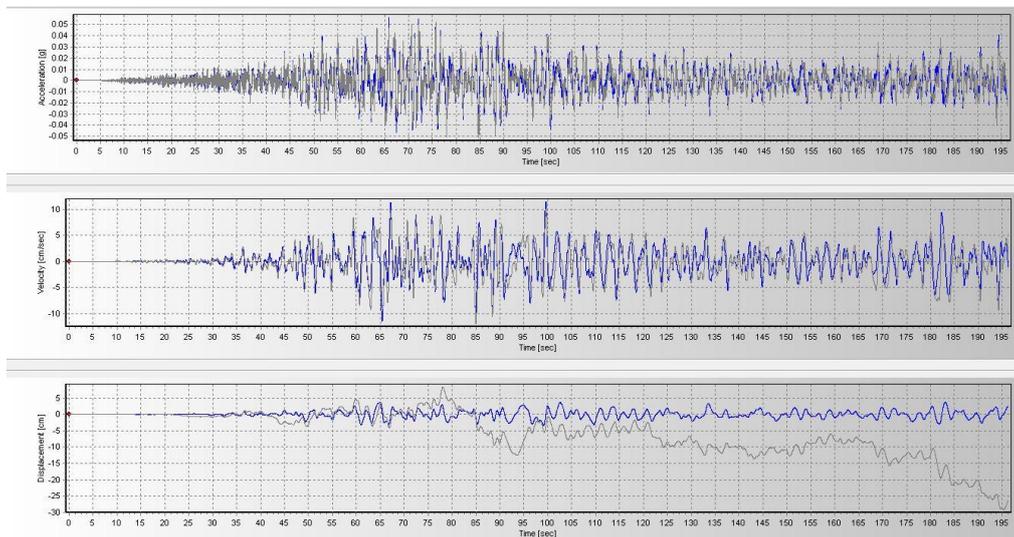
Acelerograma de Pisco en sentido este



Fuente: Elaboración Propia

Figura 40

Acelerograma de pisco en sentido norte



Fuente: Elaboración Propia

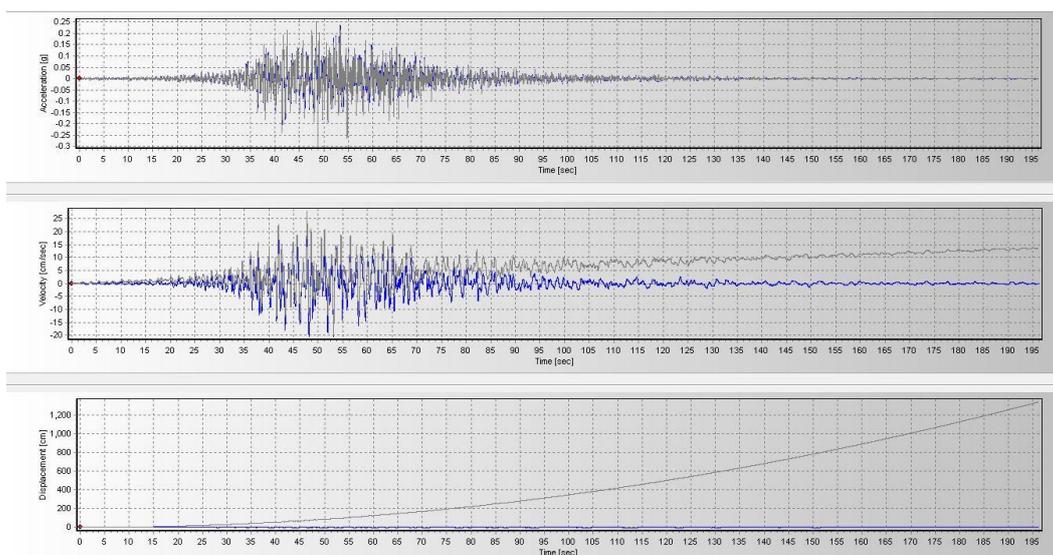
### 5.5.3. Acelerograma – sismo en Ocoña (2001)

El día sábado 23 de junio de 20001 y cerca de las 15 horas con 33 minutos (hora local), un terremoto de magnitud mb igual a 6.9 ( $M_s=7.9$ ) afectó toda la región Sur de Perú, incluyendo las ciudades de Arica e Iquique en Chile y La Paz en Bolivia. El epicentro del terremoto fue localizado en la región Sur y cerca de la línea de costa; esto es, a 82 km al NW de la localidad de Ocoña, Departamento de Arequipa. Este terremoto tuvo características importantes entre las que destaca la complejidad de su registro, el mismo que evidencia un proceso de ruptura por demás heterogéneo, observado en estaciones de banda ancha de la red sísmica nacional y mundial, así como el modo de propagación de la onda sísmica, que al ser el terremoto de carácter superficial produjo el ondulamiento de la superficie. Asimismo, el terremoto produjo a la fecha 134 réplicas, siendo las de mayor magnitud localizados al Sureste del evento principal, mostrando una clara propagación de la ruptura en esa dirección. (Dr. Tavera, 2001)

En las figuras N°41 y 42, se muestran las correcciones de los acelerogramas tomados por la estación de César Vizcarra Vargas - Moquegua, tomando los ejes EW y NS. En la línea azul se dan los resultados corregidos.

Figura 41

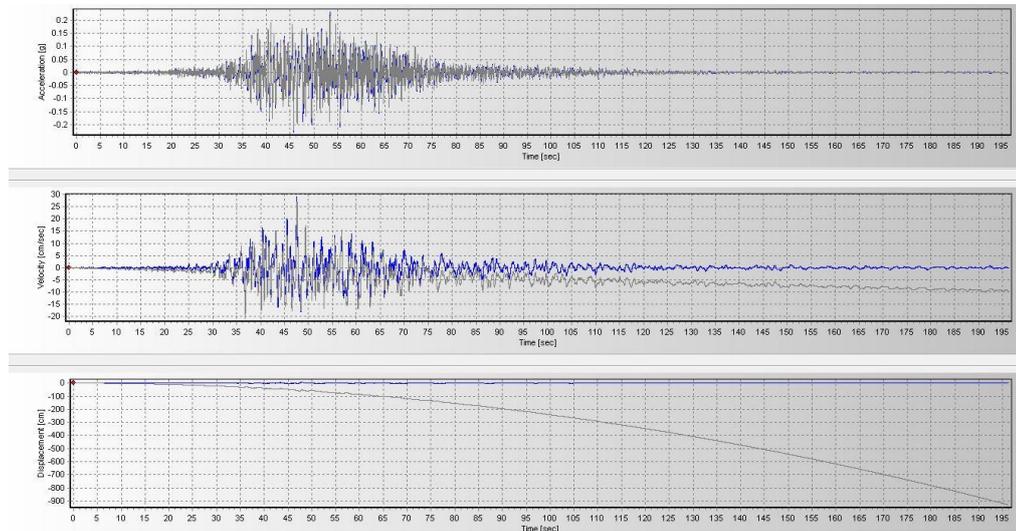
Acelerograma de Ocoña en sentido este



Fuente: Elaboración Propia

Figura 42

### Acelerograma de Ocoña en sentido norte



Fuente: Elaboración Propia

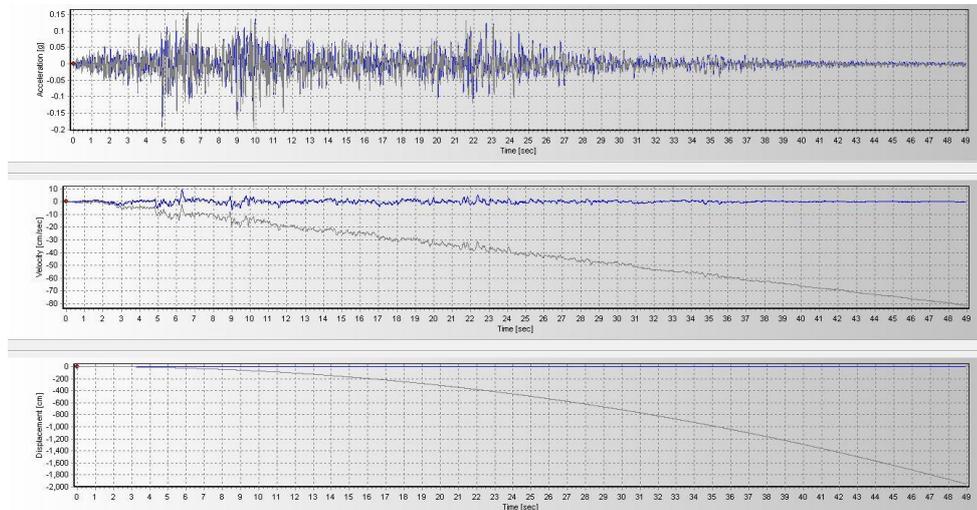
#### 5.5.4. Acelerograma – sismo en Lima (1974)

Un terremoto de M7.7 afectó a la ciudad de Lima el 03 de octubre de 1974, el mismo que sumó al daño del sacudimiento, la aparición de un tsunami con olas mayores a los 5 metros de altitud que golpearon la costa. Más de mil replicas después del evento sísmico en los días posteriores mantuvieron en vilo a la población. (Instituto geofísico del Perú, 2019)

En las figuras N°43 y 44, se muestran las correcciones de los acelerogramas tomados por la estación de Parque de la reserva – Cercado de Lima, tomando los ejes EW y NS. En la línea azul se dan los resultados corregidos.

Figura 43

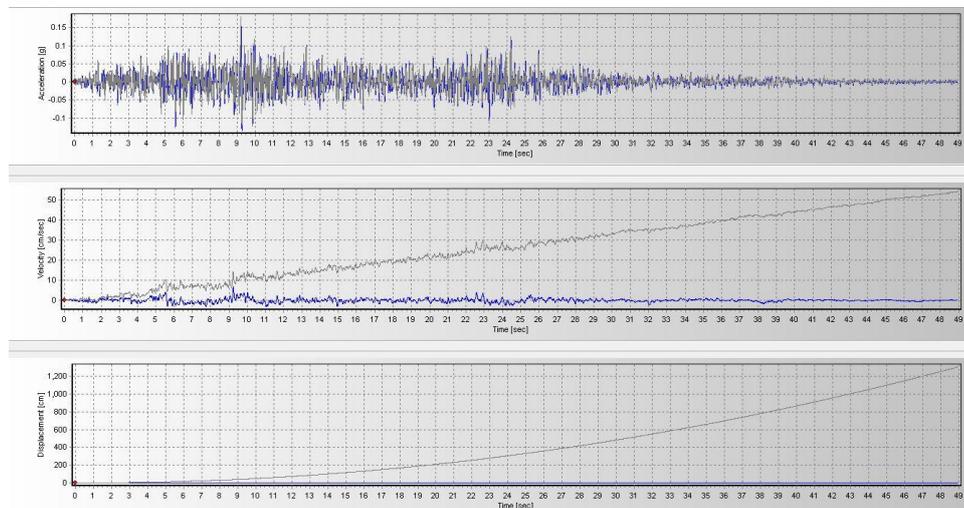
Acelerograma de Lima-1974 en sentido este



Fuente: Elaboración Propia

Figura 44

Acelerograma de Lima-1974 en sentido norte



Fuente: Elaboración Propia

### 5.5.5. Acelerograma – sismo en Lima (1966)

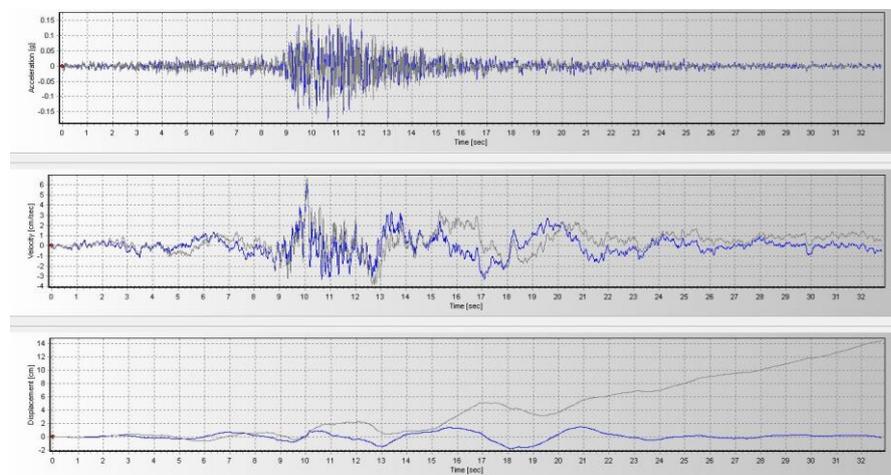
Octubre 17, a 16:41 horas. La ciudad de Lima fue estremecida por un sismo que fue indudablemente uno de los más intensos que se habían producido desde 1940. Dejó un saldo de cien muertos y daños materiales ascendientes a mil millones de soles oro. El área de percepción cubrió aproximadamente 524,000 km<sup>2</sup>. y fue destructor a lo largo de

la franja litoral comprendida entre Lima y Supe, situada al Norte. La intensidad máxima se estimó en el grado VIII MM, aunque en un área muy limitada puede haber sobrepasado este grado. (Ceresis, 2018)

En las figuras N°45 y 46, se muestran las correcciones de los acelerogramas tomados por la estación de Parque de la reserva – Cercado de Lima, tomando los ejes EW y NS. En la línea azul se dan los resultados corregidos.

Figura 45

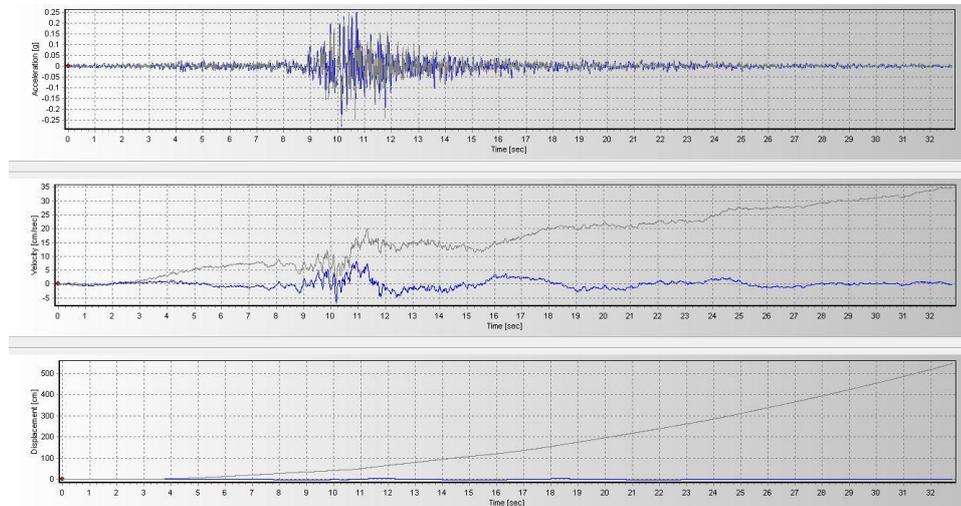
Acelerograma Lima-1966 sentido este



Fuente: Elaboración Propia

Figura 46

Acelerograma Lima-1966 sentido norte



Fuente: Elaboración Propia

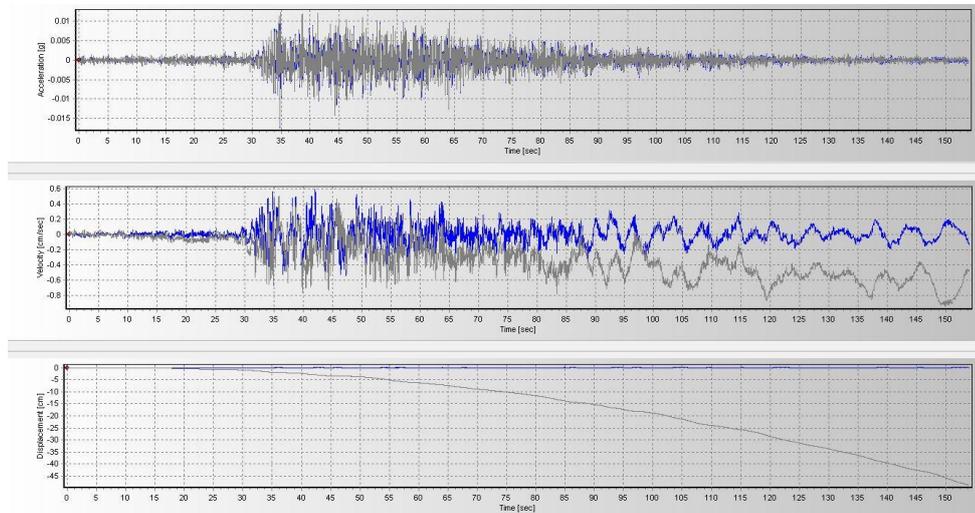
#### 5.5.6. Acelerograma – sismo en Lamas (2005)

El 25 de Setiembre a las 8:55 pm un fuerte movimiento telúrico remeció la región nororiental del Perú, generando daños de consideración principalmente en la ciudad de Lamas y poblaciones aledañas en el departamento de San Martín, así como en la ciudad de Chachapoyas y alrededores, en el departamento de Amazonas. El sismo, que ocurrió a una profundidad focal de 115 Km y alcanzó una magnitud de 7.5 Mw (NEIC), fue sentido en toda la región Norte y Centro del Perú, siendo perceptible desde Lima por el Sur hasta Guayaquil, Ecuador, por el Norte. (Aguilar, Z. 2005)

En las figuras N°47 y 48, se muestran las correcciones de los acelerogramas tomados por la estación de Casa del Dr. Javier Piqué – La Molina, tomando los ejes EW y NS. En la línea azul se dan los resultados corregidos.

Figura 47

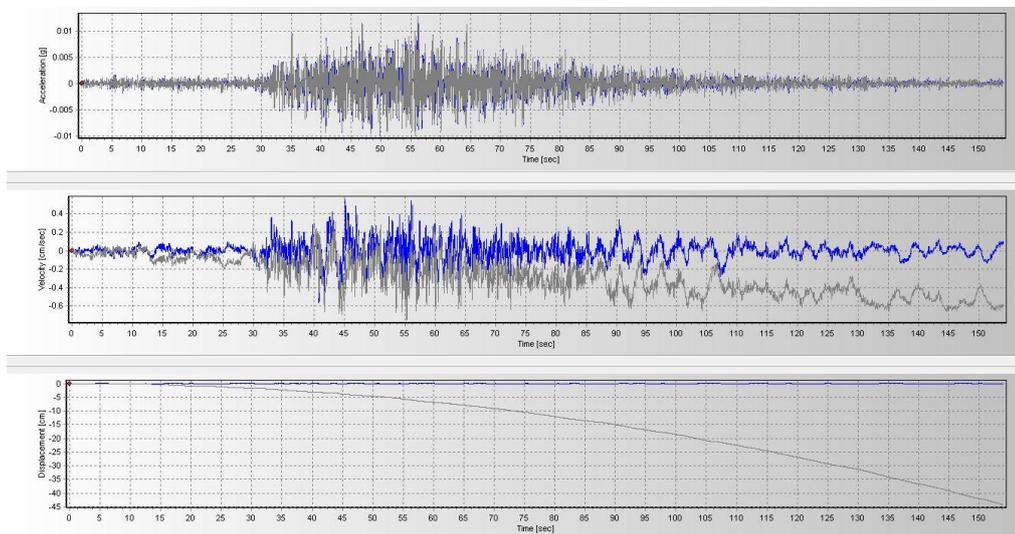
Acelerograma Lamas sentido este



Fuente: Elaboración Propia

Figura 48

Acelerograma Lamas sentido norte



Fuente: Elaboración Propia

### 5.5.7. Acelerograma – sismo en Ancash (1970)

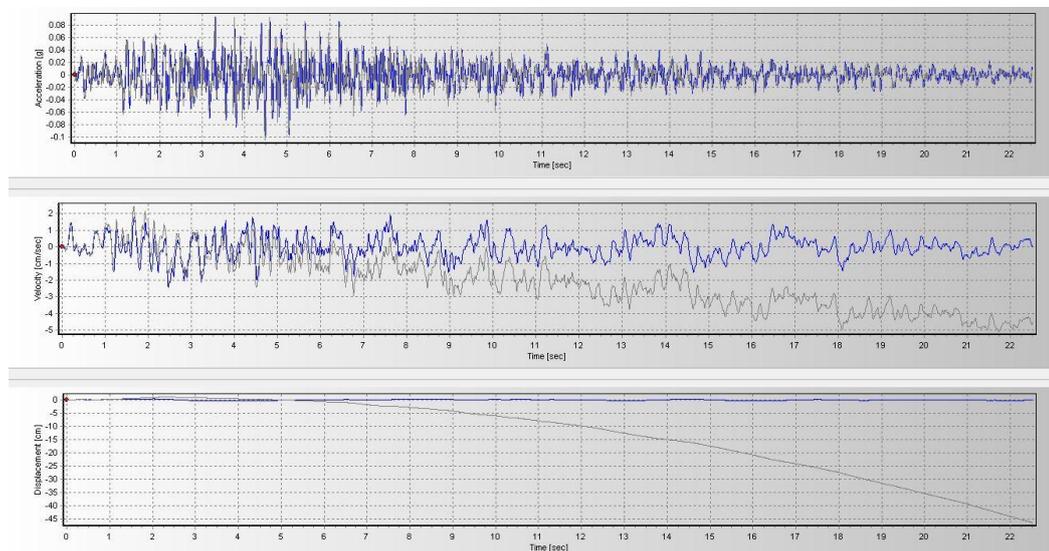
Fueron 7.9 grados de magnitud los que remecieron el Callejón de Huaylas, esa triste tarde del 31 de mayo de 1970. Había terminado el partido de apertura del mundial México 70 en el estadio Azteca, entre el local y la Unión Soviética, cuando la tierra tembló fuertemente en todo el departamento de Áncash y remeció también la costa y sierra del centro y norte del Perú. (Batalla, 2019)

Diez minutos después del fuerte sismo, que alarmó a las 3:23 de la tarde gran parte del Perú, el glaciar 511 desde el pico norte del nevado Huascarán se desprendió en una franja de unos 800 metros de ancho por 1.500 metros de largo. La caída de ese lote glacial provocó un sonido cavernoso y luego se formó una avalancha de 30 millones de toneladas de lodo, hielo y piedras, que arrasó la bella ciudad de Yungay.

En las figuras N°49 y 50 se muestran los resultados de los acelerogramas corregidos para los sentidos este y norte.

Figura 49

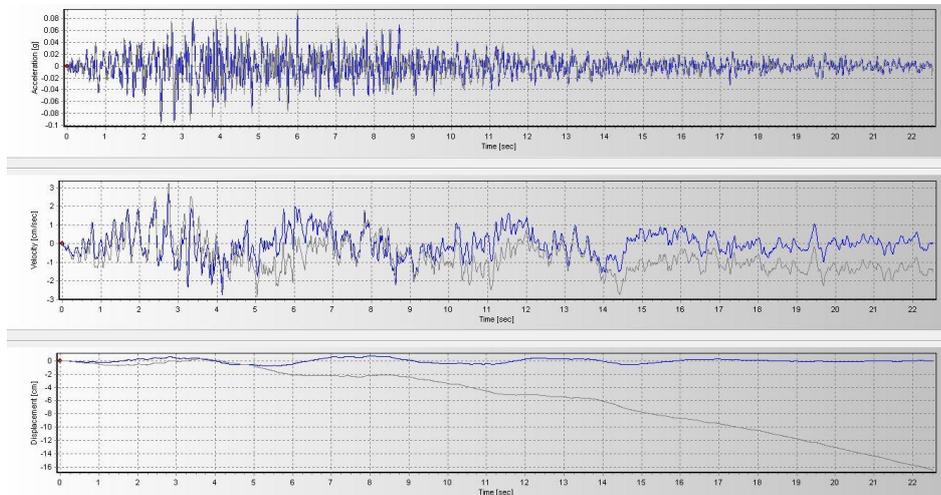
Acelerograma Ancash sentido este



Fuente: Elaboración Propia

Figura 50

Acelerograma Ancash sentido norte



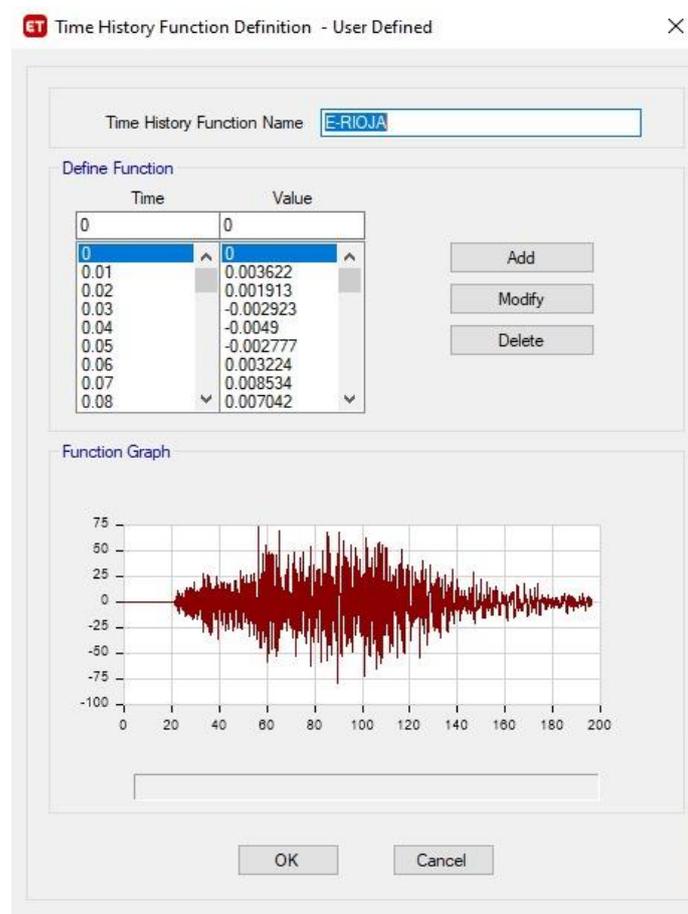
Fuente: Elaboración Propia

### 5.5.8. Datos ingresados a ETABS para análisis tiempo-historia

Se debe introducir los datos de los acelerogramas corregidos definiendo el análisis de tiempo-historia, en los ejes E y N. En la figura N°51 se puede observar cómo se ingresa el Acelerograma en Este para la estación de Rioja.

Figura 51

Ejemplo de acelerograma en sentido este de la estación Rioja - sismo Yurimaguas



Fuente: Elaboración Propia

Luego de ingresar los catorce acelerogramas que representan dos sentidos de los siete sismos seleccionados, se crean casos (ver figura N°52) en los que se involucre ambos sentidos por estación seleccionada, así el programa podrá analizar el sismo ingresado por los datos de aceleración y tiempo.

Figura 52

Creación de caso en Estación Rioja

ET Load Case Data

General

Load Case Name: RIOJA

Load Case Type/Subtype: Time History / Linear Modal

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (PESO SISMICO)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	E-RIOJA	1
Acceleration	U2	N-RIOJA	1
Acceleration	U3	Z-RIOJA	1

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Time History Motion Type: Transient

Number of Output Time Steps: 2000

Output Time Step Size: 0.1 sec

Modal Damping: Constant at 0.05

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, Advanced, OK, Cancel

Fuente: Elaboración Propia

Con los valores obtenidos acerca de las propiedades mecánicas del aislador, que se muestran en la tabla N°26, se ingresan en el programa ETABS para el análisis respectivo.

Tabla 25

Tabla de valores a ingresar al programa ETABS

Resumen de valores		
$P_{umax}$ (Carga axial última)	319.11	ton
$D_a$ (Diámetro del aislador)	98.1	cm
$H_a$ (Altura del aislador)	26.16	cm
$D_{np}$ (Diámetro del núcleo de plomo)	12.78	cm
$K_d$ (Rigidez producida)	159.28	ton/m
$K_{eff}$ (Rigidez efectiva)	177.46	ton/m
$K_v$ (Rigidez vertical)	355655.86	ton/m
$K_d/K_e$ (Radio de rigidez post-fluencia)	0.1	
$F_y$ (Fuerza de fluencia)	13.21	ton

Fuente: Elaboración propia

Para ingresar los aisladores a ETABS se ingresa a: Define - Section Properties – Link /Support Proprieties, donde se debe crear el aislador con las direcciones  $U1=Z$ ,  $U2=X$  y  $U3=Y$ , se debe colocar en el tipo de aislador como Rubber Isolator como se observa en la figura N°53, luego se ingresan los valores obtenidos en cada eje como se muestran en las figuras N°54, 55 y 56.

Figura 53

Definición de apoyo de aislador

The image shows the 'Link Property Data' dialog box in ETABS software. The dialog is titled 'Link Property Data' and has a close button (X) in the top right corner. It is divided into several sections:

- General:** 'Link Property Name' is 'LRB PER'. 'Link Type' is 'Rubber Isolator'. 'Link Property Notes' has a 'Modify/Show Notes...' button. 'P-Delta Parameters' has a 'Modify/Show...' button.
- Total Mass and Weight:** 'Mass' is 0 tonf-s<sup>2</sup>/m. 'Weight' is 0 tonf. 'Rotational Inertia 1', 'Rotational Inertia 2', and 'Rotational Inertia 3' are all 0 tonf-m-s<sup>2</sup>.
- Factors for Line and Area Springs:** 'Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property' is 1 m. 'Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property' is 1 m<sup>2</sup>.
- Directional Properties:** A table with columns for Direction, Fixed, NonLinear, and Properties. It lists U1, U2, U3, R1, R2, and R3. U1, U2, and U3 are checked under 'Direction'. R1, R2, and R3 are unchecked under 'Direction'. 'Fixed' and 'NonLinear' are unchecked for all. 'Properties' buttons are available for each direction.
- Stiffness Options:** 'Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases' is 'Effective Stiffness from Zero, Else Nonlinear'. 'Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping' is 'Initial Stiffness (K0)'. 'Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor' is 1.

At the bottom, there are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: Elaboración Propia

Figura 54

Definición de propiedades mecánicas del aislador- sentido vertical

The screenshot shows the 'Link/Support Directional Properties' dialog box with the following settings:

Section	Property	Value	Unit
Identification	Property Name	LRB PER	
	Direction	U3	
	Type	Rubber Isolator	
	NonLinear	Yes	
Linear Properties	Effective Stiffness	177.459	tonf/m
	Effective Damping	0.15	tonf-s/m
Shear Deformation Location	Distance from End-J	0	m
Nonlinear Properties	Stiffness	1592.844	tonf/m
	Yield Strength	13.21	tonf
	Post Yield Stiffness Ratio	0.1	

Fuente: Elaboración Propia

Figura 55

Definición de propiedades mecánicas del aislador- sentido x

The screenshot shows the 'Link/Support Directional Properties' dialog box with the following settings:

Section	Property	Value	Unit
Identification	Property Name	LRB PER	
	Direction	U1	
	Type	Rubber Isolator	
	NonLinear	No	
Linear Properties	Effective Stiffness	387729.065	tonf/m
	Effective Damping	0.15	tonf-s/m

Fuente: Elaboración Propia

Figura 56

Definición de las propiedades mecánicas del aislador- sentido Y

ET Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name	LRB PER
Direction	U2
Type	Rubber Isolator
NonLinear	Yes

Linear Properties

Effective Stiffness	177.459	tonf/m
Effective Damping	0.15	tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J	0	m
---------------------	---	---

Nonlinear Properties

Stiffness	1592.844	tonf/m
Yield Strength	13.21	tonf
Post Yield Stiffness Ratio	0.1	

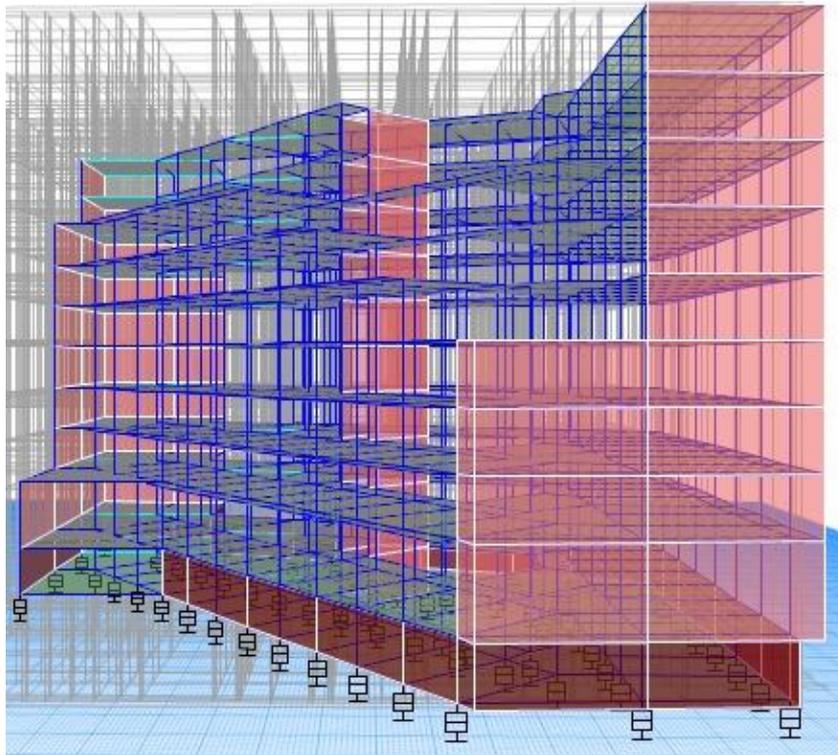
OK Cancel

Fuente: Elaboración Propia

En la figura N°57 se muestra el modelo en ETABS con los aisladores sísmicos en la base previamente ingresados al programa.

Figura 57

Modelado en ETABS con aisladores sísmicos en la base



Fuente: Elaboración Propia

#### 5.5.9. Resultados de análisis tiempo-historia

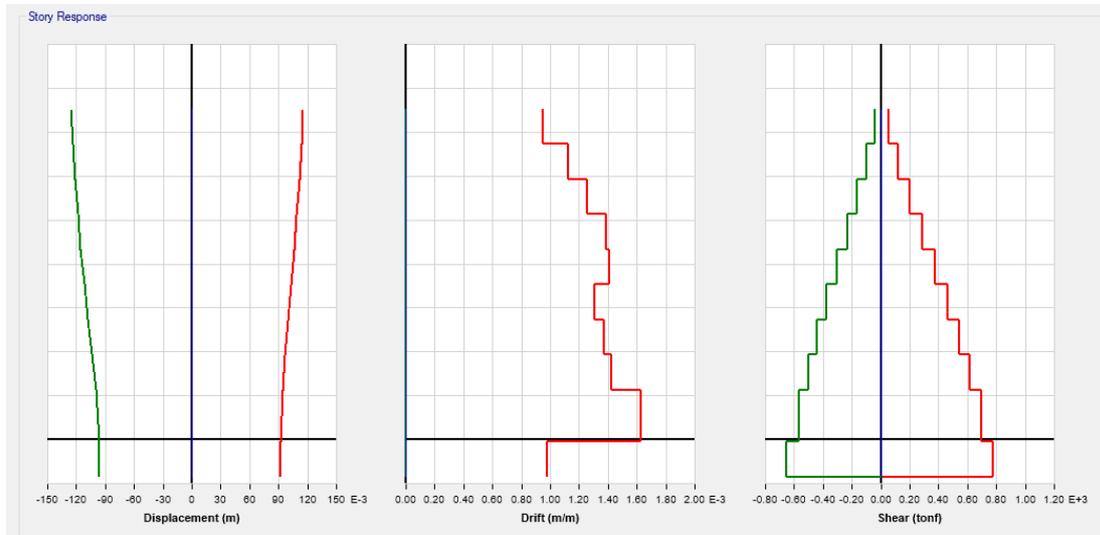
Como resultados se muestran gráficos de desplazamiento, derivas y cortante que se da en cada nivel del edificio.

##### 5.5.9.1. Sismo el Yurimaguas

Para el sismo en Yurimaguas se obtienen los resultados de desplazamiento, derivas y cortante en las figuras N°58 y 59 para los ejes X e Y respectivamente.

Figura 58

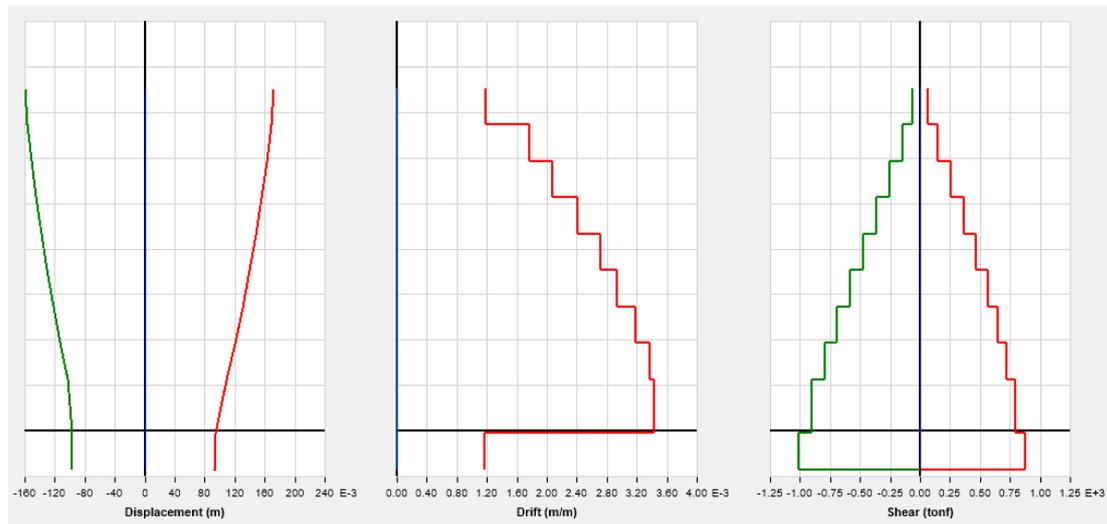
Desplazamiento-Derivas-Cortante en eje X - Yurimaguas



Fuente: Elaboración Propia

Figura 59

Desplazamiento- Derivas- Cortante en eje Y - Yurimaguas



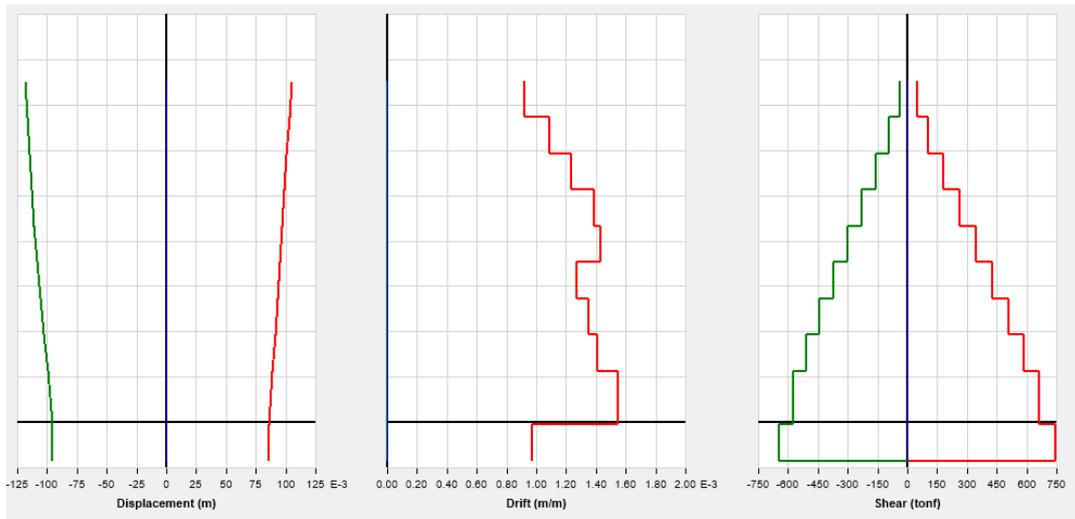
Fuente: Elaboración Propia

### 5.5.9.2. Sismo en Pisco

Para el sismo en Pisco se obtienen los resultados de desplazamiento, derivas y cortante en las figuras N°60 y 61 para los ejes X e Y respectivamente.

Figura 60

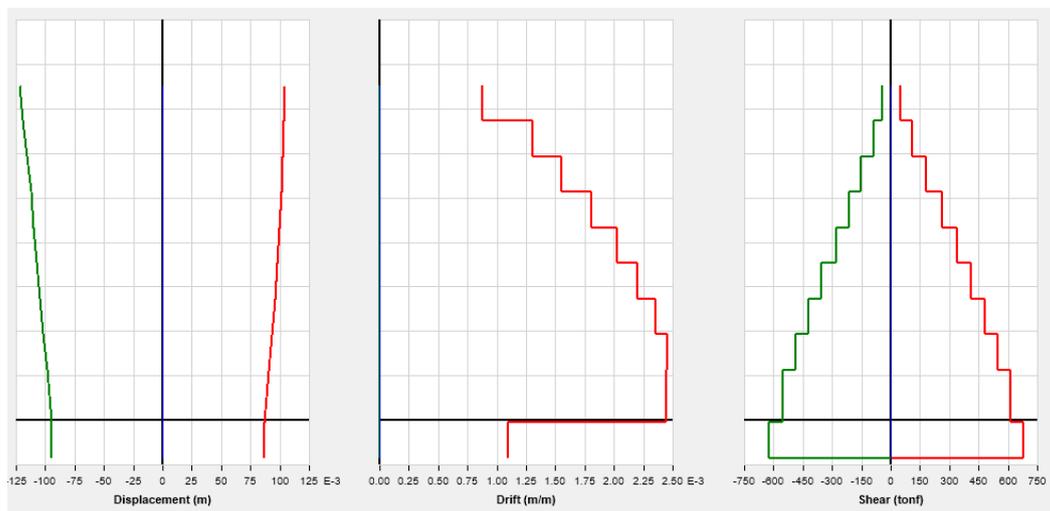
Desplazamiento - Derivas - Cortante en eje X- Pisco



Fuente: Elaboración Propia

Figura 61

Desplazamiento - Derivas - Cortante en eje Y - Pisco



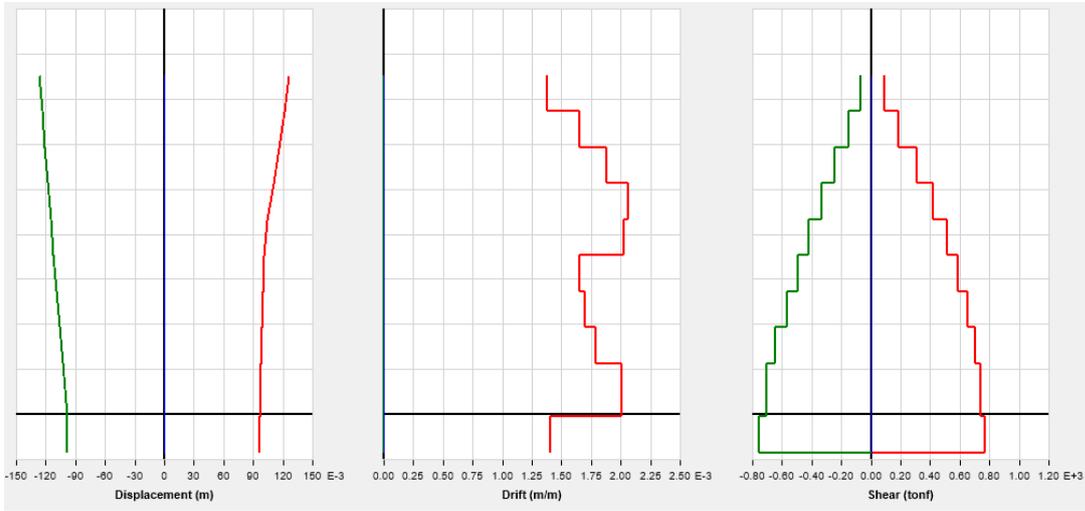
Fuente: Elaboración Propia

### 5.5.9.3. Sismo en Ocoña

Para el sismo en Ocoña se obtienen los resultados de desplazamiento, derivas y cortante en las figuras N°62 y 63 para los ejes X e Y respectivamente.

Figura 62

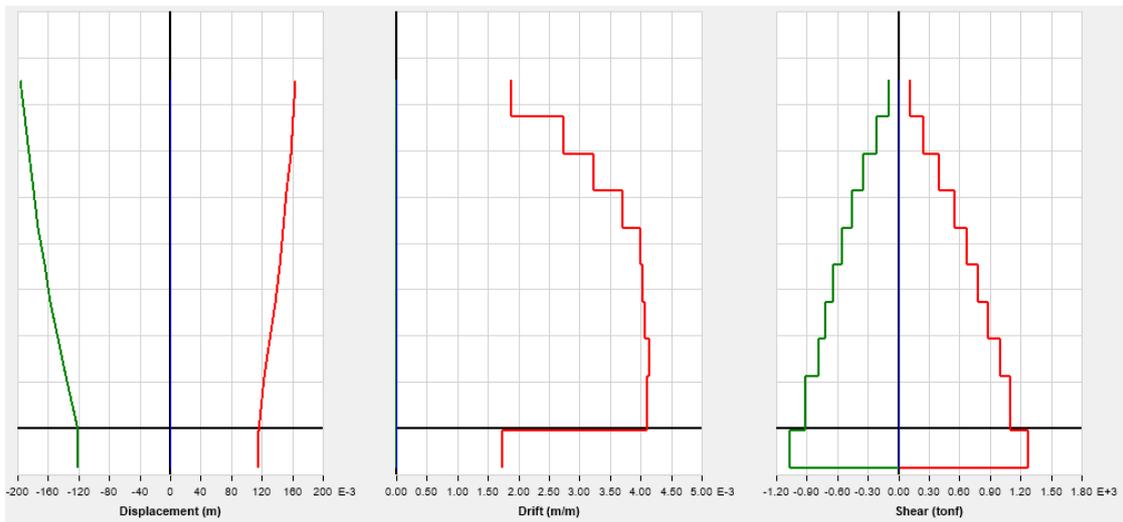
Desplazamiento – Derivas - Cortante en eje X- Ocoña



Fuente: Elaboración Propia

Figura 63

Desplazamiento – Derivas - Cortante en eje Y - Ocoña



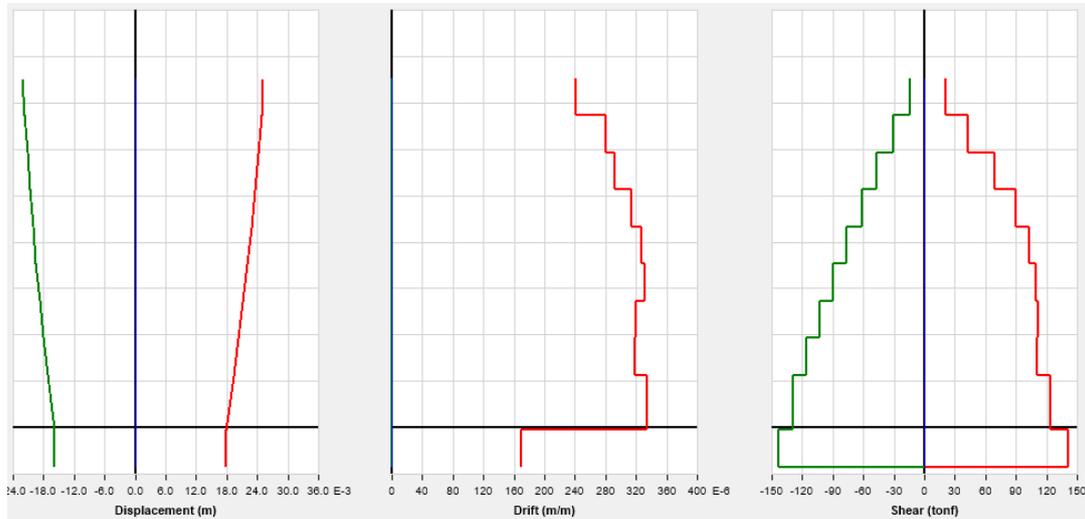
Fuente: Elaboración Propia

#### 5.5.9.4. Sismo en Lima-1974

Para el sismo en Lima-1974 se obtienen los resultados de desplazamiento, derivas y cortante en las figuras N°64 y 65 para los ejes X e Y respectivamente.

Figura 64

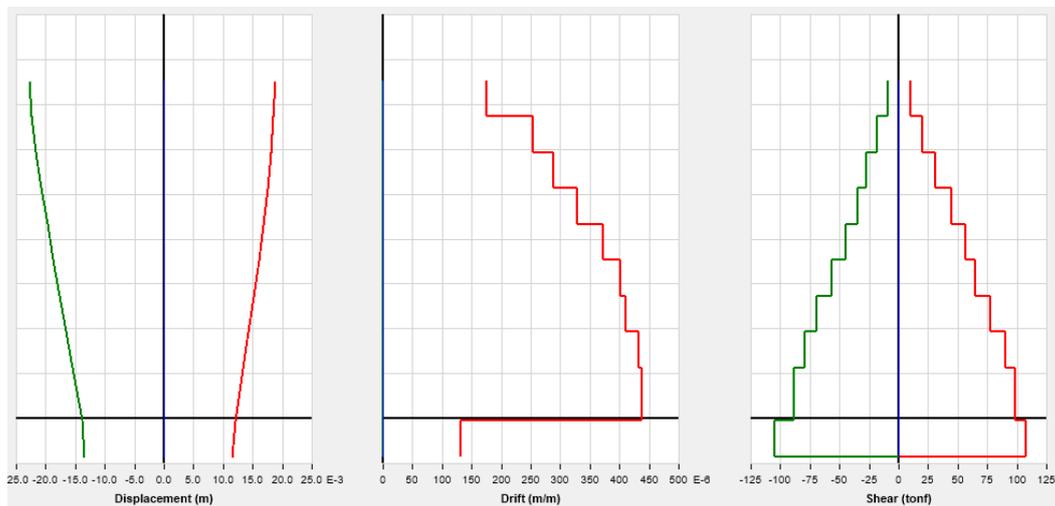
Desplazamiento – Derivas - Cortante en eje X- Lima1974



Fuente: Elaboración Propia

Figura 65

Desplazamiento – Derivas - Cortante en eje Y- Lima 1974



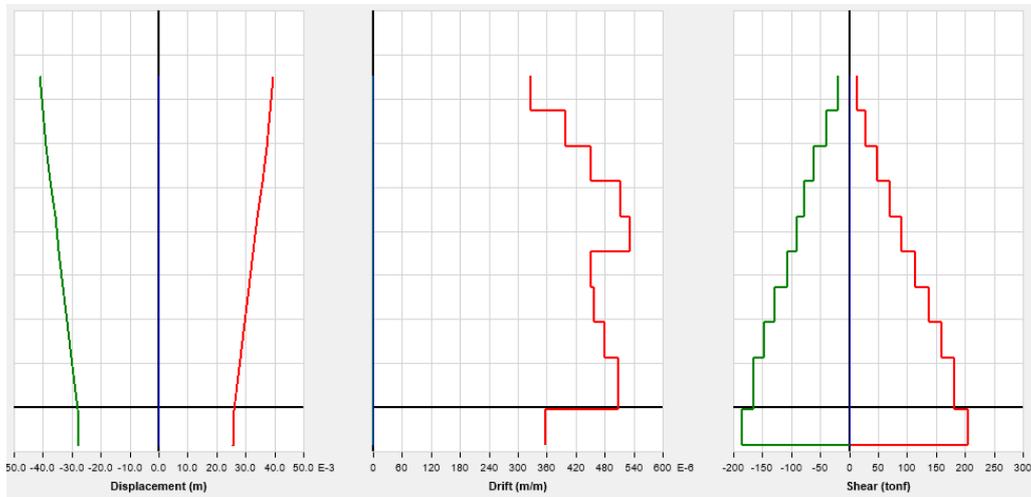
Fuente: Elaboración Propia

#### 5.5.9.5. Sismo en Lima-1966

Para el sismo en Lima-1966 se obtienen los resultados de desplazamiento, derivas y cortante en las figuras N°66 y 67 para los ejes X e Y respectivamente.

Figura 66

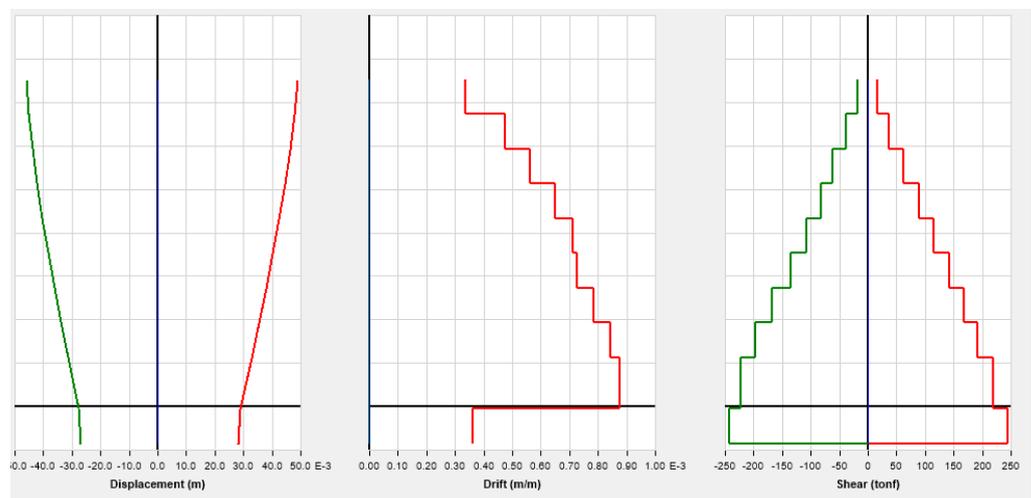
Desplazamiento – Derivas - Cortante en eje X - Lima 1966



Fuente: Elaboración Propia

Figura 67

Desplazamiento – Derivas - Cortante en eje Y - Lima 1966



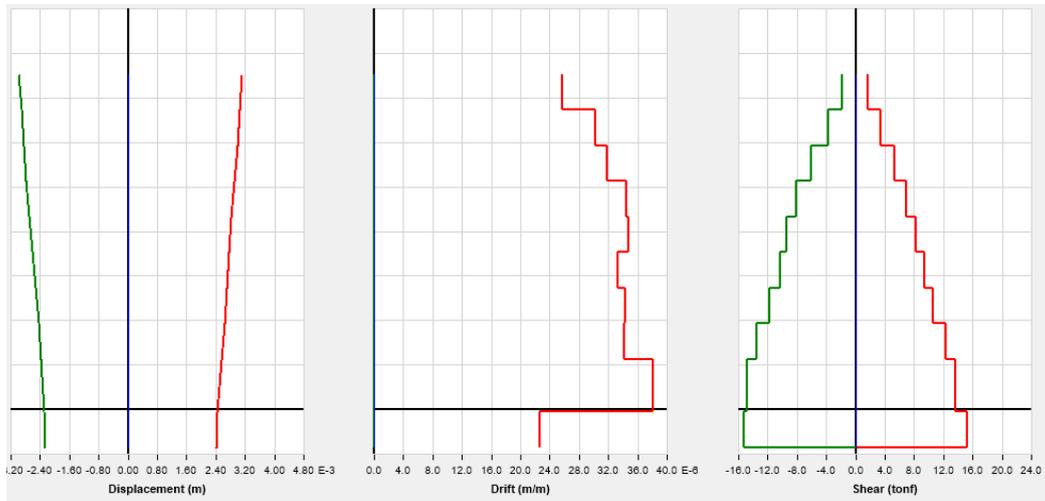
Fuente: Elaboración Propia

#### 5.5.9.6. Sismo en Lamas

Para el sismo en Lamas se obtienen los resultados de desplazamiento, derivas y cortante en las figuras N°68 y 69 para los ejes X e Y respectivamente.

Figura 68

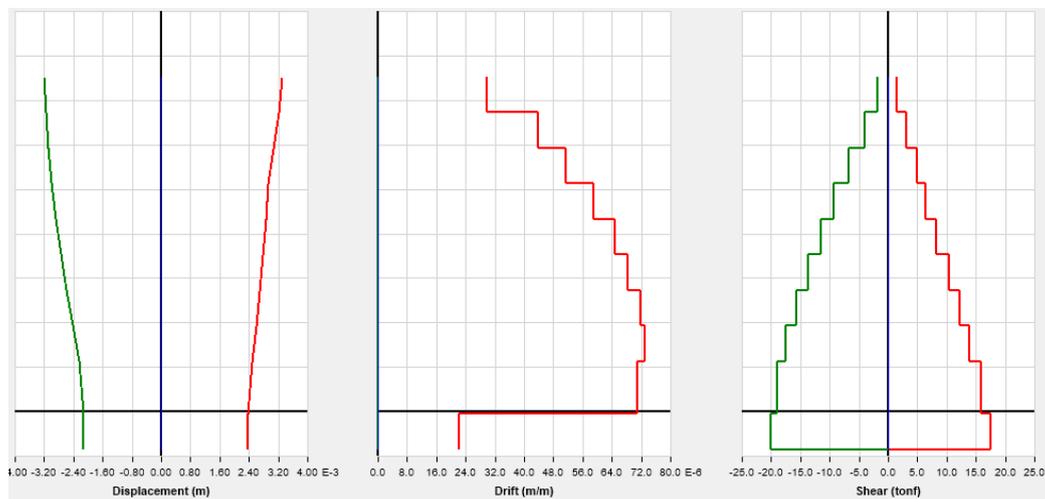
Desplazamiento – Derivas - Cortante en eje X - Lamas



Fuente: Elaboración Propia

Figura 69

Desplazamiento – Derivas - Cortante en eje Y - Lamas



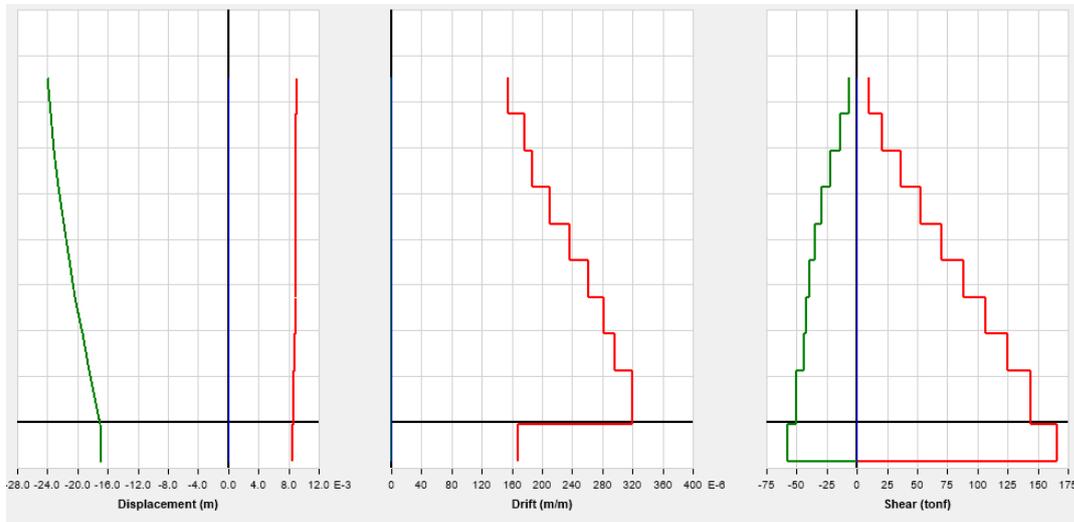
Fuente: Elaboración Propia

#### 5.5.9.7. Sismo en Ancash

Para el sismo en Ancash se obtienen los resultados de desplazamiento, derivas y cortante en las figuras N°70 y 71 para los ejes X e Y respectivamente.

Figura 70

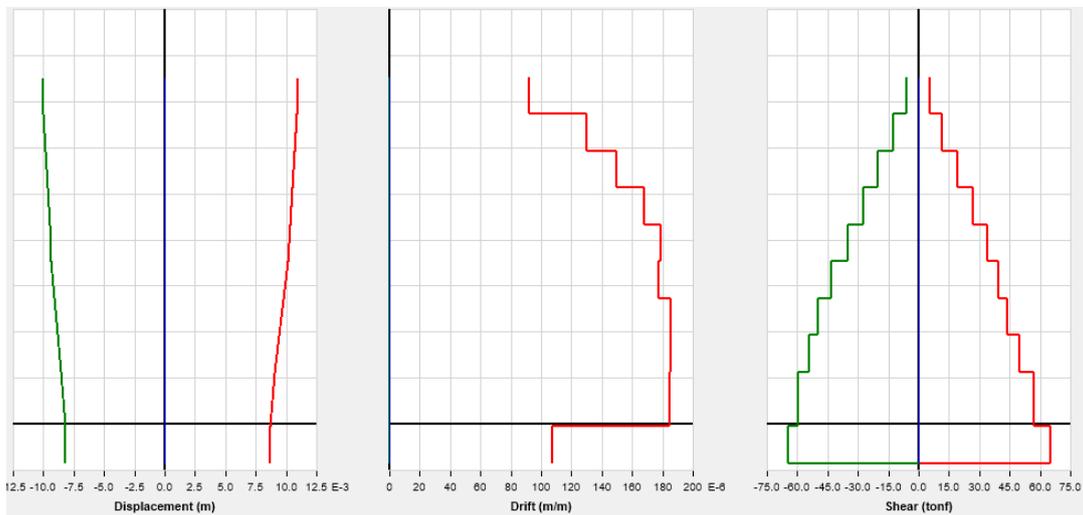
Desplazamiento – Derivas - Cortante en eje X - Ancash



Fuente: Elaboración Propia

Figura 71

Desplazamiento – Derivas - Cortante en eje Y - Ancash



Fuente: Elaboración Propia

### 5.5.10. Derivas con tiempo-historia

La máxima deriva de entrepiso de la superestructura, calculado por el análisis tiempo-historia, considerando las características de fuerza-deformación no lineales de la interfaz de aislamiento, no debe exceder a 0.005.

#### 5.5.10.1. Sismo en Yurimaguas

Se muestran las derivas obtenidas por el sismo en Yurimaguas en las tablas N°27 y 28 para los ejes X e Y respectivamente.

Tabla 26

Derivas tiempo-historia Yurimaguas- eje X

Nivel	Eje	Drifts	Corregido	Verificación
Piso 9	X	0.000827	0.000703	cumple
Piso 8	X	0.000998	0.0008483	cumple
Piso 7	X	0.001129	0.0009597	cumple
Piso 6	X	0.001259	0.0010702	cumple
Piso 5	X	0.001287	0.001094	cumple
Piso 4	X	0.001146	0.0009741	cumple
Piso 3	X	0.001218	0.0010353	cumple
Piso 2	X	0.001264	0.0010744	cumple
Piso 1	X	0.001449	0.0012317	cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27

Derivas tiempo-historia Yurimaguas- eje Y

Nivel	Eje	Drifts	Corregido	Verificación
Piso 9	Y	0.001174	0.0009979	cumple
Piso 8	Y	0.001747	0.001485	cumple
Piso 7	Y	0.002073	0.0017621	cumple
Piso 6	Y	0.002413	0.0020511	cumple
Piso 5	Y	0.002722	0.0023137	cumple
Piso 4	Y	0.002934	0.0024939	cumple
Piso 3	Y	0.003186	0.0027081	cumple
Piso 2	Y	0.003372	0.0028662	cumple
Piso 1	Y	0.003427	0.002913	cumple

Fuente: Elaboración propia

### 5.5.10.2. Sismo en Pisco

Se muestran las derivas obtenidas por el sismo en Pisco en las tablas N°29 y 30 para los ejes X e Y respectivamente.

Tabla 28

Derivas tiempo-historia Pisco - eje X

Nivel	Eje	Drifts	Corregido	Verificación
Piso 9	X	0.000889	0.0007557	cumple
Piso 8	X	0.001081	0.0009189	cumple
Piso 7	X	0.001236	0.0010506	cumple
Piso 6	X	0.001386	0.0011781	cumple
Piso 5	X	0.001429	0.0012147	cumple
Piso 4	X	0.001269	0.0010787	cumple
Piso 3	X	0.001353	0.0011501	cumple
Piso 2	X	0.001411	0.0011994	cumple
Piso 1	X	0.001546	0.0013141	cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 29

Derivas tiempo-historia Pisco - eje Y

Nivel	Eje	Drifts	Corregido	Verificación
Piso 9	Y	0.000759	0.0006452	cumple
Piso 8	Y	0.001102	0.0009367	cumple
Piso 7	Y	0.001304	0.0011084	cumple
Piso 6	Y	0.001505	0.0012793	cumple
Piso 5	Y	0.001646	0.0013991	cumple
Piso 4	Y	0.001732	0.0014722	cumple
Piso 3	Y	0.00185	0.0015725	cumple
Piso 2	Y	0.001914	0.0016269	cumple
Piso 1	Y	0.001893	0.0016091	cumple

Fuente: Elaboración propia

### 5.5.10.3. Sismo en Ocoña

Se muestran las derivas obtenidas por el sismo en Ocoña en las tablas N°31 y 32 para los ejes X e Y respectivamente.

Tabla 30

Derivas tiempo-historia Ocoña - eje X

Nivel	Eje	Drifts	Corregido	Verificación
Piso 9	X	0.001292	0.0010982	cumple
Piso 8	X	0.001572	0.0013362	cumple
Piso 7	X	0.001795	0.0015258	cumple
Piso 6	X	0.001979	0.0016822	cumple
Piso 5	X	0.002023	0.0017196	cumple
Piso 4	X	0.001655	0.0014068	cumple
Piso 3	X	0.001695	0.0014408	cumple
Piso 2	X	0.001791	0.0015224	cumple
Piso 1	X	0.002004	0.0017034	cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31

Derivas tiempo-historia Ocoña- eje Y

Nivel	Eje	Drifts	Corregido	Verificación
Piso 9	Y	0.001749	0.0014867	cumple
Piso 8	Y	0.002513	0.0021361	cumple
Piso 7	Y	0.002923	0.0024846	cumple
Piso 6	Y	0.003266	0.0027761	cumple
Piso 5	Y	0.003403	0.0028926	cumple
Piso 4	Y	0.003279	0.0027872	cumple
Piso 3	Y	0.003381	0.0028739	cumple
Piso 2	Y	0.003394	0.0028849	cumple
Piso 1	Y	0.003259	0.0027702	cumple

Fuente: Elaboración propia

#### 5.5.10.4. Sismo en Lima – 1974

Se muestran las derivas obtenidas por el sismo en Lima-1974 en las tablas N°33 y 34 para los ejes X e Y respectivamente.

Tabla 32

Derivas tiempo-historia Lima 1974- eje X

Nivel	Eje	Drifts	Corregido	Verificación
Piso 9	X	0.000217	0.0001845	cumple
Piso 8	X	0.000261	0.0002219	cumple
Piso 7	X	0.000289	0.0002457	cumple
Piso 6	X	0.000314	0.0002669	cumple
Piso 5	X	0.00031	0.0002635	cumple
Piso 4	X	0.000312	0.0002652	cumple
Piso 3	X	0.000319	0.0002712	cumple
Piso 2	X	0.000318	0.0002703	cumple
Piso 1	X	0.000335	0.0002848	cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 33

Derivas tiempo-historia Lima 1974- eje Y

Nivel	Eje	Drifts	Corregido	Verificación
Piso 9	Y	0.000153	0.0001301	cumple
Piso 8	Y	0.000211	0.0001794	cumple
Piso 7	Y	0.000246	0.0002091	cumple
Piso 6	Y	0.000276	0.0002346	cumple
Piso 5	Y	0.000288	0.0002448	cumple
Piso 4	Y	0.000301	0.0002559	cumple
Piso 3	Y	0.000326	0.0002771	cumple
Piso 2	Y	0.000359	0.0003052	cumple
Piso 1	Y	0.000369	0.0003137	cumple

Fuente: Elaboración propia

### 5.5.10.5. Sismo en Lima – 1966

Se muestran las derivas obtenidas por el sismo en Lima-1966 en las tablas N°35 y 36 para los ejes X e Y respectivamente.

Tabla 34

Derivas tiempo-historia Lima 1966- eje X

Nivel	Eje	Drifts	Corregido	Verificación
Piso 9	X	0.000327	0.00027795	cumple
Piso 8	X	0.000398	0.0003383	cumple
Piso 7	X	0.000451	0.00038335	cumple
Piso 6	X	0.000512	0.0004352	cumple
Piso 5	X	0.000532	0.0004522	cumple
Piso 4	X	0.000451	0.00038335	cumple
Piso 3	X	0.000459	0.00039015	cumple
Piso 2	X	0.000479	0.00040715	cumple
Piso 1	X	0.000508	0.0004318	cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35

Derivas tiempo-historia Lima 1966- eje Y

Nivel	Eje	Drifts	Corregido	Verificación
Piso 9	Y	0.000335	0.00028475	cumple
Piso 8	Y	0.000474	0.0004029	cumple
Piso 7	Y	0.000561	0.00047685	cumple
Piso 6	Y	0.000649	0.00055165	cumple
Piso 5	Y	0.000712	0.0006052	cumple
Piso 4	Y	0.000725	0.00061625	cumple
Piso 3	Y	0.000786	0.0006681	cumple
Piso 2	Y	0.000843	0.00071655	cumple
Piso 1	Y	0.000875	0.00074375	cumple

Fuente: Elaboración propia

### 5.5.10.6. Sismo en Lamas

Se muestran las derivas obtenidas por el sismo en Lamas en las tablas N°37 y 38 para los ejes X e Y respectivamente.

Tabla 36

Derivas tiempo-historia Lamas- eje X

Nivel	Eje	Drifts	Corregido	Verificación
Piso 9	X	0.000026	0.0000221	cumple
Piso 8	X	0.00003	0.0000255	cumple
Piso 7	X	0.000032	0.0000272	cumple
Piso 6	X	0.000034	0.0000289	cumple
Piso 5	X	0.000033	0.00002805	cumple
Piso 4	X	0.00003	0.0000255	cumple
Piso 3	X	0.000031	0.00002635	cumple
Piso 2	X	0.000032	0.0000272	cumple
Piso 1	X	0.000035	0.00002975	cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37

Derivas tiempo-historia Lamas- eje Y

Nivel	Eje	Drifts	Corregido	Verificación
Piso 9	Y	0.00003	0.0000255	cumple
Piso 8	Y	0.000044	0.0000374	cumple
Piso 7	Y	0.000051	0.00004335	cumple
Piso 6	Y	0.000059	0.00005015	cumple
Piso 5	Y	0.000065	0.00005525	cumple
Piso 4	Y	0.000068	0.0000578	cumple
Piso 3	Y	0.000072	0.0000612	cumple
Piso 2	Y	0.000073	0.00006205	cumple
Piso 1	Y	0.000071	0.00006035	cumple

Fuente: Elaboración propia

### 5.5.10.7. Sismo en Ancash

Se muestran las derivas obtenidas por el sismo en Ancash en las tablas N°39 y 40 para los ejes X e Y respectivamente.

Tabla 38

Derivas tiempo-historia Ancash- eje X

Nivel	Eje	Drifts	Corregido	Verificación
Piso 9	X	0.000108	0.0000918	cumple
Piso 8	X	0.00013	0.0001105	cumple
Piso 7	X	0.000143	0.00012155	cumple
Piso 6	X	0.000153	0.00013005	cumple
Piso 5	X	0.000146	0.0001241	cumple
Piso 4	X	0.000108	0.0000918	cumple
Piso 3	X	0.000102	0.0000867	cumple
Piso 2	X	0.000103	0.00008755	cumple
Piso 1	X	0.000114	0.0000969	cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 39

Derivas tiempo-historia Ancash- eje Y

Nivel	Eje	Drifts	Corregido	Verificación
Piso 9	Y	0.000092	0.0000782	cumple
Piso 8	Y	0.00013	0.0001105	cumple
Piso 7	Y	0.00015	0.0001275	cumple
Piso 6	Y	0.000168	0.0001428	cumple
Piso 5	Y	0.000179	0.00015215	cumple
Piso 4	Y	0.000178	0.0001513	cumple
Piso 3	Y	0.000185	0.00015725	cumple
Piso 2	Y	0.000185	0.00015725	cumple
Piso 1	Y	0.000183	0.00015555	cumple

Fuente: Elaboración propia

## CAPÍTULO VI: RESULTADOS DE INVESTIGACIÓN

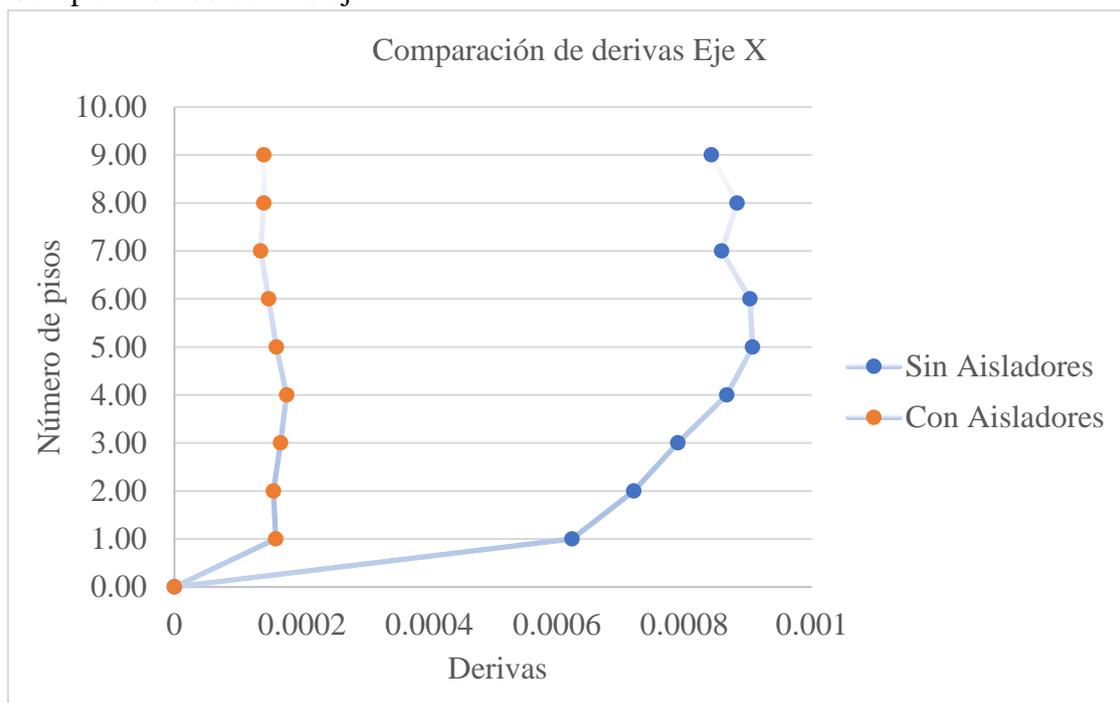
### 6.1. Análisis y discusión de resultados

En la figura N°72 se observa la comparación entre las derivas obtenidas por la combinación envolvente del modelado sin aisladores sísmicos y con aisladores sísmicos en el eje X, observamos que ambos sistemas están dentro del rango permitido, menor a 0.01 para acero y 0.005 para el sistema aislado.

Comprobando que las distorsiones en el eje X del sistema aislado son menores que la del sistema sin aisladores.

Figura 72

Comparación de derivas eje X



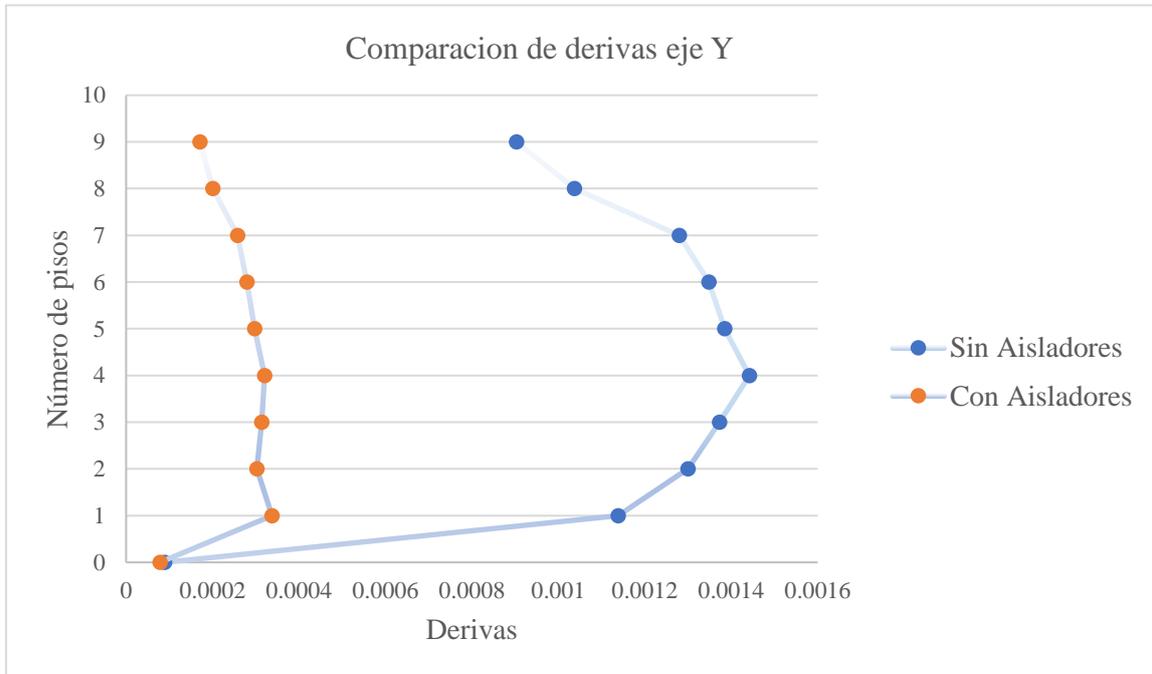
Fuente: Elaboración propia

En la figura N°73 se observa la comparación entre las derivas obtenidas por la combinación envolvente del modelado sin aisladores sísmicos y con aisladores sísmicos en el eje Y, observamos que ambos sistemas están dentro del rango permitido, menor a 0.01 para acero y 0.005 para el sistema aislado.

Comprobando que las distorsiones en el eje Y del sistema aislado son menores que la del sistema sin aisladores.

Figura 73

### Comparación de derivas eje Y



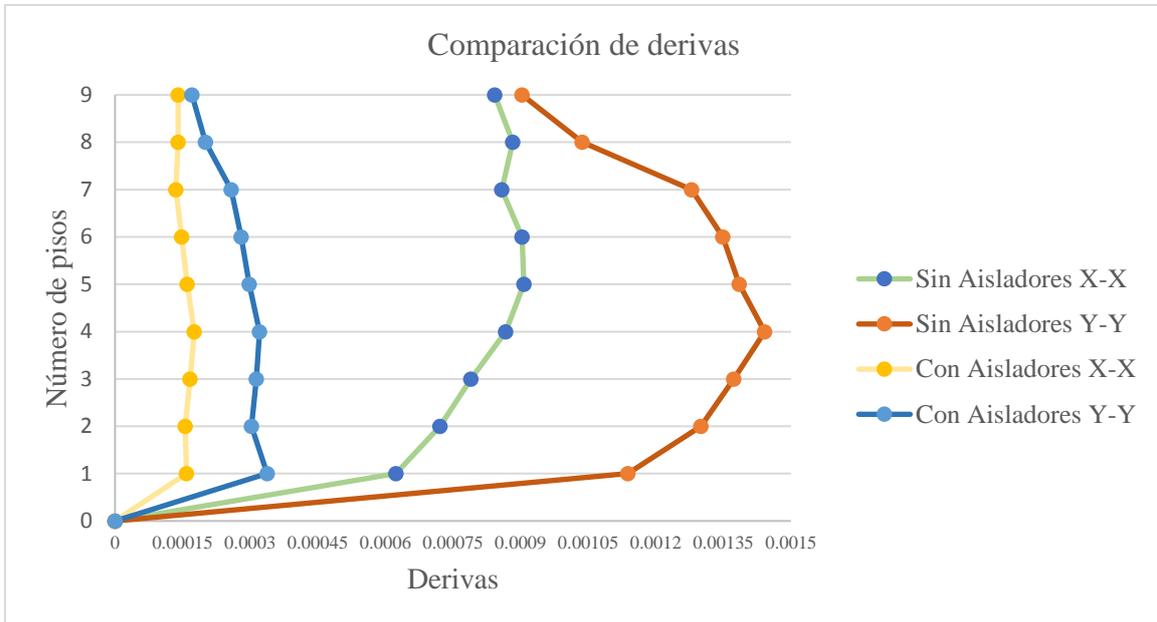
Fuente: Elaboración propia

Como resumen en la figura N°74 se muestran en un mismo gráfico las derivas obtenidas en ambos sistemas en sus respectivos ejes.

Observamos que la mayor distorsión se da en el eje Y del sistema sin aisladores, y la menor distorsión se da en el eje X del sistema aislado.

Figura 74

Comparación de derivas eje X e Y



Fuente: Elaboración propia

En la tabla N°41 presentamos los resultados de la reducción de las derivas del sistema con aisladores con respecto al sistema sin aisladores en el eje X.

Observamos que la mayor reducción es de 84% en los entrepisos 6, 7 y 8, y la menor reducción se da en el primer entrepiso.

Tabla 40

Reducción de derivas eje X

Nivel	Eje	Sin Aisladores	Con Aisladores	Reducción
		Drift	Drift	
Piso 9	X	0.0008424	0.00014025	83%
Piso 8	X	0.0008829	0.00014025	84%
Piso 7	X	0.0008586	0.00013515	84%
Piso 6	X	0.00090315	0.0001479	84%
Piso 5	X	0.0009072	0.0001598	82%
Piso 4	X	0.0008667	0.00017595	80%
Piso 3	X	0.00078975	0.0001666	79%
Piso 2	X	0.0007209	0.00015555	78%
Piso 1	X	0.0006237	0.00015895	75%

Fuente: Elaboración propia

En la tabla N°42 presentamos los resultados de la reducción de las derivas del sistema con aisladores con respecto al sistema sin aisladores en el eje Y.

Observamos que la mayor reducción es de 81% en los entresijos 8 y 9, y la menor reducción se da en el primer entresijo.

Tabla 41

Reducción de derivas eje Y

Nivel	Eje	Sin Aisladores	Con Aisladores	Reducción
		Drifts		
Piso 9	Y	0.00090315	0.00017085	81%
Piso 8	Y	0.0010368	0.0002006	81%
Piso 7	Y	0.0012798	0.00025755	80%
Piso 6	Y	0.00134865	0.00027965	79%
Piso 5	Y	0.0013851	0.0002975	79%
Piso 4	Y	0.0014418	0.00032045	78%
Piso 3	Y	0.00137295	0.00031365	77%
Piso 2	Y	0.00130005	0.0003026	77%
Piso 1	Y	0.00113805	0.00033745	70%

Fuente: Elaboración propia

## 6.2. Contrastación de Hipótesis

Hipótesis General: Al realizar el análisis comparativo de los dos sistemas estudiados el que menor impacto tiene ante un sismo de gran magnitud es el sistema aporticado de acero estructural con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).

Al usar un sistema aporticado de acero con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, las derivas se reducen significativamente, hasta en un 84% en el eje X y un 81% en el eje Y, ya que estas derivas están siendo comparadas con la combinación de envolvente, que incluye los sismos en ambos ejes, comprobamos que un sismo de gran impacto causará menos problemas en el sistema aislado que en el sistema convencional.

Hipótesis Específica 1: Las distorsiones del sistema aporticado de acero están dentro del rango permitido menor a 0.01 y se evitarán daños sísmicos.

Como resultados de nuestro análisis sísmico del capítulo IV, comprobamos que las revidas se encuentran dentro del máximo permitido por la norma E.030 Diseño Sismorresistente que deberá ser menor a 0.01, obteniendo como máxima deriva en el eje X el valor de 0.0009639 y como máxima deriva en el eje Y el valor de 0.00111996, reduciendo la probabilidad de daño sísmico en la estructura.

Hipótesis Específica 2: El tiempo de vida del hotel con el sistema aporticado de acero estructural es mayor que otros sistemas convencionales y tiene una resistencia considerable ante un sismo.

Como se describió en el acápite 2.3.4. Durabilidad y resistencia, el acero posee una mayor capacidad de carga durante un evento catastrófico, ya sea un sismo o incendio, en el que se reduce significativamente la probabilidad de daño que pueda tener con respecto a otros sistemas convencionales tales como el concreto armado o madera. Esta durabilidad y resistencia estará sujeta al uso de sustancias de recubrimiento contra la corrosión y contra los ataques de fuego, así como el adecuado mantenimiento periódico de la estructura.

Hipótesis Específica 3: Las distorsiones del sistema con aisladores elastoméricos se reducirían en un 40% con respecto al sistema sin amortiguamiento.

Según las tablas de resultados N°41 y 42, se observa que las distorsiones en el sistema con aisladores elastoméricos se reduce como mínimo en un 75% en el eje X y 70% en el eje Y, y como máximo en un 84% en el eje X y 81% en el eje Y, se reduce cerca al doble de la hipótesis planteada.

Hipótesis Específica 4: El tiempo de vida y resistencia de la estructura con el sistema de aisladores elastoméricos es mayor que un sistema aporticado de acero estructural sin amortiguamiento.

El sistema con aisladores sísmicos tendrá mayor tiempo de vida y resistencia ya que el sistema va a disipar hasta un 30% de energía sísmica, por el cual se van a reducir daños a la superestructura y ante un sismo es más probable de mantenerla operativa o que los daños sean mínimos de reparación inmediata.

## CONCLUSIONES

1. Según el análisis estructural que se realizó, tanto en el sistema aporticado de acero y el sistema aporticado de acero con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, se concluye que las derivas obtenidas cumplen en ser menores al máximo permitido en ambas normas, E.030. Diseño sismorresistente y E.031. Aislamiento sísmico.
2. Al comparar las derivas obtenidas en el sistema aporticado de acero y el sistema aporticado con aisladores, obtenemos que se reducen significativamente en el segundo sistema, demostrando que el sistema aislado posee un mejor desempeño ante un sismo y permite que la superestructura no reciba toda la carga sísmica.
3. Al comparar ambos sistemas analizados, concluimos que para el sistema aporticado con aisladores elastoméricos es más factible optimizar los perfiles a usar, reduciendo su peso y longitud, pudiéndose reducir el costo de la edificación.
4. Al realizar el análisis de tiempo-historia con los sismos que causaron más daño en el país, las derivas generadas por este análisis nos otorgan resultados favorables para la estructura con valores inferiores a los máximos que solicita la norma E.031. Aislamiento Sísmico, concluyendo que nuestra estructura se comporta forma favorable ante estos sismos. Evitando el colapso y priorizando la vida humana.
5. El sistema aporticado con aisladores elastoméricos obtuvo mejor respuesta en el análisis estructural, se puede concluir que en nuestro país por ser una zona altamente sísmica es necesario el uso de aisladores sísmicos como método de construcción en el uso de hoteles, ya que este tipo de edificaciones albergan un gran número de personas.

## RECOMENDACIONES

1. Para el sistema aporticado de acero con aisladores, es necesario realizar una inspección de cada aislador luego de un evento sísmico, ya que pueden deteriorarse por la fuerza horizontal y vertical que produce el sismo.
2. Se recomienda el uso del acero estructural como material de construcción ya que posee grandes beneficios, como grandes capacidades de carga, resistencia a altas temperaturas y rápido montaje.
3. Se debería realizar mejor capacitación a los estudiantes de pregrado de ingeniería civil con respecto al uso de los aisladores sísmicos, junto con el estudio de la norma E.031. Aislamiento sísmico, debido que más adelante el uso de estos materiales serán muy importantes y necesarios para el diseño de una edificación en el Perú.
4. Al diseñar algún sistema en acero, se debe tener especial cuidado en que cada elemento cumpla con las normas y no falle en algún sentido, el programa ETABS tiene una función de optimización la cual puede ayudar al proyectista a escoger los mejores perfiles a usarse.
5. Como recomendación académica, sugerimos el estudio del análisis costo-beneficio del uso de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo en sistemas de acero estructural, para analizar si la reducción de perfiles de acero con respecto al costo del sistema de aisladores es viable.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Acuña Vigil, Percy Calletano (2015). *Disipadores de energía en la estructura de edificios*.

Disponible en:

<https://pavsargonauta.wordpress.com/2015/09/29/disipadores-de-energia-en-la-estructura-de-edificios/>

Aguilar, Z & Lázares, F & Rios, F & Ccallo, F & Cantoral, Y & Piedra, R (2005).” El terremoto de Moyobamba del 25 de setiembre del 2005”

Altos hornos de México (2020).” Manual de Diseño para la construcción con Acero”

ATC – 40. (1996). “*Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*”. Technical report, ATC – 40, Applied Technology Council, Redwood City, California.

Batalla, C (2019).” 31 de mayo de 1970: el día en que la tierra peruana tembló como nunca”

Recuperado de:

<https://elcomercio.pe/peru/31-mayo-1970-dia-tierra-peruana-temblo-noticia-ecpm-640120-noticia/>

Bonnett Díaz, R (2003). “*Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderna*”. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Barcelona.

Bruneau, Michel; Ming Uang, Chia; Whittaker, Andrew; Tsai, Keh-Chyuan. (2013). “*Seismic Design of Steel Structures*”. Capítulo 9.

B.Kirikov. (1992) “*History of Earthquake Resistant Construction from Antiquity to our times*”.

Casabonne C. (2015) “*Disipadores de energía técnicas de diseño sismo resistente*”. Lima, Perú.

Recuperado de:

<https://pavsargonauta.wordpress.com/2015/09/29/disipadores-de-energia-en-la-estructura-de-edificios/>

Canadian Institute of Steel Construction (2016). “El impacto de la selección de materiales en la resiliencia de los edificios”.

Recuperado de:

<https://www.construccionenacero.com/noticias/por-que-en-acero-durabilidad>

Castro, M. (2003). “El proyecto de investigación”.

Ceresis (2018).” 52 años del sismo del 17 de octubre de 1966”

Recuperado de:

<http://www.ceresis.org/articulo.php?id=61>

Crisafulli Francisco (2018) “Diseño sismorresistente de construcciones de acero, 5ta edición”. Mendoza, Argentina.

Dr. Tavera, Hernando (2001).” El terremoto de Arequipa del 23 de junio de 2001”

Recuperado de:

<https://repositorio.igp.gob.pe/handle/IGP/1121>

Dr. Tavera, Hernando. (2014) “*Evaluación del Peligro Asociado a los Sismos y efectos secundarios en el Perú*”

Murillo, Félix. (2000) “*Conociendo Tacna*”

Gallego, M. (2003). “*Diseño sísmico por Desempeño en Colombia*”. Publicación de la Universidad de los Andes.

Gallegos C. (2018) “Comparación de los métodos de análisis sísmico tiempo historia elástico y modal espectral”. (Tesis de Pregrado) Universidad Nacional de San Agustín. Arequipa – Perú.

- Genatios, Carlos & Lafuente, Marianela. (2016) *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*. Caracas, Venezuela: CAF – Banco de Desarrollo de América Latina.
- Hernández, O & Mendoza, J. (2006). “Durabilidad e infraestructura: retos e impacto socioeconómico”
- Herrera, Marco. (2018). “*Desempeño sísmico en edificaciones con aisladores elastoméricos y amortiguadores de fluido viscoso*”. (Tesis de pregrado) Universidad de Piura.
- INEI. (2019). Censos Nacionales.
- Disponible en:
- [https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones\\_digitales](https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales)
- Instituto geofísico del Perú (2019).” Se cumplen 45 años del último terremoto que afectó Lima el 03 de octubre de 1974”
- Recuperado de:
- <https://www.igp.gob.pe/version-anterior/instituto-geofisico-peru-se-cumplen-45-anos-ultimo-terremoto-que-afecto-lima-03-octubre-1974>
- Kalfos, Konstantinos & Konstantinidis, Dimitrios & Mitoulis, Stergios. (2020). “*Influence of Steel reinforcement on the performance of elastomeric bearings*”.
- Leyton Bradley, Michael. (2017). “*Implementación de asiladores sísmicos en un edificio de viviendas en Lima, Perú*”. (Tesis de pregrado) Pontificia Universidad Católica Del Perú.
- Liñan, R & Carrasco, D (2015).” Análisis sísmico comparativo entre los sistemas de concreto armado y con aislamiento sísmico en la base para un edificio de 5 pisos” (Tesis de pregrado) – Universidad Privada de Trujillo
- Mageba. (2020). “*Protección antisísmica mageba – preservación fiable de estructuras*”

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). “*Reglamento Nacional de Edificaciones*”

Organización Panamericana de la Salud (2007).” El terremoto del 15 de agosto de 2007”

Recuperado de:

[https://www.paho.org/per/index.php?option=com\\_content&view=article&id=1338:el-terremoto-15-agosto-2007&Itemid=799](https://www.paho.org/per/index.php?option=com_content&view=article&id=1338:el-terremoto-15-agosto-2007&Itemid=799)

Pérez Z. & Vásquez O. (2016) “*Diseño de aisladores sísmicos de base para edificio de oficinas de 10 niveles con sistema estructural de pórticos rígidos de concreto reforzado*. (Tesis de Pregrado) Universidad Centroamericana. Managua – Nicaragua.

Protección antisísmica Mageba (2020).” Preservación fiable de estructuras”

Rumbo Minero (2017) “*El panorama del acero en el Perú*”. Edición 104.

San Bartolomé, A. (1998) “*Análisis de Edificaciones*”

Santiago Hernández, Leonilo. (2005). “*Diseño de armaduras para techos, Mexico D.F.*” (Tesis de pregrado)

SEAOC. (1995). “*Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings*”. Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.

Voz de América (2019).” Terremoto de magnitud 8 estremece la selva amazónica en Perú”

Recuperado de:

<https://www.voanoticias.com/america-latina/terremoto-de-magnitud-8-estremece-la-selva-amazonica-en-per%C3%BA>

## ANEXOS

### Anexo 1: Matriz de consistencia

<b>PROBLEMAS</b>	<b>OBJETIVOS</b>	<b>HIPÓTESIS</b>
<b>Problema General:</b>	<b>Objetivo General:</b>	<b>Hipótesis General:</b>
¿Cómo comparar un sistema aporticado de acero estructural y un sistema con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) para una edificación en Tacna?	Realizar la comparación técnica de un sistema aporticado de acero estructural y un sistema con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).	Al realizar el análisis comparativo de los dos sistemas estudiados el que menor impacto tiene ante un sismo de gran magnitud es el sistema aporticado de acero estructural con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).
<b>Problemas Específicos:</b>	<b>Objetivos Específicos:</b>	<b>Hipótesis Específicas:</b>
a) ¿Cuál será el comportamiento sísmico del sistema aporticado de acero estructural en un hotel en Tacna?	a) Determinar el comportamiento sísmico en el sistema aporticado de acero estructural en un hotel en Tacna.	a) Las distorsiones del sistema aporticado de acero están dentro del rango permitido menor a 0.01 y se evitarán daños sísmicos.
b) ¿Cuál será la durabilidad y resistencia del sistema aporticado de acero estructural en un hotel en Tacna?	b) Determinar la durabilidad y resistencia en el sistema aporticado de acero estructural en un hotel en Tacna.	b) El tiempo de vida del hotel con el sistema aporticado de acero estructural es mayor que otros sistemas convencionales y tiene una resistencia considerable ante un sismo.
c) ¿Cómo influye el aislador elastomérico con núcleo de plomo en el sistema aporticado de acero estructural respecto a su comportamiento sísmico en un hotel en Tacna?	c) Determinar la influencia del aislador elastomérico con núcleo de plomo en el sistema aporticado de acero estructural respecto a su comportamiento sísmico en un hotel en Tacna.	c) Las distorsiones del sistema con aisladores elastoméricos se reducirían en un 40% con respecto al sistema sin amortiguamiento.
d) ¿Cómo influye el aislador elastomérico con núcleo de plomo en el sistema aporticado de acero estructural respecto a su durabilidad y resistencia en un hotel en Tacna?	d) Determinar la influencia del aislador elastomérico con núcleo de plomo en el sistema aporticado de acero estructural respecto a su durabilidad y resistencia en un hotel en Tacna.	d) El tiempo de vida y resistencia de la estructura con el sistema de aisladores elastoméricos es mayor que un sistema aporticado de acero estructural sin amortiguamiento.

## Anexo 2: Operacionalización de las variables

VARIABLES	DEFINICIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES
INDEPENDIENTES			Núcleo de plomo
Sistema aporticado de acero estructural con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo	Sistemas aporticado de acero estructural con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo para disipar la energía sísmica	Aisladores Sísmicos	Viscoelásticos
		Aisladores Sísmicos	Masa sintonizada
Sistema aporticado de acero estructural	Diseño y análisis de una estructura aporticada de acero estructural	Cargas	Amortiguadores de masa activa
		Diseño	Acelerógrafos
		Zona sísmica	Viva, muerta, etc
		Categoría	Sismo X e Y
		Análisis	1,2,3 y 4
		Estructura	A, B, C y D
DEPENDIENTE	Edificio de 9 niveles en la provincia de Tacna, departamento de Tacna. El cual será para uso de Hotel.	Programa	Axial, cortante y momento
		Tiempo de vida del edificio	Pórticos de acero estructural
		Rigidez	ETABS 2018
		Simetría	Años
		Estructura	Elasticidad, longitud
			Centro de masa
			Pórticos de acero estructural

## Anexo 3: Catálogo de aisladores Mageba



Infraestructura | Edificaciones | Estructuras industriales

### Protección antisísmica mageba – preservación fiable de estructuras



### Aislador con Núcleo de Plomo LASTO®LRB

eficaz, seguro, versátil



**mageba**



## Protección sísmica

# Características del producto

### Principio

El aislador elastomérico con núcleo de plomo de mageba LASTO<sup>®</sup>LRB trabaja bajo el principio de aislamiento base y limita la energía transferida del terreno a la estructura en caso de terremoto. Este aislador, que consiste en un elastómero reforzado con acero y un núcleo de plomo, está diseñado para soportar el peso de la estructura y proporcionar elasticidad más allá del límite de fluencia. El elastómero consigue aislar y re-centrar el aislador tras un sismo. El núcleo de plomo experimenta una deformación plástica bajo acciones de carga cortantes, disipando energía en forma de calor.

### Propiedades

El aislador elastomérico con núcleo de plomo LASTO<sup>®</sup>LRB consiste en capas alternas de material elastomérico y láminas de acero vulcanizado con un núcleo de plomo. El aislador LASTO<sup>®</sup>LRB proporciona un alto nivel de amortiguamiento, de hasta el 50%, debido a la gran capacidad de absorción del núcleo.

Al estar las placas de acero totalmente incrustadas en el elastómero, éstas se encuentran selladas y por lo tanto protegidas contra la corrosión. Los dispositivos se fabrican con el elastómero vulcanizado a las placas de conexión superior e inferior. Los aisladores también pueden suministrarse con placas de anclaje adicionales, permitiendo mayor facilidad de reemplazo en operaciones de mantenimiento.

### Aplicaciones

Los dispositivos LASTO<sup>®</sup>LRB se fabrican con un elastómero natural (NR), proporcionando una alta resistencia al desgaste mecánico.

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo presentan amplias aplicaciones en estructuras. Esto se debe a su simplicidad y a la combinación de aislamiento y disipación de energía en un dispositivo único y compacto. En cuanto a protección antisísmica, resulta crucial minimizar la transferencia de energía a la superestructura y limitar los desplazamientos horizontales del dispositivo.

En condiciones normales de funcionamiento, los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo de mageba actúan como

aisladores elastoméricos convencionales. Por ello, en aquellas estructuras con espacio limitado para aisladores y dispositivos de protección antisísmica ambas funciones pueden combinarse en un solo dispositivo.

El uso de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo es uno de los métodos de aislamiento más utilizados, habiendo demostrado su efectividad en numerosos terremotos. El sistema ha sido mejorado y simplificado durante las pesadas décadas y permite al ingeniero estructural realizar una simulación de la respuesta del dispositivo de manera sencilla, mediante el uso de modelos bilineales.

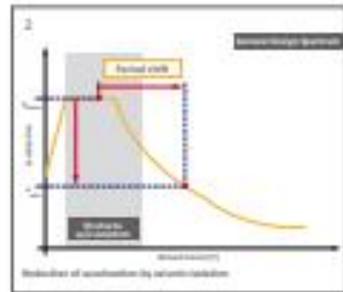
### Aislamiento sísmico

El aislamiento sísmico desacopla la estructura de los movimientos del terreno inducidos por terremotos que podrían causar daños a la estructura. Esto se consigue mediante el uso de una serie de dispositivos antisísmicos llamados aisladores, que se colocan de manera estratégica en la estructura permitiendo que actúen adecuadamente durante un terremoto.

Los aisladores sísmicos proporcionan suficiente flexibilidad a la estructura para garantizar que el periodo natural de esta difiera del periodo natural del terremoto en la mayor medida posible. Esto evita la aparición de resonancia, que podría conducir a daños severos o incluso al colapso de la estructura.

Un sistema efectivo de aislamiento sísmico debe presentar las siguientes funciones principales:

- Rendimiento óptimo bajo cargas de servicio, verticales y horizontales, siendo tan eficaz como un apoyo estructural convencional.
- Proporcionar la suficiente flexibilidad horizontal para alcanzar el periodo natural deseado para la estructura aislada.
- Capacidad de re-centrado después de la ocurrencia de un gran terremoto para que ningún desplazamiento residual pueda alterar la capacidad de servicio de la estructura.
- Proporcionar un nivel de disipación de energía adecuado con el fin de controlar los desplazamientos que podrían dañar otros elementos estructurales.



- 1 Vista 3D de un dispositivo LASTO<sup>®</sup>LRB
- 2 Principio de aislamiento sísmico
- 3 Dispositivo LASTO<sup>®</sup>LRB listo para instalación
- 4 Viaducto de Chile, equipado con LASTO<sup>®</sup>LRB



# Propiedades y beneficios

## Materiales

mageba utiliza los siguientes materiales para la producción de los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LASTO<sup>®</sup>LRB:

- Placas de refuerzo, placas superior e inferior: acero al carbono laminado conforme a ASTM A36 o A570
- Elastómero natural tipo NR, grado 3 según la norma ASTM D4014-B1
- Plomo con pureza mínima del 99.9 %

## Sistema de anclaje

Los dispositivos LASTO<sup>®</sup>LRB pueden equiparse con placas de anclaje para facilitar la conexión a las estructuras de hormigón superior e inferior. Alternativamente, los aisladores pueden prepararse para su conexión a estructuras metálicas.

## Protección anti-corrosión

mageba aplica sistemas de protección anticorrosión de acuerdo con la norma EN ISO 12944 y según la ubicación, las condiciones ambientales y el grado de protección requerido.

Bajo petición, mageba puede proporcionar sistemas de protección contra la corrosión de acuerdo a otros estándares.

## Dimensiones principales

La siguiente tabla resume las principales dimensiones de algunos de los dispositivos producidos. Los valores para otros parámetros de entrada pueden proporcionarse a petición.

LASTO <sup>®</sup> LRB - d <sub>pl</sub> = 400 mm										
D (mm)	t <sub>e</sub> (mm)	H <sub>a</sub> (mm)	N <sub>sv</sub> (kN)	N <sub>sh</sub> (kN)	F <sub>v</sub> (kN)	F <sub>h</sub> (kN)	K <sub>v</sub> (kN/mm)	K <sub>h</sub> (kN/mm)	K <sub>e</sub> (kN/mm)	ξ (%)
500	160	326	3,000	1,250	315	755	2.1	1.89	814	29
600	176	350	3,950	1,550	420	990	1.45	2.49	1,348	28
700	192	374	4,750	1,950	515	1230	1.8	3.09	1,991	28
800	208	398	10,950	5,100	620	1590	2.57	3.73	2,725	26
900	216	410	14,250	6,750	690	1750	2.65	4.38	3,658	26
1000	224	422	18,750	10,100	760	2030	3.16	5.07	4,693	26

*Nota importante: esta tabla debe utilizarse exclusivamente como referencia preliminar para el diseño del aislador. El diseño y los detalles técnicos definitivos se definen una vez se consideran todos los parámetros del proyecto en su fase final.*

### Legend

- |                 |                                   |                |                                  |
|-----------------|-----------------------------------|----------------|----------------------------------|
| d <sub>pl</sub> | Desplazam. sísmico de diseño      | F <sub>v</sub> | Fuerza de atrincherante          |
| D               | Diám. del bloque elastomérico     | F <sub>h</sub> | Fuerza horizontal máxima (top/d) |
| t <sub>e</sub>  | Altura total del elastómero       | K <sub>v</sub> | Rigidez horizontal               |
| H <sub>a</sub>  | Altura total del aislador         | K <sub>h</sub> | Rigidez efectiva                 |
| N <sub>sv</sub> | Carga máxima vertical de servicio | K <sub>e</sub> | Rigidez vertical                 |
| N <sub>sh</sub> | Carga sísmica máxima vertical     | ξ              | Grado de amortiguamiento         |

## Beneficios

- Significativa disipación de energía durante terremotos que conducen a un diseño de la estructura optimizado reduciendo así los costos
- Transferencia combinada tanto de cargas de servicio como cargas sísmicas, reduciendo así el espacio requerido por los dispositivos.
- Solución efectiva para una amplia gama de tipos de estructuras.
- Eficaz solución para el re-equipamiento o mejora de estructuras existentes
- Su capacidad de re-centrado después de un evento sísmico permite mantener la funcionalidad de la estructura
- Tecnología probada y fiable con varias décadas de trayectoria en muy diversas aplicaciones a nivel mundial



1 Ensayo sobre aisladores LASTO<sup>®</sup>LRB.  
2 Producción de aisladores LASTO<sup>®</sup>LRB.

## Inspección y mantenimiento

Los dispositivos LASTO<sup>®</sup>LRB no requieren mantenimiento. Las condiciones y posición de los aisladores deben revisarse en intervalos regulares. Bajo petición, dichas inspecciones pueden llevarse a cabo por parte de especialistas de mageba, informando de los resultados en una memoria detallada.



Protección sísmica

## Calidad y soporte

### Calidad

Durante cinco décadas, los productos mageba han demostrado su alta calidad en miles de estructuras, bajo las condiciones más exigentes. Además de la eficacia y características del producto, la amplia experiencia del personal calificado de mageba en la fabricación e instalación contribuye también en gran medida a la calidad y durabilidad de sus productos.

mageba dispone de un sistema de calidad de procesos certificado según la norma ISO 9001:2008. La calidad es también inspeccionada regularmente por institutos independientes, como el Instituto de Ensayos de Materiales de la Universidad de Stuttgart. Los talleres de mageba están certificados para la soldadura de acuerdo con la norma ISO 3834-2 y con el estándar actual de construcción con acero EN 1090.

### Certificación CE

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LASTO<sup>®</sup>LRB están diseñados y fabricados de acuerdo con la normativa europea EN 15129:2009 y EN 1337. Los aisladores cuentan con la marca CE, lo que confirma que cumplen todos los requisitos de esta norma, sin excepción. Todas las pruebas necesarias para la certificación de los dispositivos LASTO<sup>®</sup>LRB se llevaron a cabo en laboratorios independientes y bajo la supervisión de un organismo de certificación.

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LASTO<sup>®</sup>LRB también pueden ser diseñados y fabricados de acuerdo con otras especificaciones internacionales, tales como la "Guía de especificaciones para el diseño con aislamiento sísmico" de la norma AASHTO, las especificaciones japonesas, normas nacionales, etc.

### Ensayos

Si el cliente lo requiere, mageba puede realizar ensayos de control de producción a escala real. mageba realiza dichos ensayos tanto en sus instalaciones como en colaboración con institutos de control independientes. Comúnmente los ensayos realizados se basan en la norma europea EN 15129:2009 o en la "Guía de especificaciones para el diseño con aislamiento sísmico" de la norma AASHTO. A petición, también pueden realizarse ensayos personalizados basados en otros códigos.

### Atención al cliente

Nuestros especialistas estarán encantados de asesorarle en la selección de la solución óptima para su proyecto y de ofrecerle un presupuesto.

Para mayor información sobre nuestros productos diríjase a nuestra página web, [mageba-group.com](http://mageba-group.com), donde también encontrará listas de referencia y documentos de licitación.

### Proyectos de referencia para dispositivos antisísmicos de mageba



Puente Aesza (TR)



Renduz (CH)



Langenargen (DE)



Puente Ramdara (KZ)



Puente Agin (TR)



Puente Vasco da Gama (PT)

### Protección antisísmica mageba



RESTON<sup>®</sup>SA & STU



RESTON<sup>®</sup>PSD



RESTON<sup>®</sup>PENDULUM



LASTO<sup>®</sup>LRB & HBR

**mageba**  
mageba-group.com

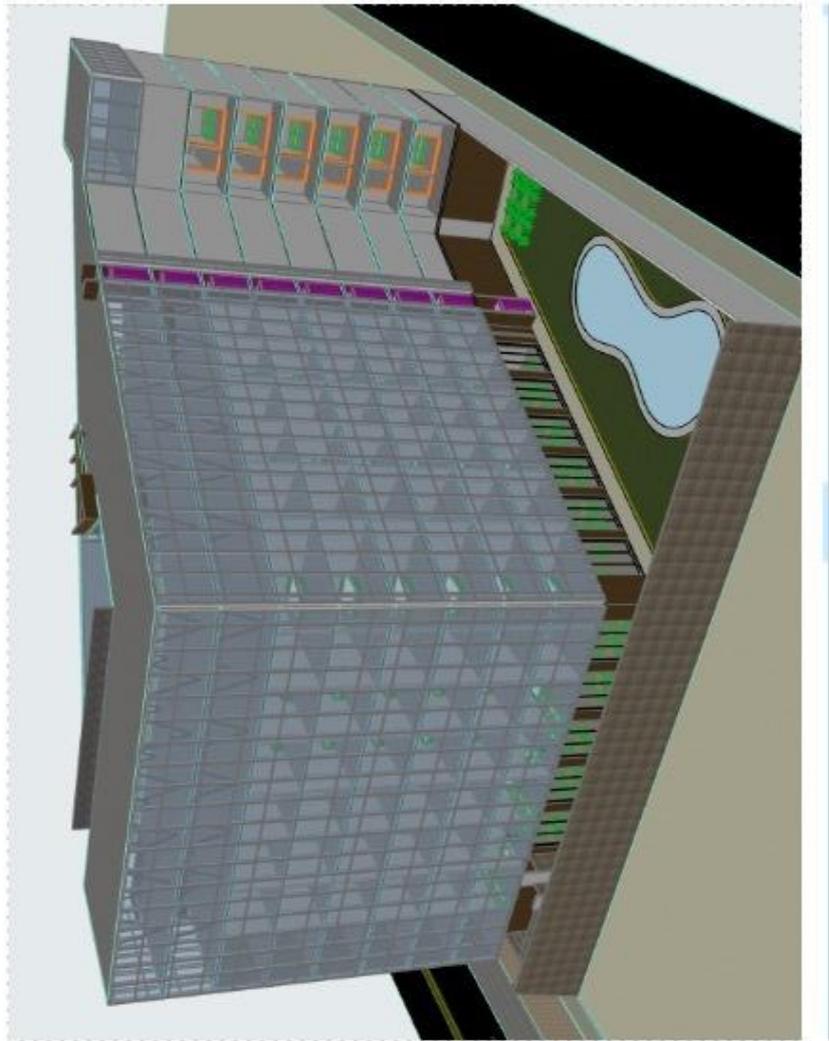
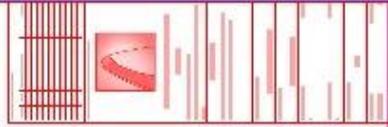
engineering connections<sup>®</sup>

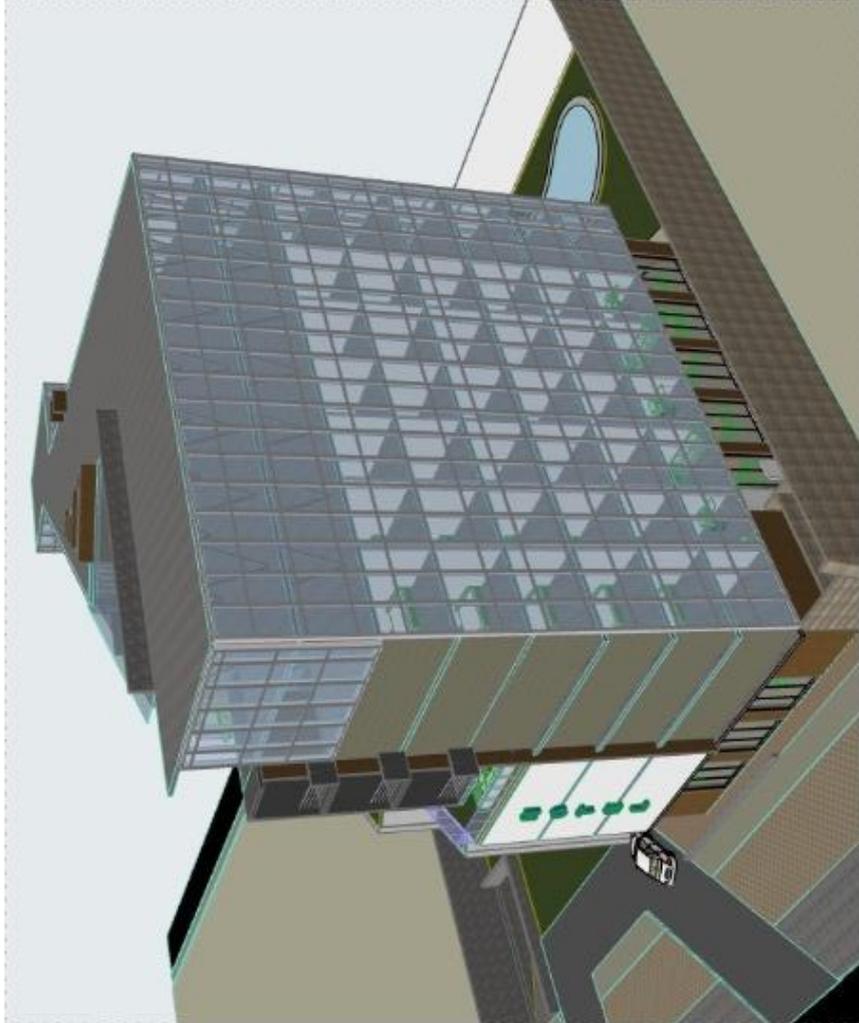
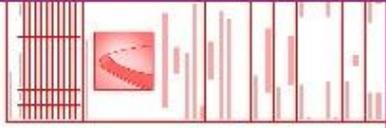
2020 01 LK7AM-ES | mageba

mageba LLC - 1284 Broadway, 4th Floor - New York, NY 10018 - USA - T +1 212 686 2325 - info.lk7am@mageba-group.com

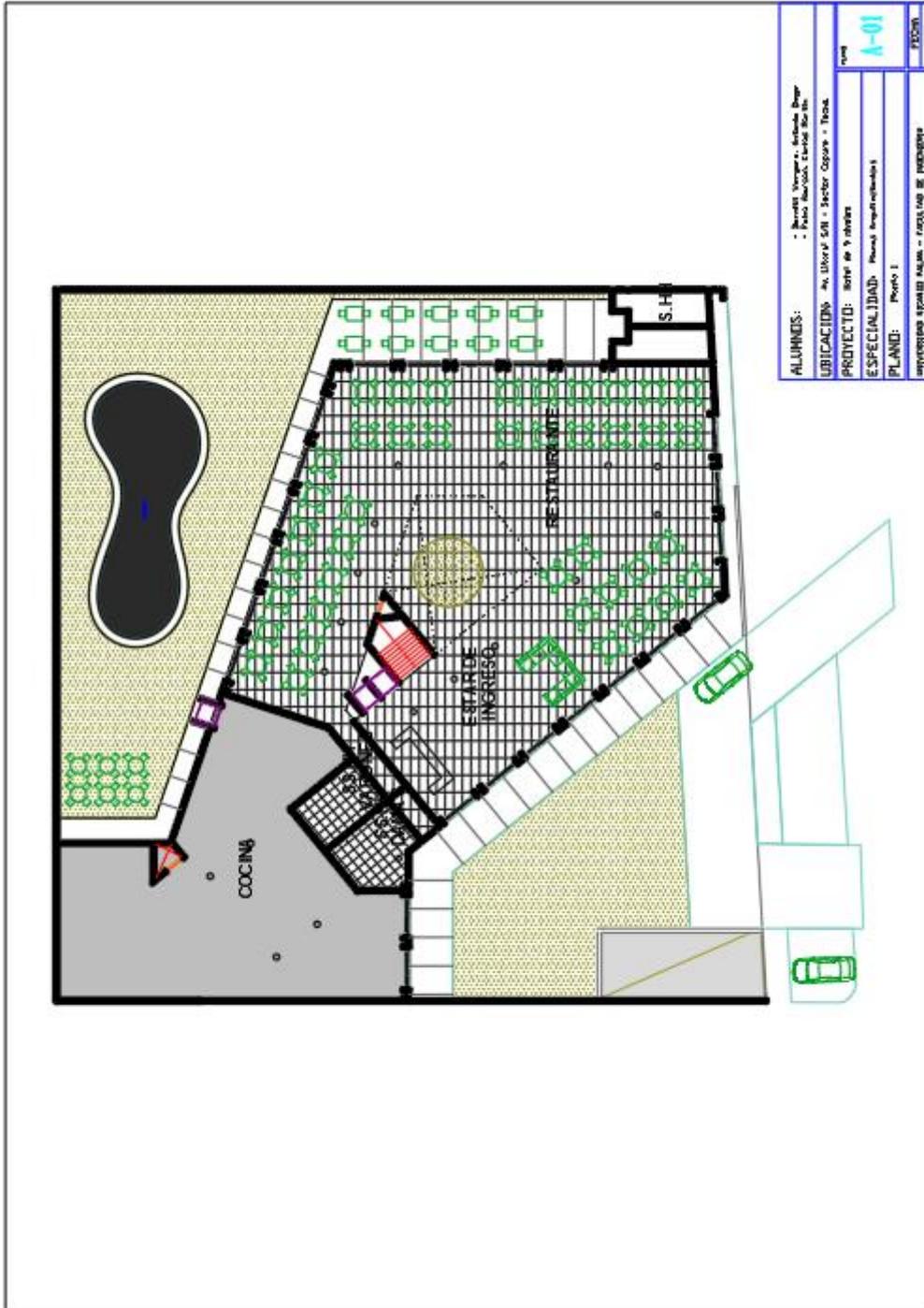
## Anexo 4: Modelado en 3D Arquitectónico

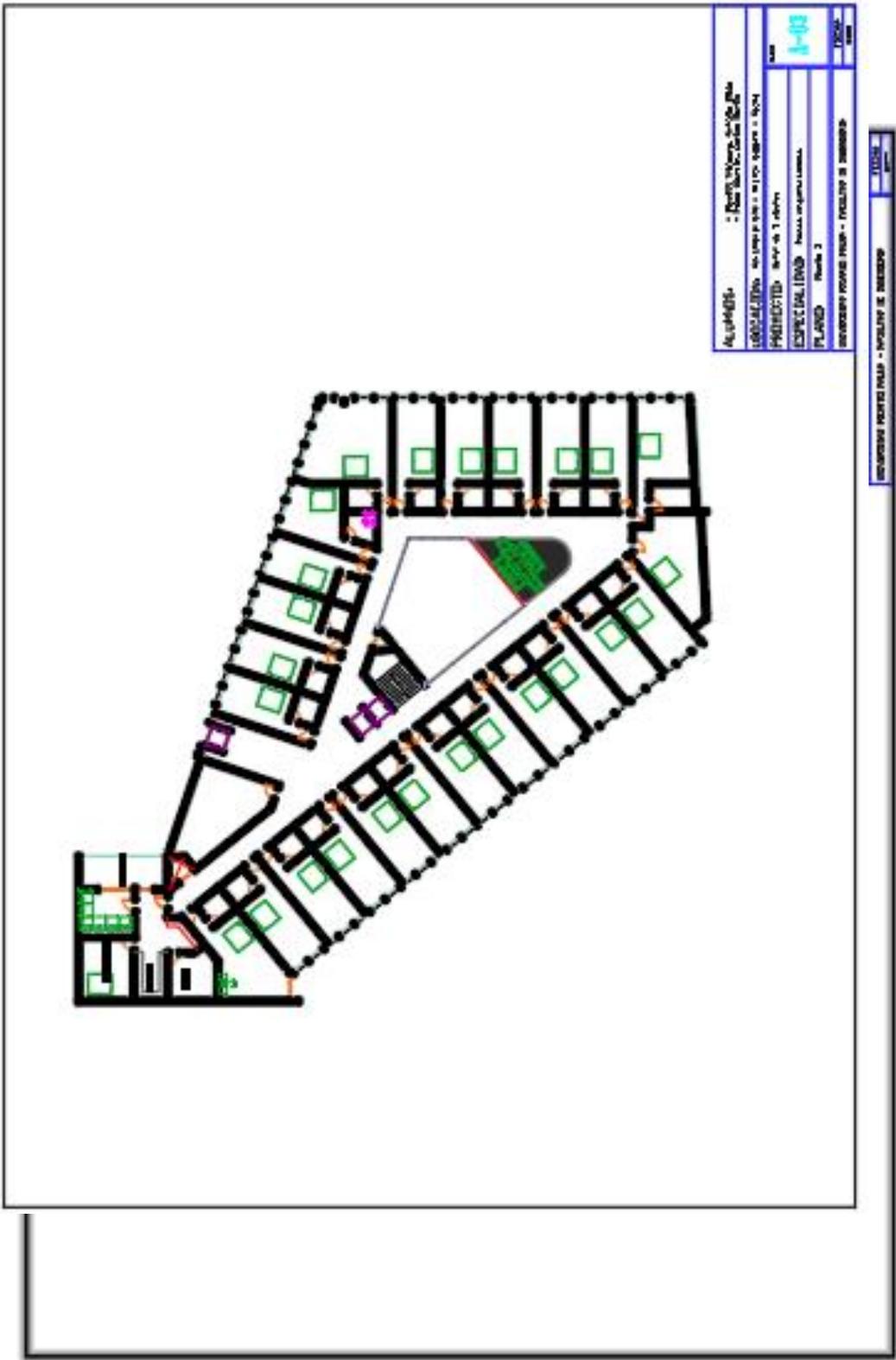






# Anexo 5: Planos arquitectónicos





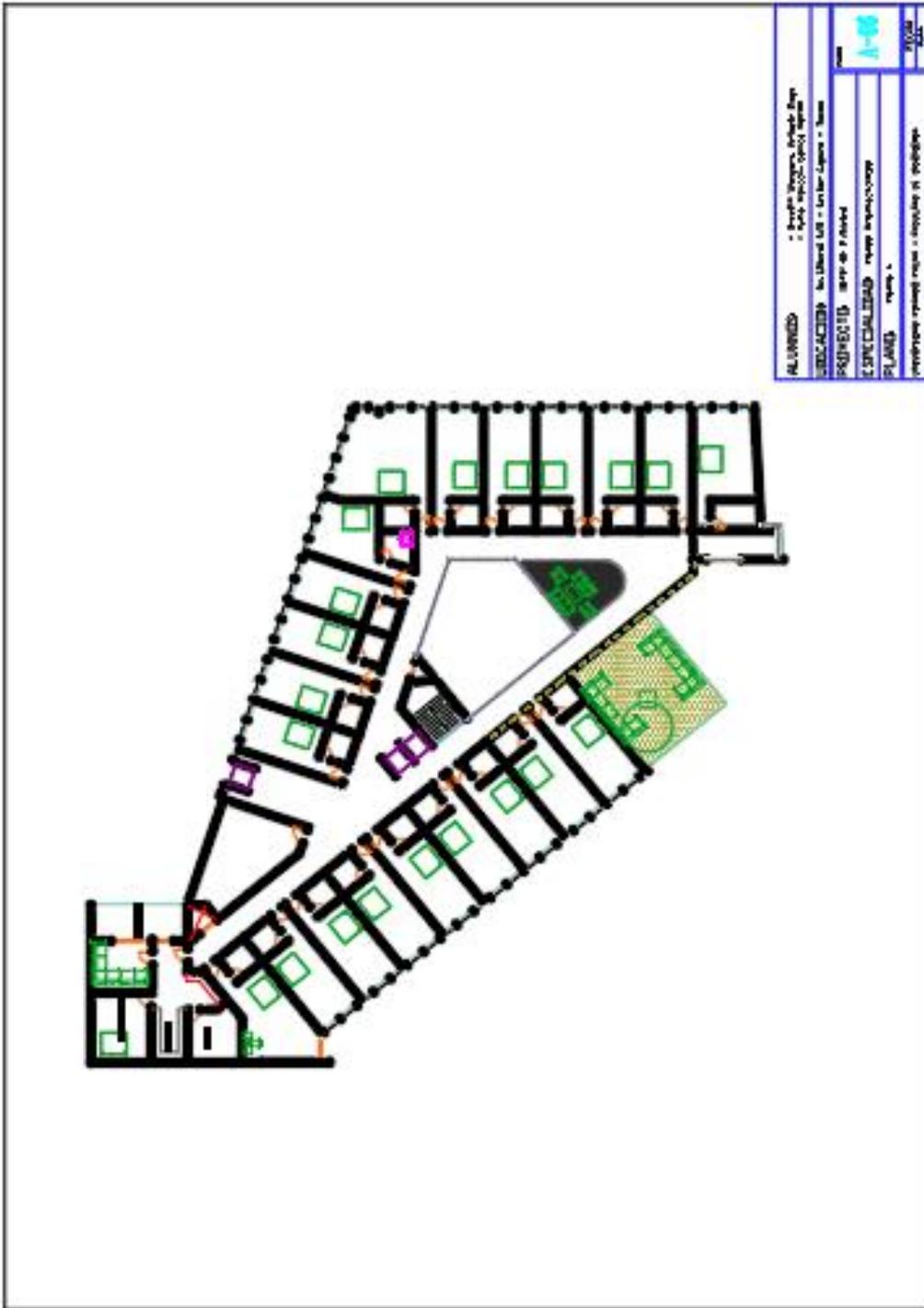
ALOKA/016	: Ploščni načrt - 1. nadstavež
1000/1/1/1/1/1/1	načrt p. stav. - 1:100 - 1999 - 1999
PROJEKTOVALNA	1999 - 1999 - 1999
IZVEDENJE	1999 - 1999 - 1999
PLANOVA	1999 - 1999 - 1999
1000/1/1/1/1/1/1	načrt p. stav. - 1:100 - 1999 - 1999

1000/1/1/1/1/1/1 - 1000/1/1/1/1/1/1



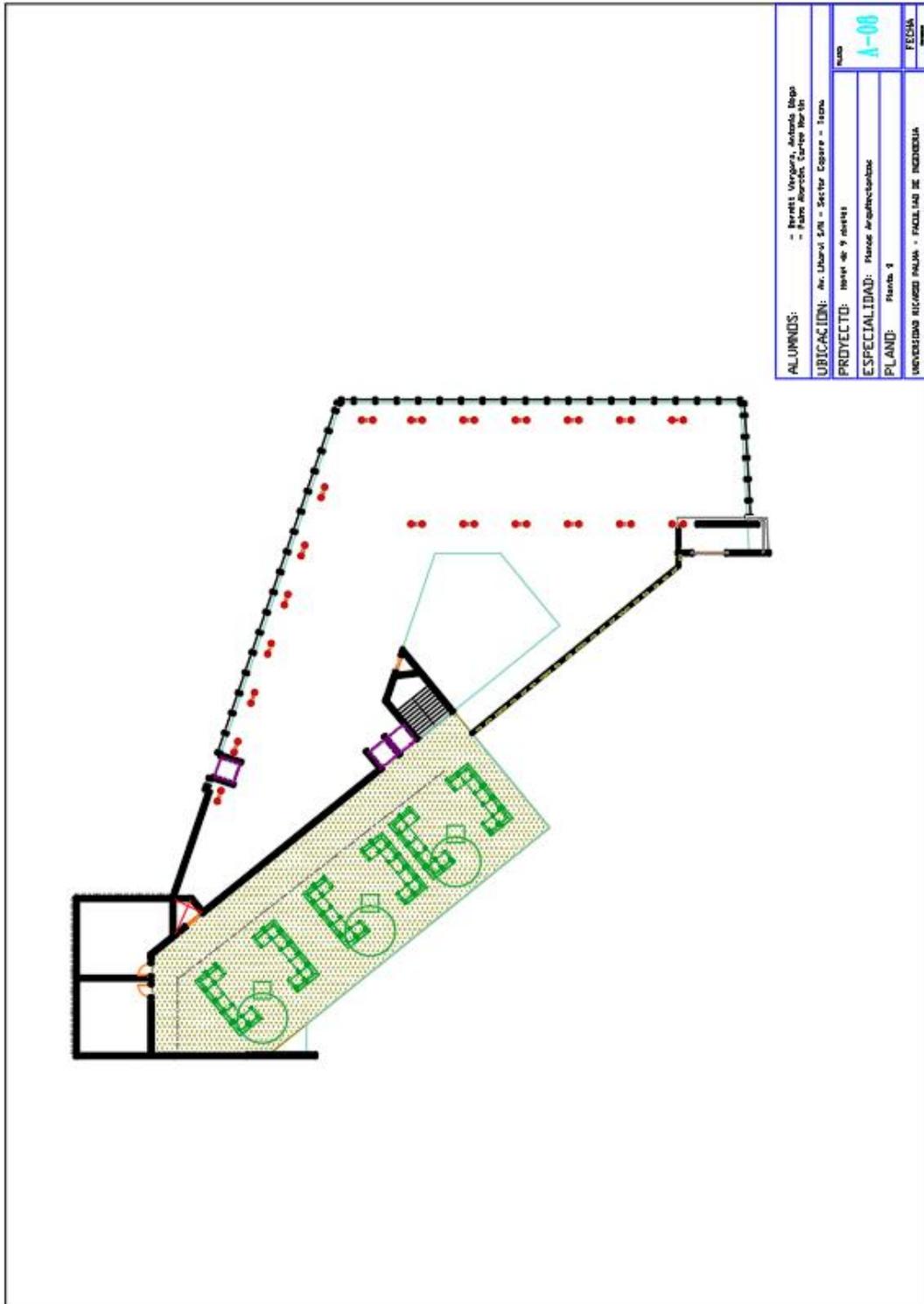
ALUMINIS:	- Paredes interiores, ventanas, puertas
VISORIO (DIN):	- Paredes exteriores, ventanas, puertas
PROYECTOS:	- Modelos de 1/20 y 1/50
ESPECIFICACIONES:	- Materiales, acabados, etc.
PLANO:	- Planta 4
DESCRIPCION:	- Proyecto de edificación
FECHA:	- 2008
ESCALA:	- 1:50







ALUMNOS:	- Benedit Vergara, Antonio Delgado - Palm Abadín, Carlos Morán
UBICACIÓN:	Av. Liberal 5/11 - Sector Capatze - Ixama
PROYECTO:	semp de 3 etapas
ESPECIALIDAD:	Artes Arquitectónicas
PLANO:	Puerta 7
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE PUEBLA - FACULTAD DE INGENIERÍA	
FECHA:	2007



ALUMNOS:	- Iván Vergara, Antonio Lago - Pablo Moroch, Carlos Morán
UBICACIÓN:	Av. Libertador S/N - Sector Coloma - Ica
PROYECTO:	Inter de 9 niveles
ESPECIALIDAD:	Arquitectura
PLANO:	Franco 9
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DEL PERÚ - FACULTAD DE INGENIERÍA	
FECHA	
A-08	

