



UNIVERSIDAD
PRIVADA
DEL NORTE

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

“DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO CON AISLADORES SÍSMICOS LRB PARA USO ESENCIAL EN LA CIUDAD DE TRUJILLO, REGIÓN LA LIBERTAD, 2018.”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autor:

Samuel David Tocto Cabanillas

Asesor:

Mg. Ing. Carlos Alberto Rodríguez Reyna.

Trujillo – Perú
2018

DEDICATORIA

A mi querida madre, Elvira
Cabanillas, porque siempre
nos educó con el ejemplo,
por todo el apoyo que
siempre me dio, por qué me
animó a esforzarme cada día
y a dar todo de mí en lo que
hiciera.

A mi papá, Duberli Tocto,
con mucho agradecimiento
por el continuo sacrificio
para con su familia.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, la gratitud infinita para Dios todo poderoso porque en su infinita misericordia nos da la vida, la salud y la inteligencia y porque es Él quien guía nuestra vida.

Al ingeniero Carlos Alberto Rodríguez Reyna, por su constante apoyo durante el desarrollo de la presente tesis de investigación, porque mediante sus enseñanzas inculcó en sus alumnos la ética profesional y el amor por la ingeniería civil

Al doctor Genner Villareal Castro y todos aquellos ingenieros que compartieron conmigo sus conocimientos para el desarrollo de esta tesis.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
ÍNDICE DE CONTENIDOS	v
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
RESUMEN.....	xv
ABSTRACT.....	xvii
DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTO	iv
ÍNDICE DE CONTENIDOS	v
ÍNDICE DE TABLAS.....	viii
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	18
1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA	18
1.1.1. ANTECEDENTES	26
1.1.2. BASES TEÓRICAS	33
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	75
1.3. OBJETIVOS	76
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	76
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	76
CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA.....	77
2.1. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	77
2.1.1. <i>CONCEPTO DE LA VARIABLE.</i>	77
2.1.2. <i>OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE.</i>	78
2.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	79
2.3. UNIDAD DE ESTUDIO	79
2.4. POBLACIÓN.....	79
2.5. MUESTRA.....	79
2.6. TÉCNICAS, INSTRUMENTOS Y PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	80
2.6.1. <i>VALIDES Y CONFIABILIDAD DE LOS INSTRUMENTOS.</i>	81
2.6.2. <i>ESQUEMA DEL PROCEDIMIENTO USADO PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS.</i>	82
2.7. MÉTODOS, INSTRUMENTOS Y PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS DE DATOS	84
2.8. PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN.	86
2.8.1. <i>DISEÑO ARQUITECTÓNICO</i>	88
2.8.2. <i>PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS</i>	88

2.8.3.	<i>PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS</i>	90
2.8.4.	<i>PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS.</i>	91
2.8.5.	<i>PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS AISLADORES</i>	91
2.8.6.	<i>ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL</i>	99
2.8.7.	<i>ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA AISLADO.</i>	99
2.8.8.	<i>DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.</i>	100
CAPÍTULO 3. RESULTADOS		104
3.1.	DESCRIPCIÓN BREVE DE LA EDIFICACIÓN.	104
3.2.	MODELAMIENTO EN EL PROGRAMA ETABS	110
3.2.1.	<i>PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:</i>	110
3.2.2.	<i>CARGAS DE DISEÑO</i>	111
3.3.	DISEÑO DE LOS AISLADORES	112
1.1.1.	<i>Determinación de las características del sistema de aislamiento.</i>	112
1.1.2.	<i>Cargas axiales en los aisladores</i>	114
1.1.3.	<i>Rigidez lateral del sistema de aislamiento.</i>	116
1.1.4.	<i>PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES</i>	116
1.1.5.	<i>CALCULO DE LAS DIMENSIONES DE LOS AISLADORES</i>	117
1.1.6.	<i>PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS AISLADORES</i>	119
1.1.7.	<i>VERIFICACIONES Y FACTORES DE SEGURIDAD</i>	121
1.2.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN.....	123
1.2.1.	<i>MODELO ESTRUCTURAL DE BASE EMPOTRADA.</i>	123
1.2.2.	<i>ANALISIS MODAL ESPECTRAL DE LA ESTRUCTURA AISLADA.</i>	125
1.2.3.	<i>ANÁLISIS DE RESPUESTA EN EL TIEMPO, TIEMPO HISTORIA.</i>	126
1.2.4.	<i>DETERMINACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE</i>	145
1.3.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN.....	148
1.3.1.	<i>DISEÑO DE VIGAS A FLEXIÓN</i>	148
1.3.2.	<i>DISEÑO DE VIGAS A CORTANTE</i>	152
1.3.3.	<i>DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXOCOMRESIÓN</i>	156
1.4.	DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA	162
1.4.1.	<i>MODELO DEL COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO</i>	162
1.4.2.	<i>DIAGRAMA DE MOMENTO CURVATURA Y MOMENTO GIRO.</i>	162
1.4.3.	<i>ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL</i>	165
1.5.	RESULTADOS.....	169
1.5.1.	<i>PERIODOS DE VIBRACIÓN Y MASA PARTICIPATIVA</i>	169
1.5.2.	<i>CORTANTE BASAL DE LA ESTRUCTURA</i>	170
1.5.3.	<i>DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE ENTREPISO DE LA ESTRUCTURA</i>	171
1.6.	BALANCE ENERGÉTICO DE LA ESTRUCTURA.....	176
1.7.	DESEMPEÑO SÍSMICO	179
1.7.1.	<i>CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA AISLADA</i>	179
1.7.2.	<i>FORMACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES</i>	180
1.7.3.	<i>ESPECTRO DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA AISLADA</i>	183
1.7.4.	<i>ESPECTRO DE DEMANDA</i>	185
1.8.	PUNTOS DE DESEMPEÑO PARA LA ESTRUCTURA AISLADA	185
1.8.1.	<i>PUNTOS DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO DE SERVICIO</i>	186
1.8.2.	<i>PUNTOS DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO DE DISEÑO</i>	187
1.8.3.	<i>PUNTOS DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO MÁXIMO PROBABLE</i>	188

3.1.	PUNTOS DE DESEMPEÑO PARA LA ESTRUCTURA EMPOTRADA	190
CAPÍTULO 2. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES		192
2.1.	DISCUSIÓN	192
2.2.	CONCLUSIONES	193
REFERENCIAS.....		197
ANEXOS		199

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Coeficiente numérico relacionado con el amortiguamiento efectivo.....	45
Tabla 2: Parámetros numéricos para la elaboración del diagrama fuerza deformación simplificada para las vigas de concreto armado. (ASCE 41-13, 2014, pág. 192)	61
Tabla 3: Parámetros numéricos para la elaboración del diagrama fuerza deformación simplificada para las columnas de concreto armado. (ASCE 41-13, 2014, pág. 193)	62
Tabla 4: Niveles de desempeño sísmico para edificaciones. (ATC-40, 1996)	67
Tabla 5: Niveles de Desempeño para edificaciones.	70
Tabla 6: Clasificación de la variable.....	77
Tabla 7: Operacionalización de la variable.	78
Tabla 8: Guía de observación estructural.	81
Tabla 9: Factores de modificación para el predimensionamiento de columnas.	89
Tabla 10: Coeficiente para la determinación del peralte preliminar en vigas.	90
Tabla 11: Coeficiente numérico relacionado al amortiguamiento.	92
Tabla 12: Propiedades de los materiales empleados para el modelo estructural.	110
Tabla 13: Cargas lineales empleadas en el modelo estructural.	111
Tabla 14: Cargas por unidad de área consideradas para el modelo estructural.	112
Tabla 15: Factores de modificación para el espectro de respuesta.	113
Tabla 16: Parámetros para el cálculo del Desplazamiento Máximo Total.....	114
Tabla 17: Cargas axiales en las unidades de los aisladores sísmicos de la edificación.	115
Tabla 18: Determinación de la rigidez lateral del sistema de aislamiento.	116
Tabla 19: Propiedades mecánicas de los materiales que componen los aisladores.	116
Tabla 20: Cálculo de las dimensiones de los aisladores.	117
Tabla 21: Propiedades mecánicas de las unidades de aislamiento.	120
Tabla 22: Determinación del factor de seguridad a deformación angular.	122
Tabla 23: Determinación del factor de seguridad al pandeo.	122
Tabla 24: Determinación del factor de seguridad al volteo.	122
Tabla 25: Derivas de entrepiso para la estructura de base empotrada.	124
Tabla 26: Formas de vibración modal y masa participativa de la estructura empotrada.....	124

Tabla 27: Derivas de entrepiso para la estructura con aislamiento sísmico, análisis modal espectral.	125
Tabla 28: Formas modales y masa participativa de la estructura con aislamiento sísmico.	126
Tabla 29: Características de los registros sísmicos usados en el análisis estructural.	127
Tabla 30: Derivas de entrepiso para el sismo de Lima de 1966 escalado al máximo posible.	130
Tabla 31: Derivas de entrepiso para la estructura analizada con el acelerograma sísmico de Lima de 1966 escalado a su máxima intensidad.	133
Tabla 32: Derivas de entrepiso para los acelerogramas sísmicos escalados, sismo de Lima de 1974.	136
Tabla 33: Derivas de entrepiso de la estructura aislada para el sismo de Maule en Chile de 2010.	140
Tabla 34: Derivas de entrepiso para el sismo de Kobe, Japón de 1995	144
Tabla 35: Tabla comparativa de las derivas de entrepiso de la estructura para el análisis espectral y el análisis tiempo historia de sismos peruanos y sismos extranjeros.	145
Tabla 36: Determinación de la rigidez del sistema de aislamiento.	145
Tabla 37: Determinación del amortiguamiento del sistema de aislamiento.	146
Tabla 38: Fuerza cortante de diseño para los elementos estructurales por debajo del sistema de aislamiento sísmico.	146
Tabla 39: Fuerza cortante para el diseño de los elementos estructurales por encima del sistema de aislamiento sísmico, obtenida mediante el procedimiento de fuerza lateral equivalente.	146
Tabla 40: Fuerza cortante en la base obtenida de una estructura de base fija y de periodo T_M . ..	147
Tabla 41: Fuerzas cortantes en la base para el sismo de Lima de 1974.	148
Tabla 42: Datos iniciales empleados para el cálculo del acero de refuerzo de la Tabla 42	150
Tabla 43: Diseño a flexión de la viga del segundo nivel del eje A-A	151
Tabla 44: Plantilla de cálculo para el diseño a fuerza cortante de la viga del 2° nivel del pórtico A-A.	153
Tabla 45: Patrón de carga triangular empleado para el análisis estático no lineal.	165
Tabla 46: Periodos de vibración y % de masa participativa de la estructura de base fija y empotrada.	169
Tabla 47: Cortante basal para los diferentes tipos de sismos empleados tanto para la estructura aislada como para la estructura de base empotrada.	171
Tabla 48: Derivas de entrepisos de la estructura de base empotrada producto del análisis modal espectral y los registros sísmicos de diferentes eventos sísmicos nacionales e internacionales. ..	172

Tabla 49: Puntos para la construcción de la curva del espectro de capacidad de la estructura aislada en la dirección X-X e información sobre la formación de rotulas plásticas para cada uno de los puntos.....	179
Tabla 50: Puntos para la construcción de la curva del espectro de capacidad de la estructura aislada en la dirección Y-Y e información sobre la formación de rotulas plásticas para cada uno de los puntos.....	179
Tabla 51: Coordenadas desplazamiento - aceleración espectral para la construcción del espectro de capacidad de la estructura aislada para ambas direcciones de la estructura.	183
Tabla 52: Coordenadas de los puntos de desempeño sísmico para tres niveles de amenaza sísmica para las dos direcciones de la estructura.....	185
Tabla 53: Matriz de desempeño de la estructura aislada para los diversos niveles de sismo.	190
Tabla 54: Coordenadas de los puntos de desempeño en la estructura de base empotrada.	190
Tabla 55: Matriz de desempeño de la estructura empotrada para los diversos niveles de sismo.	191

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Aumento del periodo de vibración de la estructura producto del aislamiento sísmico.	34
Figura 2: Aislador tipo Lead Rubber Bearing (LRB).....	36
Figura 3: Diagrama de fuerza deformación de las unidades de aislamiento	36
Figura 4: Diagrama de esfuerzo deformación para el acero. (Hans Topo, 2013)	53
Figura 5: Modelo bilineal del comportamiento del acero.....	54
Figura 6: Modelo trilineal del comportamiento del acero. (Park & Paulay, 1980).....	55
Figura 7: Modelo elastoplastico con endurecimiento plástico. (Park & Paulay, 1980)	55
Figura 8: Modelo de Hognestad para el concreto sin confinar. (Park & Paulay, 1980)	56
Figura 9: Modelo de Kent y Park para el concreto confinado (Park & Paulay, 1980).....	58
Figura 10: Modelo trilineal del diagrama momento - curvatura.....	59
Figura 11: Parametrización simplificada de la relación esfuerzo deformación de los elementos de concreto armado.	63
Figura 12: Curva de Capacidad de una estructura.	71
Figura 13: Distribución de fuerzas para el análisis PUSHOVER.	72
Figura 14: Curva de capacidad.	73
Figura 15: Espectro de capacidad.	73
Figura 16: Determinación del punto de desempeño, por el método gráfico.	75
Figura 17: Diseño de la investigación.	79
Figura 18: Técnicas, instrumentos y Recolección de Datos.	80
Figura 19: Esquema de recolección de datos.....	82
Figura 20: Representación lineal del comportamiento de los aisladores. (Dynamic Isolation System, 2007)	84
Figura 21: Representación lineal de las curvas Momento - Curvatura.	85
Figura 22: Curva de capacidad estructural. (ATC-40, 1996)	85
Figura 23: Curva de desempeño estructural.....	86
Figura 24: Esquema del procedimiento de la investigación.....	87
Figura 25: Clasificación del tipo de columnas para el predimensionamiento.	89

Figura 26: Distribución arquitectónica del 1° y 2° nivel de la edificación.....	106
Figura 27: Distribución arquitectónica del 3° nivel de la edificación.	107
Figura 28: Corte A-A de la edificación.	108
Figura 29: Esquema estructural de la edificación.	109
Figura 30: Secciones de vigas y columnas usadas para el modelado estructural.	110
Figura 31; Espectros de respuesta del sismo de diseño, DBE, y del sismo máximo, MCE.	113
Figura 32: Vista tridimensional de una unidad de aislamiento sísmico. En la parte inferior y superior se encuentran las placas cuadradas de metal y en la parte central las capas de caucho y metal.	118
Figura 33: Vista en elevación de una unidad de aislamiento sísmico.	118
Figura 34: Vista tridimensional de un aislador sísmico. En la parte inferior se encuentra la placa cuadrada para el anclaje con los dados de concreto, sobre ella se encuentran las capas de caucho y en el eje de estas se encuentra el núcleo de plomo.	119
Figura 35: Diagrama histerético de las unidades de aislamiento.	120
Figura 36: Valores de los aisladores ingresados al programa ETABS para la dirección vertical. .	121
Figura 37: Valores de los aisladores ingresados al programa ETABS para la dirección horizontal.	121
Figura 38: Modelo estructural de la edificación empotrada al suelo.	123
Figura 39: Modelo estructural de la edificación con aislamiento sísmico, usado para el análisis modal y para el análisis de historia de respuestas.	127
Figura 40: Acelerograma sísmico en dirección Norte - Sur del sismo de Lima de 1966.	128
Figura 41: Acelerograma sísmico para la componente N-S del sismo de Lima del año 1966 escalado para un espectro objetivo de $Z=0.45$ (g), con un factor $R=1$	129
Figura 42: Acelerograma sísmico de la componente E-O del Sismo de Lima de 1966 sin escalar.	129
Figura 43: Acelerograma sísmico para la componente E-O del sismo de Lima de 1966 escalada a un espectro objetivo de $Z=0.30$ (g).	130
Figura 44: Acelerogramas del sismo de Chimbote de 1970 en dirección Este - Oeste sin escalar.	131
Figura 45: Acelerograma sísmico de Chimbote de 1970 en dirección Este - Oeste escalado a la máxima intensidad para un espectro objetivo de $Z=0.45$ y $R=1$	132
Figura 46: Acelerogramas del sismo de Chimbote de 1970 en dirección Norte - Sur sin escalar.	132
Figura 47: Acelerograma del sismo de Chimbote de 1970 en dirección Norte - Sur escalado a un espectro objetivo de $Z=0.42$ y $R=1$	133
Figura 48: Acelerogramas del sismo de Lima de 1974 en dirección Este - Oeste sin escalar.	134

Figura 49: Acelerogramas del sismo de Lima 1974 en dirección Este - Oeste escalado al sismo máximo.	135
Figura 50: Acelerogramas del sismo de Lima de 1974 en dirección Norte - Sur sin escalar.	135
Figura 51: Acelerograma del sismo de Lima de 1974 en dirección Norte - Sur escalado para un espectro objetivo de $Z=0.45$ y $R=1$	136
Figura 52: Acelerogramas del sismo de Chile – CH 1 en dirección Norte - Sur sin escalar.	138
Figura 53: Acelerograma del Sismo Maule, Chile (2010), CH 1, en dirección Norte-Sur ya escalado.	138
Figura 54: Acelerogramas del sismo de Chile – CH 2 en dirección Este - Oeste sin escalar.	139
Figura 55: Acelerogramas del sismo de Chile – CH 2 en dirección Este - Oeste escalado al sismo máximo.	139
Figura 56: Acelerograma sísmico sin escalar para la componente E-O de Kobe, 1995.	141
Figura 57: Componente E-O del sismo de Kobe escalada a un espectro objetivo de $Z=0.45$ y $R=1$	142
Figura 58: Acelerograma sísmico sin escalar para la componente N-S de Kobe, 1995.	142
Figura 59: Componente N-S del sismo de Kobe escalada a un espectro objetivo de $Z=0.42$ y $R=1$	143
Figura 60: Diagrama de momentos flectores para el pórtico más desfavorable, eje C.	150
Figura 61: Diagramas de fuerza cortante para la viga principal del 2° nivel del pórtico C-C.	152
Figura 62: Acero de refuerzo en vigas y columnas para los pórticos transversales, comprendidos desde el eje A hasta el eje I.	154
Figura 63: Detalle del acero de refuerzo de la viga principal del 2° nivel de los pórticos transversales, comprendidos desde el eje A hasta el eje I.	155
Figura 64: Detalle del acero de refuerzo de la sección de las columnas empleadas en la edificación.	157
Figura 65: Diagrama de interacción de la columna tipo “T” más crítica, ubicada en la intersección de los eje “3” y “E”.	157
Figura 66: Diagrama de interacción de la columna tipo “L” más crítica, ubicada en la intersección de los eje “3” y “A”.	158
Figura 67: Acero de refuerzo calculado (en cm^2) por el programa de análisis estructural para el pórtico del eje 3. Se calculó para una cuantía mínima de acero de 1%.	159
Figura 68: Acero de refuerzo calculado colocado a las columnas. Se asignó un área de acero de 34.46 cm^2 ($12 \Phi 3/8$) a las columnas en “L” y 28.39 cm^2 ($10 \Phi 3/8$) a las columnas en “T”	160
Figura 69: Ratios de demanda capacidad para las columnas del pórtico 3. Se observa que las columnas están trabajando a menos del 100% de su capacidad, es decir la capacidad de las columnas sobrepasa la demanda impuesta a las columnas.	161

Figura 70: Definición del estado de carga No Lineal Estático denominado Carga gravitacional no lineal.	166
Figura 71: Caso de carga estático no lineal para la aplicación de la carga lateral a la estructura.	167
Figura 72: Parámetros para la asignación de rotulas plásticas concentradas en las vigas de concreto armado.	168
Figura 73: Parámetros para la asignación de rotulas plásticas concentradas en las columnas de concreto armado.	168
Figura 74: Diagrama momento rotación para la sección transversal de una viga.	180
Figura 75: Formación de rotulas plásticas producto de la aplicación del análisis estático no lineal en la dirección X-X.	181
Figura 76: Formación de rotulas plásticas producto de la aplicación del análisis estático no lineal en la dirección Y-Y	182

RESUMEN

El presente trabajo de investigación se desarrolló en la ciudad de Trujillo, región la Libertad en el año 2018 teniendo como principal objetivo determinar el desempeño sísmico de una estructura de concreto armado con aislamiento sísmico en la base para uso esencial ante diferentes niveles de amenaza sísmica, para cumplir con tal objetivo en primer lugar se diseñó el sistema de aislamiento sísmico, luego se diseñó la estructura, se determinó las propiedades de ductilidad y finalmente por medio de un análisis inelástico se determinó el desempeño sísmico para diferentes niveles de sismo.

La importancia de la presente investigación reside en la posibilidad que brinda de predecir el comportamiento de una estructura con aislamiento sísmico frente a diferentes niveles de amenaza sísmica, que, en comparación con el método convencional de análisis, este nos permite conocer el comportamiento de cada uno de los elementos estructurales para que se pueda realizar los reforzamientos necesarios en los elementos estructurales que presenten una elevada sollicitación sísmica. Esta metodología permite a los ingenieros diseñadores de estructuras elegir el nivel de comportamiento en función de la importancia de la edificación que se diseñara, ayudando de esta manera a cumplir con el objetivo de salvaguardar la integridad física de las personas y disminuir las pérdidas económicas producto de la pérdida de infraestructuras y del contenido de las mismas que en muchos de los casos, en especial de las edificaciones de categoría esencial representa un mayor costo que las propias estructuras.

La presente investigación es de tipo descriptiva, el diseño de la investigación es de tipo no experimental, ya que solo se cuenta con una variable y se clasifica en tipo transversal debido a que se estudiará a la unidad de estudio en un solo periodo de tiempo.

Entre los principales resultados que se obtuvieron de la investigación tenemos que el desempeño sísmico de la estructura para sismos de servicio se encuentra en el rango operacional, mientras que, para sismos de moderada y severa intensidad, el comportamiento de la estructura aislada se encuentra en el rango de ocupación inmediata.

ABSTRACT

The present research work was developed in the city of Trujillo, La Libertad region in 2018 having as main objective to determine the seismic performance of a reinforced concrete structure with seismic isolation in the base for essential use, before different levels of seismic threat , to meet this objective, the seismic isolation system was first designed, then the structure was designed, the ductility properties were determined and finally, through an inelastic analysis, seismic performance was determined for different levels of earthquake.

The importance of this research lies in the possibility it provides to predict the behavior of a structure with seismic isolation against different levels of seismic hazard, which, compared to the conventional method of analysis, this allows us to know the behavior of each of the structural elements so that in this way necessary reinforcements can be made in the structural elements that present a high seismic stress. This methodology allows structural design engineers to choose the level of behavior based on the importance of the building that was designed, helping in this way to meet the objective of safeguarding the physical integrity of people and reducing economic losses due to the the loss of infrastructure and the content thereof, which in many cases, especially buildings of essential category, represent a greater cost than the structure itself.

The present investigation is of the descriptive type, the design of the research is of the non experimental type, since only one variable is available and it is classified as a transversal type, due to the fact that the study unit was studied in a single period of time. weather.

Among the main results obtained from the research we have that the seismic performance of the structure for service earthquakes is in the operational range, while for moderate and severe intensity earthquakes, the behavior of the isolated structure is found in the immediate occupation range.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA

Según (BERTERO, 2004) las pérdidas humanas y económicas no están directamente relacionadas con los mecanismos geológicos que causan los movimientos sísmicos, ósea la dinámica de las placas tectónicas y los sismos que esta genera, sino que son producto del colapso total o parcial de las obras construidas por el ser humano, tales como los puentes, los diques, los edificios, las líneas de servicios entre otras. A pesar de que la ocurrencia de estos movimientos sísmicos de por si naturales y de manera periódica resulta desalentadora, existe la posibilidad de que el daño que causan a nuestras obras de infraestructura sea mitigado satisfactoriamente mediante un manejo adecuado de las técnicas de diseño y construcción.

Además (BERTERO, 2004) afirma que tanto en Estados Unidos como a nivel mundial el interés de aplicar los conocimientos que se han adquirido por medio de las investigaciones científicas, el desarrollo de nuevas tecnologías y metodologías para controlar el comportamiento de las estructuras frente a movimientos sísmicos se ha ido incrementado en los últimos tiempos. Sin embargo, esta aplicación del conocimiento que se ha adquirido y que tiene como finalidad reducir los daños sísmicos que sufren las estructuras no se ha dado con mucha intensidad en las zonas rurales ni tampoco en las zonas urbanas.

Según (Prietsley, 2000) y (Zou y Chan, 2005) citados por (Satish Kumar & Venkateswarlu, 2008), la gran mayoría de los códigos de diseño sísmico están fundamentados en la metodología basada en la fuerza, la cual quiere decir que las estructuras se diseñan con una resistencia lateral mínima. Sin embargo, las investigaciones han demostrado que esta metodología basada en la fuerza, la cual se

relaciona con la respuesta elástica, no produce una respuesta inelástica consistente en términos de la proporción y distribución de daños producidos en elementos estructurales. Debido a ello se ha desarrollado en los últimos años la metodología basada en el desplazamiento, la cual también se conoce como metodología de Desempeño Sísmico. Bajo este nuevo enfoque, las principales características de interés que se consideran en el diseño sísmico son las derivas de entrepiso y el proceso de diseño tiene como objetivo limitar estas distorsiones a valores aceptables. Presentado en la Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, año 2008 en Beijing, china.

El diseño sísmico tradicional busca que las estructuras permanezcan en el rango lineal para sismos de intensidades bajas, mientras que para sismos de intensidades moderadas y altas se espera que las estructuras incursionen en el rango inelástico del material, lo cual permite disipar energía mediante el daño de los elementos estructurales y no estructurales sin llegar al colapso. Sin embargo, en algunas edificaciones, existen instalaciones secundarias, equipamientos y otros bienes contenidos en las estructuras que tienen un mayor valor económico que la propia estructura, por ello durante las dos últimas décadas las investigaciones en el área de la ingeniería sísmica se han abocado a la búsqueda de soluciones que permitan preservar el contenido o la operatividad de las edificaciones que son esenciales para la sociedad luego de un sismo. (Curadelli, 2012)

En 2004 en un Taller Internacional sobre Conceptos e Implementación de Diseño-Sismo-Resistente Basados en el Desempeño [Fajfar, P. and Krawinkler, H. (2004)] fue recomendada la siguiente definición: El Diseño Sismo-Resistente Basado en el Desempeño puede ser considerado como un proceso de concepción del sistema, seguido por un procedimiento de valoración en el cuál el desempeño del sistema estructural es evaluado y mejorado como sea necesario para satisfacer los objetivos de desempeño que han sido establecidos. El grupo de trabajo que hizo esta recomendación recomendó

también lo siguiente: Las guías para el Diseño deben ser desarrolladas para asistir en la concepción de un sistema estructural efectivo, a fin de facilitar y reducir el número de las valoraciones subsecuentes; El diseño directo sin una valoración subsecuente es una opción para estructuras simples. Aunque ésta es una excelente definición para lograr un diseño efectivo del sistema estructural, el sistema total de un edificio es algo más que el sistema estructural como fue discutido por Astrella, M. y Whittaker, A. (2004) en el mismo Taller Internacional. Existe una necesidad de enfatizar la importancia que tienen los elementos no-estructurales y el contenido en la ISBD. Citado por: (BERTERO, 2004) en la pag:44 de su libro “Desarrollo Histórico del Comienzo y Evolución de la Ingeniería Sísmica Científica Basada en el Desempeño y Discusión de los Desafíos en su Aplicación en la Práctica”.

Según explica (Santana , 2012), nuestro país está ubicado en una región del alta sismicidad, que es el cinturón Circumpacífico donde ocurre el 80% de la actividad sísmica mundial. Esta zona comprende las costas del Océano Pacífico entre las cuales se encuentran las costas del continente americano. El Perú forma parte de esta región y de su actividad sísmica producto del proceso de subducción de la placa oceánica de Nazca, la cual se introduce por debajo de la placa continental Sudamericana generando de esta forma terremotos de gran magnitud (Tavera & Buforn, 1998)

Son muchos los sismos que han ocurrido en nuestro país, dejando gran cantidad de muertes y serios daños en la infraestructura. En la mayoría de los casos los daños son debido a la vulnerabilidad de las edificaciones originada por malas configuraciones estructurales, baja resistencia de las estructuras, malas técnicas constructivas, malos materiales, entre otros. (Santana , 2012) – Perú, Universidad Nacional de Ingeniería.

[Ante este escenario de riesgo latente en nuestro medio se hace necesario buscar medidas que permitan afrontar con seguridad los efectos causados por los movimientos

sísmicos]. A nivel mundial existen países como Estados Unidos, Japón, Nueva Zelanda que tiene una tecnología muy desarrollada en cuanto a la protección sísmica de sus estructuras y entre las metodologías más usadas para dicho fin se encuentra el aislamiento de base que consiste en utilizar elementos elastoméricos de baja rigidez lateral a nivel del suelo con la finalidad de desacoplar la superestructura del terreno de fundación. En el Perú, técnicas como esta son relativamente nuevas que aún están en las fases iniciales de investigación e implementación y aun no se ha normado el uso de estos sistemas de protección sísmica, lo cual genera que muchas veces no se tomen los criterios adecuados al realizarse los diseños de este tipo de estructuras.

Si bien la normativa de diseño en el Perú no da los lineamientos básicos para asegurar el desempeño sísmico de las estructuras sísmicamente aisladas, esta permite que se tome en cuenta códigos de diseño extranjeros con la finalidad de asegurar que las estructuras cumplan con su funcionalidad luego la ocurrencia de un evento sísmico.

En el Perú la normativa vigente para el diseño Sismorresistente está dado por la Norma Técnica Peruana N.T.P E.030 (2018) denominada “Diseño Sismorresistente”, cuyo objeto se define de la siguiente manera: “establece[r] las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en numeral 3.0 (Filosofía y Principios Sismorresistentes). Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos”, además tiene por objetivo lo siguiente: “Evitar pérdida de vidas humanas; Asegurar la continuidad de los servicios básicos; Minimizar los daños a la propiedad”. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018) sin embargo los objetivos de la actual normativa no toman en cuenta el desempeño estructural para condiciones más exigentes.

(Carrillo, 2007) En su tesis denominada “EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS UTILIZANDO UN DISEÑO POR DESEMPEÑO” llego a la siguiente conclusión: “Por medio de un procedimiento basado en un enfoque de diseño por desempeño, es posible estimar de una forma más realista las demandas sísmicas locales y globales en una estructura. De esta manera se pueden tomar decisiones más acertadas sobre la necesidad de llevar a cabo un reforzamiento en una estructura particular. Lo anterior puede tener como resultado, la disminución o la eliminación de los costos de la rehabilitación estructural, necesaria para cumplir con las nuevas demandas sísmicas estipuladas en un código de diseño”.

(Jurado & Mendoza, 2012) Encontraron que: “Los resultados permiten concluir que la reducción de la rigidez lateral de la norma peruana a 1% de deriva, conducen a edificios aporticados que tendrían un nivel de desempeño sismoresistente de resguardo a la vida en caso de sismos raros, pero con dimensiones de columnas 65% menores respecto a la norma vigente”.

(Paredes Azaña, 2016) En su tesis denominada “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DESTINADO A VIVIENDA EN LA CIUDAD DE LIMA APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER” afirma que “El desempeño sismoresistente de un edificio dual destinado a vivienda en la ciudad de Lima debido a los sismos severos (sismo raro, 10% de probabilidad de ocurrencia en 50 años y sismo muy raro, 2% de probabilidad de ocurrencia en 50 años) cumple con lo indicado en la Norma E.030 con respecto a su objetivo del no colapso, pues se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad de Vida y Prevención del Colapso respectivamente. Lo que indica que se protege la seguridad de la vida humana, sin embargo, existirán grandes pérdidas económicas”.

(Paredes Azaña, 2016) Afirma que: “El objetivo final del Diseño por Desempeño no solamente se centra en poder predecir si la estructura colapsa o no, sino en brindar al diseñador y al cliente los límites aceptables para cada nivel de peligro sísmico; de esta manera asegurar siempre en primer lugar el resguardo de la vida de las personas y posteriormente poder controlar de manera más precisa las posibles pérdidas económicas ante sismos severos”.

(Martínez Colán & Melgar Cueva, 2015) en su tesis “Análisis, comportamiento y diseño de edificaciones con péndulo friccional” llegó a la conclusión que “Es posible satisfacer los requisitos esenciales del aislamiento sísmico; es decir, resistir sismos severos sin daños significativos en la estructura y sin daño extensivo en el contenido, utilizando aisladores de péndulo friccional simple (FPS). Para cuantificar estos objetivos de desempeño, se siguió la metodología del HAZUS® MH 2.1 (FEMA, 2013), que recomienda que para una edificación como la estudiada, las derivas y aceleraciones de piso no sobrepasen de 0.0033 y 0.6g, respectivamente. Tanto en el análisis espectral como en el tiempo-historia los valores de estas variables no superaron lo establecido como objetivo.

En nuestro país son varios los proyectos en los cuales se ha empleado el sistema de aislamiento de base como medio de protección sísmica, no solo para asegurar la funcionalidad de estas estructuras luego de eventos sísmicos, sino que también para proteger el valioso contenido de edificaciones importantes. Una de las metodologías de verificar que el comportamiento de las edificaciones concuerde con los objetivos de diseño es el uso del desempeño sísmico que permitirá evaluar el da daño y la funcionalidad.

En el Perú uno de los proyectos más relevantes en el cual se ha usado aislamiento de base es la construcción del Centro de Información e Investigación de la facultad de

Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), la edificación inicialmente se construyó de cuatro niveles, sin embargo, tiene capacidad para ser ampliada hasta doce niveles de altura. Y según declaraciones del decano de dicha facultad, el ing. Javier Piqué del Pozo, esta edificación ofrece una seguridad hasta ocho veces mayor que una edificación convencional.

Según explica (Santana , 2012), nuestro país está ubicado en una región del alta sismicidad, que es el cinturón Circumpacífico donde ocurre el 80% de la actividad sísmica mundial. Esta zona comprende las costas del Océano Pacífico entre las cuales se encuentran las costas del continente americano. El Perú forma parte de esta región y su actividad sísmica producto del proceso de subducción de la placa oceánica de Nazca, la cual se introduce por debajo de la placa continental Sudamericana generando de esta forma terremotos de gran magnitud (Tavera & Buforn, 1998)

En los años sesenta se introdujeron una serie de recomendaciones con el objetivo de incrementar la capacidad de ductilidad de las estructuras. Posteriormente fueron adoptadas por la mayoría de normas en diversos países, se construyeron edificaciones cuyos componentes ofrecían esa capacidad, sin embargo, en los sismos que ocurrieron en ciudades modernas en los años siguientes se han presentado colapsos, parciales y totales que señalan insuficiencia en estimar el comportamiento requerido por un sismo severo, sobre todo si el objetivo es evitar el colapso. (Piqué del Pozo, 2004)

El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica propuesto en las normativas y códigos corrientes, tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso. Siguiendo esta filosofía de diseño, el desempeño de las estructuras, en términos de potencial de daño, no ha sido cuantificado, debido a que generalmente sólo se

considera un nivel del movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar. Estas previsiones raramente reconocen que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociadas a sismos de naturaleza más frecuente. (Santana, 2012)

Según la norma técnica de diseño sismo-resistente NTP E.030 (2018) las edificaciones de uso esencial deben de mantenerse operativas luego de un sismo severo, puesto que son estas las que atenderán las emergencias que se produzcan luego de un evento sísmico, en tal sentido, estas edificaciones deben de ser diseñadas para que mantengan su serviciabilidad e integridad estructural durante y después de un movimiento sísmico, aun cuando este sea de elevada intensidad, por ellos se hace necesario el uso de elementos de protección sísmicas en este tipo de edificaciones que por su importancia y que por el contenido que guardan deberían mantenerse operativas y funcionales luego de ocurrido un evento sísmico. Una de las maneras de asegurar esta continuidad funcional es mediante el uso de aisladores sísmico que cumplen la función de desacoplar la superestructura del terreno de fundación.

En el presente trabajo de investigación se pretende analizar, diseñar y verificar el comportamiento de una estructura de concreto armado con aisladores elastoméricos en la base y que además presente una importancia de categoría esencial, para ello se seguirán las recomendaciones dadas en los códigos internacionales para la metodología de Desempeño Sísmico para diversos niveles de peligro y posteriormente se pretende comparar los resultados obtenido con los diseños tradiciones.

La presente investigación tiene como finalidad demostrar la importancia y la eficiencia de los sistemas de protección sísmica, en especial del aislamiento de base, para asegurar la operatividad de las edificaciones luego de un sismo.

La ocurrencia de un sismo de gran magnitud es algo que no se puede predecir con gran exactitud, por ello es suma importancia que, aunque no podamos librar a nuestras

estructuras de las acciones sísmicas y sus efectos en la población, debemos acercarnos cada vez más a diseñar de manera más realista y con mayor seguridad.

1.1.1. ANTECEDENTES

ANTECEDENTE N° 1.

“DISEÑO DE AISLADORES SÍSMICOS DE BASE PARA EDIFICIOS DE OFICINAS DE 10 NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS RÍGIDOS DE CONCRETO REFORZADO”

(PERÉZ & VÁSQUEZ, 2016) Diseñar el sistema de aislamiento sísmico de base para un edificio de oficinas de 10 niveles a base de pórticos rígidos de concreto reforzado ubicado en la ciudad de Managua, considerando la cercanía a la fuente generadora de sismo para garantizar su seguridad estructural.

Se realizó un análisis comparativo de la estructura de base fija frente a estos dos tipos de aislación sísmica para las propiedades dinámicas: período, 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. Esta investigación aportara la metodología para el diseño del sistema de aislamiento sísmico en la base, sirviendo como referencia para el predimensionamiento de los aisladores y posteriormente para el cálculo de las propiedades mecánicas que se usaran para el modelado en el programa de análisis estructural, finalmente servirá como marco de referencia para el análisis de los resultados que se obtengan en la investigación.

ANTECEDENTE N°2

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS CON AISLADORES DE BASE ELASTOMÉRICOS”

(Macías Giraldo & Suárez Reyes, 2015) Elaborar un diseño sismo-resistente de un edificio de 6 pisos con aisladores de base de tipo elastoméricos. Se ha analizado la respuesta estructural de un edificio de 6 pisos ante la acción de un sismo empleando aisladores de base elastoméricos. En el cual se han respetado los parámetros locales de la norma NEC 14. Adicionalmente se hace la comparación de la respuesta estructural de dicha estructura en la cual se empleó aisladores de base elastoméricos con respecto a la estructura convencional. Los desplazamientos relativos aumentan con respecto al diseño convencional comprobando así; que los aisladores aumentan el desplazamiento con respecto al centro de gravedad del edificio. El diseño estructural del Edificio Solemare con aisladores de base elastomérico se fundamentó en el marco teórico establecido por FEMA 450: 2002 (FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY) que utiliza tanto el método de diseño estático equivalente (ELF) en estructuras rígidas - regulares y el método modal espectral; estos métodos utilizan el modelo estructural tridimensional, el espectro de respuesta según la norma ecuatoriana de construcción (NEC14), las características elásticas de los materiales y elastoplásticas de los aisladores sísmicos.

Al igual que la investigación que se mostró en el antecedente N°1 esta investigación permitirá obtener el sustento teórico para comprender el funcionamiento de los aisladores elastoméricos, la metodología a seguir para su diseño y finalmente servirá de referencia para la comparación de resultados.

ANTECEDENTE N°3

“DISEÑO POR DESEMPEÑO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO”

(Silva Paytán, 2017) Presentar un método de diseño que analice el comportamiento plástico que tienen las estructuras metálicas cuando se encuentran sometidas a acciones sísmicas, de manera que, el lector lo pueda aplicar teniendo en cuenta sus beneficios y limitaciones.

Se detallarán todas las variables que intervienen en este método de diseño; así como también, se deducirán las ecuaciones mediante el uso de herramientas matemáticas o programas de cálculo estructural. De esta manera, se busca que el lector entienda como funciona esta metodología de diseño. Como resultado se obtuvo que la estructura diseñada tradicionalmente se comporta de manera adecuada mediante un análisis Pushover; sin embargo, como se puede ver en los mecanismos de rotulación, en el caso del diseño tradicional las rotulas en las bases de las columnas se encuentran más esforzadas que en el caso del diseño por desempeño. De acuerdo a los resultados al comparar los modelos diseñados por desempeño y tradicionalmente, se puede observar que el diseño por desempeño se comporta más apropiadamente dúctil y que los pesos pueden ser inclusive menores. Cabe resaltar, que un sismo de gran magnitud tiene poca probabilidad de ocurrir en el tiempo de vida de las edificaciones, por lo que, no es necesario hacerla tan rígida y pesada, sino más dúctil y si llega a fallar que lo haga apropiadamente, sin comprometer la estabilidad de la estructura.

Esta investigación aporta la metodología de análisis e implementación de las propiedades tanto lineales como las no lineales que se emplearan para el análisis sísmico estático no lineal con, estas propiedades se refieren a la formación de

rotulas plásticas en los elementos estructurales, así como las propiedades de deformación.

ANTECEDENTE N°4

“DISEÑO INTEGRAL DE ESTRUCTURAS CON SISTEMA DE AISLACIÓN SÍSMICA APLICADO A UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO”

(Trujillo Benito, 2017) Desarrollar técnicas y metodologías modernas para el diseño integral de edificaciones con sistemas de aislación sísmica aplicados a un edificio de concreto armado.

[Se aplicó] lo descrito anteriormente, a una edificación de concreto armado de 4 niveles y 2 sótanos, se empleó el software de análisis estructural Etabs 2015 para determinar el comportamiento dinámico de la estructura con la incorporación de aisladores sísmicos y el cálculo de las fuerzas en los elementos estructurales para su diseño. Así mismo la etapa de la modelación computacional es fundamental, por ello se esquematizó el procedimiento correcto para la modelación de este tipo de estructuras. Se estableció como requisito para el diseño del sistema de aislamiento sísmico el lograr una solución que permita alcanzar el menor corte basal de diseño que cumpla con lo exigido por la norma E.030. Esto permite cumplir con la norma y lograr una estructura lo más económica posible, alcanzando siempre las ventajas de desempeño de una estructura aislada sísmicamente.

Esta investigación permite obtener una metodología para el diseño del aislamiento sísmico y aportara criterios sobre el análisis y diseño de los elementos estructurales por sobre el sistema de aislamiento sísmico.

ANTECEDENTE N°5

“ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO ESTÁTICO NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE 6 NIVELES EN LA CIUDAD DE TRUJILLO, LA LIBERTAD.”

(Vergara Luna & Zevallos Esquivel, 2014) Establecer niveles de diseño, reflejados en el nivel de daño de la estructura, posterior al evento sísmico.

En la presente investigación se partió de un diseño estructural dado para finalmente obtener el punto de [desempeño] de la estructura considerando las incursiones no-lineales en el comportamiento del concreto armado, demostrando numéricamente la aparición de rótulas plásticas y la consecuente degradación de rigidez global de la estructura; así mismo aportar algunas experiencias para el desarrollo de la ingeniería. El Análisis No- Lineal Estático Pushover, es un método mediante el cual podemos entender el comportamiento de la estructura ante un sismo, porque nos presenta la secuencia de aparición de rotulas que poco a poco llevan al colapso, utilizando la Norma Peruana E.030 se puede obtener el nivel de daño que produciría.

Este trabajo aportara los criterios técnicos que se deben considerar para determinar el punto de desempeño de la estructura, el cual está definido por nivel de seguridad, los daños que se espera que presente la edificación, los límites máximos de serviciabilidad y la configuración estructural, con ello se busca predecir el comportamiento estructural del edificio empleado en la presente investigación con la finalidad de presentar el diseño más óptimos desde el punto de vista de la seguridad y la economía.

ANTECEDENTE N° 6

“PROPUESTA Y APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO PARA EDIFICACIONES”

(Chicas Medrano, Días Ríos, & Ventura Venítez, 2015) Proponer una metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico para determinar la capacidad de edificios de concreto reforzado y determinar el nivel de desempeño.

La investigación se desarrolla en orden, de manera que, inicialmente se comprenda los diferentes análisis sísmicos que se utilizan en la práctica para diseño y evaluación de estructuras; luego, se plantean los procedimientos para la inspección visual de estructuras, ensayo a los materiales, clasificación y cuantificación de daños; seguidamente, se aplica el análisis estático no lineal (pushover) con los criterios para representar el estado actual de la estructura; y finalmente, se obtiene de la curva de capacidad y el punto de desempeño. Con los datos de salida del programa de computadora se procede a seleccionar la curva de capacidad de la edificación, de tal manera que esta sea las más desfavorables teóricamente, esto es la de menor capacidad; posteriormente, se transforma la curva de capacidad y el espectro de respuesta establecido en la NTDS a espectros de capacidad y demanda sísmica respectivamente. Al finalizar la aplicación de la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico, tomando como base los resultados analizados se puede concluir sobre los objetivos cumplidos en este trabajo de investigación y sobre confiabilidad de la aplicación de los métodos para calcular el punto de desempeño.

Este trabajo servirá como referencia para determinar la curva de capacidad de la estructura y el punto de desempeño, con lo cual se pretende cuantificar los niveles de daño de la edificación. Con las curvas de capacidad y con la ayuda de un

programa de cálculo estructural es posible determinar el desempeño de la estructura en cuestión.

ANTECEDENTE N° 7

“ESTUDIO DE LOS REGISTROS SÍSMICOS EXISTENTES EN EL ECUADOR, CASO RED SÍSMICA DEL AUSTRO Y SU INCIDENCIA EN EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL, VULNERABILIDAD Y DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA”

(Lagos Saltos, 2015) Examinar los Registros Sísmicos existentes en el Ecuador, Caso Red Sísmica del Austro y su incidencia en el análisis estructural, vulnerabilidad y desempeño sísmico de edificios de mediana altura.

Se ha escogido una edificación de mediana altura para analizarla de acuerdo a los parámetros de sitio de donde se obtuvieron los acelerogramas; con ello evaluar la estructura en el rango no lineal y establecer su nivel de desempeño frente a sismos de distintos niveles de período de retorno, tal como el encontrado con los acelerogramas procedentes de la Red Sísmica del Austro así como con el sismo de Diseño propuesto por la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Según la clasificación de Visión 2000 la estructura analizada tiene un comportamiento de una Edificación Básica, con un nivel totalmente operacional para un sismo frecuente, operacional para un sismo ocasional y raro y seguridad de vida para un sismo muy raro; lo cual es correcto pues es una edificación residencial.

Al igual que los anteriores trabajos, este aporta una metodología para el análisis y diseño de manera integral mediante el desempeño sísmico de edificaciones, además presenta información de estudios las propiedades de sitio de la estructura y cómo influye en el porcentaje fuerza sísmica absorbida por la superestructura.

1.1.2. BASES TEÓRICAS

1.1.1.1. Sistemas de Protección Sísmica.

La protección sísmica es una tecnología alternativa que brinda una protección adicional a construcciones e instalaciones industriales que son esencialmente importantes para la sociedad por las funciones que en ellas se desarrolla y que se encuentran en zonas de alta sismicidad, en tales casos la aislación sísmica y la disipación de energía son sistemas muy apropiados para garantizar la protección de la infraestructura y además presentan una metodología de diseño totalmente diferente a los métodos convencionales utilizados. (Curadelli, 2012)

1.1.1.1.1. Disipación de Energía.

Los sistemas de disipación de energía tienen la capacidad de captar las fuerzas sísmicas por medio del comportamiento plástico de metales dúctiles, las deformaciones de corte de polímeros, la pérdida de energía por medio de la circulación de fluidos viscosos a través de diferentes cámaras de un dispositivo y de esta manera las deformaciones de la estructura se reducen permitiendo que los elementos estructurales de la edificación no se vean sobre esforzados. (Villareal Castro & Díaz La Rosa Sánchez, 2016, pág. 8)

1.1.1.1.2. Aislamiento Sísmico

La segunda tipología de protección sísmica es el aislamiento sísmico basal.

1.1.1.2. Aislamiento Sísmico

El aislamiento sísmico es un sistema de protección que consiste en desacoplar la superestructura del suelo de fundación mediante el uso de una interface compuesta por dispositivos llamados aisladores, de gran rigidez vertical que le permite soportar las fuerzas verticales de la edificación, pero de muy poca

rigidez horizontal, lo cual hace que las deformaciones horizontales se concentren en esta interface de aislamiento logrando de esta manera reducir de forma significativa las derivas y las aceleraciones de la superestructura.

El sistema de aislamiento sísmico provee flexibilidad lateral a la estructura, logrando de esta manera trasladar el periodo de esta de la meseta de alta demanda sísmica del espectro de aceleraciones a una zona de menor demanda correspondiente a las estructuras flexibles, de esta manera se reduce la respuesta de la estructura (VILLAGÓMEZ, 2015, pág. 11). Este concepto se ilustra de mejor manera en figura 1, donde se muestra el aumento del periodo de vibración de la estructura y la disminución de las aceleraciones.

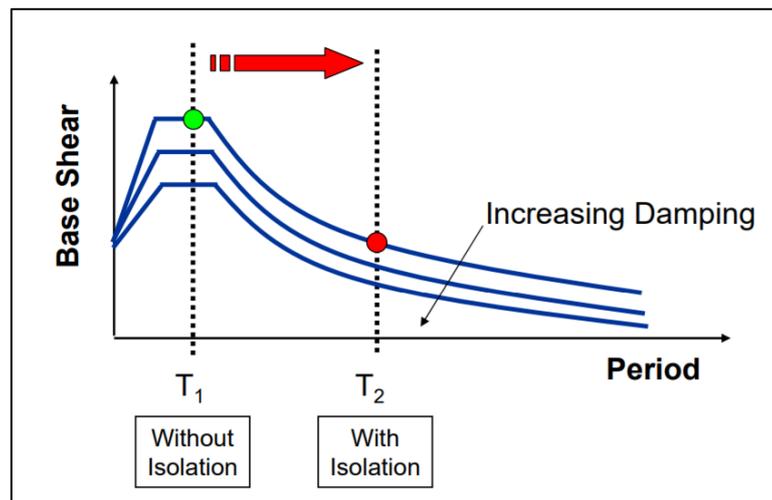


Figura 1: Aumento del periodo de vibración de la estructura producto del aislamiento sísmico.

Fuente: (Symans, 2009)

En las edificaciones con aislamiento sísmico se reconocen diferentes zonas en la estructura, la zona donde se ubica el sistema de aislamiento se le denomina interface de aislamiento, la parte de la estructura que se encuentra por encima de la interface de aislamiento se le denomina superestructura y a la zona ubicada por debajo de la interface de la estructura se le conoce como

subestructura, por debajo de la interface de aislamiento en algunos casos se encuentra un sistema de cimentaciones sobre la cual van los cabezales donde descansan los dispositivos de aislamiento sísmico, sin embargo, en otros casos se ubican los sótanos. (VILLAGÓMEZ, 2015, pág. 11)

Como se explicó anteriormente, existen varios tipos de aisladores sísmicos, entre los cuales los más investigados son los aisladores elastoméricos y los aisladores friccionales, a continuación, se describirá las características y propiedades de estos.

1.1.1.3. Aisladores Friccionales.

Este tipo de aisladores, también llamados deslizantes, utilizan una superficie de deslizamiento de acero inoxidable pulido sobre la que se desliza una placa de acero recubierta con un material de alta resistencia basado en politetrafluoroetileno, conocido también como teflón. Este sistema se activa cuando las fuerzas laterales producidas por los movimientos sísmicos superan la fuerza de fricción estática del material, cuyo coeficiente se encuentra en el rango del 5 al 7%. (VILLAGÓMEZ, 2015, pág. 16)

1.1.1.4. Aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo.

Los aisladores elastoméricos son dispositivos de protección sísmica que están conformados por capas elastoméricas, también conocidas como goma o caucho y por placas de metal que están dispuestas de manera alternada una sobre otra. Estos dispositivos se conectan a la estructura por medio de pernos de anclaje que unen las placas superior e inferior del aislador con la estructura de la edificación.

El caucho se comporta como un resorte que hace muy flexible horizontalmente al aislador, mientras que las delgadas capas de acero combinadas con el caucho

le brindan una alta rigidez vertical al aislador, además en mucho de los
 aisladores se emplea un núcleo de plomo que al deformarse de manera plásticas
 frente a los movimientos laterales confiere al dispositivo un alto grado
 amortiguamiento. (Dinamic Isolación Sistem, 2007, pág. 5)

En la Figura 2 y en la Figura 3 se muestra la imagen de un aislador con núcleo
 de plomo y las partes que lo componen y el diagrama fuerza – deformación de
 este tipo de aisladores, cabe resaltar que el área encerrada en este diagrama es
 la energía disipada por el dispositivo ante las fuerzas externas, tales como las
 fuerzas sísmicas.

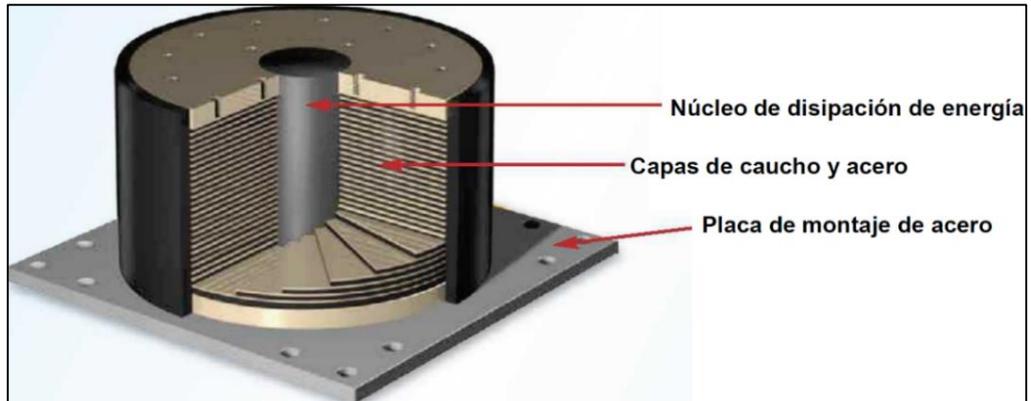


Figura 2: Aislador tipo Lead Rubber Bearing (LRB)
 Fuente: (Dinamic Isolación Sistem, 2007)

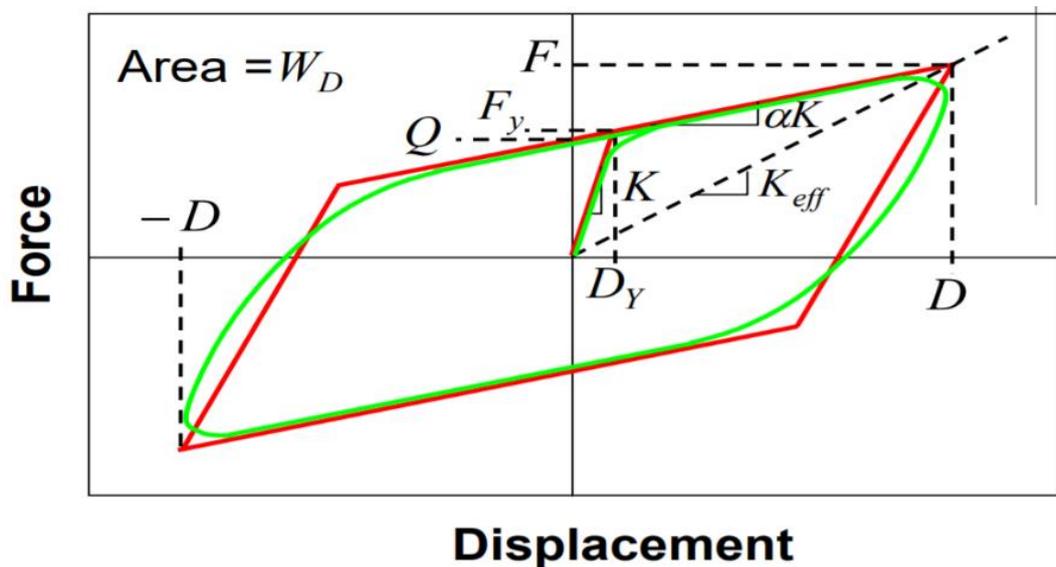


Figura 3: Diagrama de fuerza deformación de las unidades de aislamiento
 Fuente: (Dinamic Isolación Sistem, 2007)

La Figura 3 muestra el diagrama fuerza – deformación de los aisladores con núcleo de plomo y la terminología usada es la siguiente:

K : Rigidez inicial del aislador, su valor está determinado por el tamaño del núcleo de plomo.

αK : Rigidez secundaria del aislador.

K_{eff} : Rigidez efectiva, es un valor dependiente del desplazamiento y se obtiene de dividir la fuerza entre el desplazamiento.

Q : Fuerza de histéresis, está relacionada con el amortiguamiento y las cargas operativas del aislador.

F_y : Fuerza de fluencia, es un punto idealizado en el modelo donde se da el cambio de la rigidez inicial a la rigidez secundaria.

D_y : Desplazamiento para el esfuerzo de fluencia.

F : Fuerza máxima que puede alcanzar el aislador.

D : Desplazamiento máximo.

W_D : Área del diagrama histérico, energía disipada por el dispositivo en cada ciclo de carga y descarga.

1.1.1.5. Análisis y diseño de estructuras sísmicamente aisladas.

La norma técnica peruana de Diseño Sismo Resistente (E.030, 2018) en el artículo 23.1 indica que cuando se usen sistemas de aislamiento de base se deberá cumplir con las disposiciones del capítulo II de dicha norma, pero además en lo que sea aplicable con las disposiciones de la norma americana ASCE/SEI 7 vigente.

El código ASCE/SEI 7-16 se encuentra actualmente vigente y su capítulo 17 denominado “Requerimientos para el diseño sísmico de estructuras

sísmicamente aisladas” describe los lineamientos básicos para el diseño de este tipo de estructuras. Tomando en consideración estos códigos de diseño se expondrán los puntos más importantes a tener en cuenta para el análisis y diseño de estructuras con aislamiento sísmico.

1.1.1.5.1. Consideraciones Generales

1.1.1.5.1.1. Factor de Importancia.

El factor de importancia (U) deberá ser tomado como 1 para estructuras sísmicamente aisladas, independientemente de la categoría de uso a la que pertenezcan.

1.1.1.5.1.2. Fuerza de Restauración Lateral

El sistema de aislación deberá ser configurado para que tanto en el límite superior como en el límite inferior del sistema de aislamiento se produzca una fuerza restitutiva mayor que la fuerza lateral concerniente al desplazamiento máximo correspondiente al 50% del desplazamiento máximo lateral en por lo menos 2.5% del peso sísmico de la estructura que se encuentra por sobre el sistema de aislamiento.

1.1.1.5.1.3. Estabilidad para cargas verticales.

Cada elemento del sistema de aislamiento deberá ser diseñado para ser estable bajo las máximas y mínimas cargas verticales de diseño.

1.1.1.5.1.4. Volteo

El factor de seguridad global de la estructura al volteo en el sistema de aislamiento no deberá ser menor a 1 para todas las combinaciones de carga requeridas. Todas las condiciones de cargas de gravedad y sísmicas deberán ser investigadas. Las fuerzas sísmicas para el volteo deberán ser calculadas en base al Sismo Máximo Probable (MCE) y el peso sísmico.

El levantamiento local de elementos individuales no deberá ser permitido a menos que las deflexiones resultantes no causen esfuerzos o inestabilidad de las unidades de aislamiento u otros elementos de la estructura.

1.1.1.5.1.5. Distribución de las fuerzas horizontales.

Un diafragma u otros elementos estructurales deberán ser provistos para dar continuidad sobre el sistema de aislamiento y deberán tener adecuada resistencia y ductilidad para transmitir las fuerzas de una a otra parte de la estructura.

1.1.1.5.1.6. Separación mínima entre edificios.

La separación mínima entre la estructura aislada y los muros de contención y otros obstáculos fijos no deberá ser menor que el desplazamiento máximo total.

1.1.1.5.1.7. Componentes sobre el sistema de aislamiento.

Los elementos de estructuras sísmicamente aisladas y componentes no estructurales o partes de ellas que estén sobre la interface de aislamiento serán diseñados para resistir una fuerza sísmica lateral igual a la máxima respuesta dinámica del elemento o componente bajo consideraciones determinadas a través de un análisis de respuesta tiempo historia.

En algunos casos se podrá usar un análisis de fuerzas laterales equivalentes o un análisis modal espectral cuando las condiciones sean permisibles.

1.1.1.5.1.8. Componentes que cruzan el sistema de aislamiento.

Los elementos de estructuras sísmicamente aisladas y componentes no estructurales o porciones de ella que crucen la interface de aislamiento deberán ser diseñadas para resistir el desplazamiento máximo total, incluyendo cualquier desplazamiento residual permanente.

1.1.1.5.1.9. Componentes por debajo del sistema de aislamiento.

Los elementos de estructuras sísmicamente aisladas y componentes no estructurales o cualquier parte de ella que este por debajo del sistema de aislamiento deberá ser construida cumpliendo con los requisitos para estructuras no aisladas y tomando un factor de reducción $R=1$.

1.1.1.5.2. Sismicidad

1.1.1.5.2.1. Construcción del espectro sísmico.

El código ASCE/SEI 7-16 en su artículo 11.4.7 indica que cuando se requiera un espectro de respuesta para el sismo máximo posible, este se obtendrá de multiplicar el espectro de respuesta para el sismo de diseño por un valor de 1.5. (ASCE 7-16, 2016, pág. 85)

Entonces para la construcción del espectro de respuesta para el sismo máximo probable se usará la ecuación (Ec. 1) .

$$S_{aM} = 1.5 * Z * C * S * g \quad (Ec. 1)$$

Donde los parámetros Z, S y C están definidos en el capítulo II de la norma técnica E.030 (2018) y g es el valor de la gravedad.

1.1.1.5.2.2. Registros sísmicos de aceleración del suelo.

Cuando se use un procedimiento de análisis de respuesta en el tiempo, las aceleraciones del suelo para el sismo máximo probable (MCE) deberán consistir en no menos de siete pares de componentes de aceleración horizontal seleccionados y escalados de eventos individuales como se indica.

Los registros de aceleraciones del suelo se obtendrán de eventos cuyas magnitudes, distancia a la falla, mecanismos de fuente sean consistentes con el sismo máximo probable (MCE).

Está permitido escalar las aceleraciones del suelo mediante amplitudes o espectros escalado. Cuando no estén disponible el número de pares de movimientos del suelo requeridos se permitirá el uso de registros sísmicos sintéticos o simulados para completar la cantidad de registros requeridos.

Para cada par de las componentes horizontales del movimiento del suelo deberá construirse un espectro de pseudo aceleraciones a partir de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) tomando un 5% de amortiguamiento para los valores espectrales. Cada par del movimiento sísmico deberá ser escalado por un mismo factor de tal manera que en un rango de periodos de 0.75 T_M , determinado usando los límites superiores de las propiedades del sistema de aislamiento a 1.25 T_M , determinado usando los límites inferiores del sistema de aislamiento, el promedio de los valores espectrales SRSS de todos los pares de las componentes horizontales no sea menor que la ordenada del espectro de respuesta generado a través de la ecuación (Ec. 1)

Adicionalmente la norma E.030 (2018) en la sección 30.1 el cual habla sobre los registros sísmicos indica que para el análisis se usaran como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada una de las cuales incluye dos componentes en las direcciones ortogonales.

Además, la norma técnica E.030 (2018) indica que en caso se utilicen al menos 7 pares de registros del suelo, las fuerzas de diseño, las deformaciones en los elementos y las distorsiones de entrepiso se evalúan

con los promedios de los correspondientes resultados máximos obtenidos en los distintos análisis. Si se utilizaran menos de 7 juegos de registros sísmicos las fuerzas de diseño, las deformaciones en los elementos y las distorsiones de entrepiso se evalúan con los máximos valores obtenidos de todos los análisis.

1.1.1.5.3. Propiedades del sistema de aislamiento.

La rigidez efectiva, K_M , del sistema de aislamiento en el máximo desplazamiento, D_M , se calcula usando los límites superior e inferior del comportamiento histérico fuerza – desplazamiento de cada unidad de los aisladores, usando la ecuación (Ec. 2)

$$K_M = \frac{\sum |F_M^+| + \sum |F_M^-|}{2 * D_M} \quad (Ec. 2)$$

El amortiguamiento efectivo, β_M , del sistema de aislamiento para el desplazamiento máximo, D_M , deberá calcularse mediante la ecuación (Ec. 3)

$$\beta_M = \frac{|E_M|}{2\pi * K_M * D_M^2} \quad (Ec. 3)$$

1.1.1.5.4. Selección del procedimiento de análisis.

Las estructuras sísmicamente aisladas deberán ser diseñadas usando procedimientos de análisis dinámicos, a excepción de algunas estructuras en las que bajo ciertas condiciones dadas en el capítulo 17 del código ASCE/SEI 7-16 se permita usar un análisis de fuerzas laterales equivalentes.

1.1.1.5.4.1. Análisis de fuerza lateral equivalente.

El procedimiento de análisis de fuerza lateral equivalente está permitido para ser usado para estructuras sísmicamente aisladas que cumplan con los siguientes ítems. Estos requerimientos están adaptados a las condiciones

sísmicas indicadas de nuestro país y serán evaluados para las propiedades tanto del límite inferior como del límite superior y se tomarán los requerimientos más restrictivos que gobiernen.

1. La estructura deberá estar ubicada en las zonas sísmicas 1, 2 o en la zona sísmica 3 cuando esté sobre un suelo S1 o S2, o en la zona sísmica 4 cuando se encuentre en un suelo del tipo S1.
2. El periodo de la estructura aislada en el máximo desplazamiento DM deberá ser menor o igual a 5 seg.
3. La estructura sobre la interface de aislamiento no tendrá más de 4 pisos o 19.8 m de altura medido desde la base de la estructura. Estos límites pueden ser excedidos si no hay fuerzas de tensión o levantamiento en los aisladores.
4. El amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo DM, deberá ser menor o igual al 30%.
5. El periodo efectivo de la estructura aislada correspondiente al desplazamiento máximo deberá ser mayor a 3 veces el periodo elástico de la estructura ubicada por encima del sistema de aislamiento y con base fija. El periodo de la estructura con base fija será determinado usando un análisis modal de manera racional.
6. La estructura sobre el nivel de aislamiento no deberá tener una irregularidad estructural, determinada acorde con la norma E.030 (2018).
7. El sistema de aislamiento deberá cumplir con los siguientes criterios:

- a. La rigidez efectiva del sistema de aislamiento correspondiente al máximo desplazamiento deberá ser mayor que $1/3$ de la rigidez efectiva correspondiente al 20% del desplazamiento máximo.
- b. El sistema de aislamiento deberá ser capaz de producir una fuerza de restitución lateral tal como se indica en la sección 1.1.1.5.1.2 de la presente investigación.
- c. El sistema de aislamiento no limitara el máximo desplazamiento sísmico a menos del desplazamiento máximo total DTM.

1.1.1.5.4.2. Procedimientos de análisis dinámicos.

Los procedimientos de análisis dinámicos se podrán usar bajo las siguientes condiciones:

- 1. Análisis modal espectral.** El análisis modal espectral no deberá ser usado para el diseño de estructuras sísmicamente aisladas a menos que la estructura, los parámetros de sitio, y el sistema de aislamiento cumpla con los criterios de los ítems 1, 2, 3, 4 y 6 de la sección 1.1.1.5.4.1.
- 2. Análisis de Respuesta en el Tiempo.** El procedimiento de análisis de respuesta en el tiempo está permitido para ser usado para el diseño de cualquier estructura sísmicamente aislada y deberá ser usado para el diseño de estructuras sísmicamente aisladas que no cumplan con los criterios del ítem 1 de la sección 1.1.1.5.4.2, que es el análisis modal espectral.

1.1.1.5.5. Análisis Estático o de Fuerzas Laterales Equivalentes.

1.1.1.5.5.1. Desplazamientos laterales mínimos requeridos para el diseño.

El sistema de aislamiento debe ser diseñado y construido para resistir como mínimo el desplazamiento máximo, DM , determinado con las propiedades de los límites superior e inferior del sistema de aislamiento, en la dirección más crítica de la respuesta horizontal. Calculada con la ecuación (Ec. 4)

$$D_M = \frac{g * S_{M1} * T_M}{4 * \pi^2 * B_M} \quad (Ec. 4)$$

Donde:

g : Es la aceleración de la gravedad.

S_{M1} : Aceleración máxima espectral correspondiente a 1 segundo para el sismo máximo probable (MCE) con un 5% de amortiguamiento.

T_M : Periodo efectivo de la estructura sísmicamente aislada.

B_M : Coeficiente numérico relacionado con el amortiguamiento efectivo del sistema de aislación sísmica β_M , e cual se toma de la tabla 2.1.

Tabla 1: Coeficiente numérico relacionado con el amortiguamiento efectivo.

Amortiguamiento Efectivo, β_M (% del crítico)	Coeficiente B_M
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

Fuente: (ASCE 7-16, 2016, pág. 173)

1.1.1.5.5.2. Periodo efectivo para el máximo desplazamiento, DM .

El periodo efectivo de la estructura aislada, T_M , correspondiente al máximo desplazamiento, DM , deberá ser determinado usando las

características de deformación de los límites superior e inferior del sistema de aislamiento, mediante la ecuación (Ec. 5)

$$T_M = 2\pi * \sqrt{\frac{W}{K_M * g}} \quad (Ec. 5)$$

Donde:

W : Es el peso sísmico de la estructura sobre la interface de aislamiento.

K_M : Rigidez efectiva del sistema de aislamiento correspondiente al máximo desplazamiento, D_M , calculado de acuerdo a la ecuación (Ec. 2)

g : Aceleración de la gravedad.

1.1.1.5.5.3. Desplazamiento Máximo Total, DTM.

El desplazamiento máximo total, D_{TM} , de los elementos del sistema de aislamiento deben incluir el desplazamiento adicional causado por la torsión accidental calculada con la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la localización más desfavorable de la masa excéntrica. El desplazamiento máximo total no deberá ser menor que la ecuación (Ec. 6)

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (Ec. 6)$$

Donde:

D_M = Desplazamiento del centro de rigidez del sistema de aislamiento indicado en la ecuación (Ec. 4)

y = Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés medido de manera perpendicular a la dirección de la fuerza sísmica en consideración.

e = Excentricidad actuante medida en planta entre el centro de masas de la estructura sobre el sistema de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, mas excentricidad accidental tomada como el 5% de la dimensión en planta más grande de la estructura perpendicular a la dirección de la fuerza en consideración.

b = Lado más pequeño de la estructura vista en planta, medida perpendicular a d .

d = Lado mayor de la estructura vista en planta.

P_T = Relación entre el periodo efectivo trasnacional del sistema de aislamiento sísmico y el periodo efectivo torsional del sistema de aislamiento, calculado mediante un análisis dinámico o mediante la ecuación (Ec. 7), pero no menor que 1.0.

$$P_T = \frac{1}{r_l} * \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \quad (Ec. 7)$$

Donde:

x_i, y_i = Distancia horizontal desde el centro de masa al i -ésimo aislador, medida en la dirección de los ejes del sistema de aislamiento.

N = Numero de aisladores.

r_l = Radio de giro del sistema de aislamiento, el cual es igual a $(b^2 + d^2)/12)^{1/2}$ para el sistema de aislamiento de planta rectangular de dimensiones b x d .

El desplazamiento máximo total, D_{TM} , no deberá ser tomado menos que 1.15 veces el desplazamiento máximo, D_M .

1.1.1.5.5.4. Fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño.

1.1.1.5.5.4.1. Sistema de aislamiento y elementos estructurales por debajo del nivel de base.

El sistema de aislamiento, las cimentaciones, y todos los elementos estructurales por debajo del nivel de base deben ser diseñados y construidos para resistir una fuerza sísmica lateral mínima, V_b , usando todos los requerimientos aplicables a una estructura no aislada y las propiedades de los límites superior e inferior del sistema de aislamiento, de acuerdo a lo indicado en la ecuación (Ec. 8)

$$V_b = K_M * D_M \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde:

K_M = Rigidez efectiva del sistema de aislamiento correspondiente al desplazamiento máximo, D_M , calculado mediante la ecuación (Ec. 2)

D_M = Desplazamiento máximo, calculado de acuerdo a (Ec. 4)

El valor de V_b , no debe tomarse menor que la fuerza máxima que pueda desarrollarse en el sistema de aislamiento para cualquier desplazamiento, incluyendo el máximo desplazamiento, D_M , definido mediante la ecuación (Ec. 4).

1.1.1.5.5.4.2. Elementos estructurales por encima del nivel de base.

Los elementos estructurales por encima del nivel de base deberán ser diseñados y construidos usando todos los requerimientos aplicados para una estructura no aislada para una mínima fuerza cortante, V_s , determinada usando los límites superior e inferior del sistema de aislamiento, de acuerdo a la ecuación (Ec. 9)

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_I} \quad (\text{Ec. 9})$$

Donde:

R_I = Coeficiente numérico relacionado con el sistema estructural resistente a fuerzas sísmicas que se encuentra por encima de la interface de aislamiento.

El factor R_I debe ser tomado como $3/8 * R$, donde R es el factor de reducción sísmica dado en la tabla 7 del artículo 18 de la norma técnica E.030 (2018) de diseño sismoresistente, no pudiendo ser mayor que 2 ni menor que 1.

V_{st} = El total de la fuerza cortante de diseño sin reducir que actúa en los elementos sobre la interface de aislamiento.

La fuerza sísmica lateral total sin reducir deberán determinarse usando las propiedades del límite superior e inferior del sistema de aislamiento, de acuerdo con la ecuación (Ec. 10)

$$V_{st} = V_b * \left(\frac{W_s}{W} \right)^{(1-2.5\beta M)} \quad (\text{Ec. 10})$$

Donde:

W = Es el peso sísmico efectivo de la estructura sobre la interface de aislamiento considerando el peso sísmico del nivel de base.

W_s = Peso sísmico de la estructura sobre la interface de aislamiento sin considerar el peso sísmico del nivel de base.

El peso sísmico W_s deberá ser tomado igual a W cuando la distancia promedio desde la parte superior del aislador a la parte inferior de la estructura del nivel de base exceda los 0.90 m.

1.1.1.5.5.4.3. Límites para V_S

Los valores para V_S no deben ser menores que los valores de los siguientes puntos:

1. La fuerza lateral sísmica para una estructura de base fija con el mismo peso sísmico, W_S , y un periodo igual al periodo del sistema de aislamiento usando las propiedades del límite superior del sistema de aislamiento, T_M .
2. La cortante basal correspondiente a la carga de viento factorada.
3. La fuerza sísmica lateral, V_{st} y V_b deber ser capaz de activar completamente el sistema de aislamiento usando las propiedades del límite superior o el mayor de:
 - A. 1.5 veces las propiedades nominales para el nivel de fluencia de un sistema ablandado.
 - B. La capacidad ultima de un sistema de sacrificio de restricción al viento.
 - C. La fuerza de fricción de rotura de un sistema de deslizamiento.
 - D. La fuerza correspondiente a desplazamiento igual a cero seguido de un ciclo dinámico completo para el desplazamiento máximo, D_M .

1.1.1.5.5.5. Distribución Vertical de la fuerza.

La fuerza sísmica, V_s , debe ser distribuida desde el nivel de aislamiento de acuerdo a la siguiente expresión.

$$F_1 = (V_b - V_{st})/R_I \quad (Ec. 11)$$

$$F_x = C_{VX} * V_S \quad (Ec. 12)$$

$$C_{VX} = \frac{w_X * h_X^k}{\sum_{i=2}^n w_i * h_i^k} \quad (Ec. 13)$$

$$K = 14 * \beta_M * T_{fb} \quad (Ec. 14)$$

Donde:

F_1 = Fuerza sísmica lateral aplica al nivel n° 1, es decir al nivel de base.

F_x = Fuerza sísmica lateral aplicada al nivel $x > 1$.

C_{VX} = Factor de distribución vertical de la fuerza sísmica.

w_i w_x = Porcion del peso sísmico que es colocado o asginado a un cierto nivel i o x .

h_i h_x = Altura por sobre el nivel de base de un cierto nivel de piso i o x .

T_{fb} = Periodo fundamental, en segundos, de la estructura por sobre el nivel de aislamiento considerándola de base fija.

1.1.1.5.6. Procedimiento de Análisis Dinámico.

1.1.1.5.6.1. Análisis modal espectral.

El análisis modal espectral deberá ser usado empleando un amortiguamiento modal para el modo fundamental en la dirección de interés no menor que el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento ni menor que el 30% del crítico, el que sea menor.

El código ASCE/SEI 7-16 indica que el análisis modal espectral utilizado para determinar el desplazamiento máximo total, debe incluir el 100% de la acción sísmica en la dirección más crítica y el 30% de la acción en la dirección perpendicular.

1.1.1.5.6.2. Análisis de historia de respuestas, tiempo historia.

El análisis de historia de respuestas debe desarrollarse a partir de un conjunto de registros de eventos sísmicos de acuerdo a lo indicado en la sección 1.1.1.5.2.2.

1.1.1.5.6.3. Desplazamientos y fuerzas laterales mínimas.

La estructura en su conjunto, incluyendo el sistema de aislamiento y las cimentaciones deberá ser diseñada con los requerimientos de una estructura no aislada y las fuerzas obtenidas de un análisis dinámico no deberán ser menores que el 90% de la fuerza, V_b , obtenida con la ecuación (Ec. 8)

El desplazamiento total máximo del sistema de aislamiento no debe ser tomado menor al 80% del desplazamiento total máximo, D_{TM} , calculado de acuerdo con la ecuación (Ec. 6). A excepción que se permita usar D'_M en lugar de D_M .

$$D'_M = \frac{D_M}{\left(1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2\right)^{0.5}} \quad (\text{Ec. 15})$$

Donde:

D_M = Desplazamiento máximo, calculado mediante la ecuación (Ec. 4)

T = Periodo elástico de la estructura que se encuentra por encima del nivel de aislamiento, considerando una base fija.

T_M = Periodo efectivo de la estructura sísmicamente aislada para un desplazamiento, D_M , considerando la dirección más crítica.

1.1.1.5.6.4. Escalamiento de resultados.

Cuando la fuerza cortante lateral obtenida mediante procedimiento dinámicos sea menor a los valores propuestos en la sección 1.1.1.5.6.1, dicha fuerza deberá ser escalada de manera proporcional.

1.1.1.6. Modelos del comportamiento de los materiales.

1.1.1.6.1. Modelos de esfuerzo deformación para el acero.

Una de las propiedades más importantes del acero de refuerzo para los miembros de concreto armado es la deformación que sufre el acero de refuerzo para determinados valores de carga axial. Esta información se estudia mediante el uso de diagrama esfuerzo deformación, en los cuales se grafican la deformación unitaria que sufre una barra de acero corrugado para una fuerza unitaria llamada esfuerzo, dicha curva presenta diversas zonas de comportamiento del acero dependiendo de la intensidad de la carga aplicada. La Figura 4 presenta un diagrama de esfuerzo deformación para el acero.

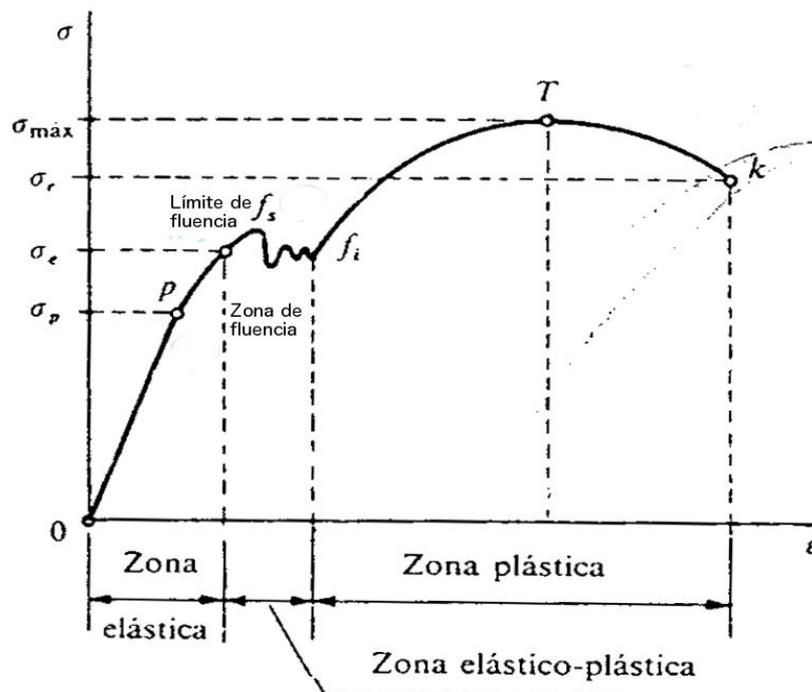


Figura 4: Diagrama de esfuerzo deformación para el acero. (Hans Topo, 2013)

1.1.1.6.1.1. Modelo Elastoplástico.

Para efectos prácticos en el diseño estructural de concreto armado la curva del diagrama esfuerzo deformación se simplifica como dos líneas rectas como se muestra en la Figura 5, en este modelo denominado bilineal también llamado modelo elastoplástico se desprecia la resistencia superior a la fluencia y el aumento del esfuerzo debido al endurecimiento por deformación.

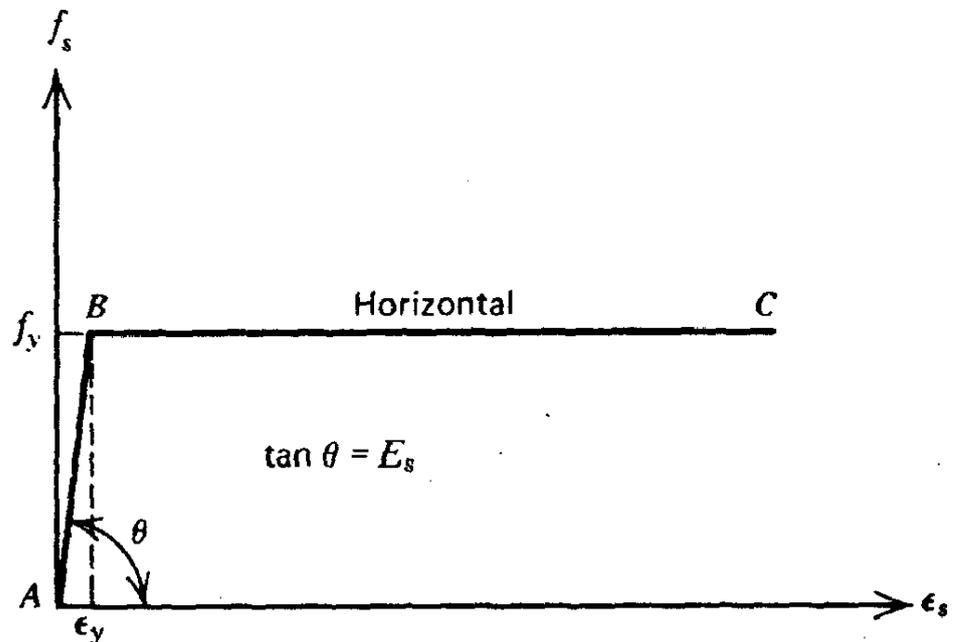


Figura 5: Modelo bilineal del comportamiento del acero

(Park & Paulay, 1980)

1.1.1.6.1.2. Modelo Trilineal.

Este modelo se emplea para aquellos aceros que presentan resistencias mayores a la fluencia mediante un incremento lineal de dicha sobre resistencia, tal como se muestra en la Figura 6 (Santana, 2012).

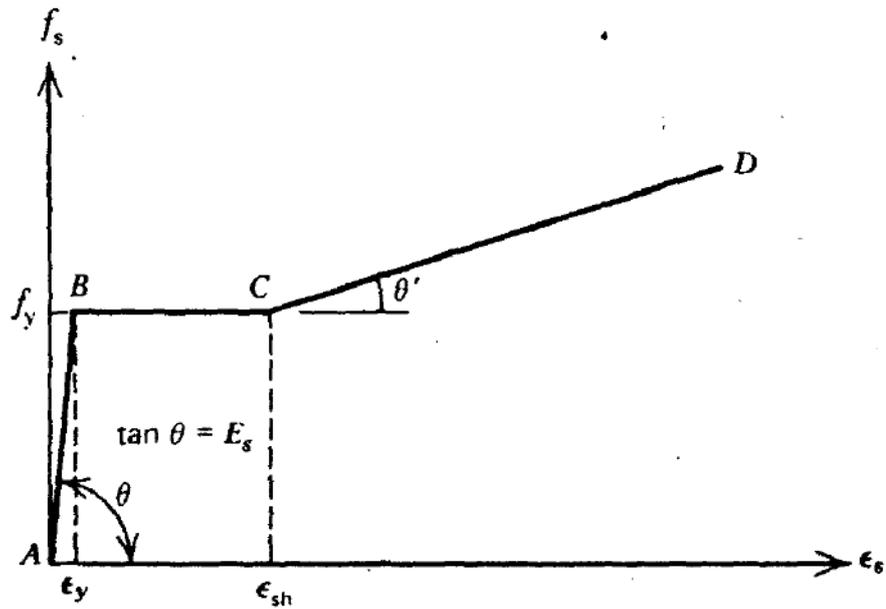


Figura 6: Modelo trilineal del comportamiento del acero. (Park & Paulay, 1980)

1.1.1.6.1.3. Modelo Elastoplástico con endurecimiento plástico.

En este modelo del acero el rango elástico y la zona de fluencia se representa por líneas rectas y la zona de endurecimiento se representa por una parábola de 2° o 3° orden, tal como se muestra en la Figura 7 (Santana, 2012)

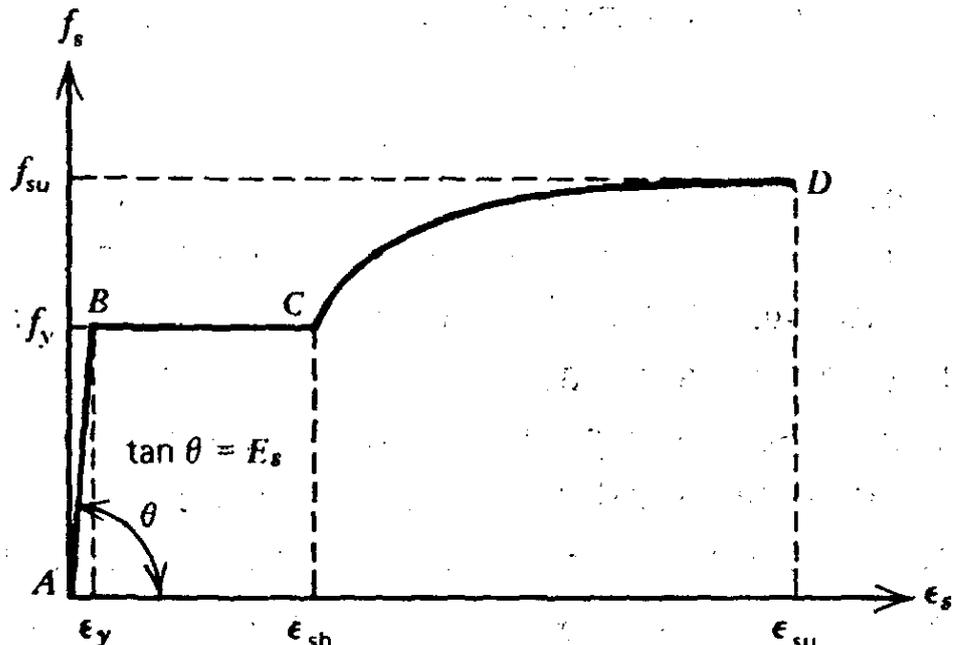


Figura 7: Modelo elastoplástico con endurecimiento plástico. (Park & Paulay, 1980)

1.1.1.6.2. Modelos de esfuerzo deformación para el concreto.

1.1.1.6.2.1. Modelo de Hognestad, concreto sin confinar.

El modelo de Hognestad (Figura 8) se compone de un tramo lineal y de un segundo tramo parabólico, cuya ecuación viene dada por la ecuación (Ec. 16) (Santana , 2012, pág. 24)

$$f_c = f_c'' * \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (Ec. 16)$$

El esfuerzo máximo del concreto, f_c'' , está asociado con la deformación unitaria del concreto, la cual se calcula con la ecuación (Ec. 17)

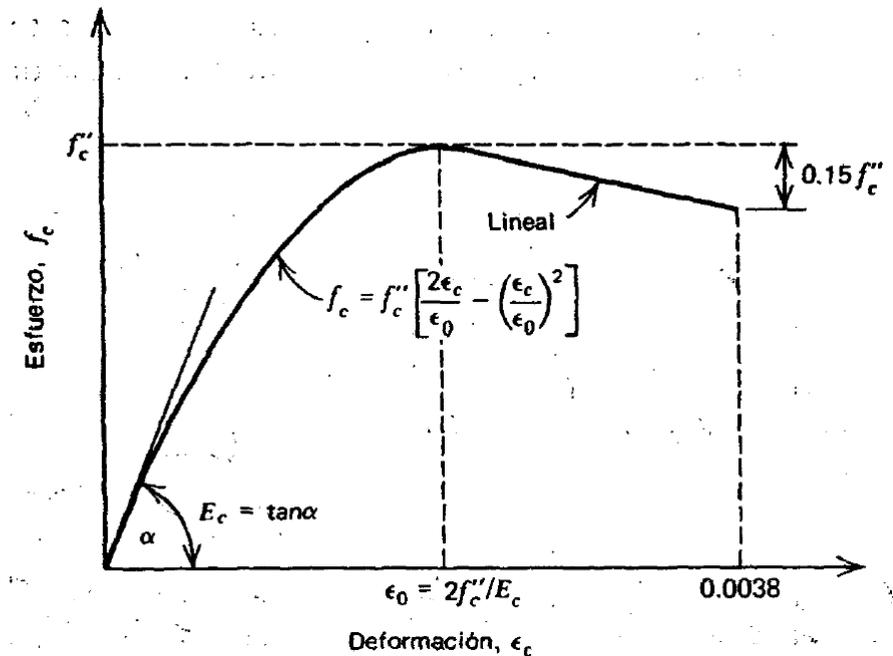


Figura 8: Modelo de Hognestad para el concreto sin confinar. (Park & Paulay, 1980)

$$\varepsilon_0 = 2f_c''/E_c \quad (Ec. 17)$$

1.1.1.6.2.2. Modelo de Kent y Park, concreto confinado.

La Figura 9 muestra la curva de esfuerzo deformación para concreto confinado por estribos rectangulares, también llamados estribos, propuesta por Kent y Park, citado por (Park & Paulay, 1980, pág. 30). En el primer tramo la curva de esfuerzo deformación, tramo A-B, la deformación

unitaria del concreto es menor a 0.002 y la resistencia está dada por la ecuación (Ec. 18), este primer tramo está representado por una parábola de segundo grado y se considera que el acero de confinamiento no afecta la forma de la curva en esta zona.

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad (\text{Ec. 18})$$

En la región B-C la deformación unitaria del concreto se encuentra en un rango que va desde 0.002 hasta ε_{20c} , del mismo modo la resistencia del concreto decrece desde su máxima capacidad hasta alcanzar un 20% del f'_c , el valor de la resistencia a la compresión en esta zona está dada por la ecuación (Ec. 19), en la cual intervienen la resistencia del cilindro de concreto, f'_c ; la relación del volumen del refuerzo transversal al volumen del núcleo de concreto medido desde el exterior de los estribos, ρ_s ; el ancho del núcleo confinado medido desde el exterior de los estribos, b ; y el espaciamiento de los aros, s_h . El parámetro Z , define la pendiente de la recta descendente. (Park & Paulay, 1980, pág. 30)

$$f_c = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - 0.002)] \quad (\text{Ec. 19})$$

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002} \quad (\text{Ec. 20})$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002f'_c}{f'_c - 1000} \quad (\text{Ec. 21})$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b''}{s_h}} \quad (\text{Ec. 22})$$

El tramo C-D de la curva esfuerzo deformación presentada en la Figura 9 muestra que la deformación unitaria final del concreto puede superar la deformación del 20% de la resistencia a la compresión y el esfuerzo a la compresión en esta zona también alcanza un valor del 20% del esfuerzo máximo, Figura 9, sin embargo, estos valores no se toman en cuenta para los análisis sísmicos.

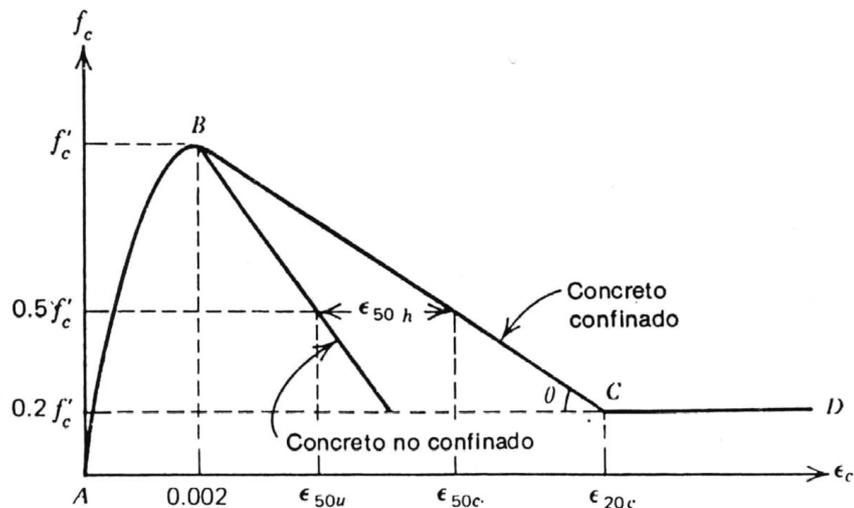


Figura 9: Modelo de Kent y Park para el concreto confinado (Park & Paulay, 1980)

1.1.1.6.3. Diagramas de momento curvatura.

La curvatura es la variación del perfil de deformaciones en el elemento y varía físicamente a lo largo del miembro debido a las fluctuaciones de la profundidad del eje neutro y las deformaciones entre las grietas (Park & Paulay, 1980)

De acuerdo a la Figura 10, el diagrama momento - curvatura consta de tres segmentos; el primero pertenece a la sección no agrietada, el segundo segmento pertenece al rango que va desde el primer agrietamiento hasta la fluencia del refuerzo y la tercera etapa corresponde al límite de la deformación útil en el concreto. (Park & Paulay, 1980, pág. 205)

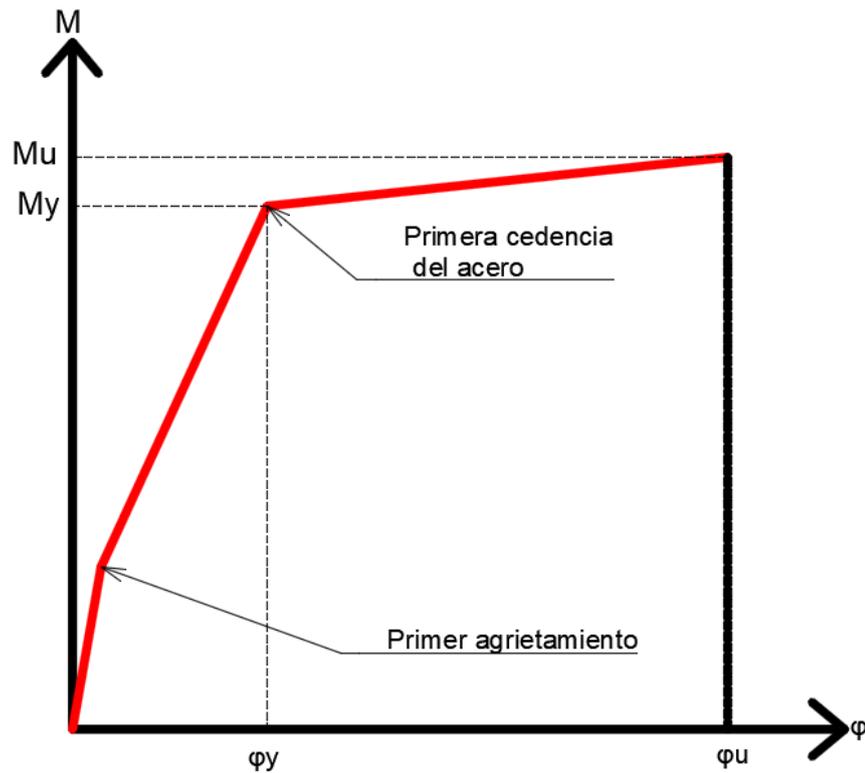


Figura 10: Modelo trilineal del diagrama momento - curvatura.

Los diagramas de momento curvatura son importantes porque nos permiten conocer la ductilidad de un miembro de concreto armado, la ecuación (Ec. 23) nos permite conocer la ductilidad de una sección, en esta ecuación intervienen la curvatura de la sección en la falla cuando el concreto alcanza su mayor deformación, ϕ_u , y la curvatura que se da en la sección al momento de la fluencia del acero de refuerzo, ϕ_y .

En países donde la ocurrencia de terremotos es común, un factor muy importante en el diseño estructural es la ductilidad de la estructura cuando está sometida a fuerzas sísmicas, pues de este modo se disipa energía por medio de deformaciones inelásticas. (Park & Paulay, 1980, pág. 515)

$$u_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (\text{Ec. 23})$$

1.1.1.6.4. Rotulas plásticas

Una rotula plástica se produce cuando el material en una determinada sección de un elemento alcanza las deformaciones plásticas, este mecanismo permite grandes deformaciones expresadas en forma de rotación sin un aumento considerable de los momentos actuantes en el elemento, es decir momentos que se mantienen constantes, además las rotulas plásticas permiten transferir momentos a otros elementos adyacentes que aún no han alcanzado su capacidad máxima, este proceso es conocido como “Redistribución de momentos”.

1.1.1.6.4.1. Parametrización simplificada de las rotulas plásticas.

Existen diversas metodologías para definir la no linealidad del material en cada una de las secciones, sin embargo, en esta investigación se empleará el modelo de una rotula plástica concentrada, para ello se debe construir diagramas esfuerzo deformación simplificados que sirven para representar la formación de las rotulas plásticas en los elementos de concreto armado. La Figura 11 muestra el modelo simplificado propuesto por (ASCE 41-13, 2014), para su construcción se emplean los datos propuestos en la Tabla 2 y Tabla 3. El punto A representa el estado de la sección cuando no actúan sobre ella carga alguna, el punto B representa el punto donde la sección de concreto armado inicia la fluencia, el tramo comprendido entre los puntos B y C representa la degradación de la rigidez de la sección situación donde se da el endurecimiento por deformación del material, el punto D representa la perdida repentina de la rigidez de la sección, después de este punto la sección experimenta una deformación continua sin la necesidad de la aplicación de cargas adicionales hasta llegar al punto E.

Tabla 2: Parámetros numéricos para la elaboración del diagrama fuerza deformación simplificada para las vigas de concreto armado. (ASCE 41-13, 2014, pág. 192)

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

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^dV is the design shear force from NSP or NDP.

Tabla 3: Parámetros numéricos para la elaboración del diagrama fuerza deformación simplificada para las columnas de concreto armado. (ASCE 41-13, 2014, pág. 193)

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
				IO	LS	CP		
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

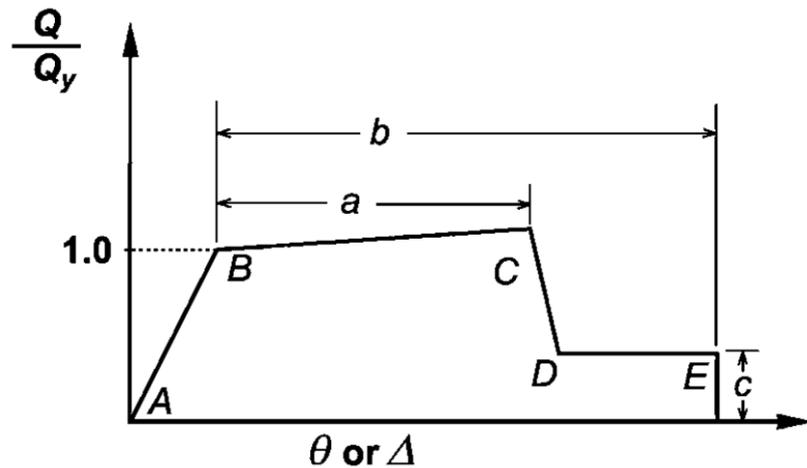


Figura 11: Parametrización simplificada de la relación esfuerzo deformación de los elementos de concreto armado.

Fuente: (ASCE 41-13, 2014).

1.1.1.7. Desempeño sísmico de la estructura

El diseño basado en el desempeño de la estructura ante la acción del sismo consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para los distintos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite (Bertero, 1997), citado por (Santana , 2012, pág. 12)

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento. Este concepto no es sólo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenidos. (Santana , 2012, pág. 12)

1.1.1.7.1. Niveles de desempeño estructural

Existen diversos códigos que definen los niveles de desempeño estructural para edificaciones tanto nuevas como existentes, aunque la metodología de

catalogar los diferentes niveles de desempeño variar un poco de un código a otro, el concepto es el mismo.

En esta sección se presenta los niveles de daño estructural propuestos por el código ATC-40, “Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificaciones de Concreto”. Este código presenta el desempeño estructura para la estructura en general, para los elementos estructurales y para los elementos no estructurales.

1.1.1.7.1.1. Niveles de desempeño para elementos estructurales.

Los niveles de desempeño se han designado mediante un título y para una mejor referencia también con un numero el cual significa el nivel de desempeño estructural y se representa por “SP-n”, donde n es el numero asignado a cada nivel de desempeño.

Los niveles de desempeño estructural: Ocupación inmediata, Seguridad de vida y Estabilidad estructural son estados de daño discreto y pueden ser usados directamente en los procedimientos de evaluación y reforzamiento de edificaciones para definir criterios técnicos. Las otras designaciones de desempeño, Control del daño y Seguridad limitada, no son considerados marcadores importantes en la definición del nivel de desempeño estructural. (ATC-40, 1996)

1. Ocupación Inmediata, SP-1: Es el estado de daño después de un terremoto en el cual solo ha ocurrido un muy bajo o limitado daño estructural. El sistema estructural resistente a fuerzas verticales y laterales del edificio mantiene sus características y capacidad igual a antes de ocurrido el sismo. El riesgo de pérdida de vidas es inexistente y la estructura es segura para su ocupación inmediata.

- 2. Control de Daño, SP-2:** Este estado no está categorizado como un nivel de desempeño, sino que es un rango de estado de daño comprendido entre Ocupación inmediata, SP-1, y Seguridad de vida, SP-3. Este estado garantiza la integridad de la vida ante un sismo, sin embargo, los ocupantes pueden verse afectados mínimamente.
- 3. Seguridad de Vida, SP-3:** El daño a la estructura después de un sismo puede haber sido significativo, sin embargo, existe un bajo riesgo de colapso parcial o total. El nivel de daño es más bajo que para la categoría de Estabilidad Estructural, SP-5. La mayoría de componentes estructurales no han fallado, sin embargo, pueden haberse producido algunos daños a los ocupantes tanto dentro como fuera del edificio.
- 4. Seguridad Limite, SP-4:** Es un rango de desempeño estructural comprendido entre Seguridad de Vida, SP-3, y Estabilidad Estructural, SP-5.
- 5. Estabilidad Estructural, SP-5:** El sistema estructural está al borde de experimentar un colapso total o parcial. Ha ocurrido un daño sustancial a la estructura que incluye una degradación significativa de la rigidez del sistema resistente a fuerzas laterales de la edificación, sin embargo, la estructura aun es capaz de resistir cargas de gravedad. A pesar de que el edificio conserva la estabilidad existe un alto riesgo de que se produzcan daños a la vida debido al peligro de falla tanto dentro como fuera del edificio producto de la ocurrencia de réplicas del terremoto.
- 6. No Considerado, SP-6:** Este no es un nivel de desempeño sísmico, pero provee un parámetro de evaluación para situaciones donde se requiere evaluar el contenido no estructural.

1.1.1.7.1.2. Niveles de desempeño para elementos no estructurales.

Los niveles de desempeño para los elementos no estructurales son estados de daño discretos que pueden usarse directamente en los procedimientos de evaluación y reforzamiento para definir un criterio técnico. Los niveles de desempeño son los siguientes:

1. **Operacional, NP-A:** Estado de daño después de un terremoto en cual los sistemas y elementos no estructurales se mantienen por lo general funcionales. A pesar de una pequeña interrupción los equipamientos y maquinarias se mantienen trabajando.
2. **Operación Inmediata, NP-B:** Estado de daño en el cual los sistemas y elementos no estructurales permanecen en su lugar. Sin embargo, podría existir una pequeña interrupción de las actividades producto del daño o reposición de los contenidos no estructurales.
3. **Seguridad de Vida, NP-C:** Existe considerable daño a los sistemas y componentes no estructurales, sin embargo, no debe producirse la caída de objetos u elementos lo suficientemente pesados como para causar daños o lesiones tanto dentro como fuera de la edificación. Los sistemas no estructurales, equipamiento y maquinaria no son funcionales y requerirán ser reparados o en algunos casos reemplazados.
4. **Peligro Reducido, NP-D:** Existe un elevado daño a los sistemas y componentes no estructurales, pero no se produce el colapso o falla de elementos grandes y pesados que podrían causar lesiones a las personas, nos referimos a los parapetos muros exteriores de mampostería, recubrimientos o tarrajeos, o grandes y pesados sistemas de cielo raso.

5. No Considerado, NP-E: Elementos no estructurales que no han sido evaluados, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural. (ATC-40, 1996), citado por (Santana , 2012)

1.1.1.7.1.3. Niveles de desempeño global de la edificación.

Para determinar el nivel de desempeño de la edificación de manera global se debe hacer una combinación de los niveles de desempeño tanto de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales. Las combinaciones posibles se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4: Niveles de desempeño sísmico para edificaciones. (ATC-40, 1996)

NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN						
COMPONENTES NO ESTRUCTURALES	COMPONENTES ESTRUCTURALES					
	SP-1 OCUPACIÓN INMEDIATA	SP-2 CONTROL DE DAÑO	SP-3 SEGURIDAD DE VIDA	SP-4 SEGURIDAD LIMITADA	SP-5 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	SP-6 NO CONSIDERADA
NP-A OPERACIONAL	1-A OPERACIONAL	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B OCUPACIÓN INMEDIATA	1-B OCUPACIÓN INMEDIATA	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C SEGURIDAD DE VIDA	1-C	2-C	3-C SEGURIDAD DE VIDA	4-C	5-C	6C
NP-D PELIGRO REDUCIDO	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E NO CONSIDERADO	NR	NR	3-E	4-E	5-E ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	NO CONSIDERADO

LEYENDA	
	Niveles de desempeño Fundamentales para la edificación
	Posibles combinaciones de desempeño de SP-NP
	Combinaciones No Recomendadas para SP-NP

1. Operacional, 1-A: Nivel de desempeño relacionado a la funcionalidad.

El daño a la estructura de la edificación es limitado, a tal punto que la

segura ocupación de la edificación no se ve comprometida. Existen pequeñas reparaciones y mantenimiento de los sistemas y elementos no estructurales que no representan la interrupción de las actividades de los ocupantes de la edificación.

- 2. Ocupación Inmediata, 1-B:** Este nivel de desempeño corresponde al estándar más ampliamente usado para edificaciones esenciales. Se espera que los ambientes y sistemas de la edificación puedan ser utilizables después de un sismo, sin embargo, la continuidad de todos los servicios, ya sean primarios o secundarios no está totalmente asegurada.
- 3. Seguridad de vida, 3-C:** Nivel de desempeño que presenta una probabilidad extremadamente baja de amenaza a la seguridad de vida, podrían ocasionarse fallas reducidas en elementos estructurales, así como en componentes no estructurales sin que esto represente un riesgo significativo para la vida.
- 4. Estabilidad estructural, 5-E:** El edificio presenta estabilidad a cargas verticales, sin embargo, existe un escaso margen de seguridad ante cargas laterales por lo que cualquier replica podría generar un colapso total o parcial de la edificación. Existe el peligro de caídas externas e internas debido a la falla o desprendimiento de revestimientos, componentes no estructurales o incluso de elementos estructurales que podrían afectar la seguridad de las personas. No es necesario la evaluación del comportamiento de los componentes no estructurales debido a las fallas de la parte estructural.

5. Existen otras combinaciones de desempeño estructural, tal como se muestra en la Tabla 4, estas combinaciones pueden ser consultadas de manera más detallada en el capítulo 3 del código ATC-40 (1996).

1.1.1.7.2. Demanda sísmica.

El código ATC-40 establece 3 niveles de peligro sísmico para definir la intensidad del movimiento del suelo: el sismo de servicio, el sismo de diseño y el sismo máximo. A continuación, se detalla cada uno de estos tres niveles de sismicidad.

1. **Sismo de Servicio:** El sismo de servicio está definido probabilísticamente como el nivel de movimiento del suelo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel del movimiento del suelo es típicamente es 0.5 veces el nivel del movimiento del suelo del sismo de diseño.
2. **Sismo de Diseño:** El sismo de diseño está definido probabilísticamente como el nivel del movimiento del suelo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de sismicidad es usado para el diseño de estructuras convencionales.
3. **Sismo Máximo:** El sismo máximo es definido determinísticamente como el máximo nivel del movimiento del suelo que se espera en el sitio donde se encuentra la edificación. Tiene una probabilidad del 5% de ser excedido en un periodo de 50 años. Convencionalmente se considera que el nivel de sismicidad es entre 1.2 y 1.5 veces el nivel de sismicidad del sismo de diseño.

1.1.1.7.3. Objetivos de desempeño de la edificación.

El código ATC-40, 1996, permite establecer varios niveles de desempeño para una estructura para diferentes niveles de sismo. Estos objetivos pueden ser asignados a una edificación bajo criterios de funcionalidad, economía, preservación, entre otros. La Tabla 5 muestra diferentes combinaciones de desempeño sísmico. (ATC-40, 1996), citado por (Santana , 2012).

NA: No aplicable.

Tabla 5: Niveles de Desempeño para edificaciones.

Nivel de Sismo de Diseño	Nivel de Desempeño del Edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE	✓	NA	NA	NA
Sismo de Diseño, SD		✓	✓	NA
Sismo Máximo, SM		✓	✓	✓

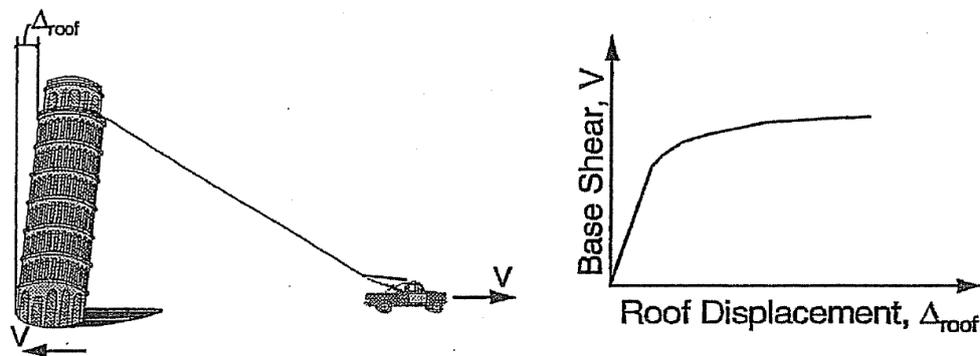
Fuente: (Santana , 2012)

1.1.1.7.4. Capacidad Estructural

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de los elementos que la componen. Para determinar su comportamiento más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de comportamiento no lineal, tal como el análisis estático no lineal, el cual usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad. Esta curva relaciona las fuerzas en la base, cortante basal, V , y los desplazamientos en el nivel superior de la estructura (desplazamiento en el techo, D). El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en

cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su máxima capacidad. (ATC-40, 1996), citado por (Santana , 2012, pág. 48).

La capacidad de una estructura se representa mediante un gráfico denominado Curva de Capacidad, tal como se muestra en la Figura 12 y para su construcción se va aplicando una fuerza progresiva a la estructura y a cada instante se registra la fuerza aplicada y el desplazamiento del techo superior de la estructura, cabe mencionar que conforme se van aplicando los “tirones” de fuerza a la estructura se va modificando las propiedades de rigidez de los elementos estructurales y se van apareciendo rotulas plásticas que deben incluirse en el modelo matemático.



*Figura 12: Curva de Capacidad de una estructura.
Fuente: (ATC-40, 1996)*

Para la construcción de la curva de capacidad se emplea una distribución de las fuerzas sísmicas laterales similar a las de las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes, las cuales siguen la forma del modo fundamental de vibración o una distribución más sencilla, como puede ser triangular invertida, parabólica o uniforme (Chopra & Goel, 1999), citado por (Santana , 2012, pág. 50).

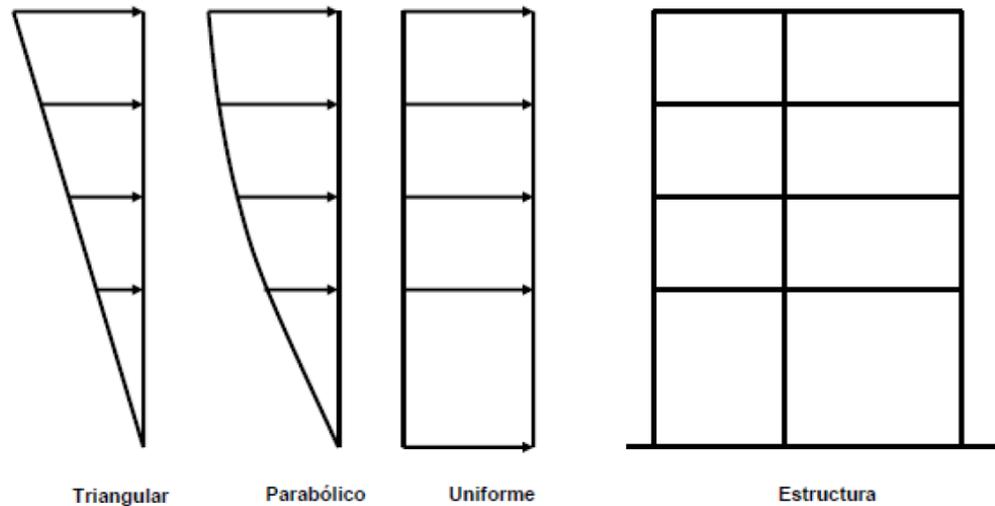


Figura 13: Distribución de fuerzas para el análisis PUSHOVER.

Fuente: (Santana , 2012)

1.1.1.7.4.1. Espectro de capacidad.

(Santana , 2012) indica que para una fácil comparación de la capacidad de una estructura con el espectro de demanda es necesario convertir la curva de capacidad de la estructura en un espectro de capacidad, esta conversión se hace mediante un cambio de variable, mediante el cual la cortante en la base V_S se transforma a una aceleración espectral, s_a y el desplazamiento del ultimo nivel de la estructura se transforma a un desplazamiento espectral, S_d . Ambas curvas, tanto la curva de capacidad, como el espectro de capacidad se pueden apreciar en la Figura 14 y en la Figura 15 respectivamente.

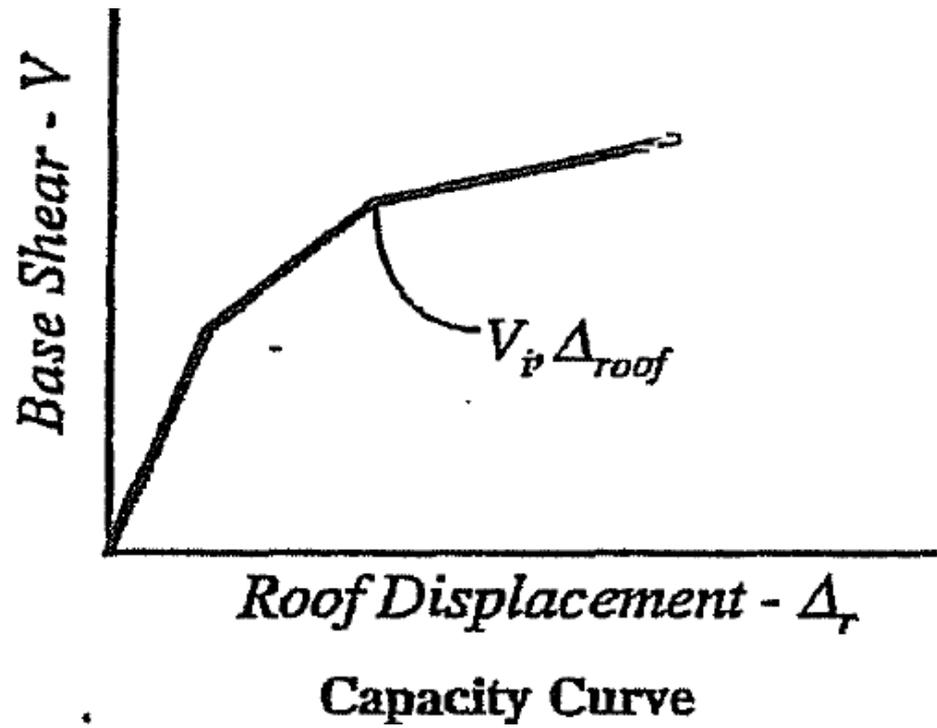


Figura 14: Curva de capacidad.

Fuente: (ATC-40, 1996)

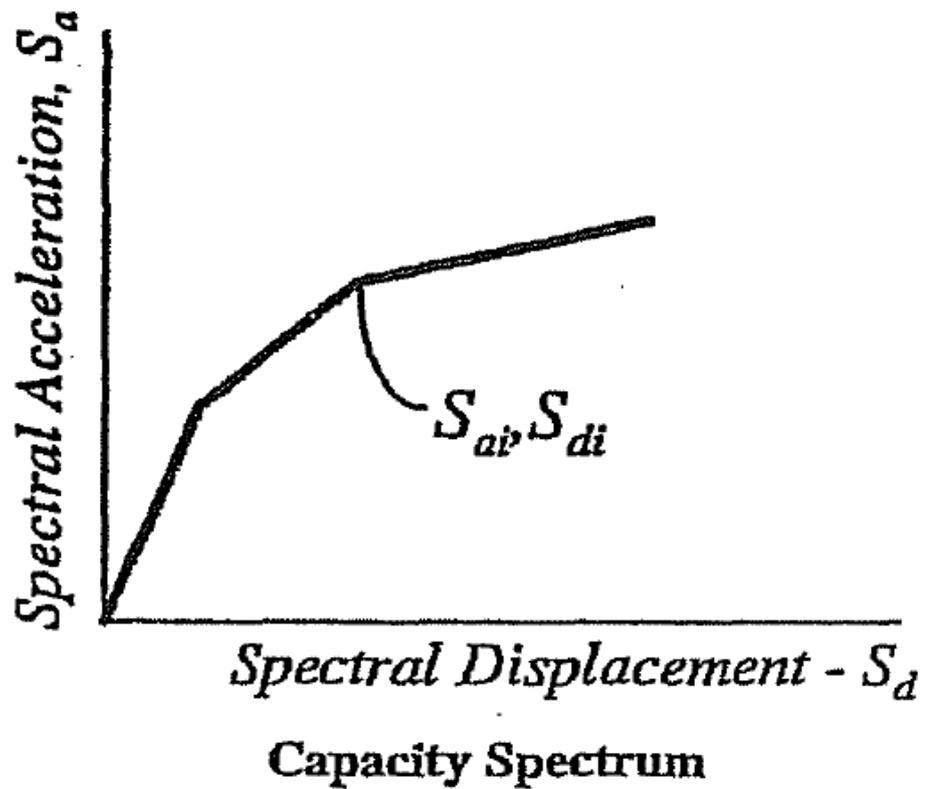


Figura 15: Espectro de capacidad.

Fuente: (ATC-40, 1996)

1.1.1.7.5. Demanda sísmica.

Los desplazamientos del suelo durante un movimiento sísmico producen complejos patrones de desplazamientos horizontales en la estructura que pueden variar con el tiempo. Los métodos tradicionales de análisis no lineal usan fuerzas laterales para representar una fuerza de diseño. Para los métodos no lineales es más fácil y más directo emplear un conjunto de desplazamientos laterales como condición de diseño. Para una estructura y un movimiento del suelo dado, la demanda de desplazamiento es un estimado de la máxima respuesta esperada de un edificio durante un movimiento sísmico. (ATC-40, 1996)

En el diseño sísmico de estructuras se emplea por lo general un espectro de respuestas para representar la demanda sísmica a la que estará sometida una estructura. Esta demanda sísmica se construye en función de la aceleración espectral y del periodo fundamental de la estructura, de este modo el espectro de respuesta permite conocer la respuesta máxima para un conjunto de sistemas de 1 grado de libertad con diferentes periodos de vibración.

1.1.1.7.5.1. Conversión del espectro de respuesta al formato ADRS

Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones en función del periodo para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato ADRS (S_a vs S_d) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico. La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda

pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura (Freeman, 1982), citado por (Santana , 2012, pág. 44)

Para convertir el espectro de respuesta tradicional al formato ADRS se emplea la ecuación (Ec. 24)

$$S_{di} = \left(\frac{T_i^2}{4\pi^2} \right) * S_{ai} \quad (Ec. 24)$$

1.1.1.7.6. Punto de desempeño estructural

1.1.1.7.6.1. Método del espectro de Capacidad – Demanda, ATC-40.

El punto de desempeño se obtiene de la combinación de las curvas del espectro de capacidad y del espectro de demanda, donde se dé la interceptación de ambas curvas se establece el punto de desempeño. Este concepto se ejemplifica de mejor manera en la Figura 16.

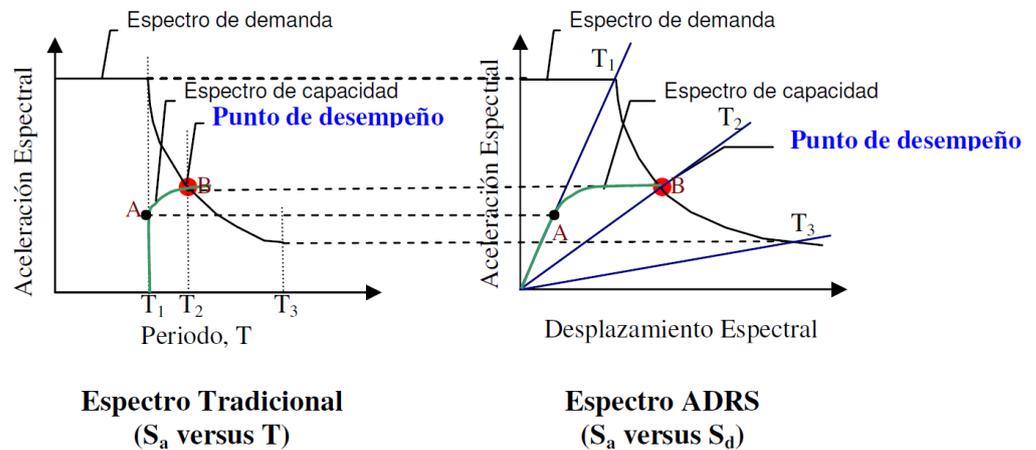


Figura 16: Determinación del punto de desempeño, por el método gráfico.

Fuente: (Burgos Manuche, 2007)

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es el desempeño sísmico de una estructura de concreto armado con aisladores LRB para uso esencial en la ciudad de Trujillo, región La Libertad, 2018?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar el desempeño sísmico de una estructura de concreto armado con aisladores sísmico LRB para uso esencial en la ciudad de Trujillo, región La Libertad, 2018.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el pre-dimensionamiento del sistema de aislamiento sísmico de la estructura.
- Obtener las fuerzas de diseño del sistema de aislamiento y de la superestructura mediante un análisis no lineal tiempo historia empleando registros sísmicos de terremotos ocurridos en nuestro país y a nivel mundial.
- Verificar que la respuesta estructural del edificio para los sismos analizados cumpla con las disposiciones que estipula la norma técnica E.030 de diseño sismo resistente.
- Realizar el diseño de los elementos estructurales mediante los lineamientos de la norma E060 de diseño en concreto armado.
- Definir las propiedades no lineales de los elementos estructurales.
- Determinar el punto de desempeño de la estructura para diferentes niveles de amenaza sísmica mediante un análisis estático no lineal.
- Comparar los resultados obtenidos del sistema de aislamiento sísmico con el sistema convencional.

CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA

2.1. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

2.1.1. CONCEPTO DE LA VARIABLE.

Desempeño sísmico de estructuras de concreto armado con aisladores de base.

El diseño basado en el desempeño de la estructura ante la acción del sismo consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para los distintos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite (Bertero, 1997).

Tabla 6: Clasificación de la variable.

CLASIFICACIÓN DE LA VARIABLE		
Por su relación	Independiente	Solo existe una variable
Por su naturaleza	Cualitativas	Forma de comportamiento
Por su escala de medición	Ordinal	Se evaluarán categorías
Por sus dimensiones	Multidimensional	Diversas dimensiones

2.1.2. OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE.

Tabla 7: Operacionalización de la variable.

OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLE						
VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍTEMS	MEDICION
Desempeño sísmico de una estructura de concreto armado con aisladores sísmicos LRB.	“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, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto” (ATC-40, 1996).	El desempeño sísmico ayuda a la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para los distintos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite... (Bertero, 1997)	Nivel de Desempeño de	Desempeño de la Edificación.	Punto de desempeño (Cualitativo)	Tablas ATC - ASCE - FEMA
				Desempeño componentes estructurales	Nivel de desempeño estructural (Cualitativa)	Tablas ATC - ASCE - FEMA
				Desempeño de componentes no estructurales	Nivel de desempeño No Estructural. (Cualitativo)	Tablas ATC - ASCE - FEMA
				Capacidad de la Estructura.	Fuerza Cortante vs Desplazamiento (Cualitativo)	Tablas ATC - ASCE - FEMA
				Demanda Sísmica	Intensidad Sísmica	Tablas ATC - ASCE - FEMA
			Estados Limites	Derivas de Piso	Distorsión de entrepiso	Software Cálculo Estructural.

2.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación es del tipo descriptiva puesto que existe solo una variable, a la cual se estudiará sin modificaciones en ella.

Por otro lado, el diseño de la investigación es del tipo no experimental, ya que solo se cuenta con una variable y se su clasifica en tipo transversal, debido a que se estudiara a la unidad de estudio en un solo periodo de tiempo.

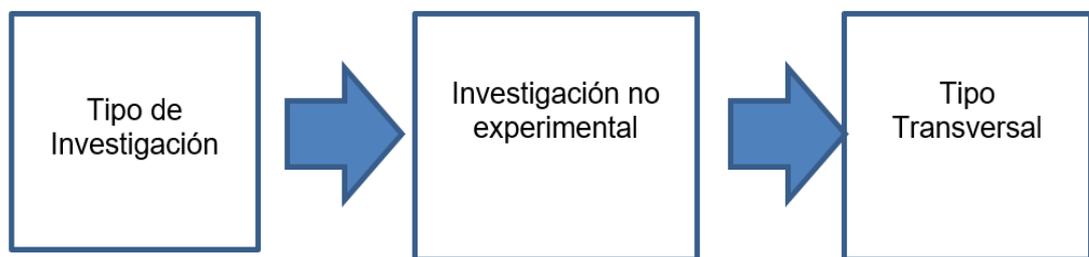


Figura 17: Diseño de la investigación.

2.3. UNIDAD DE ESTUDIO

La unidad de estudio es bloque típico de un centro educativo de concreto armado de uso esencial con aisladores sísmico LRB proyectada en la ciudad de Trujillo.

2.4. POBLACIÓN

La población es un bloque típico de un centro educativo de la ciudad de Trujillo, La libertad categorizado para un uso esencial según la norma E.030 de diseño sismo resistente, la zona sísmica a la cual pertenece la muestra es la zona 4. El trabajo de investigación se centrará en determinar el nivel de desempeño de la estructura teniendo en cuenta la serviciabilidad, desempeño estructural y la amenaza sísmica.

2.5. MUESTRA.

La muestra es un (01) bloque típico de un centro educativo de la ciudad de Trujillo, La libertad categorizado para un uso esencial según la norma E.030 de diseño sismoresistente, la zona sísmica a la cual pertenece la muestra es la zona cuatro.

2.6. TÉCNICAS, INSTRUMENTOS Y PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

En el presente trabajo de investigación se utilizó la técnica de revisión documental debido al carácter teórico de la investigación. Para ello se recolectará información de diversas normas tales como la N.T.P - E.030 del 2016 (Diseño Sismoresistente), N.T.P - E.060 (Diseño de Concreto Armado) y normas extranjeras como ATC 40 y ASCE 7-16 (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles). Posteriormente usando la información recabada en las normas anteriormente mencionadas se realizará un análisis estático no lineal con la finalidad de recabar información sobre el desempeño estructural del edificio.

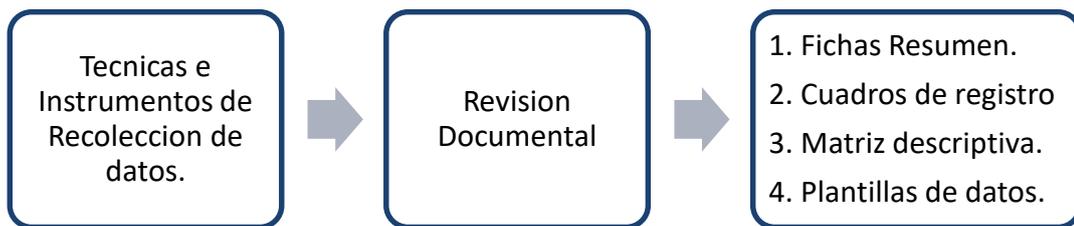


Figura 18: Técnicas, instrumentos y Recolección de Datos.

Los instrumentos que se usaron para la recolección de datos fueron las fichas de resumen, los cuadros de registro de información, las matrices descriptivas y las plantillas de datos. Mediante estos instrumentos se procesó la información obtenida de la revisión documental de normas, códigos de diseño, trabajos de investigación, fichas técnicas y los resultados numéricos que se obtenga de los programas de cómputo.

2.6.1. VALIDES Y CONFIABILIDAD DE LOS INSTRUMENTOS.

INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS – GUIA DE OBSERVACION ESTRUCTURAL

Tesis: “DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO
CON AISLADORES SÍSMICOS LRB PARA USO ESENCIAL EN LA CIUDAD DE
TRUJILLO, REGION LA LIBERTAD, 2018.”

Tabla 8: Guía de observación estructural.

DESCRIPCIÓN	Sistema Empotrado	Sistema Aislado
CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES		
Tipo de edificación.		
Uso de la edificación – U		
Sistema Estructural		
Coefficiente de reducción sísmica – R		
Tipo de Suelo – S		
Zona sísmica – Z		
DISEÑO DE SISTEMA DE AISLAMIENTO		
Desplazamiento Máximo Total –DTM		
Carga Axial Máxima en aisladores – Pu		
Dimensiones del Aislador		
Rigidez Vertical		
Rigidez Horizontal		
Amortiguamiento Efectivo		
ANÁLISIS ESTRUCTURAL		
Espectro Objetivo		
Acelerogramas Sísmicos		
Derivas Máxima en 1° Piso		
Derivas Máxima en 2° Piso		
Derivas Máxima en 3° Piso		
Periodo 1° Modo Vibración		
Periodo 2° Modo Vibración		
Periodo 3° Modo Vibración		
Fuerza Cortante Máxima		
Momento Flector Máximo		
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero por flexión en Vigas		
Acero por cortante		
Ductilidad de la viga		
Acero por flexión en columnas		
Ductilidad de las columnas		

2.6.2. ESQUEMA DEL PROCEDIMIENTO USADO PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS.

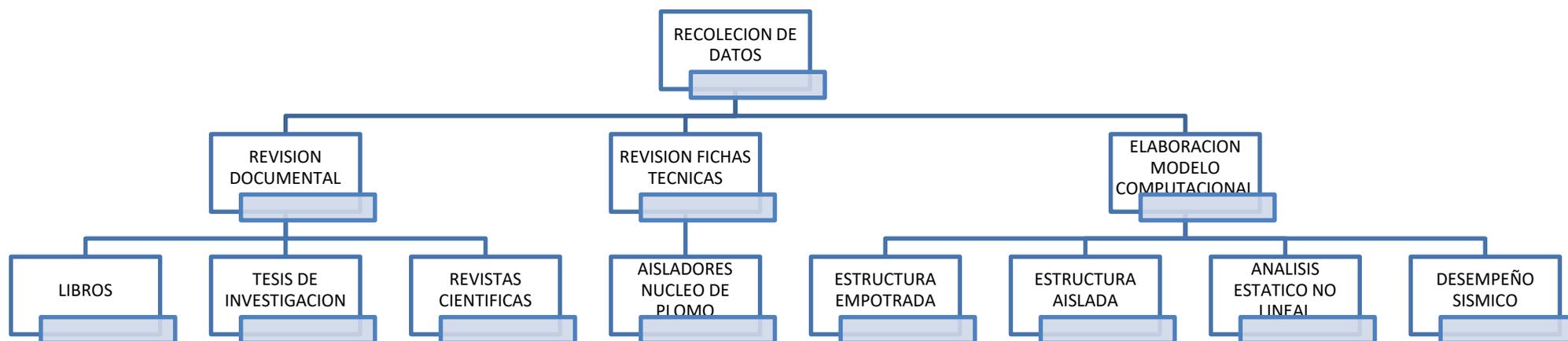


Figura 19: Esquema de recolección de datos.

Para la recolección de los datos empleados para el desarrollo de la tesis se siguió el procedimiento mostrado en el esquema anterior.

En primer lugar, se realizó una revisión documental de la información existente sobre el desempeño sísmico a nivel mundial existente en libros, tesis e informes científicos.

Para esta actividad se usaron las fichas de resumen con la finalidad de sintetizar la información necesaria y tomarla como base para la investigación en curso.

Luego se revisó las fichas técnicas de los aisladores empleados en la investigación, para familiarizarse con la metodología sobre el predimensionamiento de los mismos y la implementación en los programas de cálculo, además de ello se revisaron tesis que también usaron aislamiento sísmico y se analizó la metodología empleada para el uso de los aisladores sísmicos.

Finalmente, con la información recabada anteriormente se elaboró el modelo computacional para la estructura empotrada a la base y la estructura con aislamiento sísmico, con ello se obtuvieron los resultados necesarios para determinar el comportamiento sísmico de la estructura. Para esta fase de la recolección de información se empleó la herramienta denominada “Guía de observación estructural”, con la cual se determinó las principales características de la estructura empotrada a la base y de la estructura con aislamiento sísmico y además se emplearon las planillas de datos para recabar la información numérica del modelo computacional de edificio en evaluación.

2.7. MÉTODOS, INSTRUMENTOS Y PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS DE DATOS

La metodología a usarse para el análisis e interpretación de los resultados de la presente investigación, es la aplicación de la estadística descriptiva, debido a que esta es una investigación descriptiva.

Los instrumentos comprendidos para el análisis de los resultados son los siguientes.

- Una de los instrumentos para procesar los datos obtenidos en la investigación son los gráficos estadísticos como los gráficos lineales, los cuales se emplearán para representar la distribución de las derivas de entrepiso en la edificación, la capacidad estructural, acelerogramas sísmicos, propiedades de los materiales. Para la construcción de estos gráficos lineales se debe tener la información numérica de ambos ejes locales que compondrán las curvas lineales, es decir los valores para el eje “X” y el eje “Y”, la Figura 20, Figura 21, Figura 22, Figura 23 muestra los gráficos típicos que se usaran para representar los resultados obtenidos en la investigación.

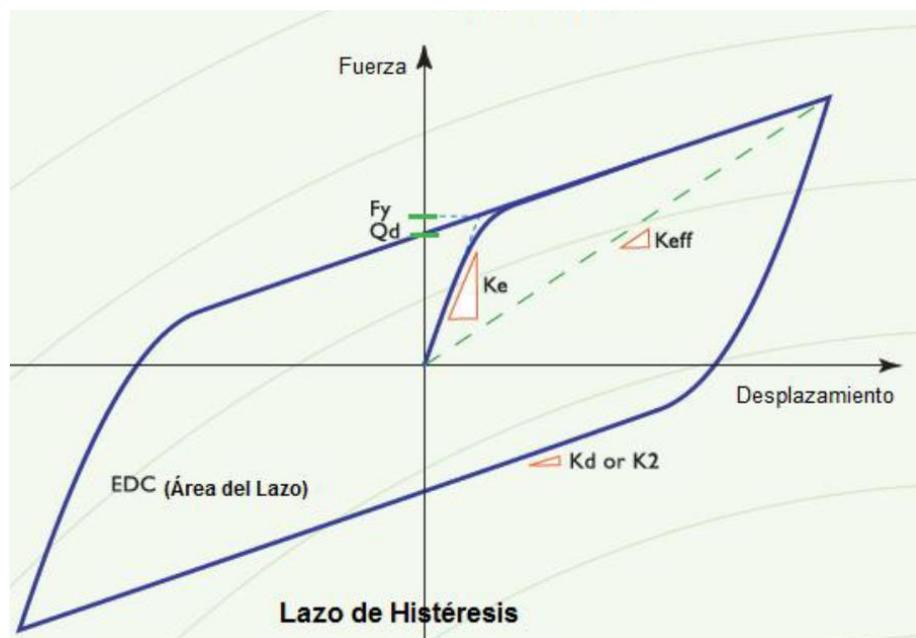


Figura 20: Representación lineal del comportamiento de los aisladores. (Dynamic Isolation Sistem, 2007)

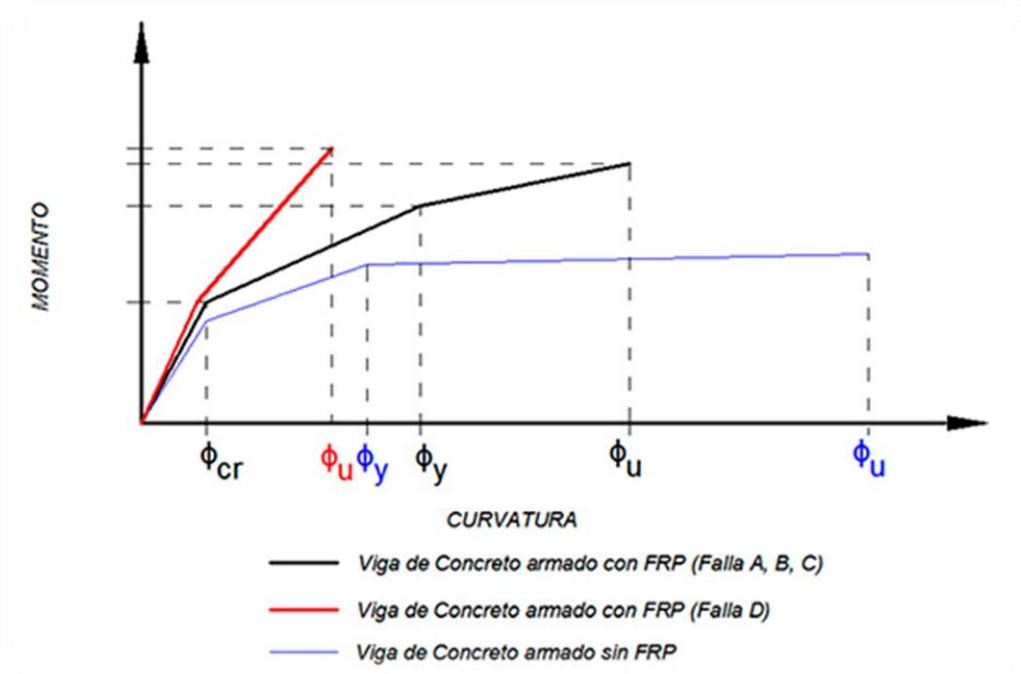


Figura 21: Representación lineal de las curvas Momento - Curvatura.

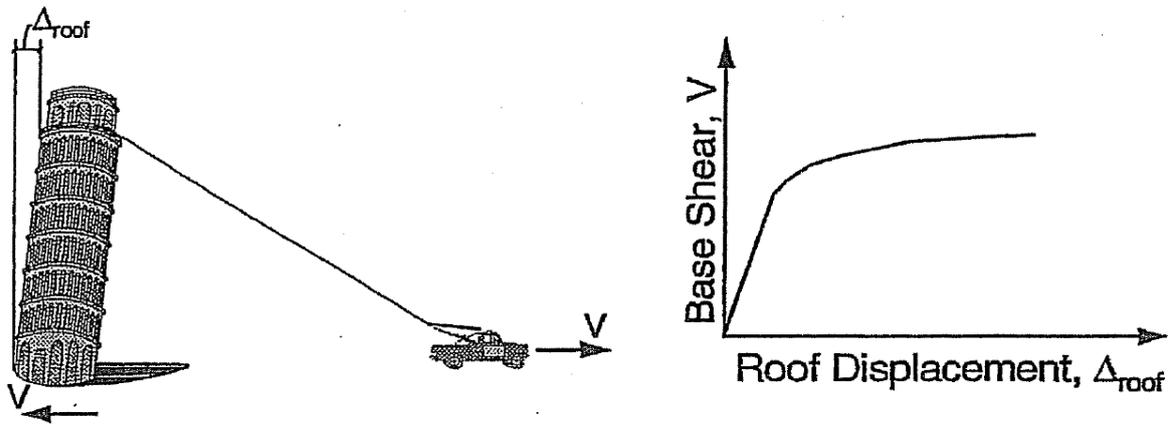


Figura 22: Curva de capacidad estructural. (ATC-40, 1996)

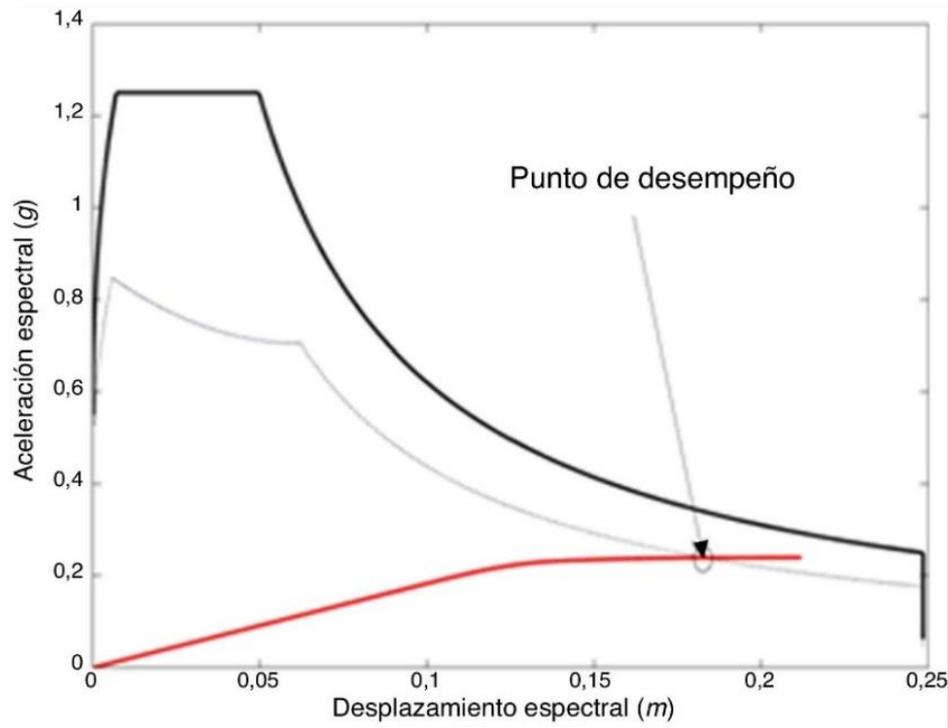


Figura 23: Curva de desempeño estructural.

2.8. PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN.

La Figura 24 muestra el esquema del procedimiento que se siguió para el desarrollo de la investigación. En primer lugar, se definió el diseño arquitectónico de la edificación a cuál se estudió, luego se pre dimensionaron los elementos estructurales de la edificación, posteriormente se pre dimensionaron las unidades de aislamiento sísmico usando los criterios del capítulo 18 del código ASCE 7-16, seguidamente se realizó un análisis modal espectral de la edificación para obtener patrones de comparación, luego se realizó un análisis no lineal tiempo historia para determinar la respuesta de la estructura y realizar un diseño sísmico, después, empleando el análisis no lineal estático, también denominado PUSHOVER se determinó la capacidad estructural de la edificación y finalmente mediante la capacidad estructural y la demanda sísmica se llegó a determinar el punto de desempeño de la edificación.



Figura 24: Esquema del procedimiento de la investigación.

2.8.1. DISEÑO ARQUITECTÓNICO

Para el diseño arquitectónico se tomó en cuenta la distribución arquitectónica típica de las instituciones educativas de nuestro medio, además en cumplimiento con las disposiciones que brinda el ministerio de educación y el reglamento nacional de edificaciones para el diseño de centros educativos se diseñó los ambientes cumpliendo con parámetros de iluminación, ventilación, seguridad de evacuación. Además de ello siendo los centros educativos catalogados como estructuras esenciales por la norma técnica E-060 es necesario que cumplan con los criterios de regularidad que recomienda dicha norma, por ello se debe asegurar que desde el diseño arquitectónico la edificación presente una distribución regular de los ambientes tanto en planta como en altura.

2.8.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Para el predimensionamiento de las columnas se toman criterios prácticos expuestos por reconocidos ingenieros del medio tal como el ingeniero Roberto Morales Morales, quien para el predimensionamiento de columnas recomienda el uso de la ecuación (Ec. 25):

- El área de la columna está dada por la siguiente expresión.

$$Area = \frac{P}{f'c * n} \quad (Ec. 25)$$

Donde:

P : Carga total que soporta la columna.

$f'c$: Resistencia a la compresión requerida del concreto.

n : Factor de corrección, en función del tipo de columna.

- La determinación de la carga axial por sismo (P) y el factor n se calcula como sigue:

Tabla 9: Factores de modificación para el predimensionamiento de columnas.

Tipo C1 (Para los primeros pisos)	Columna Interior N < 3 pisos	$P=1.10 * P_G$ $n= 0.30$
Tipo C1 (Para los cuatro últimos pisos)	Columna interior N > 4 pisos	$P=1.10 * P_G$ $n= 0.25$
Tipo C2, C3	Columnas Extremas de Pórticos interiores	$P=1.25 * P_G$ $n= 0.25$
Tipo C4	Columnas de esquina	$P=1.50 * P_G$ $n= 0.20$

Fuente: Adaptado de (Morales Morales, 2006)

Donde:

P_G : Carga por gravedad de la estructura.

P: Carga Total debido a sismo.

- Los tipos de columnas se presentan en la Figura 25.

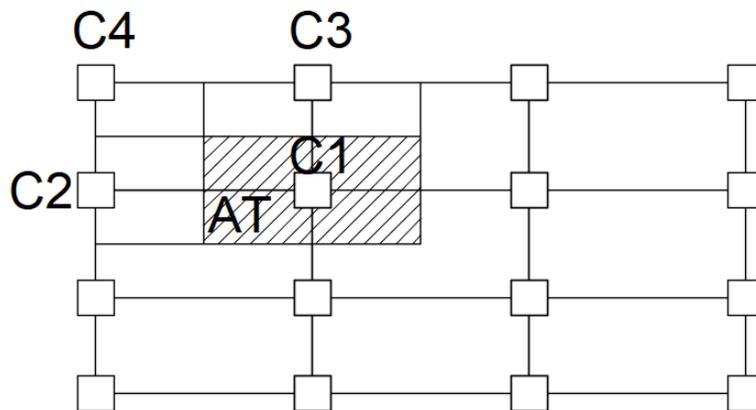


Figura 25: Clasificación del tipo de columnas para el predimensionamiento.

Fuente: Adaptado de (Morales Morales, 2006)

Donde:

C1: Columna Central.

C2 y C3: Columnas Extremas de pórticos interiores.

C4: Columnas en esquinas.

AT: Área tributaria de una columna.

2.8.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Para el predimensionamiento de las vigas se usa la siguiente metodología:

- El peralte de las vigas principales se determina mediante la ecuación (Ec. 26)

$$h = \frac{Ln}{\alpha} \quad (\text{Ec. 26})$$

Donde:

h : Peralte de la viga.

Ln : Longitud libre de la viga.⁵

α : Factor en función de la sobrecarga de la estructura.

- El factor α se determinó usando la Tabla 10

Tabla 10: Coeficiente para la determinación del peralte preliminar en vigas.

CARGA VIVA (Kg/m ²)	COEFICIENTE α	COEFICIENTE β
200	12	13
250	11	12
500	10	11
750	9	10
1000	8	9

Fuente: Adaptado de (Morales Morales, 2006)

- Para la determinación del peralte en vigas secundarias se recomienda usar la ecuación (Ec. 26) puesto que la edificación se encuentra en una zona sísmica y es recomendable proporcionar a las vigas secundarias el mismo peralte efectivo que las principales para que sean capaces de resistir adecuadamente las fuerzas laterales impuestas por el sismo. Sin embargo, serán las fuerzas actuantes en los elementos estructurales los que finalmente determinen las dimensiones finales.
- Para el cálculo del ancho de la base de las vigas, tanto para las principales como para las secundarias, se considera la siguiente expresión.

$$b = \frac{\text{Luz menor del paño}}{20} \quad (\text{Ec. 27})$$

2.8.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS.

- Para predimensionar las losas aligeradas se recomienda usar la siguiente expresión:

$$h = \frac{L}{25} \quad (\text{Ec. 28})$$

Donde

L : Luz menor entre ejes.

La altura h incluye el espesor de la losa superior de cinco centímetros y puede tomar valores de 17 cm, 20 cm, 25 cm y 30 cm de peralte total.

2.8.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS AISLADORES

Para el predimensionamiento de los aisladores se está tomando en cuenta la metodología planteada por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE 7-16), específicamente el capítulo 17 denominado “Requerimientos de Diseño para Estructuras sísmicamente aisladas”. Para el predimensionamiento de los aisladores se recomienda seguir el siguiente procedimiento:

2.8.5.1. Determinación de las características del sistema de aislamiento.

- Para el dimensionamiento de los aisladores se considera el Sismo Máximo (MCE).

$$MCE = 1.5 * DBE \quad (\text{Ec. 29})$$

Donde:

DBE : Sismo de Diseño (DBE)

- Establecer un periodo objetivo de la estructura aislada (T_M).

$$T_M = 2.5 \text{ seg } \text{ó} 3 * T_{EMP} \quad (\text{Ec. 30})$$

Donde:

T_E : Es el periodo de la estructura fija a la base.

- Calcular el desplazamiento máximo lateral (DM).

$$D_M = \frac{g * S_{M1} * T_M}{4 * \pi^2 * B_M} \quad (Ec. 31)$$

$$S_{M1} = Z_{MCE} * U * C * S \quad (Ec. 32)$$

Donde:

g : Es la aceleración de la gravedad.

S_{M1} : Aceleración espectral máxima para un periodo de 1 segundo.

Z_{MCE} : Aceleración del suelo para el sismo máximo probable, se toma como 1.5 veces el factor de zona del sismo de diseño.

U : Factor de uso de la edificación. Para edificaciones esenciales se toma 1.

C : Factor de amplificación sísmica estipulado en la norma E-060.

S : Factor de suelo.

- Asumir un amortiguamiento efectivo inicial B_M de 15% y de acuerdo a ello determinar el coeficiente B_M del sistema de aislamiento mediante la Tabla 11.

Tabla 11: Coeficiente numérico relacionado al amortiguamiento.

Amortiguamiento Efectivo (% del crítico)	Coeficiente B_M
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

Fuente: (ASCE 7-16, 2016)

- Calcular el desplazamiento máximo total (DTM)

$$D_{TM} = DM * \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) * \frac{12 * e}{b^2 + d^2} \right] \quad (Ec. 33)$$

Donde:

P_T : Razón entre los periodos efectivos trasnacional y rotacional del sistema de aislamiento.

y : distancia el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés, medido perpendicularmente a la dirección del sismo considerado.

b : Es la dimensión en planta más pequeña de la estructura.

d : Dimensión en planta más larga de la estructura.

e : Excentricidad actual en planta más la excentricidad accidental.

- Calcular el peso sísmico indicado en la norma E.060, dicho valor se obtiene mediante la ecuación (Ec. 34) para estructura de la categoría de uso A.

$$P_{u_{max}} = CM + 0.5 * CV \quad (Ec. 34)$$

- Determinar la rigidez lateral, K , de todo el sistema de aislamiento mediante la ecuación

$$K = \frac{4 * \pi^2 * W}{T_M^2 * g} \quad (Ec. 35)$$

Donde:

W : Peso sísmico de toda la edificación sin incluir el nivel de aislamiento.

T_M : Periodo efectivo de la estructura aislada.

g : Valor de la gravedad.

2.8.5.2. Determinación de las dimensiones de las unidades de aisladores.

- Para calcular el diámetro del aislador, D_I , se toma el valor más crítico de los siguientes:

$$D_I = 1.5 * D_{TM} \quad (Ec. 36)$$

$$D_I = \frac{P_{u_{max}}}{\sigma_C} \quad (Ec. 37)$$

Donde: σ_C : Es el esfuerzo axial permisible del aislador.

- Para calcular la altura del aislador, H_r , sin incluir las placas superior e inferior se emplea la ecuación (Ec. 38)

$$H_r = \frac{D_{TM}}{\gamma_s} \quad (Ec. 38)$$

Donde:

γ_s : Es el porcentaje de deformación lateral de los aisladores, (VILLAGÓMEZ, 2015, pág. 15) recomienda que se tome un valor entre 1.25 y 2.

- Calcular el diámetro del núcleo de plomo, D_p , del aislador.

$$D_p = \sqrt{\frac{4}{\pi} * \frac{1.1 * Q_d}{\sigma_y}} \quad (Ec. 39)$$

$$Q_d = 3\%(W) @ 10\%(W) \quad (Ec. 40)$$

$$W = CM + 0.5CV \quad (Ec. 41)$$

Donde:

W : Es el peso sísmico que le llega a cada uno de los aisladores.

σ_y : Se tomará como 10 MPa para los aisladores usados en la investigación.

Q_d : Fuerza de histéresis del aislador. Para la presente investigación se tomó el 6%

- Asumir un espesor para las capas de caucho y determinar el factor de forma del aislador (S), el cual es recomendable que adopte un valor mayor a 10.

$$S = \frac{(D_I^2 - D_L^2)}{4 * D_I * t_r} \quad (Ec. 42)$$

Donde:

t_r : Es el espesor de las capas de caucho del aislador.

D_I : Diámetro del aislador.

D_L : Diámetro del núcleo de plomo.

- Asumir un valor, t_s , para el espesor de las capas de metal, las cuales irán de manera intercalada con las capas de caucho. Se debe tomar en cuenta que el esfuerzo en el acero, σ_s , no debe sobrepasar el esfuerzo admisible de $0.75 * \sigma_y$.

$$\sigma_s = 1.5 * \frac{t_r}{t_s} * \sigma_c \leq 0.75 * \sigma_y \quad (Ec. 43)$$

Donde:

σ_c : Esfuerzo a la compresión del caucho.

σ_y : Esfuerzo de fluencia del acero A36 (250 MPa) (Gerdau, pág. 18)

- Determinar el número de capas caucho dividiendo altura del bloque de caucho entre el espesor de una capa de este.

$$\#Capas = \frac{H_r}{t_r} \quad (Ec. 44)$$

- Determinar la altura total del aislador sumando los espesores de las capas intercaladas de acero, t_s , de caucho, t_r , y las placas superior e inferior del aislador.

2.8.5.3. Determinación de las propiedades mecánicas de las unidades de aisladores.

- Determinar el módulo de compresibilidad de la goma y las placas de acero mediante la siguiente expresión:

$$E_c = \left(\frac{1}{6 * G * S^2} + \frac{4}{3 * K_C} \right)^{-1} \quad (Ec. 45)$$

Donde:

E_c : Módulo de compresibilidad de la unión acero – goma de caucho.

G : Módulo a cortante del caucho.

K_C : Módulo de elasticidad del caucho. Valor dado por el fabricante.

S : Factor de forma del aislador.

- Determinar la rigidez vertical, K_v , mediante la siguiente ecuación.

$$K_v = \frac{E_c * A}{H_r} + \frac{E_p * A_p}{H_r} \quad (Ec. 46)$$

Donde:

E_p : Modulo de compresibilidad del plomo.

A_p : Área del núcleo de plomo.

E_C : Modulo de compresibilidad de la unión acero – goma.

A : Área en planta de la goma de caucho, es decir el área del aislador sin considerar el área del núcleo de plomo.

- Calcular la rigidez post fluencia de los aisladores, K_d .

$$K_d = \frac{\pi * (D_I^2 - D_L^2) * G}{4 * H_r} \quad (Ec. 47)$$

- Rigidez inicial de los aisladores, K_e .

$$K_e = 10 * K_d \quad (Ec. 48)$$

- Calcular la fuerza de fluencia (F_y).

$$F_y = \frac{Q_d * K_e}{K_e - K_d} \quad (Ec. 49)$$

- Calcular la rigidez efectiva (K_{eff}) de los aisladores:

$$K_{eff} = K_d + \frac{Q_d}{D_{TM}} \quad (Ec. 50)$$

- Calcular el amortiguamiento efectivo, B_{eff} .

$$\beta_{eff} = \frac{4 * Q_d * \left(D_{TM} - \frac{F_y}{10 * K_d} \right)}{2\pi * K_{eff} * D_{TM}^2} \quad (Ec. 51)$$

2.8.5.4. Determinación de los factores de seguridad de las unidades de aislamiento.

- Determinar la deformación máxima angular de los aisladores (γ).

$$\gamma = \gamma_s * \gamma_c \quad (Ec. 52)$$

$$\gamma_s = \frac{D_M}{H_r} \quad (Ec. 53)$$

$$\gamma_c = 6S * \left(\frac{P_{u_{max}}/A}{E_0(1 + 2 * k * S^2)} \right) \quad (Ec. 54)$$

Donde:

γ_S : Deformación angular por corte.

γ_C : Deformación angular por compresión.

H_r : Altura total del caucho, se obtiene de la suma de los espesores de las capas de caucho.

A : Área del aislador, sin incluir el área del núcleo de plomo.

E_0 : Factor proporcionado por el fabricante.

k : Constante de dureza del material. (Leyton, 2017, pág. 18)

- Determinar la deformación angular máxima aceptable (γ_{max}) y verificar que sea mayor que la deformación angular máxima (γ).

$$\gamma_{max} = \frac{0.85 * \varepsilon_b}{1.5} > \gamma \quad (Ec. 55)$$

$$F.S = \frac{\gamma_{max}}{\gamma} \geq 1.5 \quad (Ec. 56)$$

Donde:

ε_b : Deformación de rotura de la goma, se recomienda usar un valor entre 5.5 y 6.0 para el caucho.

$F.S$: Factor de seguridad de deformación angular.

- Determinar la carga crítica que soporta el aislador y verificar que sea mayor que la carga axial actuante, de tal forma que el factor de seguridad entre ambos valores sea mayor que 2.

$$F.S = \frac{P_{crit}}{P_{u_{max}}} > 2.5 \quad (Ec. 57)$$

La carga crítica que soporta el aislador se calcula como sigue:

$$P_{crit} = \frac{P_S}{2} * \left(\sqrt{1 + 4 * \frac{P_E}{P_S}} - 1 \right) \quad (Ec. 58)$$

$$P_S = G * A * \frac{H_I}{H_r} \quad (Ec. 59)$$

$$P_E = \frac{\pi^2}{3 * H_I^2} * E_C * I * \frac{H_I}{H_r} \quad (Ec. 60)$$

Donde:

P_S : Carga relacionada con la rigidez efectiva.

P_E : Carga de pandeo.

I : Momento de inercia del aislador.

H_r : altura efectiva de las láminas de goma del aislador.

- Verificar el volteo del aislador mediante las siguientes expresiones:

$$F.S = \frac{D_{max}}{D_D} \geq 1.5 \quad (Ec. 61)$$

$$D_{max} = \frac{P * D_I}{P + K * H_I} \quad (Ec. 62)$$

Donde:

P : Carga total que le llega al sistema de aisladores.

K : Es la rigidez del sistema de aislamiento.

H_I : Altura total del aislador.

D_I : Diámetro de los aisladores.

- A partir de la segunda iteración verificar la rigidez efectiva del sistema de aislamiento mediante la siguiente expresión:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k * g}} \quad (Ec. 63)$$

Donde:

T_M : Periodo objetivo de la estructura.

W : Peso sísmico efectivo de la estructura sobre el nivel de aislamiento.

K : Rigidez efectiva del sistema de aislamiento sísmico.

2.8.6. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Inicialmente se realizó un análisis modal espectral para tener una base de comparación para el análisis de historia de respuestas también conocido como “Tiempo Historia”. Para este análisis modal espectral se usaron los parámetros que da la norma E.030 de diseño sismo resistente con la única excepción que el coeficiente de reducción, R , se tomó con un valor de 1 para tener resultados equivalentes y comparables con el análisis de historia de respuestas.

2.8.7. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA AISLADO.

Para el análisis estructural de la edificación aislada, se empleó el análisis inelástico denominado “Tiempo Historia”, para el cual los aisladores deberán modelarse como elementos “Link” considerándose para ello las propiedades no lineales de los aisladores que fueron calculadas en la sección anterior.

Para la selección de los acelerogramas sísmicos se usaron varios pares de acelerogramas de sismos que sucedieron en nuestro país y en países con sismicidad similar a la nuestra y se realizó el diseño con aquel que genero mayores demandas en la estructura, para ello se escaló los acelerogramas sísmicos para obtener señales de diferentes intensidades y así poder evaluar el comportamiento de la estructura ante diferentes niveles de demanda sísmica.

Para escalar los acelerogramas sísmicos de terremotos que ocurrieron en el pasado o acelerogramas sintéticos se emplea un espectro objetivo, en donde se indica los parámetros de aceleraciones máximas que debe alcanzar el acelerograma escalado. Este espectro objetivo se construye siguiendo las mismas disposiciones presentadas en la norma E.030 de diseño sismo resistente que para los espectros de respuesta convencionales.

2.8.8. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

2.8.8.1. Fuerzas de Diseño.

- Las fuerzas a usar para el diseño de vigas se obtienen de la condición más desfavorable de las siguientes combinaciones de cargas dadas por la norma E.060 - 2019 (Diseño en concreto armado).

$$W_U = 1.4CM + 1.7CV \quad (Ec. 64)$$

$$W_U = 1.25(CM + CV \mp SISMO) \quad (Ec. 65)$$

$$W_U = 0.9CM \mp 1.25 SISMO \quad (Ec. 66)$$

Donde

W_U : Carga ultima.

CM : Carga muerta.

CV : Carga viva.

2.8.8.2. Diseño a flexión.

- El objetivo del diseño es dotar a los elementos estructurales, de manera tal que cumplan con la siguiente condición.

$$\phi * Mn \geq Mu \quad (Ec. 67)$$

Esta expresión quiere decir que la resistencia de una sección de la viga no debe ser menor que el momento que las fuerzas internas actuantes afectadas por los factores de reducción. Para el caso del diseño por flexión, la norma E-060 indica que se debe usar un factor de reducción $\phi = 0.9$.

- Para el cálculo del acero de refuerzo se calcula teniendo en cuenta el momento flector actuante en la sección, la resistencia a la compresión del concreto, el esfuerzo de fluencia y las dimensiones de la sección, tal como se muestra a continuación.

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b_w}{f_y} * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{4 * M_u}{1.7 * \phi * f'c * b_w}} \right) \quad (Ec. 68)$$

Donde:

$f'c$: Resistencia del concreto.

b_w : Ancho de la viga.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

d : Peralte efectivo de la sección.

M_u : Momento ultimo actuante en la sección.

ϕ : Factor de reducción de capacidad.

- Para la cuantía mínima se tomará el mayor de los tres valores mostrados a continuación.

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \quad (Ec. 69)$$

$$\rho_{min} = 0.8 * \frac{f'c}{f_y} \quad (Ec. 70)$$

$$\rho_{min} = 0.0033 \quad (Ec. 71)$$

- Posteriormente se determina la profundidad del bloque de compresiones (c), mediante la siguiente expresión:

$$C = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b_w * \beta_1} \quad (Ec. 72)$$

Donde:

β_1 : Factor relacionado con la resistencia a la compresión del concreto, el cual se toma como 0.85 para valores menores a 28 MPa y decrece en 0.05 por cada 70 MPa que aumenta la resistencia a la compresión del concreto.

- Finalmente se verifica que la relación entre la profundidad del bloque de compresiones y el peralte efectivo sea menor que 0.42 para aceros de refuerzo con esfuerzos de fluencia de 420 MPa, para asegurar que la falla de la sección sea dúctil.

$$c/d \leq 0.42 \quad (\text{Ec. 73})$$

Donde:

c : Profundidad del bloque de compresiones.

d : Altura del peralte efectivo de la sección de la viga.

2.8.8.3. Diseño de vigas por fuerza cortante.

- Según la norma E.060 (2009) el diseño por fuerza cortante debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ec. 74})$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ec. 75})$$

Donde:

V_n : Resistencia nominal de la sección.

V_u : Cortante actuante amplificada.

V_c : Resistencia al cortante proporcionada por el concreto.

V_s : Resistencia al cortante que proporciona el acero de refuerzo.

ϕ : Factor de reducción de capacidad.

- La resistencia del concreto a cortante se determina, en función la resistencia del concreto, el ancho de la sección y el peralte efectivo, tal como sigue:

$$V_c = 0.17 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad (\text{Ec. 76})$$

- La resistencia cortante del acero se determina en función de:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \quad (\text{Ec. 77})$$

Donde:

A_v : Área transversal de los elementos de refuerzo a cortante, tomando en cuenta el número de ramas del refuerzo.

f_{yt} : Esfuerzo de fluencia del acero usado como refuerzo a cortante.

s : Espaciamiento del refuerzo por corte.

2.8.8.4. Diseño de columnas.

Para el diseño de las columnas se debe asignar una determinada cantidad de acero de refuerzo a la sección de acuerdo al criterio del diseñador, una recomendación para la determinación del acero de refuerzo preliminar es diseñar por flexión al igual que la sección de una viga.

Luego de ello se debe elaborar un diagrama de iteración de la sección y verificar que los pares formados por las fuerzas axiales y momentos para todas las combinaciones de carga que se indicaron en las ecuaciones (Ec. 64), (Ec. 65) y (Ec. 66) estén contenidos dentro del diagrama de iteración.

CAPÍTULO 3. RESULTADOS

3.1. DESCRIPCIÓN BREVE DE LA EDIFICACIÓN.

Para el desarrollo del trabajo de investigación se asumió que la edificación es un centro educativo ubicado en la ciudad de Trujillo en la región La Libertad. Además, se asumió que esta edificación cuenta con tres niveles de entresijos, cada uno con una altura de 3.20 m y con dimensiones en planta de 31.25 m en la dirección más larga y 15.60 m en la dirección más corta, el sistema estructural considerado es de pórticos de concreto en ambas direcciones y se consideró el uso de dispositivos de aislamiento sísmico debido a que se quiere mantener operatividad inmediata luego de un sismo.

La Figura 26 muestra el primer y segundo nivel de la edificación, los cuales están proyectados para funcionar como aulas de clases, teniendo cada una de las aulas un área aproximada de 46 m². La Figura 27 muestra el tercer nivel del centro educativo asumido para el trabajo de investigación, el cual será destinado para el uso de aulas de clase, salas de computación y una biblioteca. Esta disposición generó que se modifique las sobrecargas en el tercer nivel, es decir la distribución de sobrecargas la misma para todos los ambientes en dicho nivel. La Figura 28 muestra el corte vertical B-B, en el cual se observa la vista en elevación de las aulas del primer y segundo nivel y en el tercer nivel se observan los estantes de la biblioteca, además esta figura muestra el detalle 01 que es un muro colgado de concreto armado, el cual cumple una función divisoria entre los ambientes y deberá ser considerado en el metrado de cargas del análisis estructural.

La Figura 29 muestra el esquema estructural que se eligió para la edificación, el cual consta como se describió anteriormente de pórticos de concreto armado. El sentido del aligerado es paralelo a los ejes que tienen terminología en letras, es decir a los ejes A, B, C, entre otros. Cabe mencionar que esta estructuración se repite en el piso del primer

nivel, ya que, al contar con aislación sísmica, es necesaria la construcción de una losa para dividir el sistema de aislamiento de la superestructura.

Los dos primeros niveles de la edificación tienen losas aligeradas horizontales como techo, sin embargo, el último nivel de la edificación presenta una losa aligerada con cierta inclinación con la finalidad de evitar la acumulación de agua en épocas de lluvia, para el modelado estructural las dos primeras solo las losas de los primeros dos niveles se consideraron como diafragmas rígidos.

Los planos de arquitectura y estructuración de la edificación se muestran a continuación:

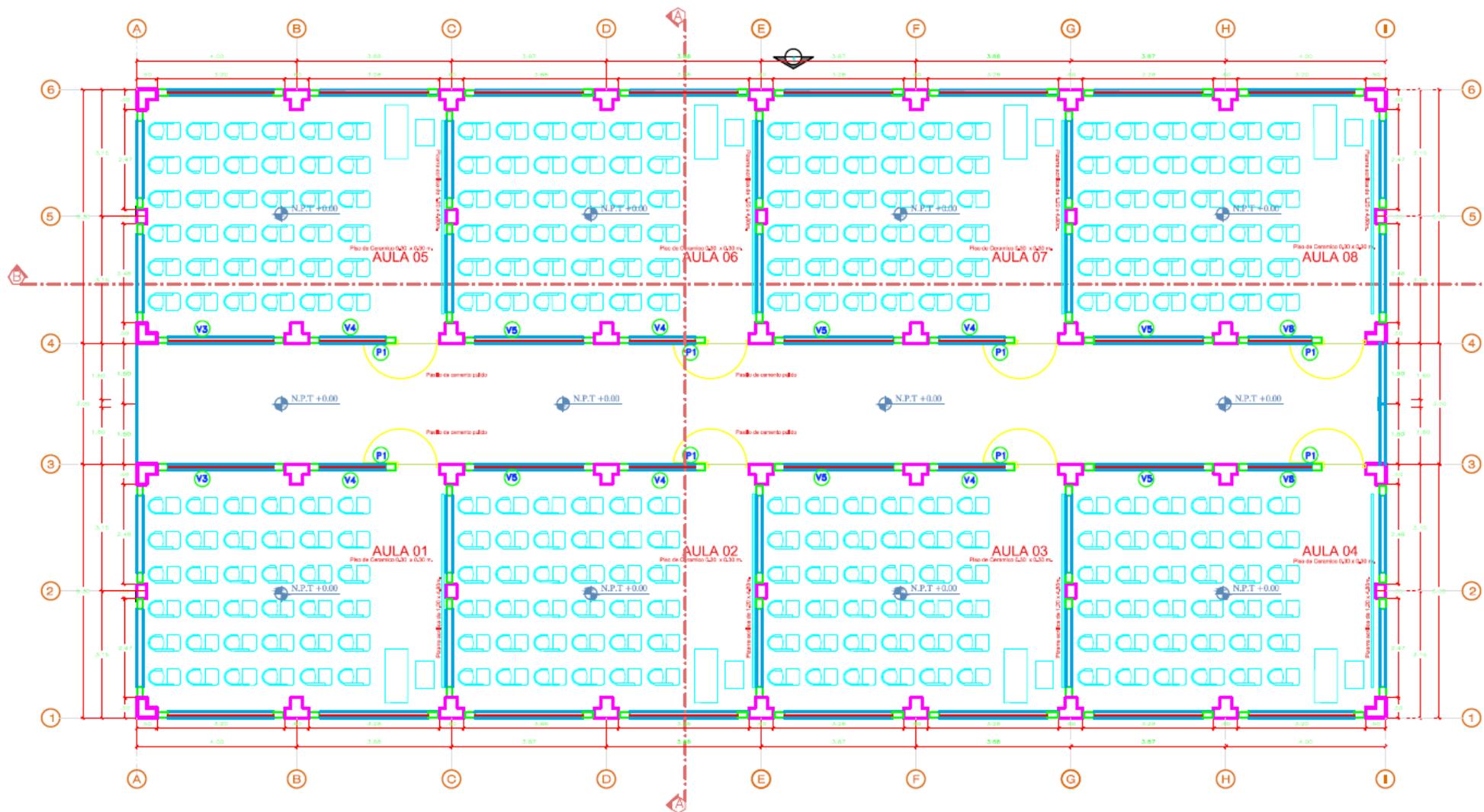


Figura 26: Distribución arquitectónica del 1° y 2° nivel de la edificación.

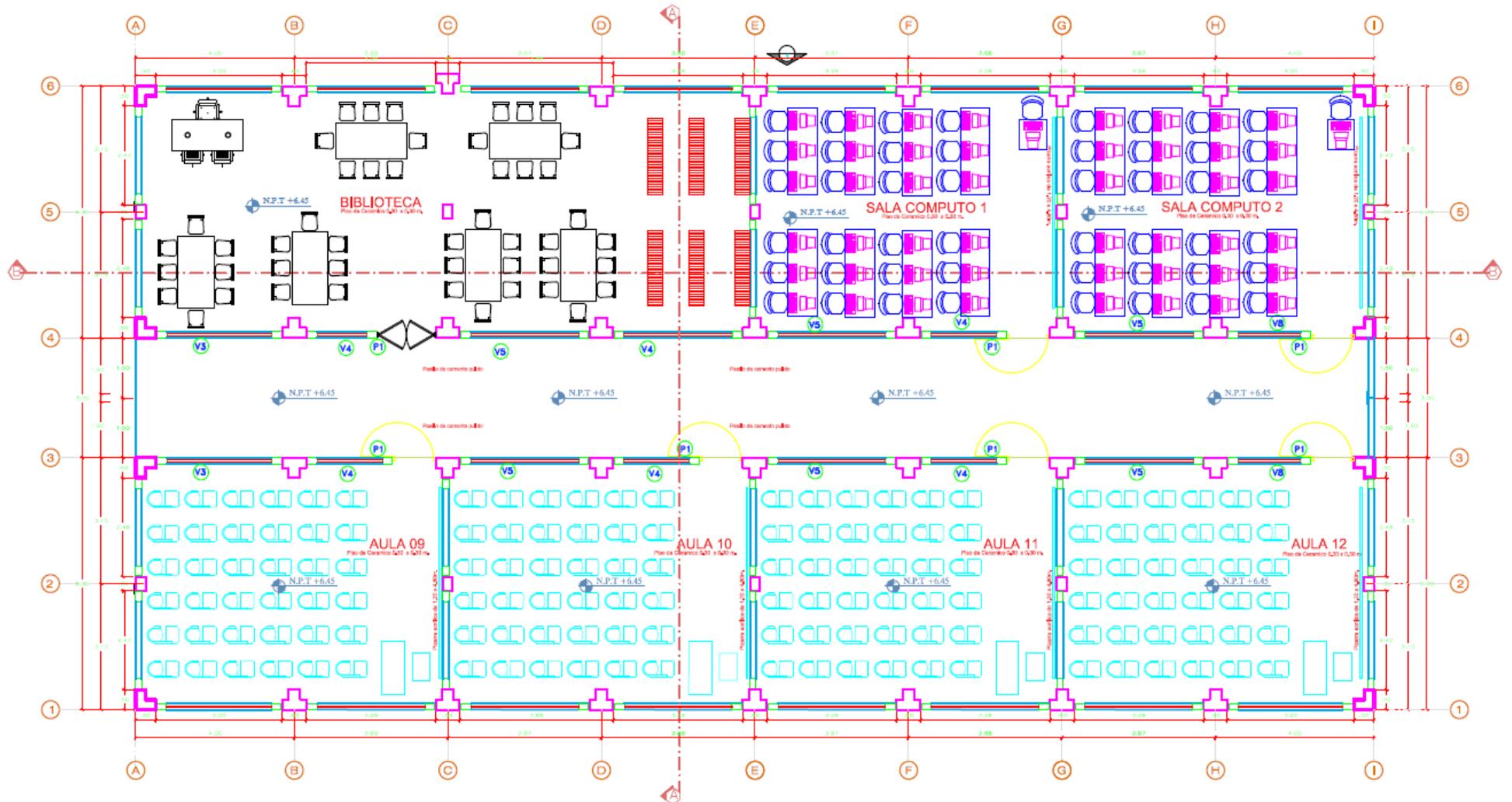


Figura 27: Distribución arquitectónica del 3° nivel de la edificación.

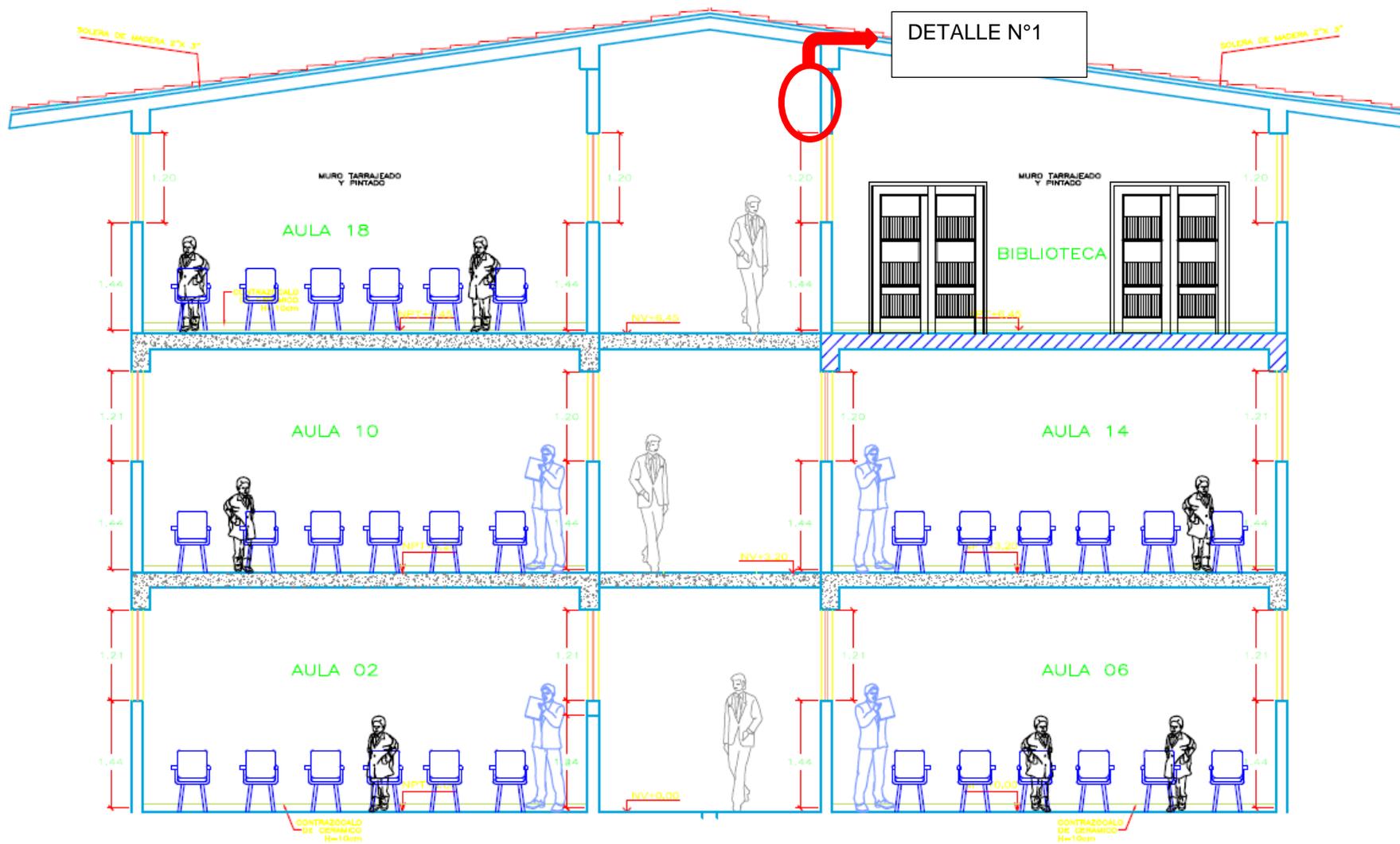


Figura 28: Corte A-A de la edificación.

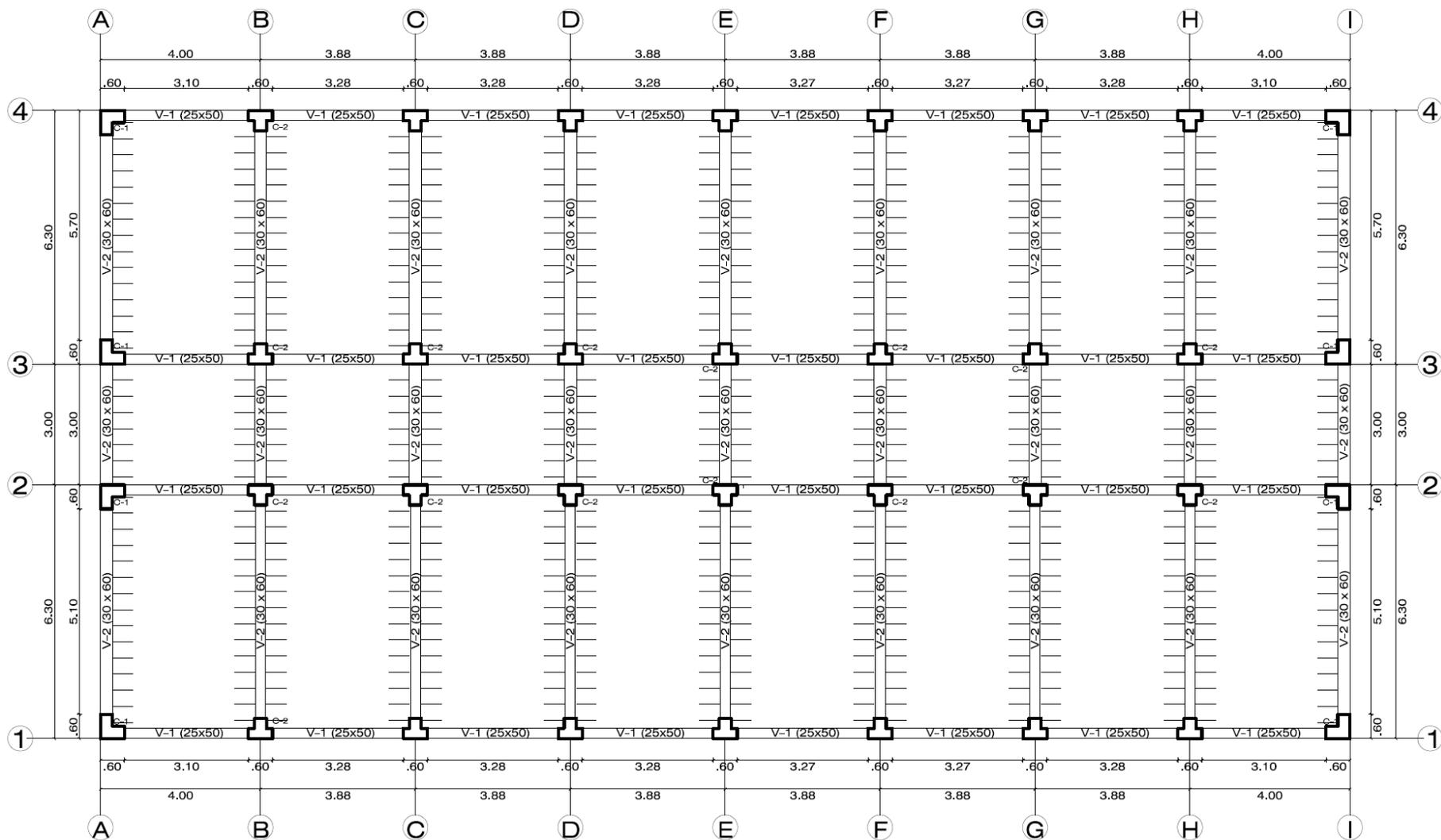


Figura 29: Esquema estructural de la edificación.

3.2. MODELAMIENTO EN EL PROGRAMA ETABS

En el modelo realizado en el programa ETABS solo se consideró el uso de vigas rectangulares y columnas en forma de “T” y “L” según se muestra en la Figura 30, la sección de la viga V-3 se empelo en la unión de las losas aligeradas inclinadas en el último nivel.

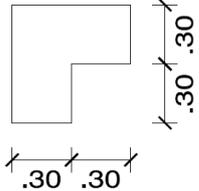
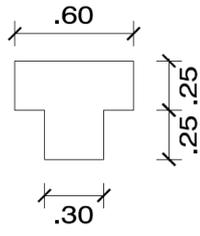
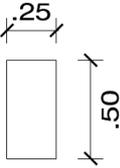
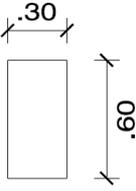
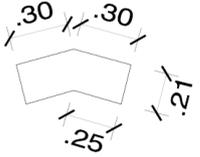
CUADRO COLUMNAS		CUADRO DE VIGAS		
C-1	C-2	V-1	V-2	V-3
				

Figura 30: Secciones de vigas y columnas usadas para el modelado estructural.

3.2.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:

Los materiales y sus propiedades mecánicas que se emplearon para la elaboración del modelo estructural se presentan en la Tabla 12:

Tabla 12: Propiedades de los materiales empleados para el modelo estructural.

PROPIEDADES DEL CONCRETO		
Resistencia a la compresión.	f'_c	210 Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	E_c	217 370.65 Kg/cm ²
Peso Especifico	γ	2400 Kg/cm ³
Módulo de Poisson	μ	0.2
PROPIEDADES DEL ACERO		
Esfuerzo de fluencia	F_y	4200 Kg/cm ²
Módulo de elasticidad	E_s	2 000 000 Kg/cm ²

3.2.2. CARGAS DE DISEÑO

Aparte del peso propio de los elementos estructurales que se modelaron en el programa también se incluyó el peso de algunos elementos que se especifican en la Tabla 13. El cálculo de dichos elementos se realizó teniendo en cuenta los pesos específicos dados en la norma E-020 de Cargas. En el caso de los elementos de tabiquería, no se consideró un peso por unidad de área como comúnmente se suele considerar, sino que se consideró una carga lineal uniformemente repartida en las posiciones de los muros de albañilería, esto con la finalidad de asemejarse al comportamiento real de la estructura.

Tabla 13: Cargas lineales empleadas en el modelo estructural.

	PESO ESP. (Kg/M3)	CANT	LONG (M)	ANCHO (M)	ALTURA (M)	PESO (Kg/M)
MUROS H=3m	1450	1	1	0.15	3	652.5
MUROS H=1.44m	1450	1	1	0.15	1.44	313.2
Muro colgado techo	2400	1	1	0.15	0.86	309.6

La carga denominada “MURO COLGADO TECHO” hace referencia al peso de un muro de concreto armado que se considerara colgado de la viga de techo, según lo que se muestra en el Detalle N° 1 de la Figura 28, este muro se consideró de esta forma, debido a que se desea evitar daño alguno sobre la ventana que se encuentra debajo de este. Las otras dos cargas consideradas en la Tabla 13 representan la carga de los muros de tabiquería que serán usados para la división de los espacios.

Del mismo modo las sobre cargas para cada uno de los ambientes de la edificación se tomaron de la norma técnica E-020, de cargas. La Tabla 14 muestra las cargas usadas para cada uno de los ambientes para cada nivel de la edificación.

Tabla 14: Cargas por unidad de área consideradas para el modelo estructural.

CARGA VIVA		
AULAS	250 Kg/m ²	(1er al 3er piso)
BIBLIOTECA	300 Kg/m ²	(3er piso)
SALA DE COMPUTO	300 Kg/m ²	(3er piso)
CARGA VIVA TECHO (CVT)	75.38 Kg/m ²	(Techo inclinado)
PASADIZOS (CV)	400 Kg/m ²	(1er al 3er piso)
CARGA MUERTA		
PESO LOSA	300 Kg/m ²	(2er al 3er piso)
ACABADOS	120 Kg/m ²	(1er al 3er piso)
P. LOSA INCLINADA	303.74 Kg/m ²	(Techo inclinado)
ACABADOS EN TECHO	151.87 Kg/m ²	(Techo inclinado)

3.3. DISEÑO DE LOS AISLADORES

Para el diseño de los aisladores se siguieron los procedimientos dados en la sección 2.8.5 denominada Procedimientos de la Investigación, donde se presentaron las ecuaciones a emplear para el diseño de los aisladores sísmicos.

1.1.1. Determinación de las características del sistema de aislamiento.

Las consideraciones iniciales que se tomaron para el predimensionamiento de los aisladores fueron que la aceleración máxima del suelo para el diseño de los aisladores se tomó como 1.5 veces la aceleración sísmica de diseño, que para la norma E.030 (2018) está considerado como 0.45 (g) para la zona 4, en la cual se encuentra el edificio que se está analizando en la presente investigación.

$$Z_{max} = 1.5 * 0.45 = 0.675 (g)$$

El periodo de la estructura para la primera iteración se tomó como 4 veces el periodo de la estructura empotrada, sin embargo, para las siguientes iteraciones el periodo varió de acuerdo a la rigidez del sistema de aislamiento.

$$T_M = 4 * 0.572 = 2.288 \text{ seg}$$

El amortiguamiento efectivo inicial se tomó como 15%, del crítico, para este amortiguamiento según la Tabla 11 el coeficiente B_M correspondiente es 1.35.

Para el desplazamiento máximo lateral del sistema de aislamiento sísmico se determinó la aceleración espectral máxima para un periodo de 1 segundo a partir del espectro sísmico correspondiente al sismo máximo probable (MCE).

Para la elaboración del espectro de respuesta del sismo máximo probable se usaron los siguientes factores.

Tabla 15: Factores de modificación para el espectro de respuesta.

PARÁMETRO		VALOR
Factor de Zona, sismo diseño	$Z_{(DBE)}$	0.45
Factor de Zona, sismo máximo	$Z_{(MCE)}$	0.675
Factor de Uso: Edificación Esencial.	U	1
Tipo de Suelo: Suelo muy Rígido, S1.	S	1
Factor de Reducción, R	R	1
Periodo para T_p	T_p	0.40
Periodo para T_I	T_I	2.50

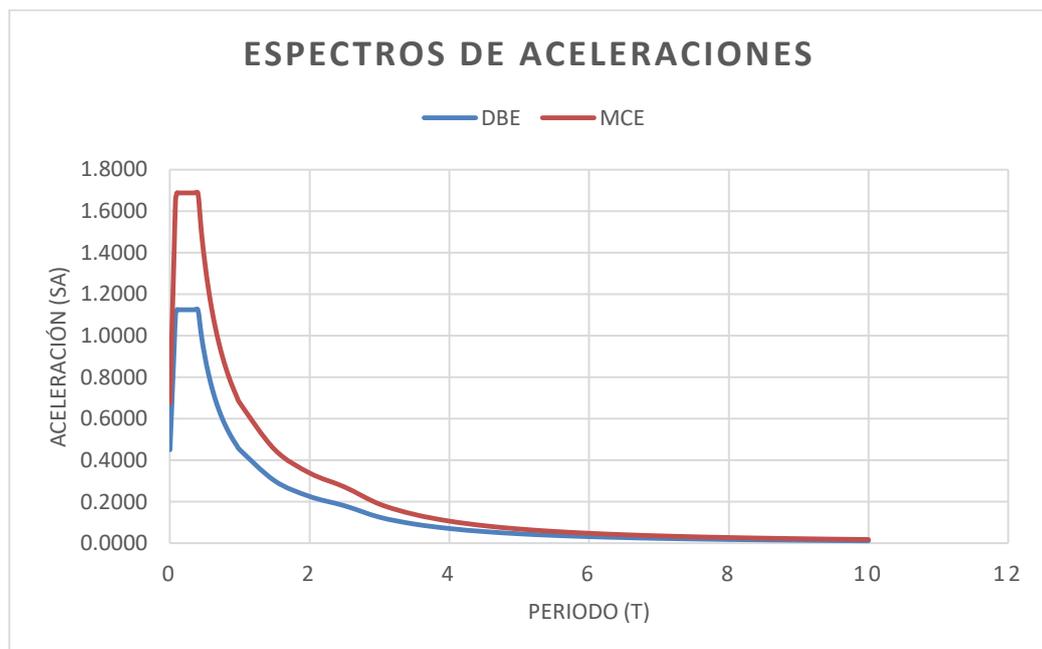


Figura 31; Espectros de respuesta del sismo de diseño, DBE, y del sismo máximo, MCE.

La aceleración máxima probable y el desplazamiento máximo lateral del sistema de aislamiento es el siguiente:

$$S_{M1} = 0.675 (g)$$

$$D_M = 0.25 m$$

Para el cálculo del desplazamiento máximo total, D_{TM} , se empleó la ecuación (Ec. 33) y los valores presentados en la Tabla 16.

Tabla 16: Parámetros para el cálculo del Desplazamiento Máximo Total.

CARACTERÍSTICA		VALOR
Razón entre el periodo traslacional y rotacional	PT2	1.07 m
Distancia en la dirección Y	yx	15.75 m
Distancia en la dirección X	yy	7.80 m
Excentricidad en la dirección X	ex	1.56 m
Excentricidad en la dirección Y	ey	0.78 m
Longitud en planta más grande	b	31.25 m
Longitud en planta más pequeña.	d	15.60 m

$$D_{TM} = 0.30 m$$

1.1.2. Cargas axiales en los aisladores

Las fuerzas axiales que les llegaron a los aisladores, debido a la carga viva (CV) y muerta (CM), así como a la carga última, se presentan en la Tabla 17. De las cargas que les llegan a los aisladores se consideró el aislador más crítico, se calcularon las propiedades mecánicas de aquel elemento y se uniformizó para los demás.

El aislador que recibió más fuerza axial es aquel que está ubicado en la columna del E y el eje 3 del esquema estructural. Estas cargas axiales se emplearon para determinar las dimensiones de los aisladores sísmicos.

Tabla 17: Cargas axiales en las unidades de los aisladores sísmicos de la edificación.

COLUMNA	C.M (Ton)	C.V (Ton)	P.U_MAX (Ton)	P.U_MAX (KN)
A1	54.59	5.24	57.21	561.18
A2	68.44	9.06	72.97	715.81
A3	68.44	9.33	73.11	717.16
A4	54.59	5.56	57.37	562.75
B1	64.43	10.38	69.62	682.98
B2	82.96	17.60	91.76	900.17
B3	82.96	18.16	92.04	902.92
B4	64.43	11.01	69.93	686.05
C1	68.72	10.15	73.79	723.91
C2	86.78	17.40	95.48	936.69
C3	86.78	17.96	95.76	939.42
C4	68.72	10.78	74.10	726.96
D1	64.98	10.17	70.06	687.33
D2	83.54	17.43	92.25	905.00
D3	83.54	17.99	92.53	907.72
D4	64.98	10.79	70.38	690.38
E1	68.70	10.17	73.78	723.83
E2	87.25	17.43	95.97	941.47
E3	87.25	17.99	96.25	944.20
E4	68.70	10.79	74.10	726.88
F1	64.97	10.17	70.05	687.21
F2	83.58	17.43	92.29	905.41
F3	83.58	17.99	92.57	908.14
F4	64.97	10.79	70.36	690.26
G1	68.66	10.15	73.74	723.38
G2	87.27	17.40	95.97	941.46
G3	87.27	17.96	96.25	944.19
G4	68.66	10.78	74.05	726.43
H1	64.39	10.38	69.58	682.62
H2	82.89	17.59	91.68	899.41
H3	82.89	18.15	91.96	902.17
H4	64.39	11.01	69.90	685.69
I1	54.53	5.23	57.15	560.63
I2	67.27	9.07	71.81	704.46
I3	67.27	9.35	71.95	705.79
I4	54.53	5.55	57.31	562.20

1.1.3. Rigidez lateral del sistema de aislamiento.

En función de las cargas mostradas en la Tabla 17 se calculó el peso sísmico de la estructura, además mediante el periodo de la estructura aislada, T_M , y la ecuación (Ec. 35) se determinó la rigidez total del sistema de aislamiento

Tabla 18: Determinación de la rigidez lateral del sistema de aislamiento.

CARACTERÍSTICAS		VALOR	UND
Carga muerta, incluido el sistema de aislamiento	CM	25583.44	KN
Carga viva, incluido el sistema de aislamiento	CV	4456.17	KN
Pesos sísmico, según norma E.030	W	21895.04	KN
Rigidez Lateral del sistema de aislamiento	K	16831.56	KN/m

1.1.4. PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

Las propiedades mecánicas de los materiales que componen las unidades de los aisladores se presentan en la Tabla 19. Estos valores se obtuvieron de los catálogos de los fabricantes y de investigaciones anteriores. Esta información está contenida en la sección de la bibliografía y en los anexos de la investigación.

Tabla 19: Propiedades mecánicas de los materiales que componen los aisladores.

CARACTERÍSTICA		VALOR	UND
Modulo a Cortante de la Goma	G	0.40	MPa
Módulo de Compresibilidad de la goma	K_C	2000	MPa
Factor de dureza de la goma	K	0.87	
Factor E_0 , dato de fabricante	E_0	3.4	MPa
Esfuerzo de fluencia del plomo	σ_y	10	MPa
Esfuerzo a compresión máximo del aislador	σ_{max}	8	MPa
Módulo de compresibilidad del plomo	E_p	14000	MPa
Fuerza de Histéresis	Q_d	56.65	KN

1.1.5. CALCULO DE LAS DIMENSIONES DE LOS AISLADORES

Posteriormente, haciendo uso de las ecuaciones presentadas en la sección 2.8.5 correspondiente a la metodología se determinó las propiedades del aislador más crítico y se uniformizó para todos los aisladores. Los datos correspondientes al aislador se tomaron de los catálogos de la empresa DIS, que es la empresa de la cual se está tomando los elementos como referencia para la elaboración de la presente investigación. La Tabla 20 muestra los resultados de los cálculos realizados y la Figura 32, la Figura 33 y la Figura 34 muestran los esquemas tridimensionales de las unidades de aislamiento sísmico con sus características y dimensiones.

Tabla 20: Cálculo de las dimensiones de los aisladores.

DIMENSIONES AISLADOR	AIS. N° 1	UNIDAD
Diámetro Inicial calculado	454	mm
Diámetro Elegido - D_I	455	mm
Altura Inicial de la Goma- Hr	152	mm
Altura de la Goma Elegida - Hr	160	mm
Espesor Capa de Neopreno, tr	6.00	mm
Factor de Forma, S	18.24	N°
Espesor Capa de Metal, ts	3.00	mm
Numero de capas	27	N°
Altura del aislador, H_I	240	mm
Altura total, incluido las placas, H_t	290	mm
Diámetro núcleo, dp	89	mm
Espesor de la placa, t	25	mm
Dimensión placa, L	510	mm
Numero de aisladores	36	N°

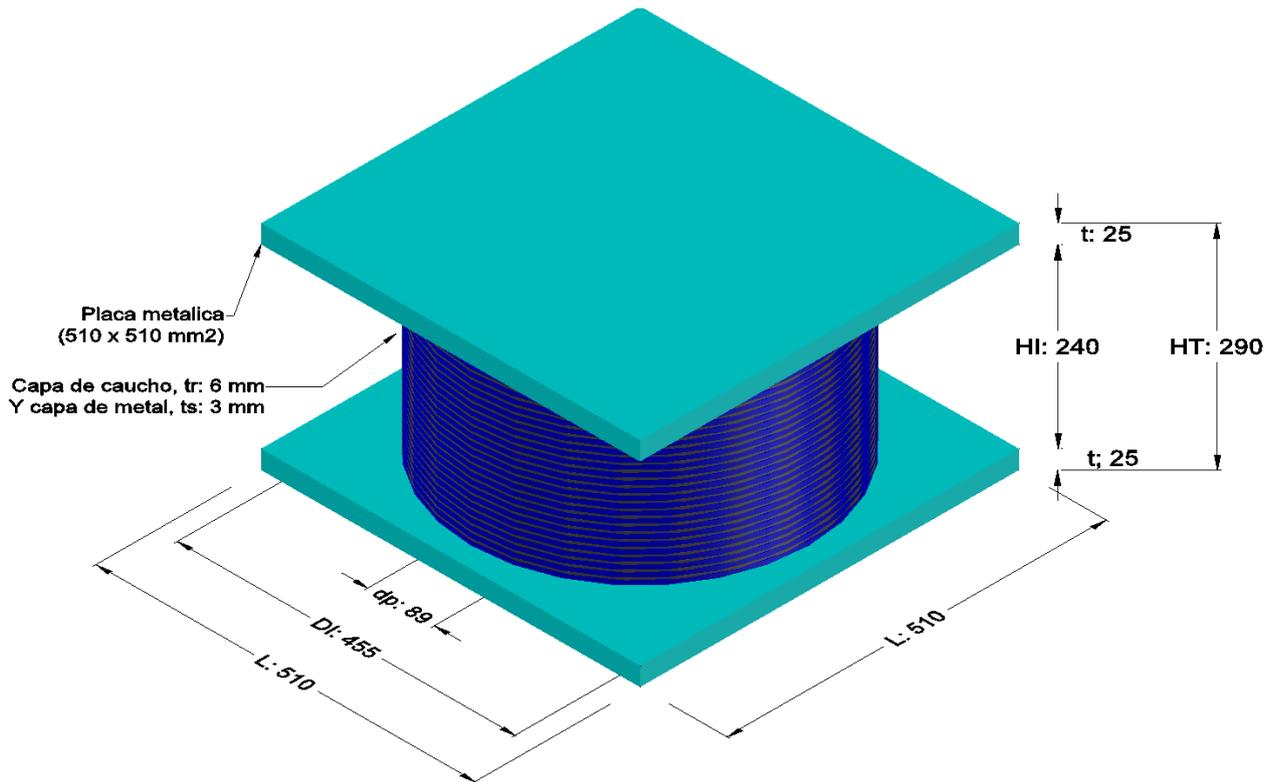


Figura 32: Vista tridimensional de una unidad de aislamiento sísmico. En la parte inferior y superior se encuentran las placas cuadradas de metal y en la parte central las capas de caucho y metal.

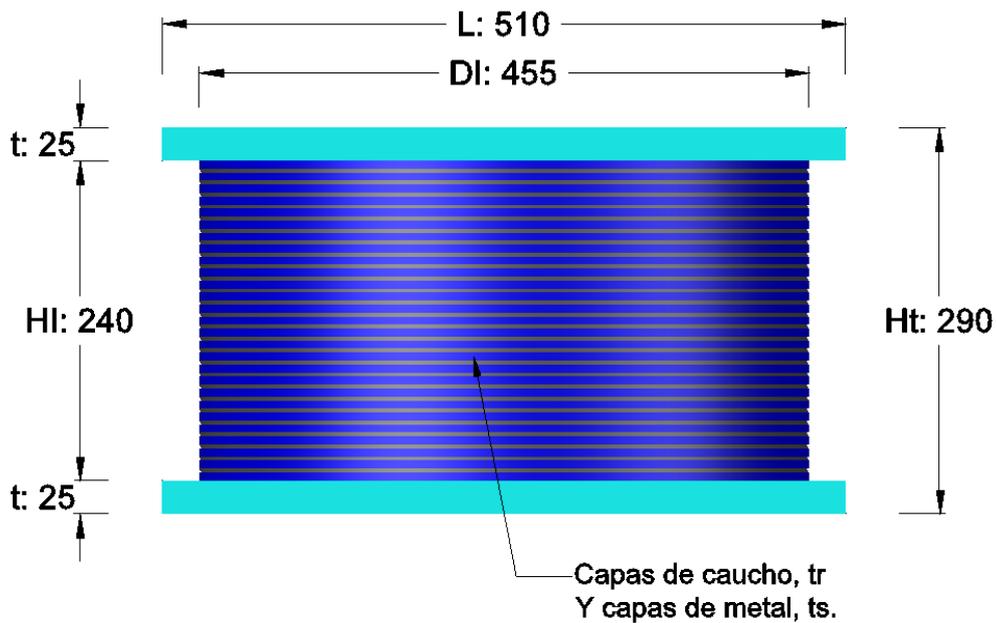


Figura 33: Vista en elevación de una unidad de aislamiento sísmico.

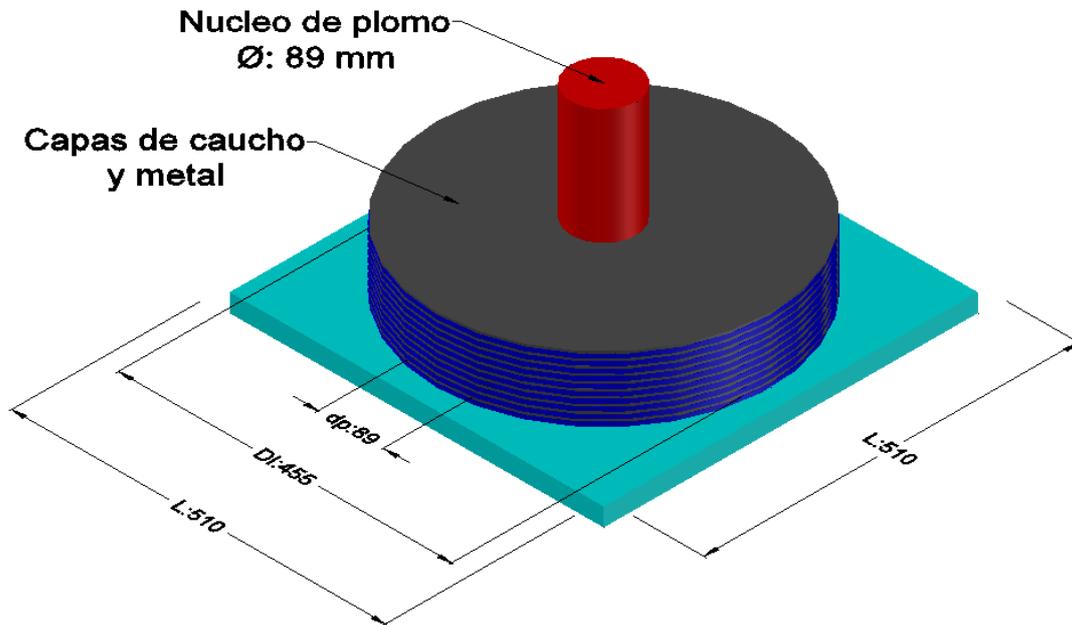


Figura 34: Vista tridimensional de un aislador sísmico. En la parte inferior se encuentra la placa cuadrada para el anclaje con los dados de concreto, sobre ella se encuentran las capas de caucho y en el eje de estas se encuentra el núcleo de plomo.

1.1.6. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS AISLADORES

Con la información de las propiedades mecánicas de los materiales que componen las unidades de los aisladores, y con las dimensiones de la Tabla 20 se utilizaron las ecuaciones presentadas en la sección de metodología de la investigación del capítulo 2 para determinar las propiedades mecánicas de las unidades de aislamiento, las cuales se usaron en el modelo computacional de la estructura. Dichas propiedades son la rigidez vertical, K_V , la rigidez efectiva, K_{eff} , el amortiguamiento efectivo, ζ_{eff} , entre otras propiedades.

Luego de la determinación de las propiedades mecánicas de las unidades de aislamiento se procedió a graficar los resultados obtenidos en un diagrama histerético, el cual se muestra en la Figura 35. Mientras tanto la Figura 36 y la Figura 37 muestran los valores de las propiedades mecánicas que se ingresaron al programa.

Tabla 21: Propiedades mecánicas de las unidades de aislamiento.

PROPIEDADES MECÁNICAS		AIS. N° 1	UNIDAD
Rigidez total del sistema	K	16.83	KN/mm
Rigidez horizontal	K_A	0.47	KN/mm
Módulo de compresibilidad de la unión de las placas caucho - metal	E_C	521.00	MPa
Rigidez vertical	K_V	1050.26	KN/mm
Amortiguamiento vertical	ζ_V	0.05	%
Rigidez secundaria	K_d	0.391	KN/mm
Rigidez elástica	K_e	3.91	KN/mm
Fuerza de fluencia	F_y	62.95	KN
Rigidez efectiva	K_{eff}	0.578	KN/mm
Amortiguamiento horizontal	ζ_{eff}	0.199	%
Ratio post fluencia	K_d/K_e	0.10	N°
Fuerza histéresis	Q_d	56.65	KN

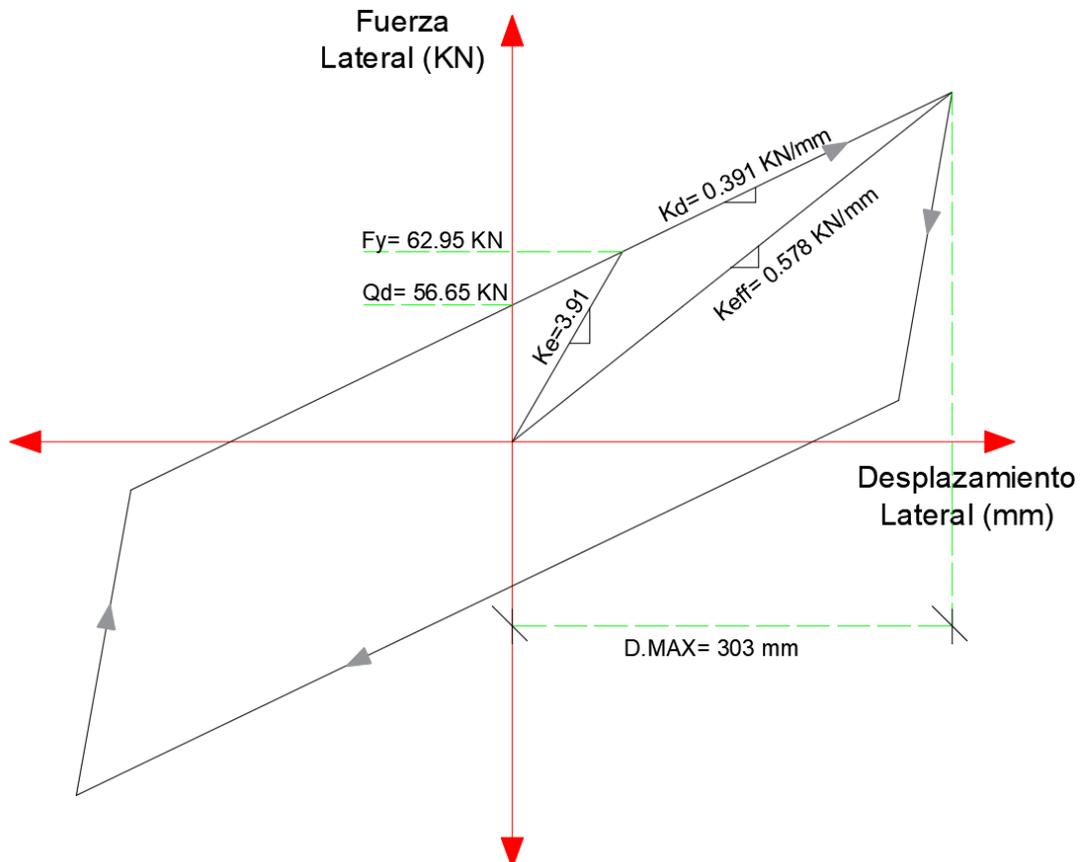


Figura 35: Diagrama histérico de las unidades de aislamiento.

Link/Support Directional Properties

Identification	
Property Name	AIS_D_455 mm
Direction	U1
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

Linear Properties	
Effective Stiffness	1050.26 kN/mm
Effective Damping	0.05 kN-s/mm

Figura 36: Valores de los aisladores ingresados al programa ETABS para la dirección vertical.

Link/Support Directional Properties

Identification	
Property Name	AIS_D_455 mm
Direction	U2
Type	Rubber Isolator
NonLinear	Yes

Linear Properties	
Effective Stiffness	0.578 kN/mm
Effective Damping	0.199 kN-s/mm

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	1100 mm

Nonlinear Properties	
Stiffness	3.91 kN/mm
Yield Strength	62.95 kN
Post Yield Stiffness Ratio	0.1

Figura 37: Valores de los aisladores ingresados al programa ETABS para la dirección horizontal.

1.1.7. VERIFICACIONES Y FACTORES DE SEGURIDAD

Luego de calcular las propiedades mecánicas de las unidades de aislamiento se realizaron las comprobaciones de seguridad de los aisladores. La primera comprobación que se realizó fue la deformación angular del aislador, en la cual se obtuvo un factor de seguridad de 1.64, los resultados se presentan en la Tabla 22.

Tabla 22: Determinación del factor de seguridad a deformación angular.

CARACTERÍSTICAS		VALOR
Deformación angular corte	γ_s	1.56
Deformación Angular compresión	γ_c	0.34
Deformación angular máxima	γ_{MAX}	3.12
Deformación angular total	γ	1.90
Factor seguridad angular	FS	1.64 > 1.5

Luego se realizó la verificación por pandeo de las unidades de aislamiento, obteniéndose un factor de seguridad 3.09. Esto nos indica que los aisladores cumplen con los requisitos de diseño y no existe riesgo de pandeo. La Tabla 23 muestra los resultados de los cálculos realizados para la determinación del factor de pandeo.

Tabla 23: Determinación del factor de seguridad al pandeo.

CARACTERÍSTICAS		VALOR	UND
Fuerza de corte efectiva	P_S	93.85	KN
Inercia del aislador	I	2103853454	mm ⁴
Módulo de elasticidad	E_C	521.00	MPa
Carga de pandeo del aislador	P_E	93906.99	KN
Carga crítica de aislador	P_{CRIT}	2922.13	KN
Carga axial en el aislador más desfavorable	$P_{u_{max}}$	944.20	KN
Factor seguridad al pandeo	FS	3.09 > 2	Cumple

Finalmente se verificó la seguridad al volteo de los aisladores, obteniéndose como resultado un factor de seguridad de 1.62, lo cual indica que los resultados cumplen con los requerimientos para el diseño de aisladores.

Tabla 24: Determinación del factor de seguridad al volteo.

CARACTERÍSTICAS		VALOR	UND
Desplazamiento máximo	D_{max}	406.67	mm
Desplazamiento de diseño	D_D	250.35	mm
Factor seguridad al volteo	FS	1.62 > 1.5	Cumple

1.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN.

1.2.1. MODELO ESTRUCTURAL DE BASE EMPOTRADA.

La Figura 38 muestra una vista tridimensional del modelo estructural de la edificación con la base empotrada al suelo de fundación. Como método de comparación se analizó la estructura con la base fija al suelo para obtener el comportamiento bajo esta hipótesis y compararla con la estructura en la cual se incorporó aislamiento sísmico en la base.

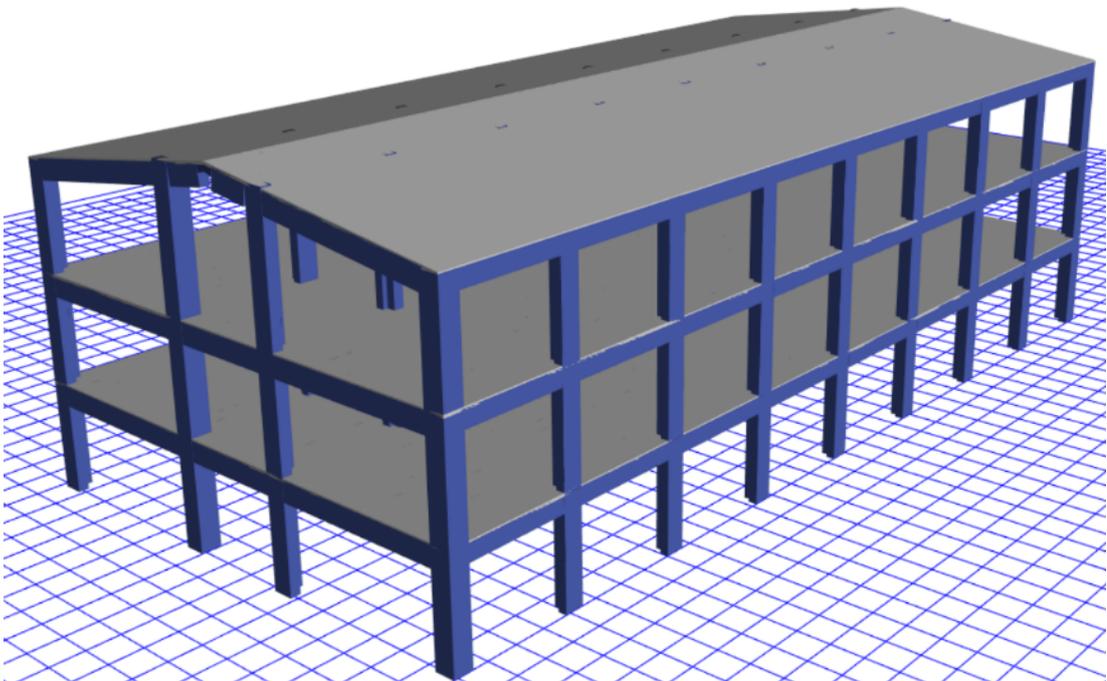


Figura 38: Modelo estructural de la edificación empotrada al suelo.

Posteriormente se calcularon las derivas de entrepiso. La Tabla 25 muestra las derivas de entrepiso obtenidas mediante el análisis modal espectral para la estructura de base fija, esta tabla muestra que en algunos niveles de la edificación la deriva de entrepiso sobrepasa los límites permisibles dados por la norma E.030, de diseño sísmoresistente, la cual indica que para estructuras de concreto armado el valor máximo de las derivas es de 0.007, es por ello que se hace necesario el empleo de sistemas de protección sísmica para alcanzar no solo las derivas objetivo, sino

también para mantener la Operacionalidad de la edificación luego de un eventos sísmico. Para este modelo se usó el análisis sísmico modal espectral, teniendo como factor de Zona $Z=0.45$ un factor de uso $U=1.5$ un factor de reducción $R=8$.

Tabla 25: Derivas de entrepiso para la estructura de base empotrada.

DERIVAS EN LA ESTRUCTURA EMPOTRADA, ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL					
PISO	DIRECCIÓN	Altura Piso	Desp. Horizontal	Δ Desp. Horizontal	Derivas de Entrepiso
		mm	mm	mm	
PISO 03	X	3200	67.976	19.92	0.0062
PISO 02	X	3200	48.056	26.585	0.0083
PISO 01	X	4700	21.471	21.471	0.0067
PISO 03	Y	3200	72.164	22.494	0.0070
PISO 02	Y	3200	49.67	27.498	0.0086
PISO 01	Y	4200	22.172	22.172	0.0069

En cuanto a las formas modales de edificación, se analizaron los primeros 10 modos de vibración de la estructura y se observa que la estructura es muy regular, ya que, en los dos primeros modos de vibración, tanto en la dirección X como en la dirección Y se concentra más del 84% de la masa participativa y en el tercer modo de vibración más del 84% de la masa participativa tiende a una forma rotacional. La Tabla 26 muestra estas formas modales de la estructura de base empotrada.

Tabla 26: Formas de vibración modal y masa participativa de la estructura empotrada.

FORMAS MODALES DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA							
Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RX
	segundos						
1	0.431	0	0.842	0	0.842	0	0
2	0.411	0.849	0	0.849	0.842	0	0
3	0.384	0	0	0.849	0.842	0.846	0.846
4	0.148	0	0.12	0.849	0.962	0	0.846
5	0.137	0.115	0	0.963	0.962	0	0.846
6	0.128	0	0	0.963	0.962	0.117	0.963
7	0.079	0	0.038	0.963	1	0	0.963
8	0.075	0.037	0	1	1	0	0.963
9	0.069	0	0	1	1	0.037	1
10	0.063	0	0	1	1	0	1

1.2.2. ANALISIS MODAL ESPECTRAL DE LA ESTRUCTURA AISLADA.

Posteriormente se analizó la estructura con aislamiento sísmico en la base, para ello se usó el análisis modal espectral con un coeficiente de uso, U : 1, un factor de reducción, R : 1, estas suposiciones fueron tomadas con la finalidad de dotar a la edificación con una funcionalidad continua luego de un evento sísmico. La Figura 39 muestra el modelo estructural de la edificación con las unidades de aislamiento sísmico empleado tanto para el análisis modal espectral como para el análisis de historia de respuestas, también denominado tiempo historia. Luego se calcularon las derivas de entrepiso para la estructura, las cuales se muestran en la Tabla 27.

Tabla 27: Derivas de entrepiso para la estructura con aislamiento sísmico, análisis modal espectral.

DERIVAS DE PISO PARA LA ESTRUCTURA AISLADA, ANALISIS MODAL ESPECTRAL					
PISO	DIRECCIÓN	Altura Piso	Desp. Horizontal	Δ Desp. Horizontal	Derivas de Entrepiso
		mm	mm	mm	
Story3	X	3180.4	111.658	1.036	0.0003
Story2	X	3200	110.622	1.71	0.0005
Story1	X	3200	108.912	2.169	0.0007
AISLADO	X	1500	106.743	106.743	0.0712
Story3	Y	3180.4	124.159	1.296	0.0004
Story2	Y	3200	122.863	1.991	0.0006
Story1	Y	3200	120.872	2.539	0.0008
AISLADO	Y	1500	118.333	118.333	0.0789

En cuanto a la forma de vibrar de la estructura con aislamiento sísmico la Tabla 28 muestra que en los tres primeros modos de vibración se alcanza el 99% de la masa participativa tanto para la dirección “X”, “Y”, así como para la para la rotación alrededor de Z. Esto evidencia que la adición del sistema de aislamiento tiende a aumentar la regularidad sísmica de la estructura en comparación con la estructura de base fija.

Tabla 28: Formas modales y masa participativa de la estructura con aislamiento sísmico.

FORMAS MODALES DE LA ESTRUCTURA CON AISLAMIENTO							
Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
	segundo						
1	2.35	0	0.9996	0	0.9996	0.0001	0.0001
2	2.347	0.9997	0	0.9997	0.9996	0	0.0001
3	2.211	0	0.0001	0.9997	0.9996	0.9996	0.9997
4	0.275	0	0.0003	0.9997	1	0	0.9997
5	0.26	0.0003	0	1	1	0	0.9997
6	0.243	0	0	1	1	0.0003	1
7	0.133	0	0	1	1	0	1
8	0.124	0	0	1	1	0	1
9	0.116	0	0	1	1	0	1
10	0.079	0	0	1	1	0	1

1.2.3. ANÁLISIS DE RESPUESTA EN EL TIEMPO, TIEMPO HISTORIA.

Para el análisis estructural y posterior diseño de la superestructura de la edificación se usó el método inelástico denominado “Tiempo Historia”. Para el análisis tiempo historia se usaron las señales sísmicas de tres terremotos ocurrido en nuestro país y dos terremotos que ocurrieron en países con una sismicidad similar a nuestro país, dichos países son Chile y Japón. Las características de las señales empleadas en el análisis tiempo historia se muestran en la Tabla 29. Además, en esta tabla se muestran los factores empleados en los espectros de respuesta objetivos que se usaron para escalar los acelerogramas sísmicos, como se indicó en el capítulo de bases teóricas, la norma E.030 indica que ambas componentes de los registros sísmicos deben escalarse por el mismo factor.

Debido al uso de aislamiento sísmico, la norma E 0.30 (2018) indica que para estructuras aisladas el factor de uso se debe tomar como $U=1$, del mismo modo se empleó un factor de zona de 0.45, debido a que la edificación se encuentra en la zona sísmica 4. Para la determinación del factor R el código (ASCE 7-16, 2016) indica que el factor de reducción sísmica debe ser tomado como $R_I = 3/8 * R$, donde R , es el factor de reducción indicado por la norma E.030, la cual indica que para

edificaciones de concreto armado se debe toma un $R=8$, sin embargo para la presente investigación se usó un factor $R = 1$, debido a que se busca preservar la funcionalidad continua de la edificación luego de un terremoto.

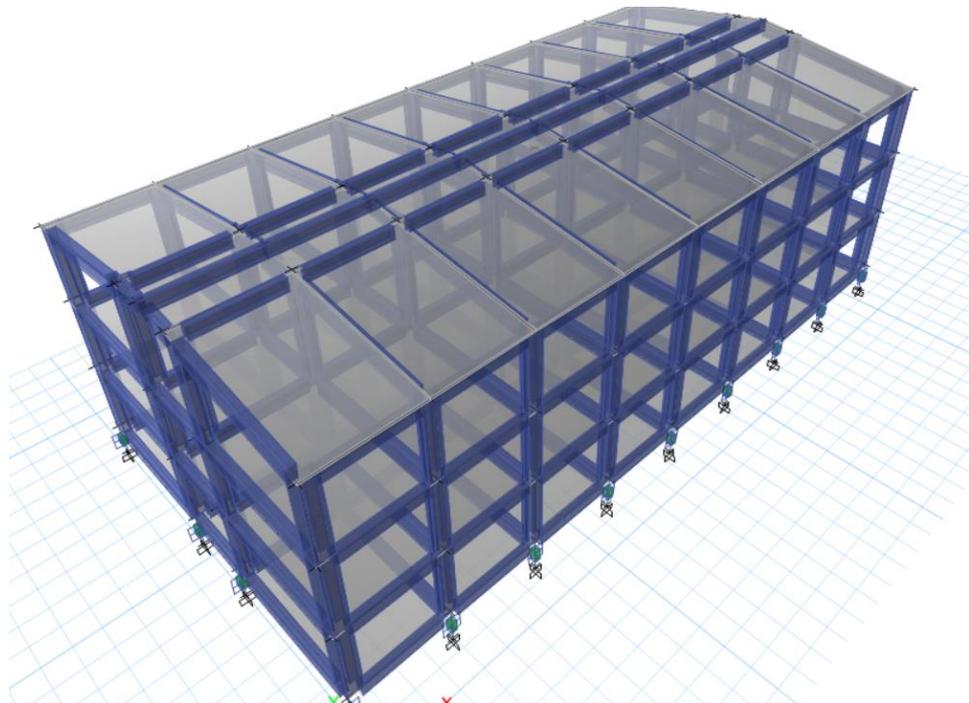


Figura 39: Modelo estructural de la edificación con aislamiento sísmico, usado para el análisis modal y para el análisis de historia de respuestas.

Tabla 29: Características de los registros sísmicos usados en el análisis estructural.

SISMO	ESTACIÓN ACELEROMETRICA	TIPO DE SUELO	DIRECCIÓN	Acel. Max. Original (cm/s ²)	FACTOR ESCALA	Acel. Escalada (cm/s ²)	FACTOR "Z"
LIMA 1966	La Reserva (Lima)	Suelo S1 – Grava Gruesa	N-S	269.336	1.64	441.45	0.45 g
			E-O	180.592	1.64	296.00	0.30 g
CHIMBOTE 1970	La Reserva (Lima)	Suelo S1 – Grava Gruesa	E-O	104.818	4.21	441.45	0.45 g
			N-S	97.749	4.21	411.68	0.42 g
LIMA 1974	La Reserva (Lima)	Suelo S1 – Grava Gruesa	E-O	194.205	2.27	441.45	0.45 g
			N-S	180.09	2.27	409.37	0.42 g
CHILE 2010	Talca (Chile)	Suelo S1 – Grava y Toba fracturada	CH1	462.27	0.95	441.45	0.45 g
			CH2	407.5	0.95	389.15	0.40 g
KOBE 1995	Kobe (Japón)	Suelo S1- Suelo Rígido	E-O	335.885	1.31	441.45	0.45 g
			N-S	310.43745	1.31	408.01	0.42 g

1.2.3.1. SISMO DE LIMA DE 1966.

La componente Norte – Sur, que es la predominante en aceleraciones del sismo de Lima de 1966 arrojó como resultado una aceleración pico de $-269.336 \text{ cm/seg}^2$ (0.27 g) para el acelerograma sísmico sin escalar, mientras que para el acelerograma sísmico escalado se obtuvo una aceleración máxima de $-457.950 \text{ cm/seg}^2$ (0.47 g), obteniéndose un factor de escala de 1.64. A su vez la componente Este – Oeste presentó una aceleración máxima de $-180.592 \text{ cm/seg}^2$ (0.18 g) y luego de ser escalada 1.64 veces presentó una aceleración máxima de 276.667 cm/seg^2 (0.28 g).

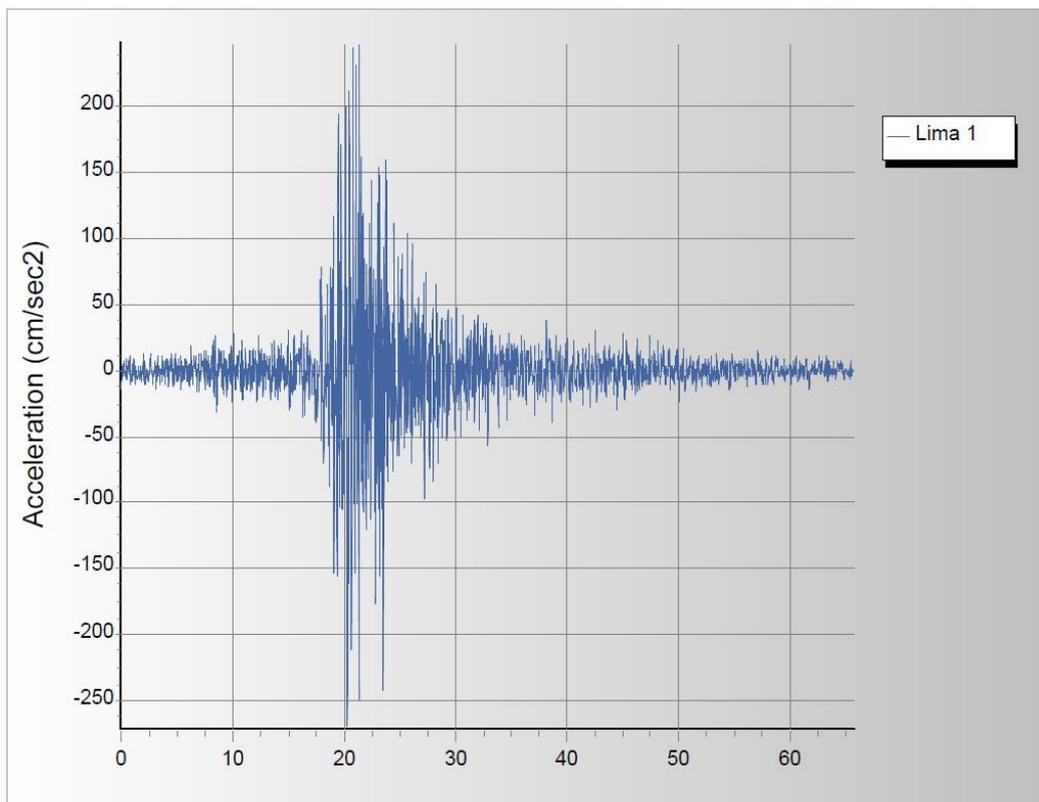


Figura 40: Acelerograma sísmico en dirección Norte - Sur del sismo de Lima de 1966.

Fuente: (CISMID)

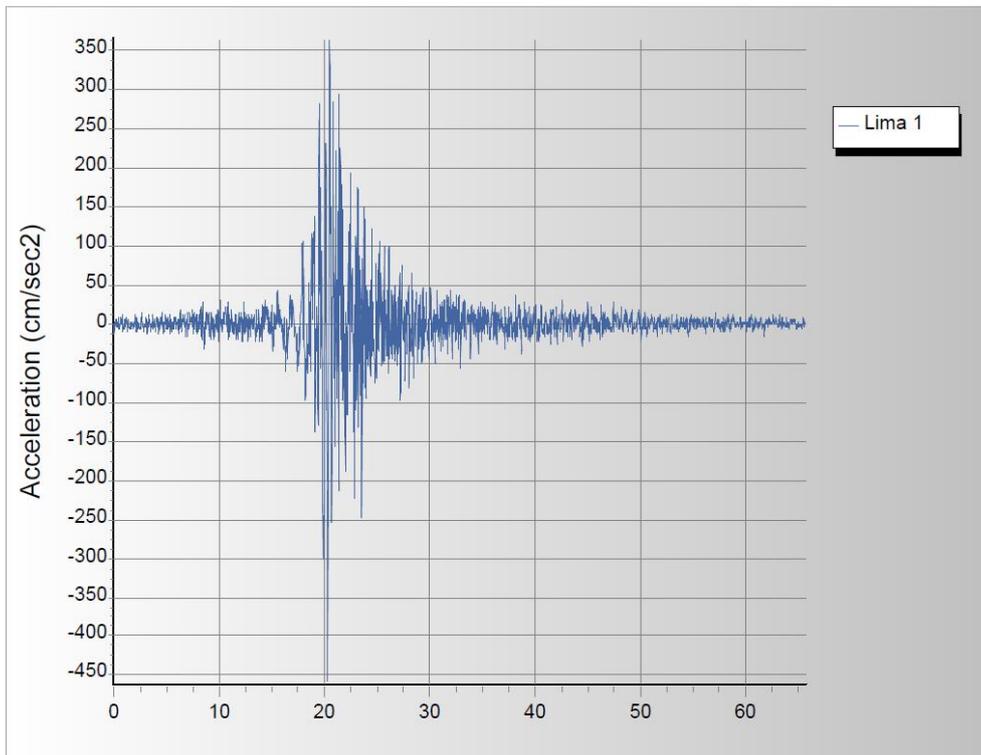


Figura 41: Acelerograma sísmico para la componente N-S del sismo de Lima del año 1966 escalado para un espectro objetivo de $Z=0.45$ (g), con un factor $R=1$.
Fuente: Elaboración Propia.

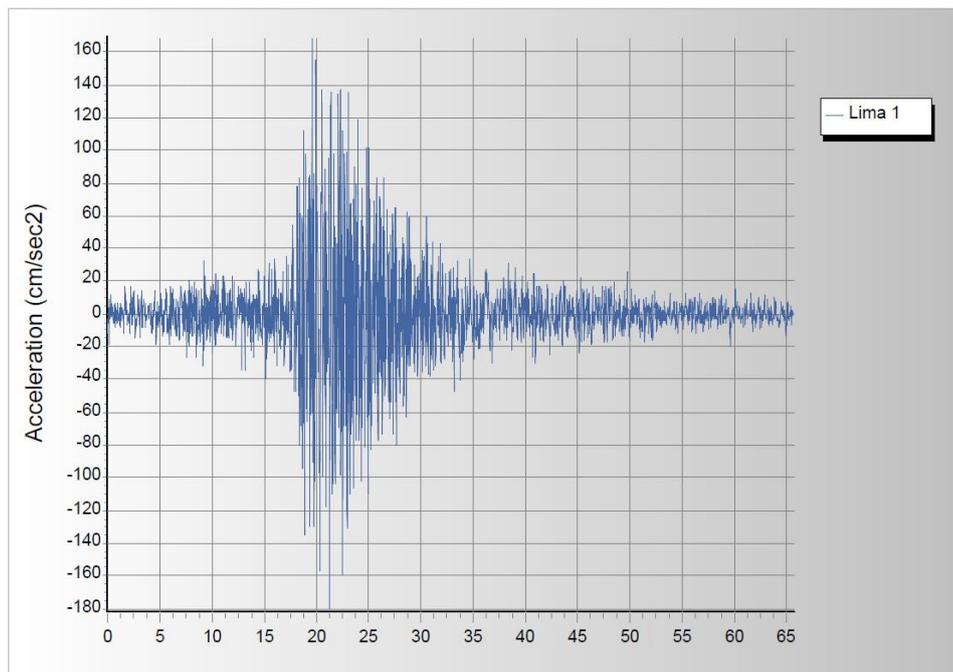


Figura 42: Acelerograma sísmico de la componente E-O del Sismo de Lima de 1966 sin escalar.
Fuente: Centro Peruano Japonés de Investigación Sísmica y Prevención de desastres (CISMID)

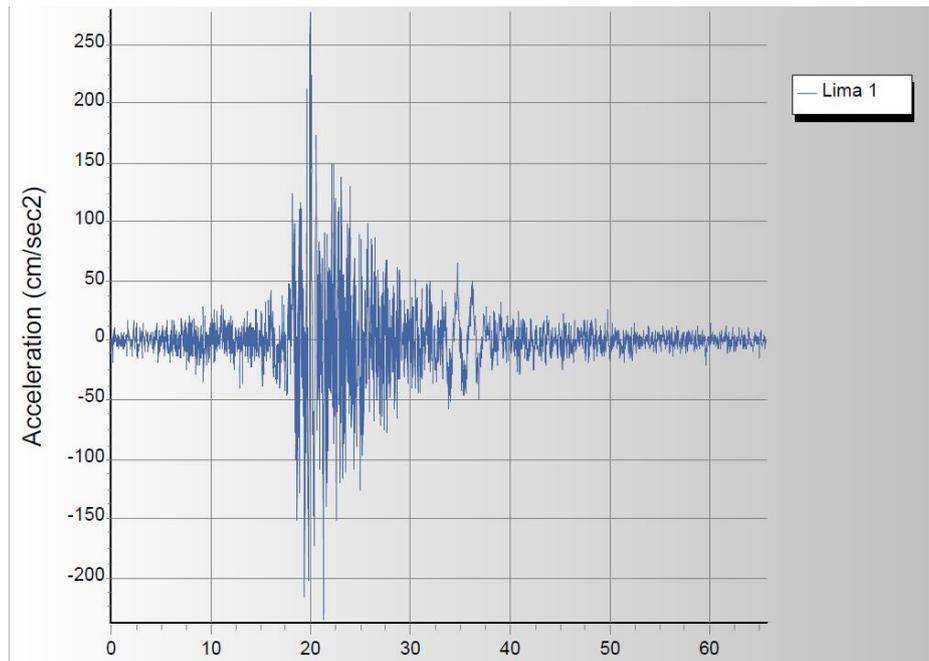


Figura 43: Acelerograma sísmico para la componente E-O del sismo de Lima de 1966 escalada a un espectro objetivo de $Z=0.30(g)$.

La Tabla 30 muestra las derivas de entrecapso del modelo estructural bajo los efectos del sismo de Lima de 1966 escalado a su máxima intensidad.

Tabla 30: Derivas de entrecapso para el sismo de Lima de 1966 escalado al máximo posible.

DERIVAS - SISMO LIMA 1966 - ANALISIS NO LINEAL					
PISO	DIRECCIÓN	Altura Piso	Desp. Horizontal	Δ Desp. Horizontal	Derivas de Entrecapso
		mm	mm	mm	
CASO 01					
Story3	DIRECCIÓN X- X	3180.4	154.033	2.58	0.0008
Story2		3200	151.453	3.82	0.0012
Story1		3200	147.633	4.458	0.0014
AISLADO		1500	143.175	143.175	0.0955
Story3	DIRECCIÓN Y- Y	3180.4	88.109	2.969	0.0009
Story2		3200	85.14	3.405	0.0011
Story1		3200	81.735	3.331	0.0010
AISLADO		1500	78.404	78.404	0.0523
CASO 02					
Story3	DIRECCIÓN X- X	3180.4	86.703	2.277	0.0007
Story2		3200	84.426	3.073	0.0010
Story1		3200	81.353	3.214	0.0010
AISLADO		1500	78.139	78.139	0.0521
Story3	DIRECCIÓN Y- Y	3180.4	141.374	2.746	0.0009
Story2		3200	138.628	3.5	0.0011
Story1		3200	135.128	4.286	0.0013
AISLADO		1500	130.842	130.842	0.0872

1.2.3.2. SISMO DE CHIMBOTE DE 1970.

Posteriormente se escaló el sismo de Chimbote de 1970 en sus dos componentes, tanto en la componente Norte – Sur, como en la componente Este – Oeste.

En la componente Este – Oeste sin escalar se obtuvo una aceleración máxima de 104.818 cm/seg^2 (0.11 g), mientras que para el sismo escalado a la máxima intensidad se obtuvo una aceleración pico de $-338.825 \text{ cm/seg}^2$ (0.35 g); de forma análoga para la componente Norte – Sur sin escalar se obtuvo una aceleración pico de 97.749 cm/seg^2 (0.1 g), mientras que para el escalamiento de esta componente se usó un espectro objetivo de $Z=0.42$ y $R=1$ y se obtuvo una aceleración máxima de 365.004 cm/seg^2 (0.37 g).

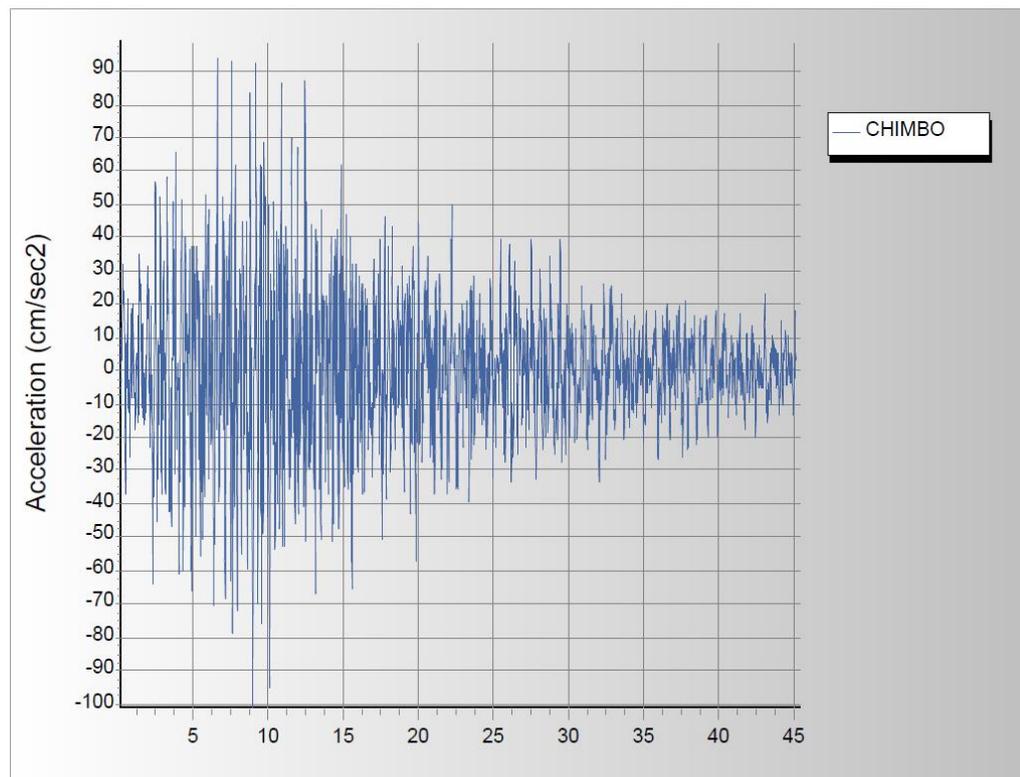


Figura 44: Acelerogramas del sismo de Chimbote de 1970 en dirección Este - Oeste sin escalar.

Fuente: Centro Peruano Japonés de Investigación Sísmica y Prevención de desastres (CISMID)

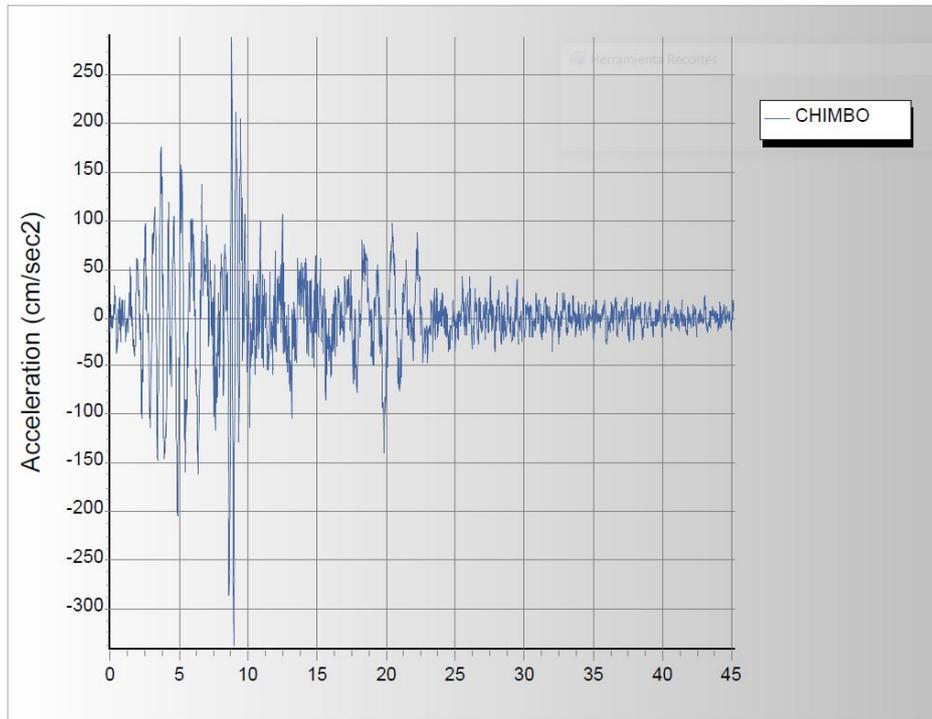


Figura 45: Acelerograma sísmico de Chimbote de 1970 en dirección Este - Oeste escalado a la máxima intensidad para un espectro objetivo de $Z=0.45$ y $R=1$.

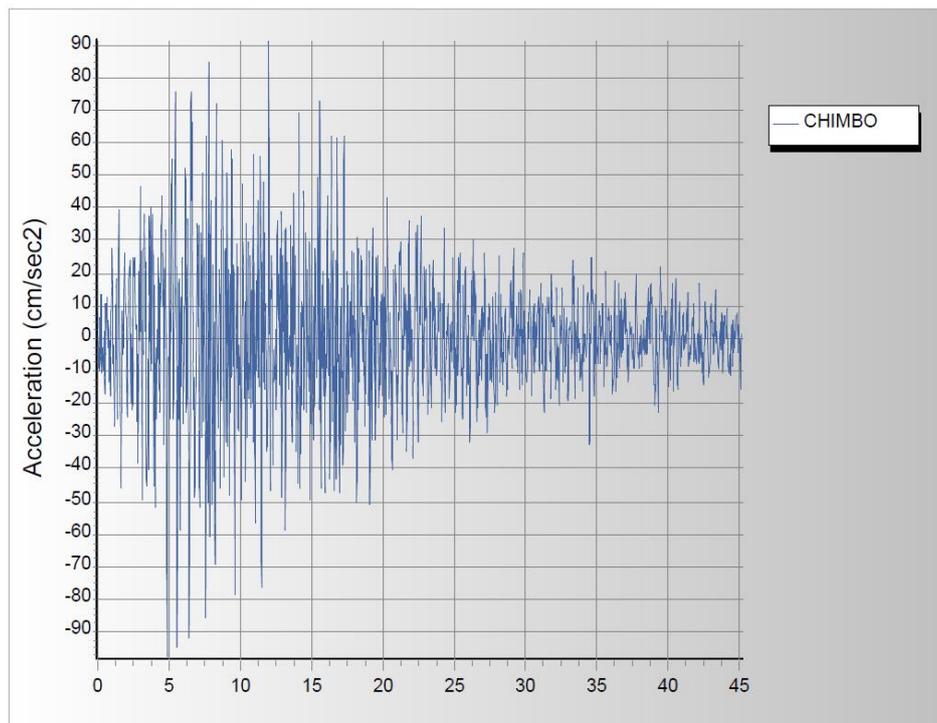


Figura 46: Acelerogramas del sismo de Chimbote de 1970 en dirección Norte - Sur sin escalar.

Fuente: Centro Peruano Japonés de Investigación Sísmica y Prevención de desastres (CISMID)

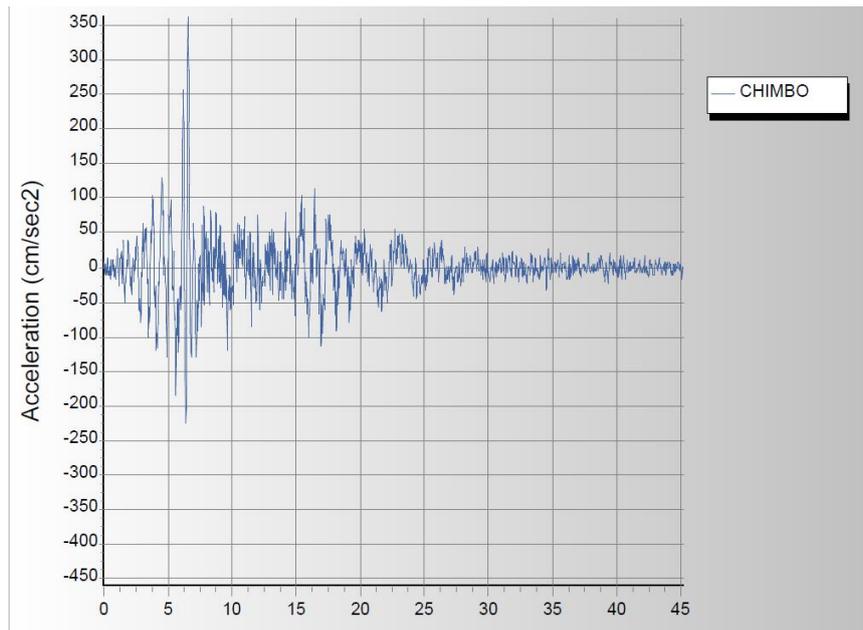


Figura 47: Acelerograma del sismo de Chimbote de 1970 en dirección Norte - Sur escalado a un espectro objetivo de $Z=0.42$ y $R=1$.

Luego de procesar los acelerogramas sísmicos, se obtuvo la respuesta de la estructura para las dos componentes escaladas a la máxima intensidad, la cual se muestra en la Tabla 31.

Tabla 31: Derivas de entrepiso para la estructura analizada con el acelerograma sísmico de Lima de 1966 escalado a su máxima intensidad.

DERIVAS - SISMO CHIMBOTE 1970 - ANÁLISIS NO LINEAL					
PISO	DIRECCIÓN	Altura Piso	Desp. Horizontal	Δ Desp. Horizontal	Derivas de Entrepiso
		mm	mm	mm	
CASO 01					
Story3	DIRECCIÓN X- X	3180.4	83.068	2.475	0.0008
Story2		3200	80.593	3.284	0.0010
Story1		3200	77.309	3.628	0.0011
AISLADO		1500	73.681	73.681	0.0491
Story3	DIRECCIÓN Y- Y	3180.4	75.075	2.374	0.0007
Story2		3200	72.701	3.03	0.0009
Story1		3200	69.671	3.321	0.0010
AISLADO		1500	66.35	66.35	0.0442
CASO 02					
Story3	DIRECCIÓN X- X	3180.4	74.828	1.868	0.0006
Story2		3200	72.96	2.711	0.0008
Story1		3200	70.249	3.13	0.0010
AISLADO		1500	67.119	67.119	0.0447
Story3	DIRECCIÓN Y- Y	3180.4	83.122	3.055	0.0010
Story2		3200	80.067	3.685	0.0012
Story1		3200	76.382	3.954	0.0012
AISLADO		1500	72.428	72.428	0.0483

1.2.3.3. SISMO DE LIMA DEL AÑO 1974

El siguiente registro sísmico usado en la investigación fue el de Lima del año 1974, para el cual se usaron las dos componentes horizontales del sismo para el caso N°1, tanto la componen Este – Oeste que se usó en la dirección X-X de la estructura, así como la componente Norte – Sur que se usó en la dirección Y-Y; del mismo modo, pero de manera invertida se trabajó para el caso N°2.

La aceleración pico para la componente Este – Oeste del sismo de Lima sin escalar es de $-194.205 \text{ cm/seg}^2$ (0.2 g), mientras que el valor máximo de la aceleración pico para la componente escalada a un espectro objetivo de $Z=0.45$ y $R=1$ es -469.92 cm/seg^2 (0.48 g); asimismo el valor pico para la acelerograma del sismo en la componente Norte – Sur sin escalar es de -180.09 cm/seg^2 (0.18 g), mientras que dicha componente escalada al sismo de máxima intensidad presenta una aceleración máxima de 324.554 cm/seg^2 (0.33 g)

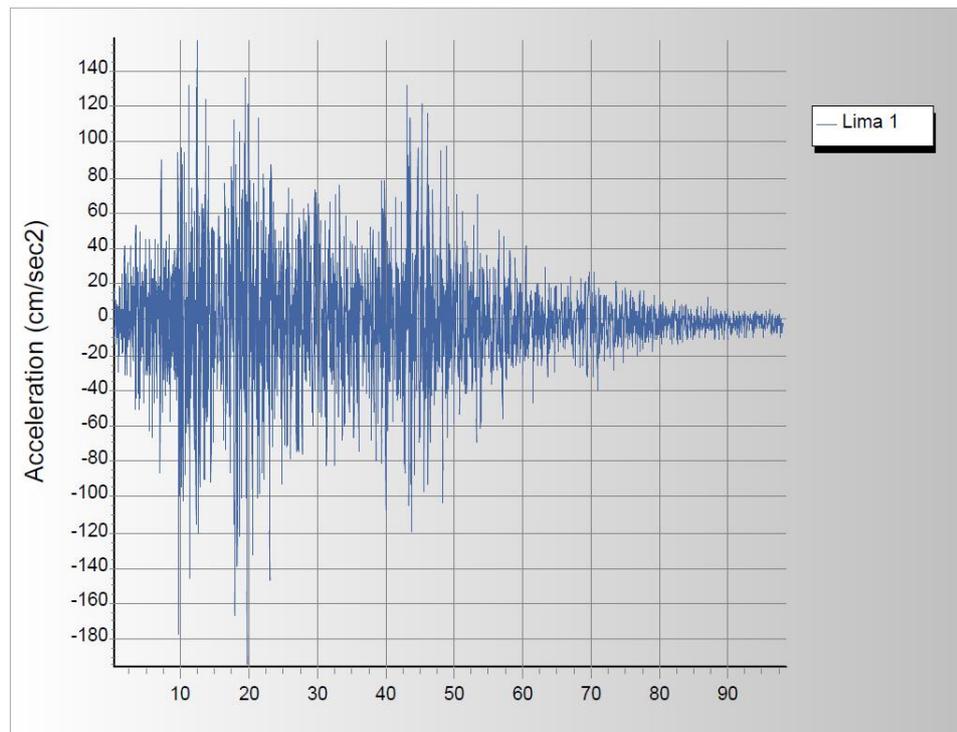


Figura 48: Acelerogramas del sismo de Lima de 1974 en dirección Este - Oeste sin escalar.
Fuente: Centro Peruano Japonés de Mitigación de Desastres - CISMID

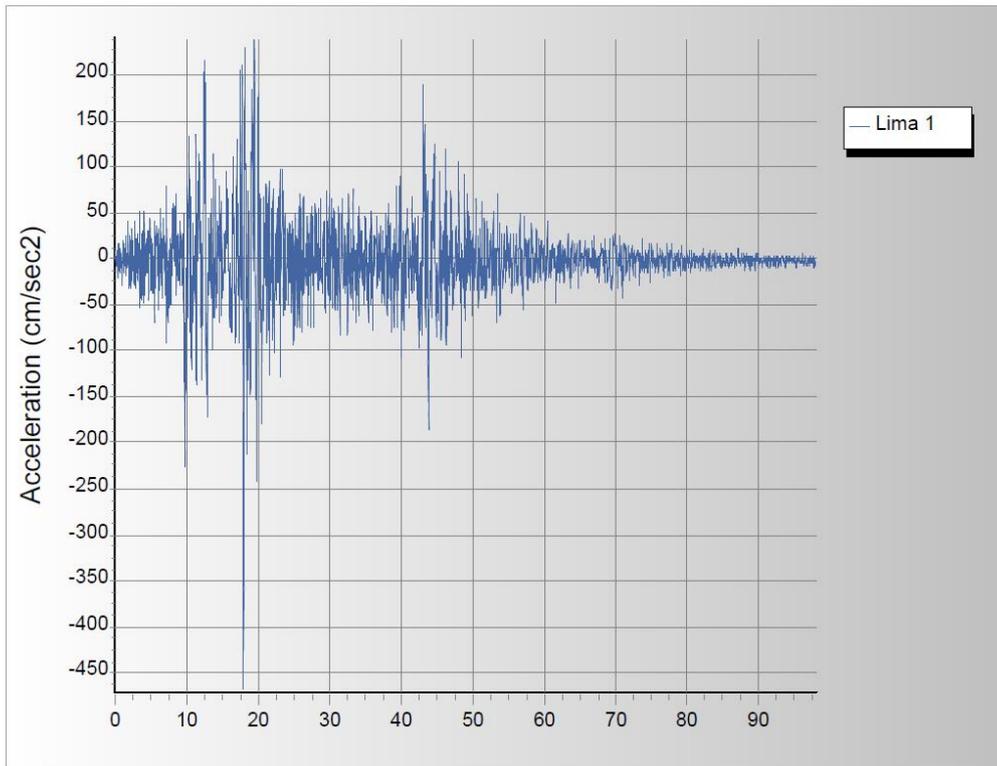


Figura 49: Acelerogramas del sismo de Lima 1974 en dirección Este - Oeste escalado al sismo máximo.

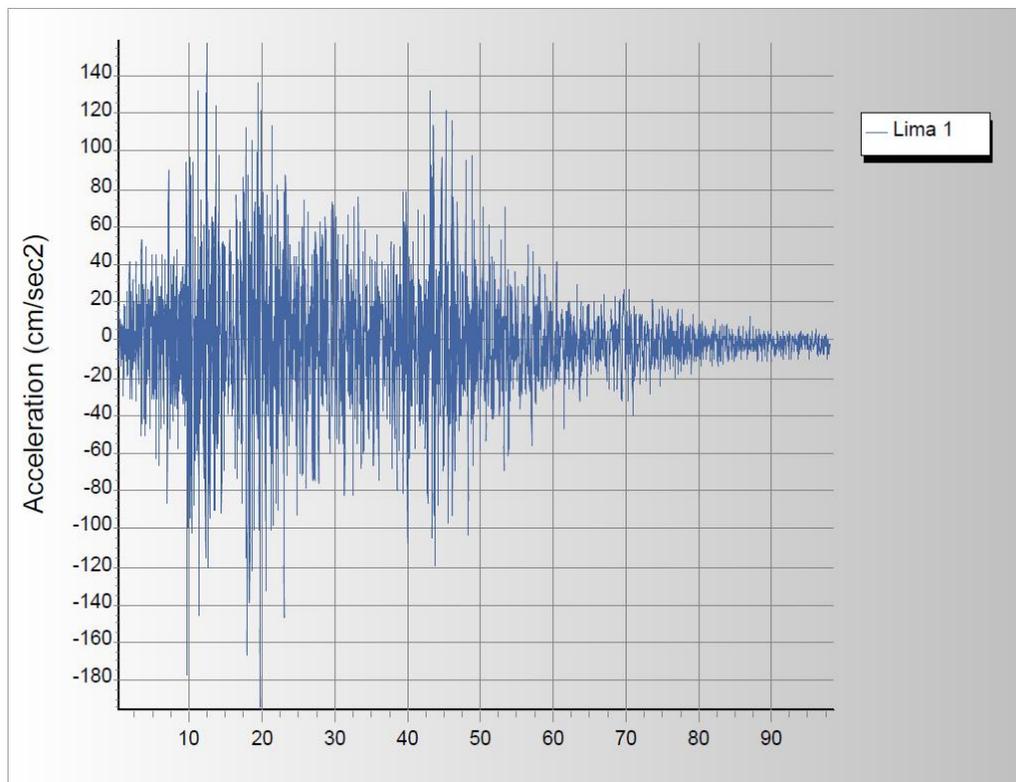


Figura 50: Acelerogramas del sismo de Lima de 1974 en dirección Norte - Sur sin escalar.

Fuente: Centro Peruano Japonés de Mitigación de Desastres - CISMID

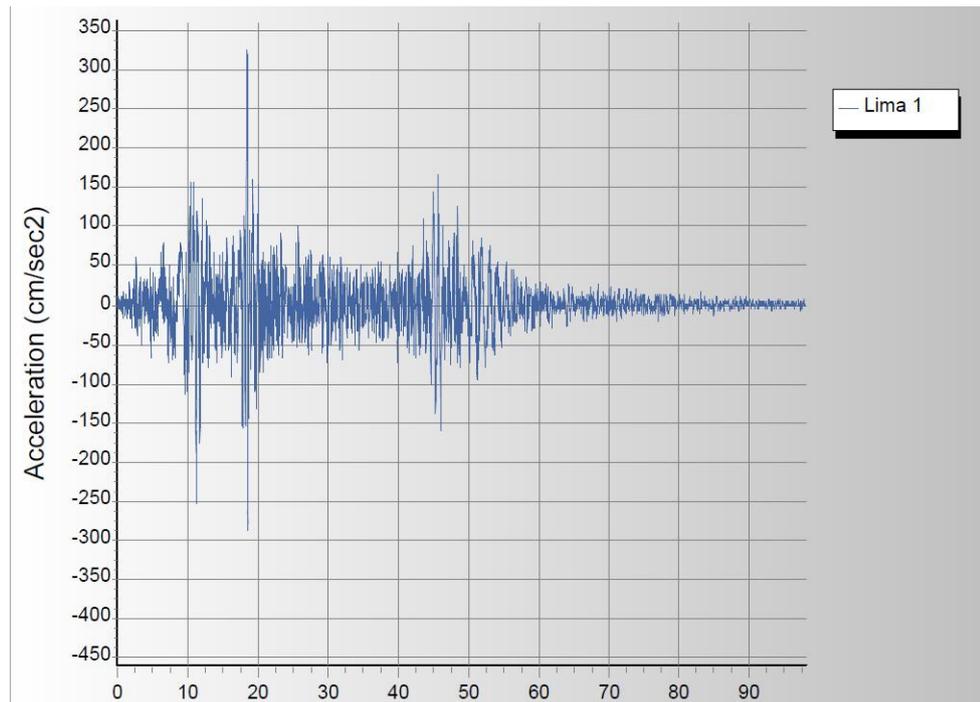


Figura 51: Acelerograma del sismo de Lima de 1974 en dirección Norte - Sur escalado para un espectro objetivo de $Z=0.45$ y $R=1$.

Luego de procesar los datos de los acelerogramas en un programa de análisis estructural se obtuvieron las derivas de entrepiso mostradas en la Tabla 32:

Tabla 32: Derivas de entrepiso para los acelerogramas sísmicos escalados, sismo de Lima de 1974.

DERIVAS - SISMO LIMA 1974 - ANÁLISIS NO LINEAL					
PISO	DIRECCIÓN	Altura Piso	Desp. Horizontal	Δ Desp. Horizontal	Derivas de Entrepiso
		mm	mm	mm	
CASO 01					
Story3	DIRECCIÓN X-X	3180.4	91.432	3.294	0.0010
Story2		3200	88.138	4.222	0.0013
Story1		3200	83.916	4.13	0.0013
AISLADO		1500	79.786	79.786	0.0532
Story3	DIRECCIÓN Y-Y	3180.4	62.39	2.95	0.0009
Story2		3200	59.44	3.486	0.0011
Story1		3200	55.954	3.524	0.0011
AISLADO		1500	52.43	52.43	0.0350
CASO 02					
Story3	DIRECCIÓN X-X	3180.4	61.913	2.541	0.0008
Story2		3200	59.372	3.33	0.0010
Story1		3200	56.042	3.375	0.0011
AISLADO		1500	52.667	52.667	0.0351
Story3	DIRECCIÓN Y-Y	3180.4	93.064	4.315	0.0014
Story2		3200	88.749	4.746	0.0015
Story1		3200	84.003	4.527	0.0014
AISLADO		1500	79.476	79.476	0.0530

1.2.3.4. SISMO DE CHILE DE 2010

El siguiente registro sísmico usado fue el registro captado el 27 de febrero del 2010 en Chile, este registro fue tomado de la estación ubicada en la ciudad de Talca, elegimos el registro de esta estación porque gran parte de su estratigrafía está conformada por material rígido con ondas de corte que van desde los 507 m/s a 1262 m/s, lo cual se clasifica como un suelo rígido del tipo S1 según la norma E.030. Los parámetros usados para elaborar el espectro objetivo fueron los mismos que se usaron para los registros de sismos peruanos presentados anteriormente.

La aceleración máxima para la componente transversal sin escalar fue de 462.27 cm/seg² (0.471 g), mientras que para el acelerograma escalado a la máxima intensidad se obtuvo una aceleración máxima de 462.280 cm/seg² (0.471 g); por otro lado, para la componente longitudinal sin escalar para el sismo de Chile del año 2010 se obtuvo una aceleración máxima de 407.5 cm/seg² (0.42 g), mientras que para la componente longitudinal escalada a la máxima intensidad se obtuvo una aceleración pico de 370.807 cm/seg² (0.38 g), a continuación se muestran los gráficos.

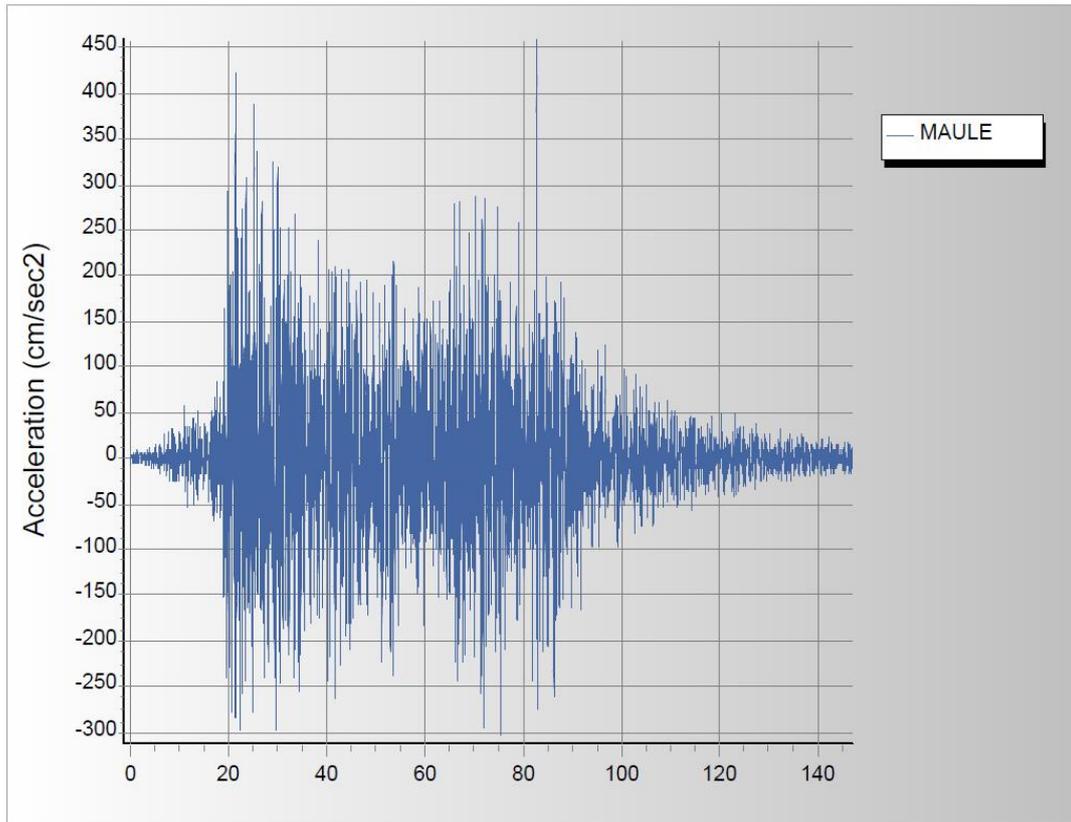


Figura 52: Acelerogramas del sismo de Chile – CH 1 en dirección Norte - Sur sin escalar.

Fuente: Red de cobertura nacional de acelerógrafos, Chile (RENADIC)

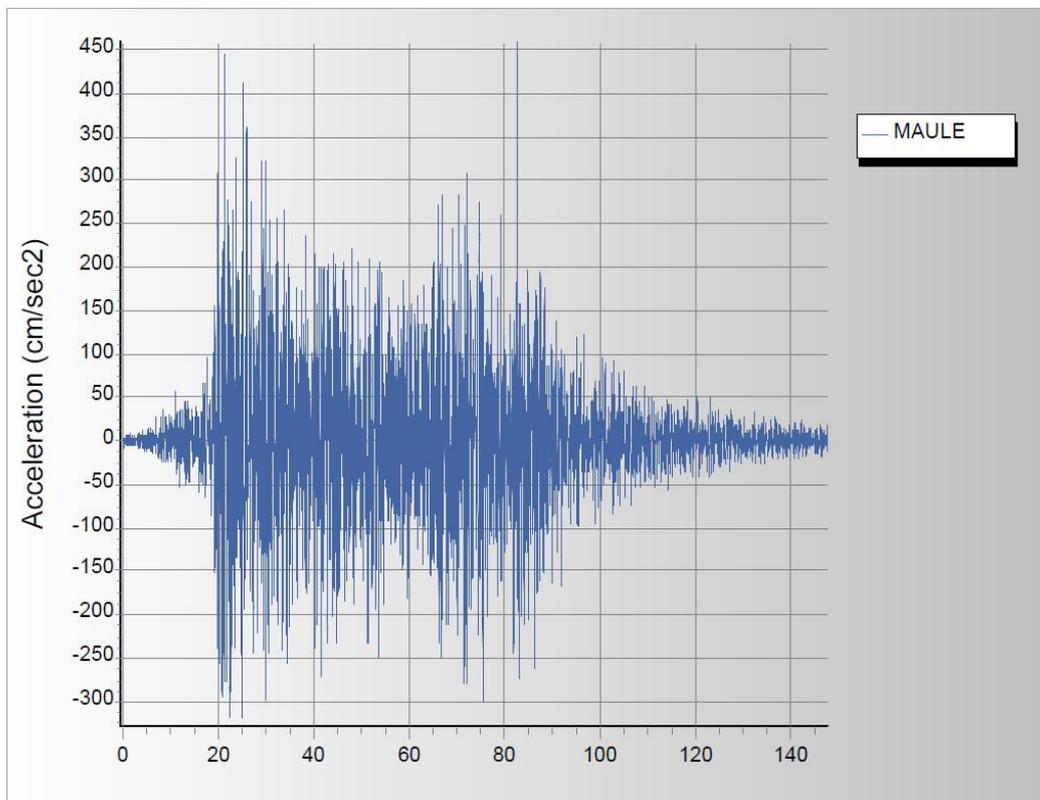


Figura 53: Acelerograma del Sismo Maule, Chile (2010), CH 1, en dirección Norte-Sur ya escalado.

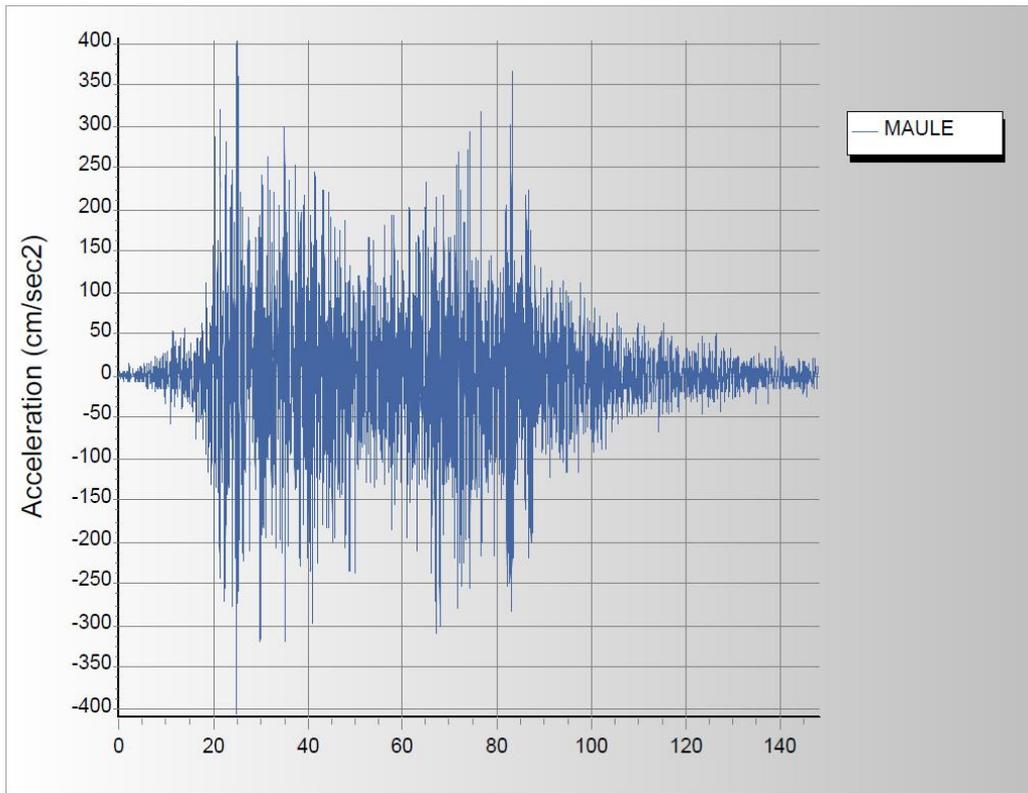


Figura 54: Acelerogramas del sismo de Chile – CH 2 en dirección Este - Oeste sin escalar.

Fuente: Red de cobertura nacional de acelerógrafos, Chile (RENADIC)

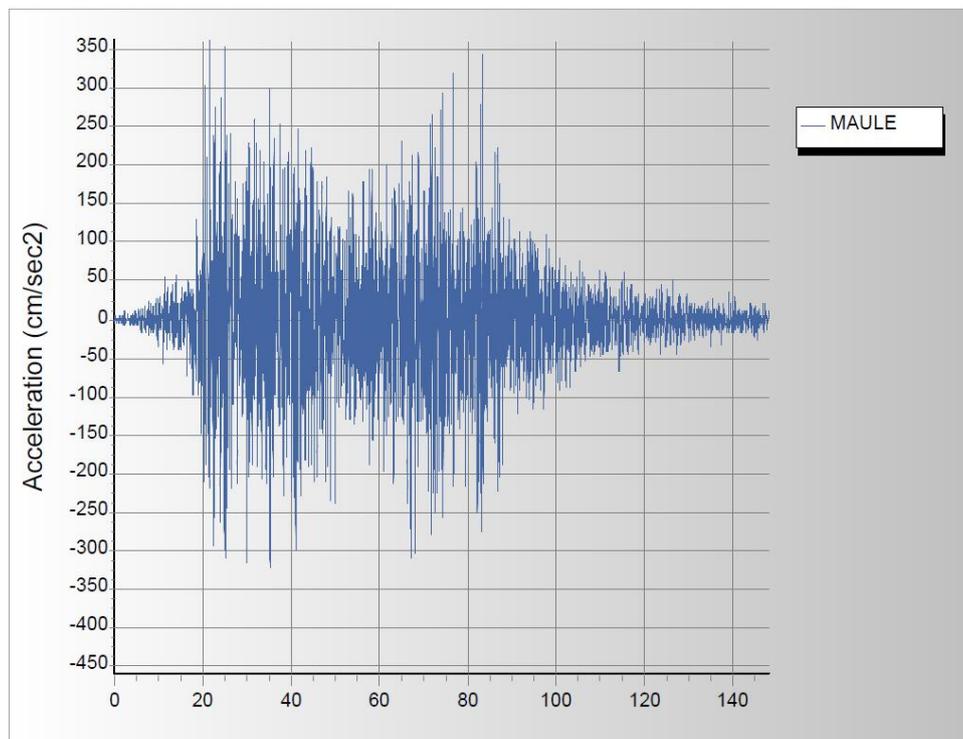


Figura 55: Acelerogramas del sismo de Chile – CH 2 en dirección Este - Oeste escalado al sismo máximo.

Al procesar los espectros de respuesta escalados en el programa de cálculo estructural Etabs mediante un análisis Dinámico No Lineal de Respuesta en el Tiempo se obtuvieron los resultados que se muestran en la Tabla 33:

Tabla 33: Derivas de entrepiso de la estructura aislada para el sismo de Maule en Chile de 2010.

DERIVAS - SISMO CHILE 2010 - ANÁLISIS NO LINEAL					
PISO	DIRECCIÓN	Altura Piso	Desp. Horizontal	Δ Desp. Horizontal	Derivas de Entrepiso
		mm	mm	mm	
CASO 01					
Story3	DIRECCIÓN X-X	3180.4	85.368	2.447	0.0008
Story2		3200	82.921	3.263	0.0010
Story1		3200	79.658	3.642	0.0011
AISLADO		1500	76.016	76.016	0.0507
Story3	DIRECCIÓN Y-Y	3180.4	88.383	3.324	0.0010
Story2		3200	85.059	3.873	0.0012
Story1		3200	81.186	3.865	0.0012
AISLADO		1500	77.321	77.321	0.0515
CASO 02					
Story3	DIRECCIÓN X-X	3180.4	86.8	2.709	0.0009
Story2		3200	84.091	3.605	0.0011
Story1		3200	80.486	3.759	0.0012
AISLADO		1500	76.727	76.727	0.0512
Story3	DIRECCIÓN Y-Y	3180.4	86.134	3.402	0.0011
Story2		3200	82.732	4.005	0.0013
Story1		3200	78.727	4.194	0.0013
AISLADO		1500	74.533	74.533	0.0497

1.2.3.5. SISMO DE JAPON DEL AÑO 1995

Finalmente se empleó el acelerograma del sismo de Kobe, Japón del año 1995, cuyos datos fueron obtenidos de la base de datos del “Pacific Earthquake Engineering Research Center – PEER”.

La aceleración pico para la componente sísmica sin escalar Este – Oeste fue de 0.34239 g (335.885 cm/seg²), mientras que para la componente escalada al sismo máximo mediante un espectro objetivo de Z=0.45 y R=1 se obtuvo una aceleración pico de 0.4389 g (430.56 cm/seg²); de manera similar para la componente sísmica sin escalar Norte – Sur, se obtuvo una aceleración pico de 0.31645 g (310.44

cm/seg²), mientras que para la componente escalada con un espectro objetivo de $Z=0.45$ y $R=1$ se obtuvo una aceleración pico de 0.40203 g (394.39 cm/seg^2). Las gráficas de los acelerogramas sísmicos tanto para las componentes escaladas, como para las componentes sin escalar se muestran a continuación:

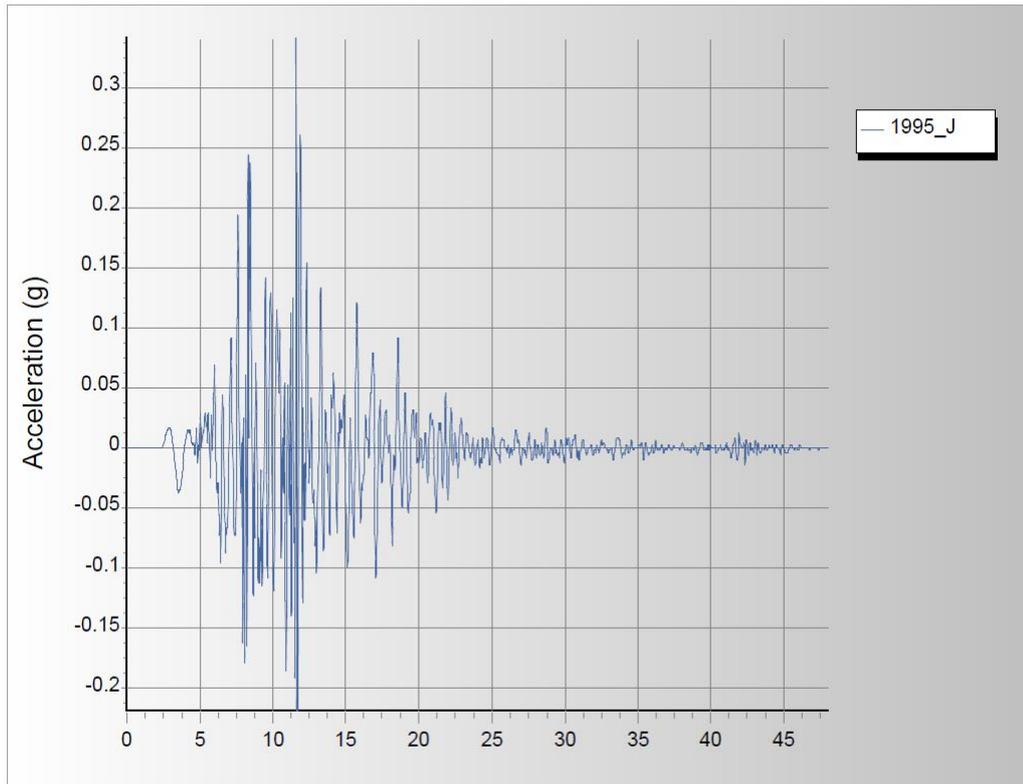


Figura 56: Acelerograma sísmico sin escalar para la componente E-O de Kobe, 1995.

Fuente: Pacific Earthquake Engineering Research Center – PEER

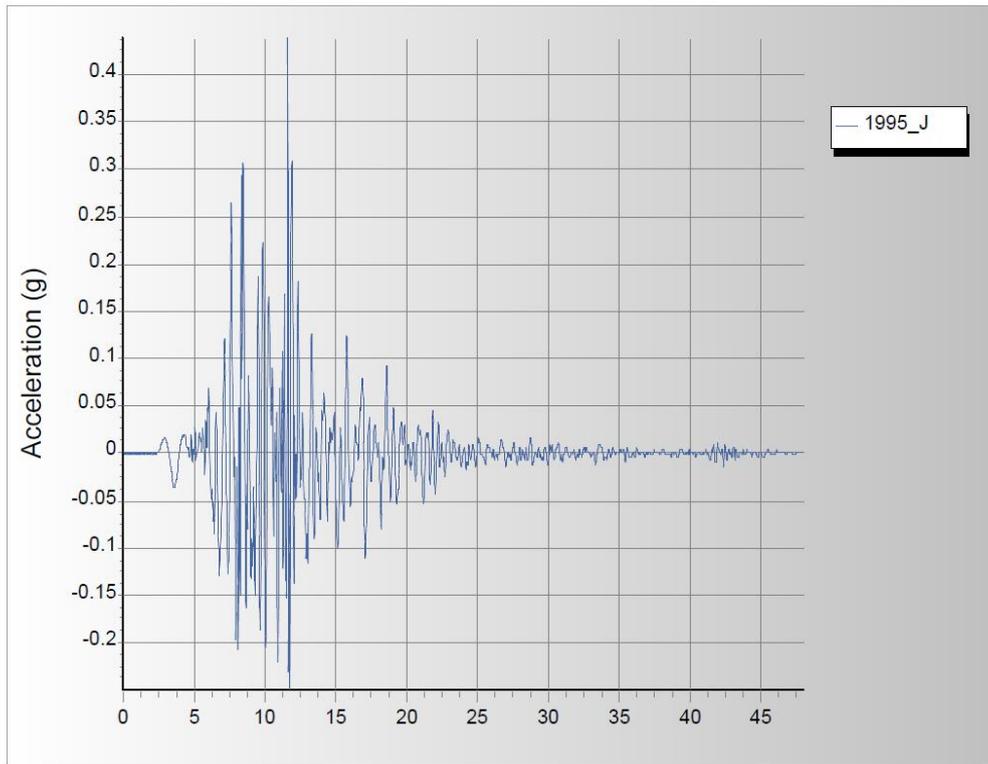


Figura 57: Componente E-O del sismo de Kobe escalada a un espectro objetivo de $Z=0.45$ y $R=1$.

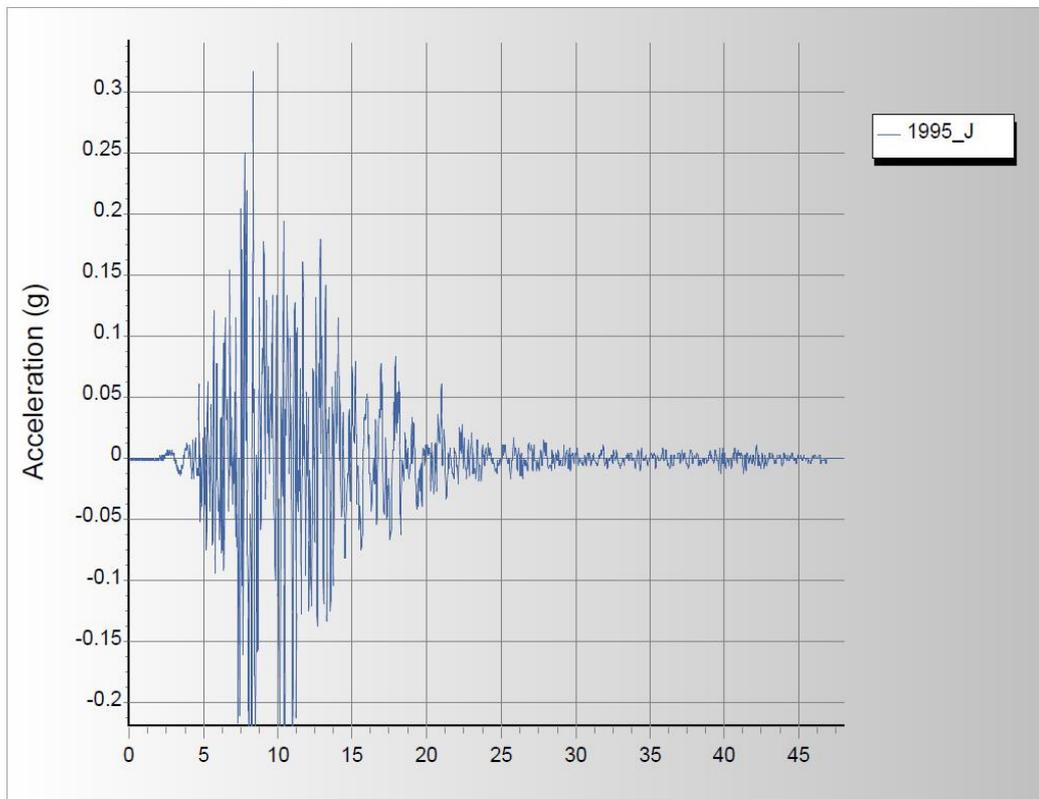


Figura 58: Acelerograma sísmico sin escalar para la componente N-S de Kobe, 1995.

Fuente: Pacific Earthquake Engineering Research Center – PEER

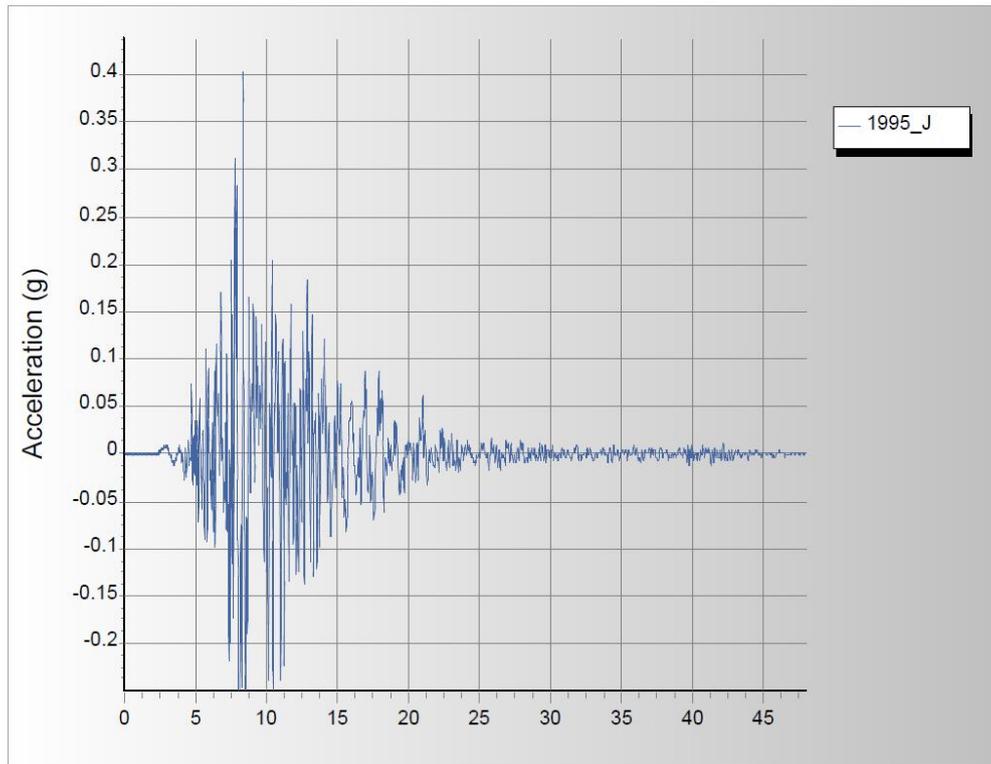


Figura 59: Componente N-S del sismo de Kobe escalada a un espectro objetivo de $Z=0.42$ y $R=1$.

Las derivas de la estructura con aislamiento sísmico para un análisis no Lineal Tiempo Historia tomando en cuenta los espectros de respuesta escalados con los factores presentados en la Tabla 29 para el sismo de Kobe, Japón del año 1995 se muestra en la Tabla 34, esta tabla muestra que todas las derivas por encima del sistema de aislamiento sísmico están por debajo de los límites máximos permitidos por la norma de diseño sismo resistente, E.030.

Tabla 34: Derivas de entrepiso para el sismo de Kobe, Japón de 1995

DERIVAS - SISMO KOBE 1995 - ANÁLISIS NO LINEAL					
PISO	DIRECCIÓN	Altura Piso	Desp. Horizontal	Δ Desp. Horizontal	Derivas de Entrepiso
		mm	mm	mm	
CASO 01					
Story3	DIRECCIÓN X-X	3180.4	93.716	2.659	0.0008
Story2		3200	91.057	3.503	0.0011
Story1		3200	87.554	3.592	0.0011
AISLADO		1500	83.962	83.962	0.0560
Story3	DIRECCIÓN Y-Y	3180.4	125.627	2.637	0.0008
Story2		3200	122.99	3.637	0.0011
Story1		3200	119.353	4.187	0.0013
AISLADO		1500	115.166	115.166	0.0768
CASO 02					
Story3	DIRECCIÓN X-X	3180.4	124.664	2.495	0.0008
Story2		3200	122.169	3.535	0.0011
Story1		3200	118.634	3.91	0.0012
AISLADO		1500	114.724	114.724	0.0765
Story3	DIRECCIÓN Y-Y	3180.4	94.437	3.473	0.0011
Story2		3200	90.964	4.097	0.0013
Story1		3200	86.867	4.126	0.0013
AISLADO		1500	82.741	82.741	0.0552

Posteriormente al análisis de las derivas de entrepiso para cada uno de los sismos escalados de acuerdo a los factores mostrados en la Tabla 29 que se obtuvo del programa de cálculo estructural, se realizó una comparativa de la respuesta de la estructura ante cada uno de estos sismos y se comparó con la respuesta del edificio para el análisis espectral, obteniéndose de esta manera los resultados que se muestran en la Tabla 35, esta tabla muestra que el sismo que más solicitaciones generó en la estructura aislada, tanto en la componente X-X como en la componente Y-Y es el de Lima del año 1974, por ello para los cálculos siguientes de esta investigación se utilizara el análisis tiempo historia del sismo de Lima del año 1974 para realizar el diseño estructural de la edificación.

Tabla 35: Tabla comparativa de las derivas de entrepiso de la estructura para el análisis espectral y el análisis tiempo historia de sismos peruanos y sismos extranjeros.

DISTORCIONES DE ENTREPISO PARA EL SISMO MAXIMO (MCE) - ESTRUCTURA AISLADA												
DIRECCIÓN SISMICA	PISO	ANÁLISIS ESPECTRAL	LIMA 1966		CHIMBOTE 1970		LIMA 1974		CHILE 2010		KOBE 1995	
			CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
DIRECCIÓN "X-X"	3	0.0003	0.0008	0.0007	0.0008	0.0006	0.0010	0.0008	0.0008	0.0009	0.0008	0.0008
	2	0.0005	0.0012	0.0010	0.0010	0.0008	0.0013	0.0010	0.0010	0.0011	0.0011	0.0011
	1	0.0007	0.0014	0.0010	0.0011	0.0010	0.0013	0.0011	0.0011	0.0012	0.0011	0.0012
	BASE	0.0712	0.0955	0.0521	0.0491	0.0447	0.0532	0.0351	0.0507	0.0512	0.0560	0.0765
DIRECCIÓN "Y-Y"	3	0.0004	0.0009	0.0009	0.0007	0.0010	0.0009	0.0014	0.0010	0.0011	0.0008	0.0011
	2	0.0006	0.0011	0.0011	0.0009	0.0012	0.0011	0.0015	0.0012	0.0013	0.0011	0.0013
	1	0.0008	0.0010	0.0013	0.0010	0.0012	0.0011	0.0014	0.0012	0.0013	0.0013	0.0013
	BASE	0.0789	0.0523	0.0872	0.0442	0.0483	0.0350	0.0530	0.0515	0.0497	0.0768	0.0552

1.2.4. DETERMINACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE

1.2.4.1. CORTANTE BASAL, PROCEDIMIENTO LATERAL EQUIVALENTE

1.2.4.1.1. PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

Mediante la ecuación (Ec. 2) se determinó la rigidez del sistema de aislamiento, la cual está en función de las fuerzas máximas y mínimas y de la deformación máxima de las unidades de aislamiento sísmico, obtenidas a través de los diagramas histerético del análisis tiempo historia. Los valores se presentan en la Tabla 36.

Tabla 36: Determinación de la rigidez del sistema de aislamiento.

PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO			
Numero de aisladores	N°	36	
Fuerza histerética máxima	F_M^+	81.9135	KN
Fuerza histerética mínima	F_M^-	82.7964	KN
Desplazamiento máximo	D_M	0.07	m
Rigidez del sistema aislamiento	KM	42353.97	KN/m

Luego, mediante la ecuación (Ec. 3) y con los datos de la Tabla 36 se calculó el amortiguamiento del sistema de aislamiento sísmico, dichos resultados se muestran en la Tabla 37.

Tabla 37: Determinación del amortiguamiento del sistema de aislamiento.

AMORTIGUAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO.			
Energía disipada en 01 ciclo	ΣE_M	361.8	KN-m
Rigidez del sistema aislamiento	KM	42353.97	KN/m
Desplazamiento máximo	D_M	0.07	m
Amortiguamiento del sistema.	β_M	0.277	

1.2.4.1.2. FUERZA DE DISEÑO, ELEMENTOS POR DEBAJO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO.

Posteriormente se determinó la fuerza cortante de diseño para los elementos estructurales que se encuentran por debajo del sistema de base. Los resultados se muestran en la Tabla 38.

Tabla 38: Fuerza cortante de diseño para los elementos estructurales por debajo del sistema de aislamiento sísmico.

FUERZA CORTANTE PARA ELEMENTOS BAJO EL SISTEMA DE AISLAMIENTO			
Rigidez del sistema de aislamiento	KM	42353.97	KN/m
Desplazamiento máximo	DM	0.070 m	m
Fuerza cortante, para el diseño de la subestructura	Vb	2964.778	KN

1.2.4.1.3. FUERZA DE DISEÑO PARA ELEMENTOS SOBRE EL SISTEMA DE AISLAMIENTO.

Luego de ello, en función de la ecuación (Ec. 10) y (Ec. 9) se determinó la fuerza cortante para el diseño de los elementos estructurales por encima del sistema de aislamiento sísmico.

Tabla 39: Fuerza cortante para el diseño de los elementos estructurales por encima del sistema de aislamiento sísmico, obtenida mediante el procedimiento de fuerza lateral equivalente.

FUERZA CORTANTE SOBRE EL SISTEMA DE AISLAMIENTO			
Fuerza cortante para subestructura	Vb	2964.778	KN
Peso sísmico, sin el nivel de base	Ws	21895.04	KN
Peso sísmico, incluido el nivel de base	W	27812.28	KN
Amortiguamiento del sistema aislamiento	β_M	0.277	
Fuerza cortante superestructura, sin factorar	Vst	2755.275	KN
Factor de reducción sísmica	RI	1	
Fuerza cortante reducida	Vs	2755.27	KN

El código de diseño (ASCE 7-16, 2016), en el artículo 17.5.4.3 indica los límites que se deben adoptar para el valor de V_S cuando se use el procedimiento de fuerza lateral equivalente. Este artículo indica que el valor de la cortante basal obtenida en la Tabla 39, no debe ser menor que la fuerza cortante basal obtenida para una estructura de base fija de igual peso sísmico y periodo, T_M , que la estructura aislada, tomando en cuenta estas disposiciones se calculó la fuerza sísmica para una estructura equivalente de base fija. Los resultados se muestran en la Tabla 40 y muestran que la cortante basal obtenida es de 985 KN, valor que es menor al obtenido por el procedimiento de fuerza lateral equivalente, por lo tanto, se adopta el valor final de la Tabla 39.

Tabla 40: Fuerza cortante en la base obtenida de una estructura de base fija y de periodo T_M .

CORTANTE SÍSMICA PARA LA ESTRUCTURA EMPOTRADA		
Factor de zona	Z	0.45
Factor de uso	U	1.5
Factor de amplificación	C	0.533
Factor del suelo	S	1
Coefficiente de reducción	R	8
Factor de escalamiento	ZUCS/R	0.045
Periodo inicial de la meseta	TP (seg)	0.4
Periodo final de la meseta	TL (seg)	2.5
Peso sísmico sin incluir el nivel de base	W_s (KN)	21902.52
Periodo de la estructura aislada	T (seg)	2.350
Fuerza cortante en la base	V (KN)	985.00

1.2.4.2. CORTANTE BASAL, ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

Del análisis no lineal tiempo historia para el sismo de Lima de 1974, el cual generó mayores solicitaciones en la estructura se obtuvo la fuerza cortante en la base de la estructura, dichos valores se muestran en la Tabla 41, tanto para el caso 01, como para el caso 02.

Tabla 41: Fuerzas cortantes en la base para el sismo de Lima de 1974.

FUERZA CORTANTE EN LA BASE			
SISMO	CASO	X-X (KN)	Y-Y (KN)
LIMA 1966	CASO 01	2980.87	2599.10
	CASO 02	2609.57	2974.94

El código de diseño (ASCE 7-16, 2016) en el artículo 17.4.6.2 indica los valores mínimos permisibles para la fuerza cortante en la base cuando se use un análisis tiempo historia. Al comparar estos valores con los obtenidos mediante el procedimiento de fuerza lateral equivalente y con los valores obtenidos de la estructura de base fija se llega a la conclusión que del análisis tiempo historia se obtiene una mayor fuerza cortante en la base en ambas direcciones de la estructura, por lo tanto, se tomara este método de análisis para obtener las fuerzas de diseño de los elementos estructurales de la edificación.

1.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

Para la obtención de las fuerzas internas de diseño de los elementos se siguió los lineamientos expuestos en el capítulo correspondiente a la metodología de la tesis, en los cuales se indican los estados de carga y las combinaciones de dichos estados que deben emplear para el realizar el diseño estructural de las vigas, columnas y otros elementos estructurales que componen la edificación.

1.3.1. DISEÑO DE VIGAS A FLEXIÓN

Las vigas se diseñan principalmente para soportar los esfuerzos de flexión y la fuerza cortante obtenidas de la de la envolvente de las siguientes combinaciones de cargas:

$$1.4 CM \mp 1.7 CV$$

$$0.9 CM \mp 0.9 CASO 01 LIMA 1974$$

$$0.9 CM \mp 0.9 CASO 02 LIMA 1974$$

$$1.25 CM + 1.25 CM \mp CASO 01 LIMA 1974$$

1.25 CM + 1.25 CM \mp CASO 02 LIMA 1974

La Figura 60 presenta el diagrama de momentos flectores de la viga más desfavorable de la estructura en estudio. Esta viga se encuentra ubicada en el segundo nivel del eje C. Es importante mencionar que para el diseño de las vigas se tomaron los valores más desfavorables y se uniformizaron los resultados para todas las vigas transversales de un mismo piso, es decir por cada piso se tiene dos tipos de vigas, las vigas principales, las cuales son paralelas al eje “Y” y las vigas secundarias que son paralelas al eje “X”.

La Tabla 43 muestra los cálculos realizados para el diseño de la viga del segundo nivel del eje C. Para la elaboración de dicha plantilla de cálculo, primero se ingresó las características geométricas de la sección, las propiedades mecánicas de los materiales que componen la sección y las características de los estribos a usar, tal como se muestra en la Tabla 42, luego se ingresó el momento flector tomado de la cara interna de la columna para cada uno de los tramos de la viga y se ingresa el tipo de acero longitudinal a usar, seguidamente se definió los límites máximos y mínimos de cuantía de la sección, luego por medio de la ecuación (Ec. 68) se calculó un primer tanteo del acero de refuerzo para la sección, con dichos valores preliminares se distribuyó el acero en la un numero de capas adecuado y se determinó el peralte efectivo aproximado de la sección, d , luego mediante iteraciones sucesivas se calculó el acero exacto y el peralte efectivo exacto para la sección, finalmente se determinó los valores de la profundidad del bloque de compresiones del concreto, el momento resistente de la sección y con dicho momento se calculó las longitudes de corte de la varillas de refuerzo a flexión.

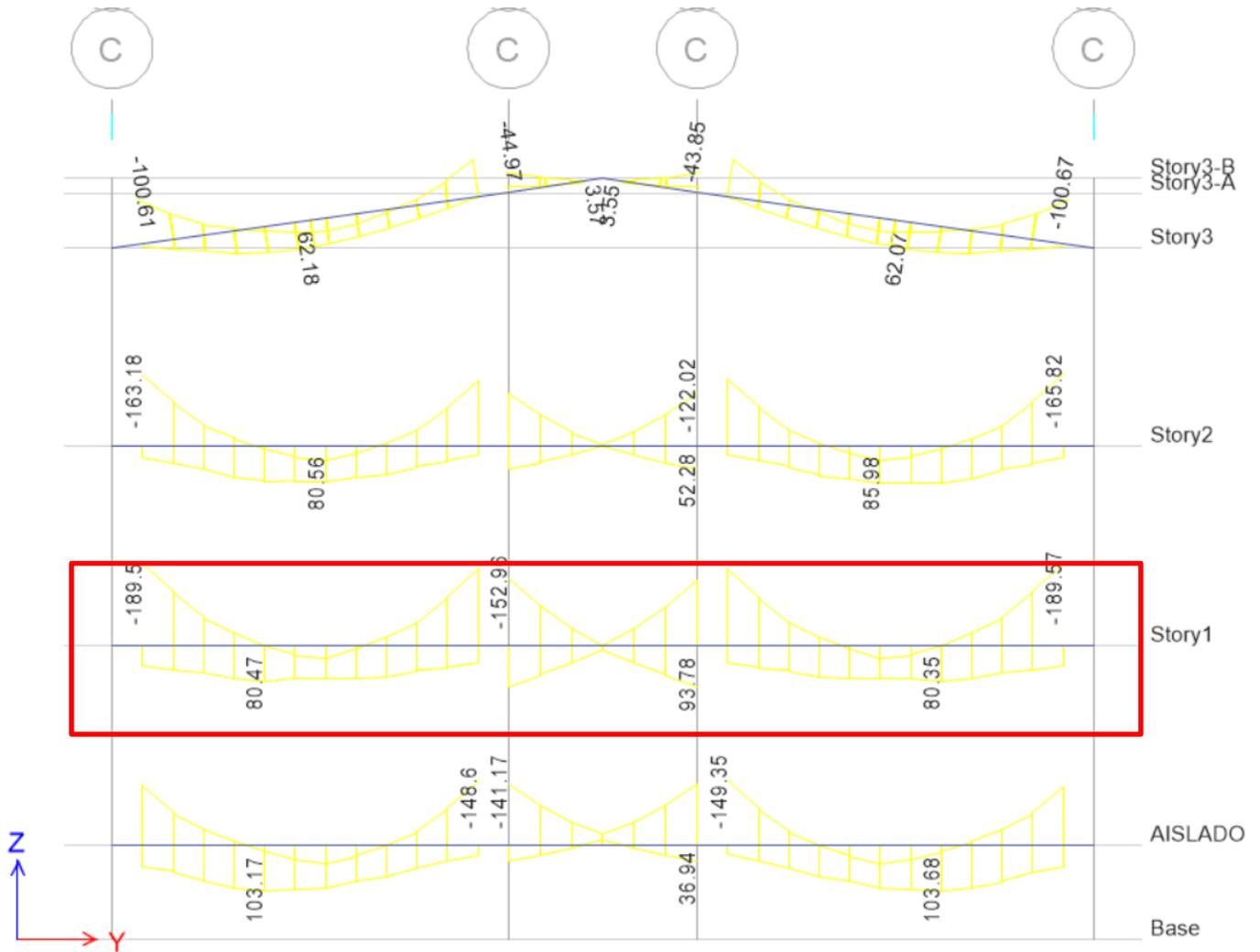


Figura 60: Diagrama de momentos flectores para el pórtico más desfavorable, eje C.

Tabla 42: Datos iniciales empleados para el cálculo del acero de refuerzo de la Tabla 43

DATOS INICIALES		
Ancho viga	300	mm
Altura viga	600	mm
Resistencia a la compresión $f'c$	21	MPa
Esfuerzo fluencia del acero	420	MPa
Coefficiente β_1	0.85	
Recubrimiento del acero	40	mm
Estribo empleado	3/8"	
\varnothing estribo	9.53	mm
Área del estribo	71	mm ²
Separación vertical de las barras	40	mm

Tabla 43: Diseño a flexión de la viga del segundo nivel del eje A-A

	DISEÑO A FLEXION DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE A-A, I-I DEL 2° PISO																	
	TRAMO A-B						TRAMO B-C						TRAMO C-D					
	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)
LONG. TRAMO (Ln) (m)	5.1			5.1			3			3			5.1			5.1		
MOMENTO FLECTOR (KN-m)	189.5	15	175.35	44.5	80.47	40.5	152.96	15	150.6	93.3	15	93.8	175.58	15	189.57	40.06	80.35	44.99
BARRA A USAR	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Ø AS USADO (mm)	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05
A'S USADO (mm ²)	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285
ρ MIN	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
A'S MIN (mm ²)	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541
ρ MAX	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
A'S MAX (mm ²)	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586
ACERO APROX (mm ²)	983	78	910	231	417	210	793	78	781	484	78	487	911	78	983	208	417	233
N° BARRAS	4	2	4	2	2	2	3	2	3	2	2	2	4	2	4	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	4	2	4	2	2	2	3	2	3	2	2	2	4	2	4	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" APROX (mm)	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541
A'S REQUERIDO (mm ²)	999	74	919	221	405	201	794	74	781	472	74	475	920	74	1000	199	405	224
N° BARRAS CALCULADAS	4	2	4	2	2	2	3	2	3	2	2	2	4	2	4	2	2	2
N° BARRAS ELEGIDAS	4	2	4	2	2	2	4	2	4	2	2	2	4	2	4	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	4	2	4	2	2	2	4	2	4	2	2	2	4	2	4	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" EXACTO (mm)	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541
AS EMPLEADO	4 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	4 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	4 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	4 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	4 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	4 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"
AS EMPLEADO (mm ²)	1140	570	1140	570	570	570	1140	570	1140	570	570	570	1140	570	1140	570	570	570
BLOQ COMPR - a (mm)	89	45	89	45	45	45	89	45	89	45	45	45	89	45	89	45	45	45
Mr (KN-m)	214	112	214	112	112	112	214	112	214	112	112	112	214	112	214	112	112	112
LONG. CORTE TEO. (m)	0.2		5.05	0		0	0.3		2.7	0		0	0.2		5.05	0		0
LONG. CORTE REAL (m)	0.75		4.5	0.55		4.55	0.85		2.15	0.55		2.45	0.75		4.5	0.55		4.55
LONG. DESARR Ld(m)	0.42		1.25	0.42		1.25	1.25		1.25	1.25		1.25	0.42		1.25	0.42		1.25

1.3.2. DISEÑO DE VIGAS A CORTANTE

Al igual que para el diseño de las vigas a flexión, para el diseño de fuerzas cortante se emplea las mismas combinaciones de carga para la construcción de la envolvente.

La Figura 61 muestra los valores de la fuerza cortante para el pórtico más desfavorable, pórtico C-C, en cual se alcanza una cortante máxima de 140.47 KN, estos valores se emplearon para el diseño del refuerzo transversal tal como se muestra en la Tabla 44. Cabe mencionar que al ser este, el eje más desfavorable los valores obtenidos para este pórtico se uniformizaron para los demás pórticos transversales, es decir para los pórticos comprendidos desde el eje A hasta el eje I.

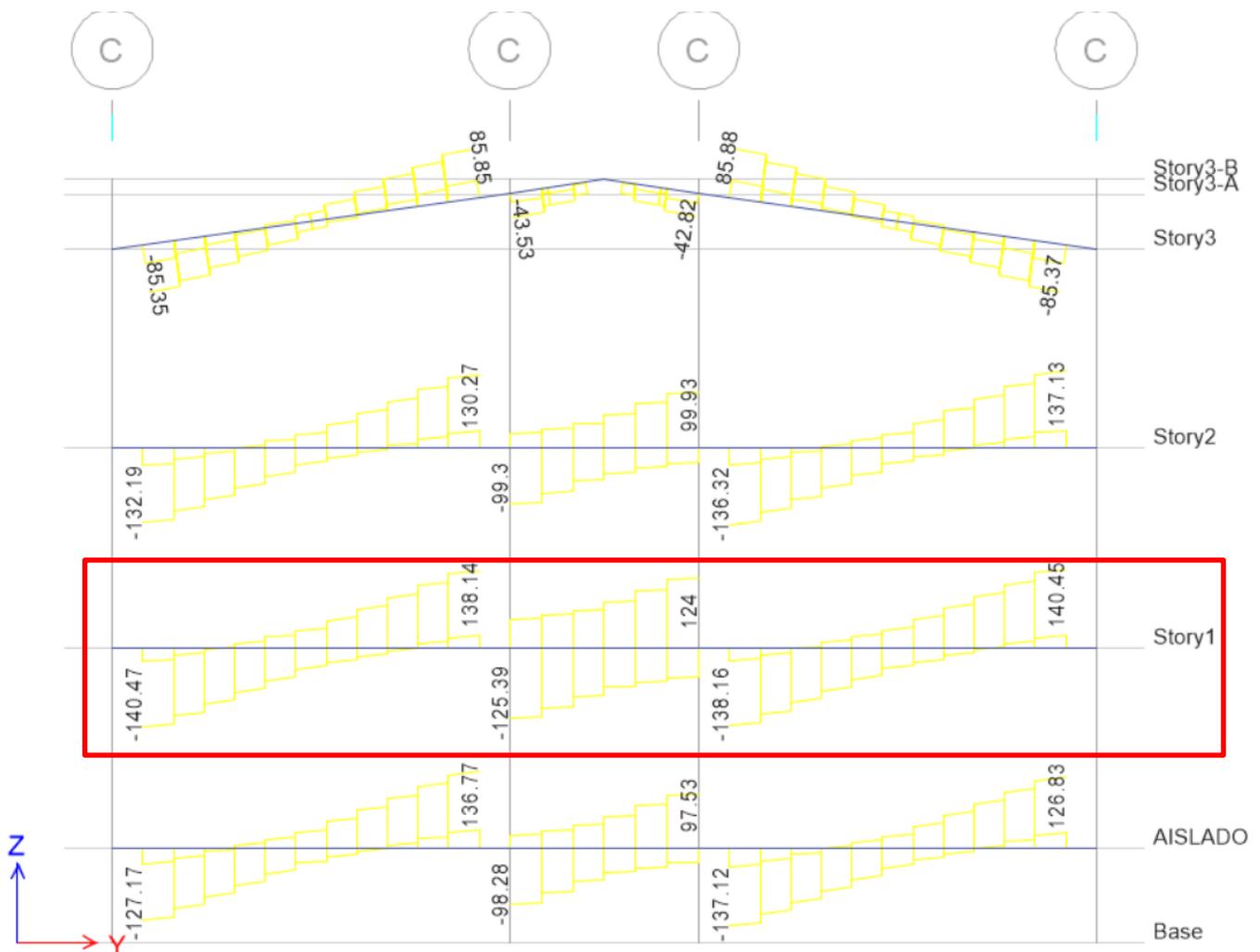


Figura 61: Diagramas de fuerza cortante para la viga principal del 2º nivel del pórtico C-C.

Tabla 44: Plantilla de cálculo para el diseño a fuerza cortante de la viga del 2° nivel del pórtico A-A.

DISEÑO A FUERZA CORTANTE DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE A-A, I-I DEL 2° PISO						
	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D	
	VA_D	VB-I	VB-D	VC-I	VC-D	VD-I
TRAMOS						
LONG. TRAMO (m)	5.1		3		5.1	
PERALTE - d (mm)	541	541	541	541	541	541
CARGA GRAVEDAD (KN)	22.35		15		22.35	
Mr - (KN-m)	214	214	214	214	214	214
Mr + (KN-m)	112	112	112	112	112	112
FUERZA CORTANTE (KN)	140.47	138.14	125.39	124	138.16	140.45
FUERZA POR CAP. (KN)	135.08	135.08	136.65	136.65	135.08	135.08
Vu (KN)	140.5	138.1	136.7	136.7	138.2	140.5
SQR (F' C) < 8.3 Mpa	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58
Vc (KN)	126	126	126	126	126	126
Vs (KN)	39	36	34	34	36	39
Vn (KN)	165	163	161	161	163	165
Vs - MAX (KN)	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SEP. TEOR. - S (cm)	83	90	94	94	90	84
¿CASO?	CASO III-A					
SEP. MAX - S (cm)	27	27	27	27	27	27
SEP. FINAL - S (cm)	27	27	27	27	27	27
LONG. CONFIN. (m)	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
∅ AS. LONG. (mm)	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05
SEP. ZONA CONFIN. (cm)	13.52	13.52	13.52	13.52	13.52	13.52
OTROS ESPACIAMIENTO	@ 0 cm					
ESPACIAMIENTO (cm)	0	0	0	0	0	0
VS @ 22 CM (KN)	0	0	0	0	0	0
Vn (KN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vu (KN)	0	0	0	0	0	0
CAMBIO DE ESP. (m)	0	0	0	0	0	0

CASO III-A

$V_s \leq 2 * V_c$ $s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$

CASO III-B

$2 * V_c < V_s < 4 * V_c$ $s \leq d/4; s \leq 30 \text{ cm}$

CASO III-C

$V_s > 4 * V_c$ *No se permite*

CASO I

$V_n \leq \frac{V_c}{2}$ *No necesita refuerzo*

CASO II

$\frac{V_c}{2} < V_n \leq V_c$ $s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$

CASO III

$V_n \geq V_c$

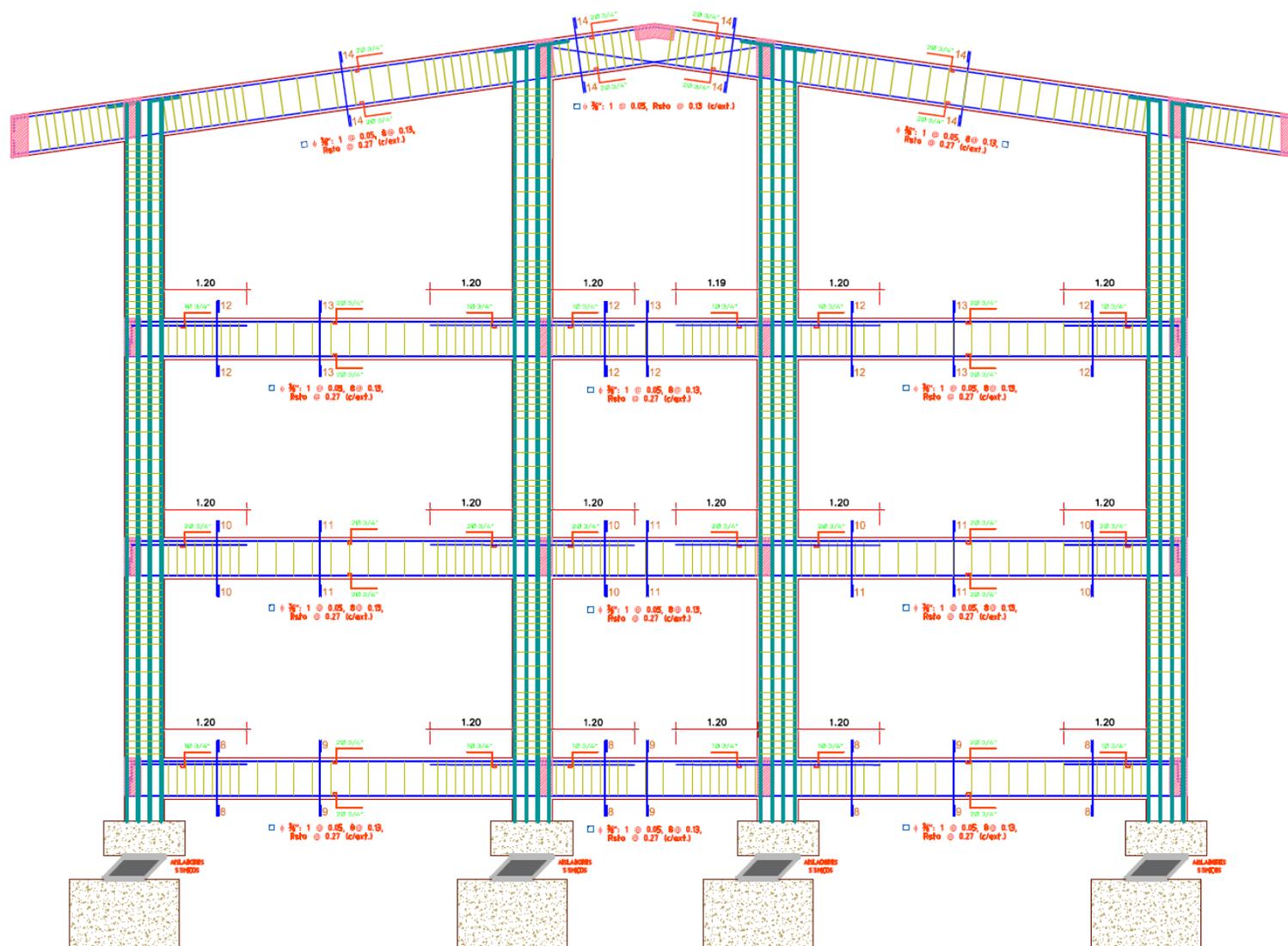
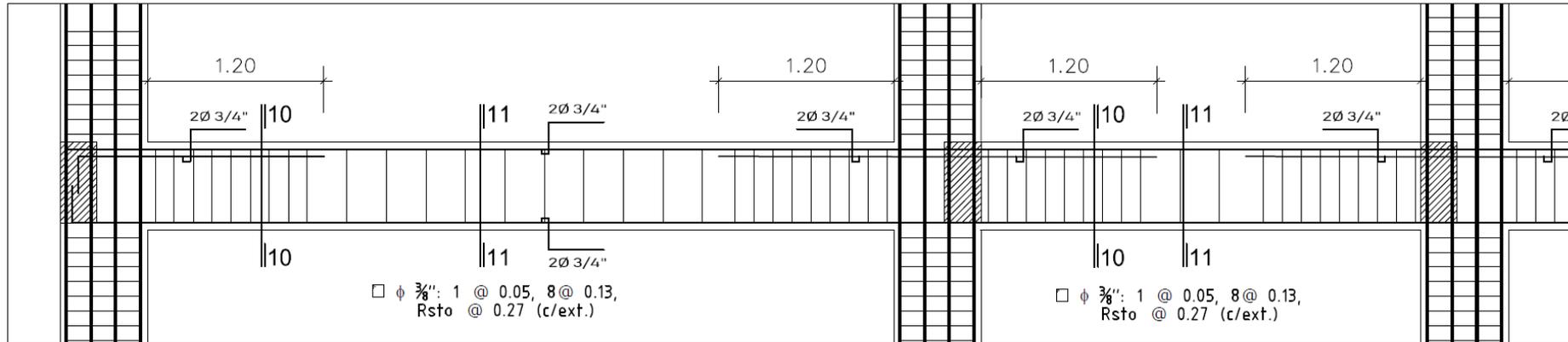
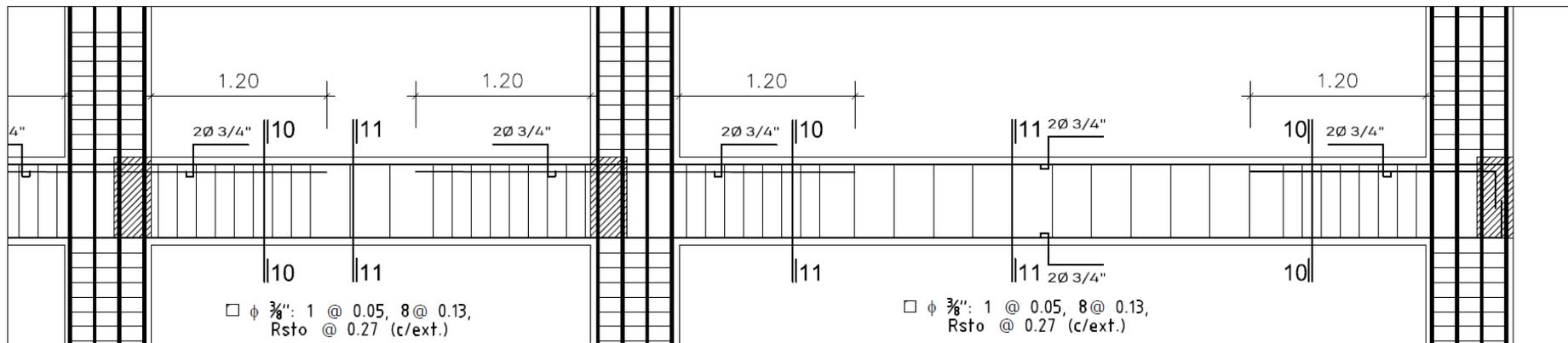


Figura 62: Acero de refuerzo en vigas y columnas para los pórticos transversales, comprendidos desde el eje A hasta el eje I.



VIGA DEL 2° NIVEL, PORTICOS A-A TRAMO 01 Y 02



VIGA DEL 2° NIVEL, PORTICOS A-A TRAMO 03 Y 03

Figura 63: Detalle del acero de refuerzo de la viga principal del 2° nivel de los pórticos transversales, comprendidos desde el eje A hasta el eje I

1.3.3. DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXOCOMRESIÓN

Para el diseño de las columnas a flexo compresión se consideró dos tipos de columnas tal como se muestra en la Figura 64, de ambas tipologías se eligió la columna más crítica para el diseño y se uniformizó el acero de refuerzo para las demás columnas de su clase. En primer lugar, se adoptó los resultados brindados por el programa de cálculo estructural tal como se aprecia en la Figura 67, luego se buscó la columna más crítica para cada una de las tipologías, para las columnas tipo “T” la más crítica se encuentra ubicada en la intersección de los ejes “3” y “C” y para las columnas de sección tipo “L” en la intersección de los ejes “3” y “A”, luego de ello se uniformizo el acero de refuerzo y asignaron los valores que se muestran en la Figura 68, cuyo detalle de sección se muestra en la Figura 64, en la cual se detalla que para las columnas de sección tipo “T” se usó $10\Phi 3/4$ (28.39 cm²) equivalente a 1.26% de cuantía de acero y para las columnas tipo “L” se usó $10\Phi 3/4$ (34.06 cm²) equivalente a 1.26% de cuantía de acero, valores que superan el mínimo de cuantía permitida por la norma E.030 (1%)

La Figura 65 presenta el diagrama de interacción tridimensional de la columna más crítica para las columnas tipo “T”, mientras que la Figura 66 muestra el diagrama de interacción del elemento más crítico de las columnas de tipología en “L”. Este diagrama muestra que los pares de las coordenadas de la carga axial y del momento flector producto de las combinaciones de carga se encuentran dentro de los límites permisibles.

Por otro lado, la Figura 69 muestra la ratio de la demanda a la que están trabajando las columnas con respecto a su capacidad total. Los valores muestran que las cargas actuantes en las columnas están por debajo de su capacidad máxima, lo cual es algo favorable para el desempeño estructural de la edificación. La columna más esforzada

se encuentra en la intersección de los ejes “3” y “E”, en la cual la demanda actuante representa el 91% de la capacidad de dicha columna.

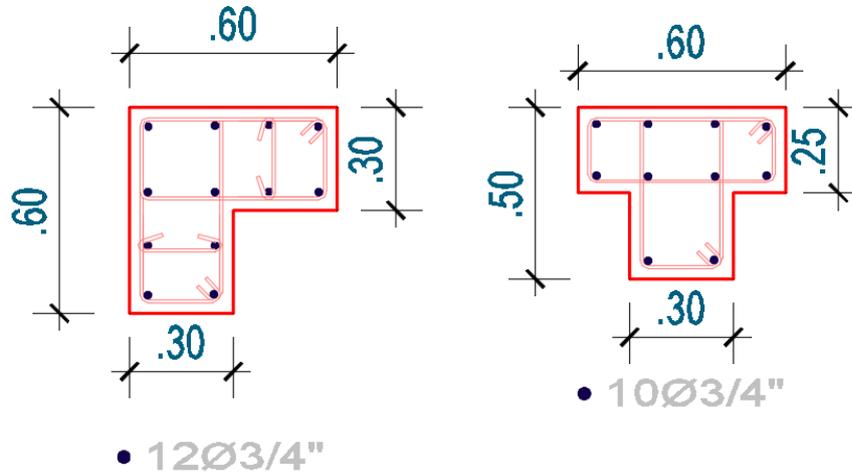


Figura 64: Detalle del acero de refuerzo de la sección de las columnas empleadas en la edificación.

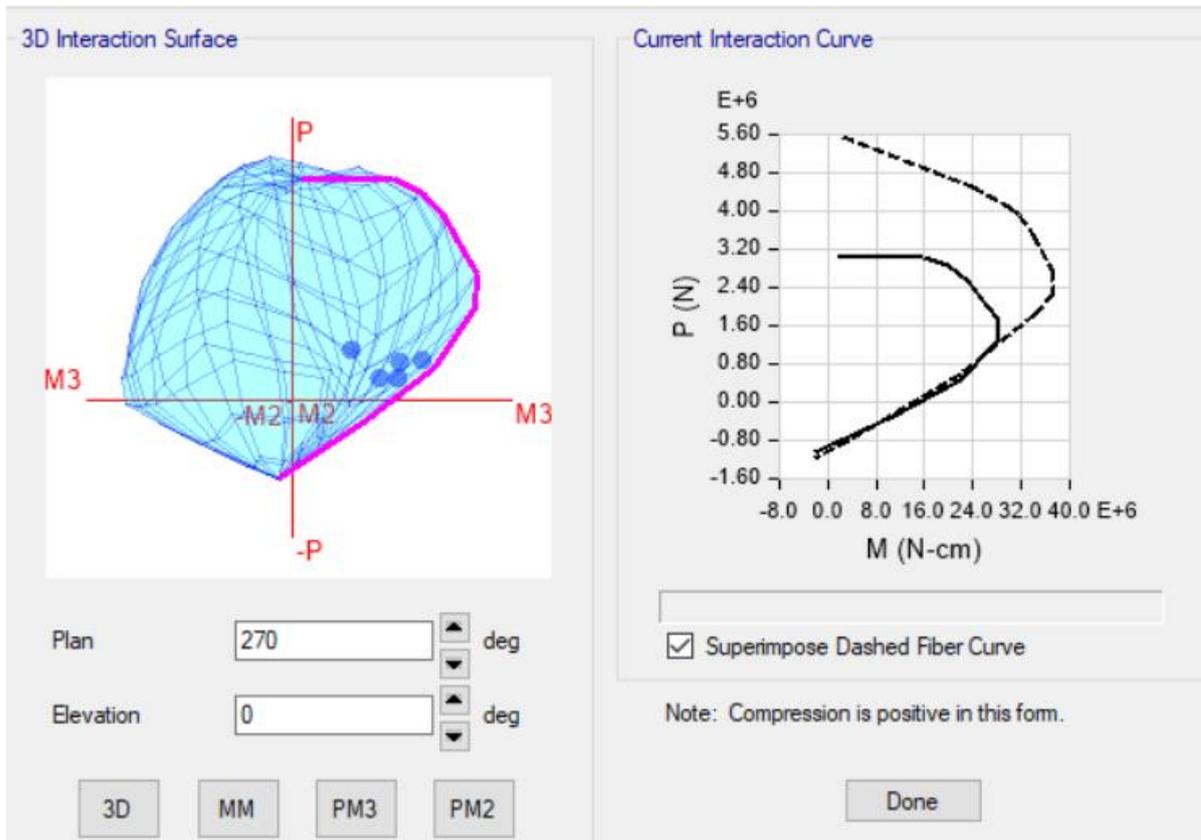


Figura 65: Diagrama de interacción de la columna tipo “T” más crítica, ubicada en la intersección de los eje “3” y “E”.

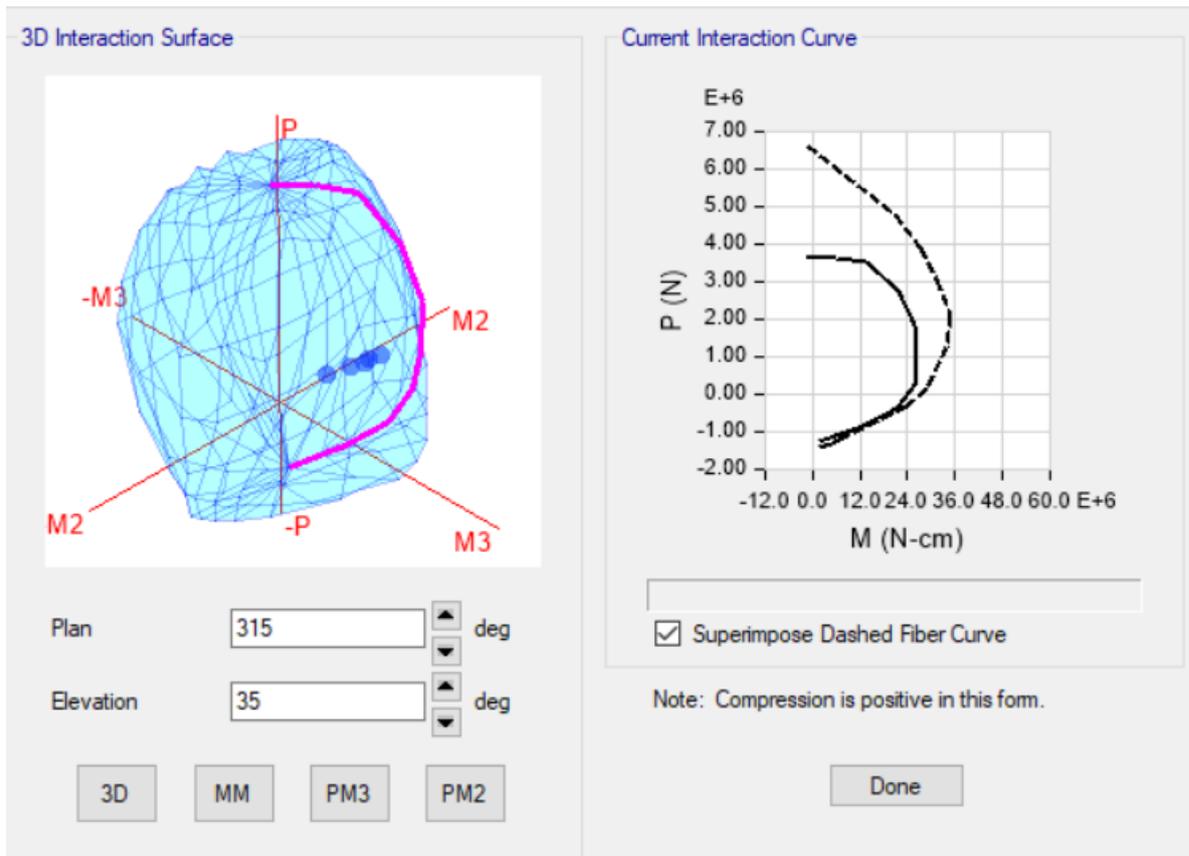


Figura 66: Diagrama de interacción de la columna tipo “L” más crítica, ubicada en la intersección de los eje “3” y “A”.

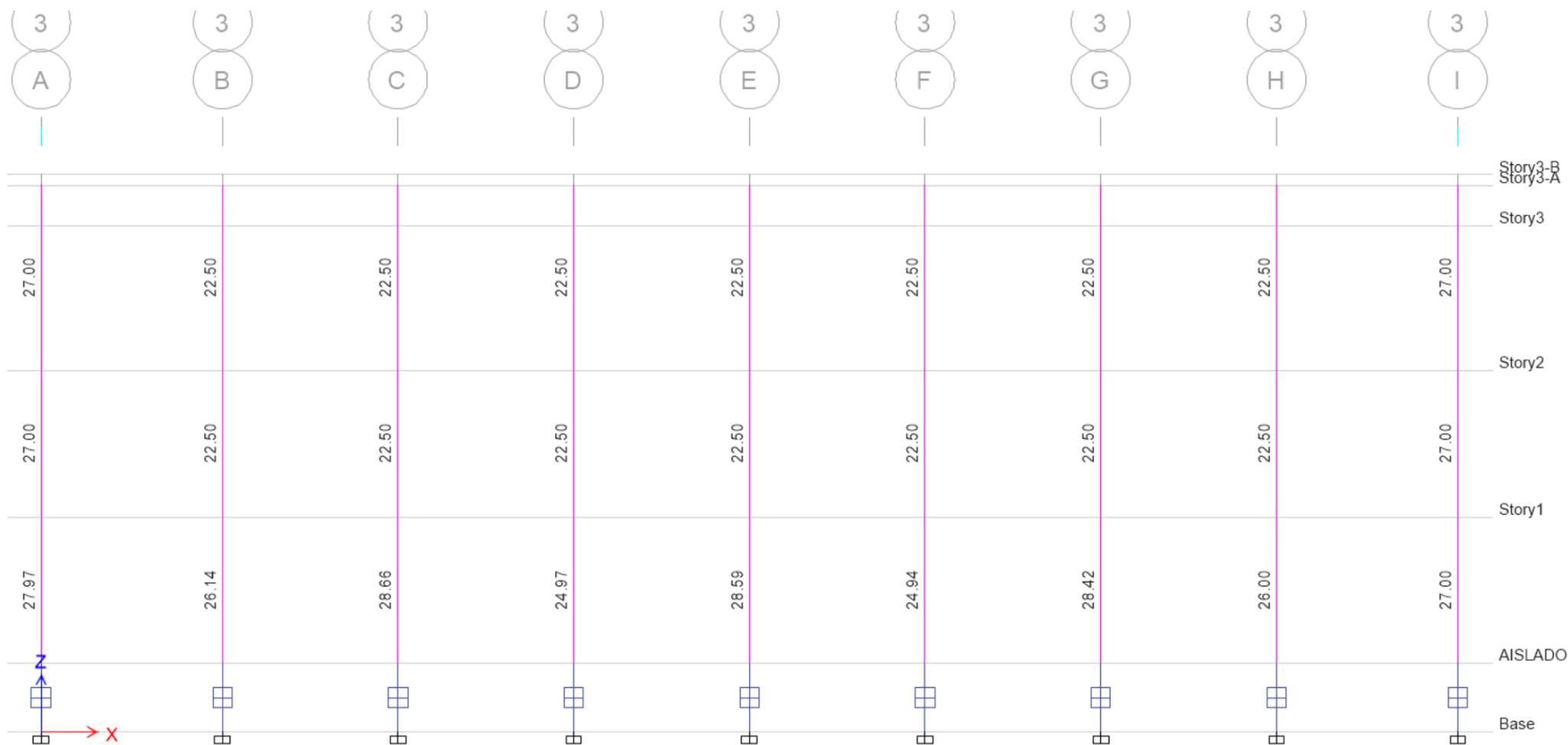


Figura 67: Acero de refuerzo calculado (en cm²) por el programa de análisis estructural para el pórtico del eje 3. Se calculó para una cuantía mínima de acero de 1%.

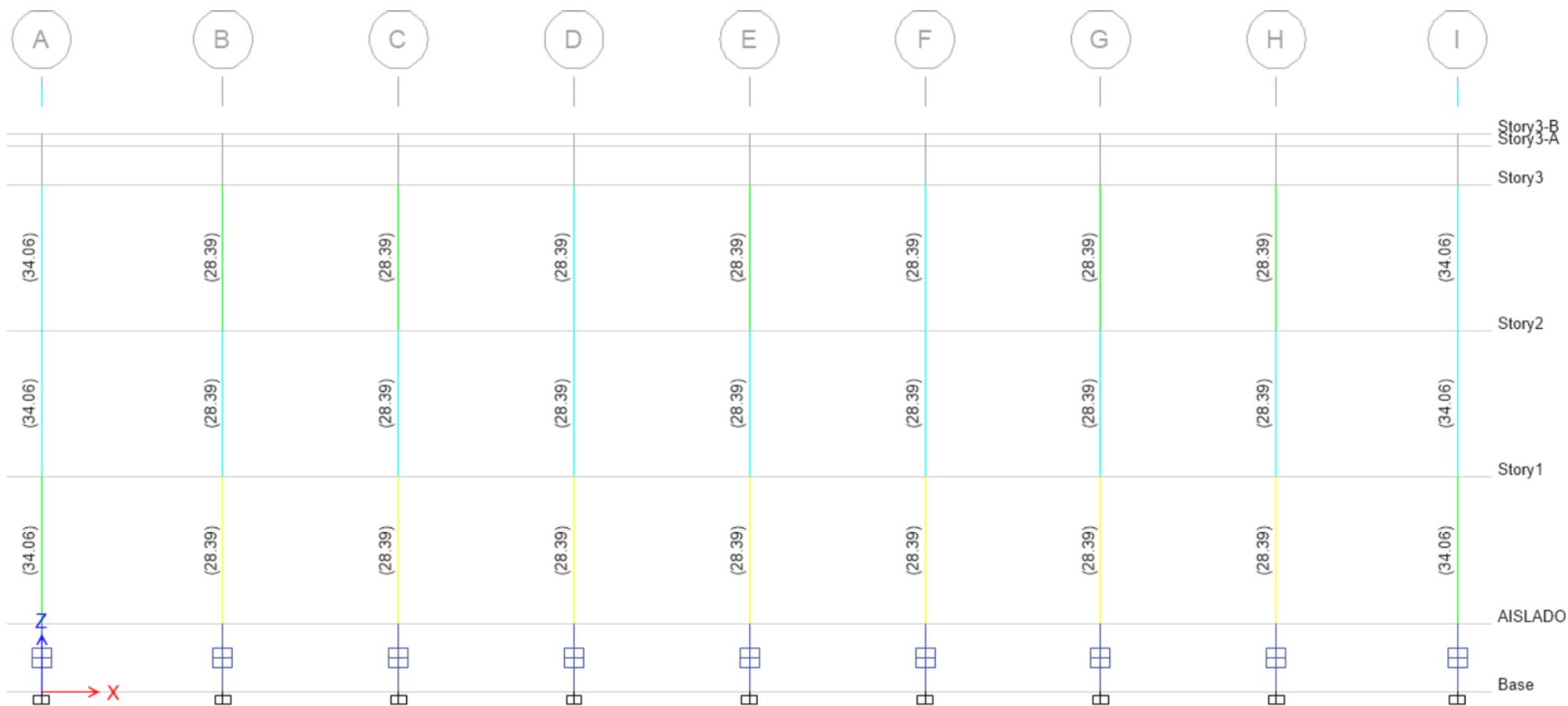


Figura 68: Acero de refuerzo calculado colocado a las columnas. Se asignó un área de acero de 34.46 cm² (12 Φ 3/8”) a las columnas en “L” y 28.39 cm² (10 Φ 3/8”) a las columnas en “T”

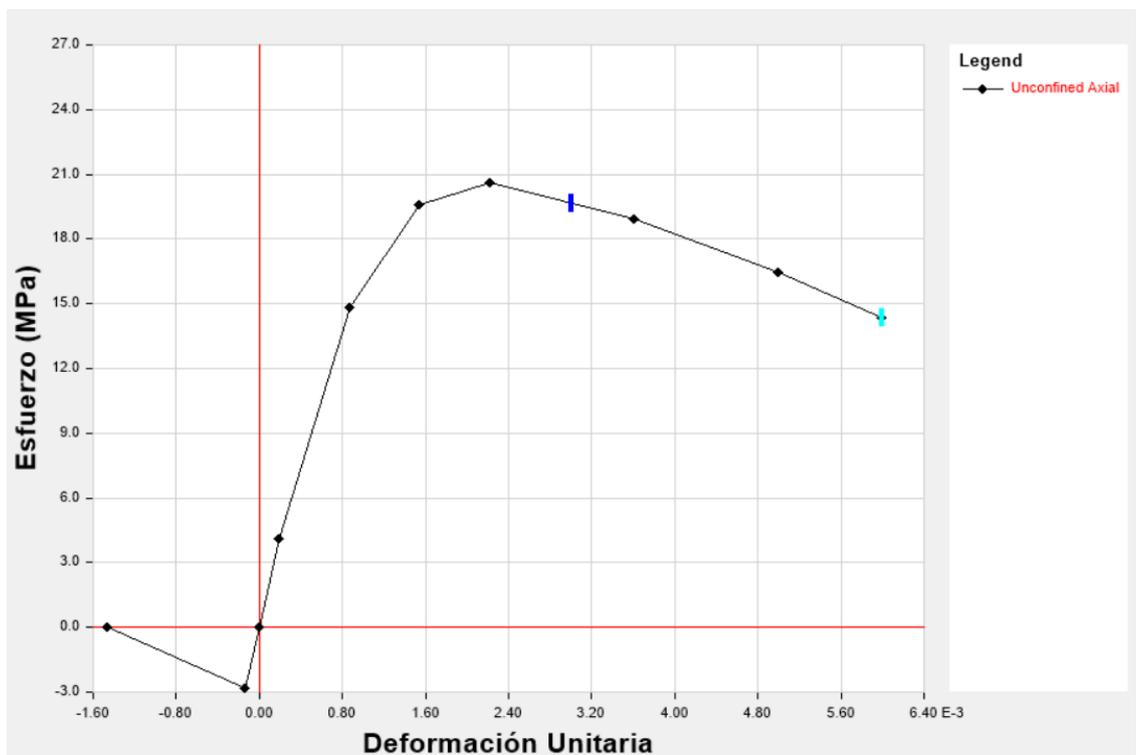


Figura 69: Ratios de demanda capacidad para las columnas del p3. Se observa que las columnas est3n trabajando a menos del 100% de su capacidad, es decir la capacidad de las columnas sobrepasa la demanda impuesta a las columnas.

1.4. DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

1.4.1. MODELO DEL COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO

Para describir el comportamiento mecánico del concreto se usó el modelo matemático de Mander. La Gráfica 1 muestra el diagrama de esfuerzo deformación para el concreto sin confinar ante cargas axiales, de dicha grafica se obtiene una deformación máxima para el concreto de 0.006 m/m y la deformación del concreto para la máxima resistencia a la compresión, $f'c$, es de 0.0022 m/m.

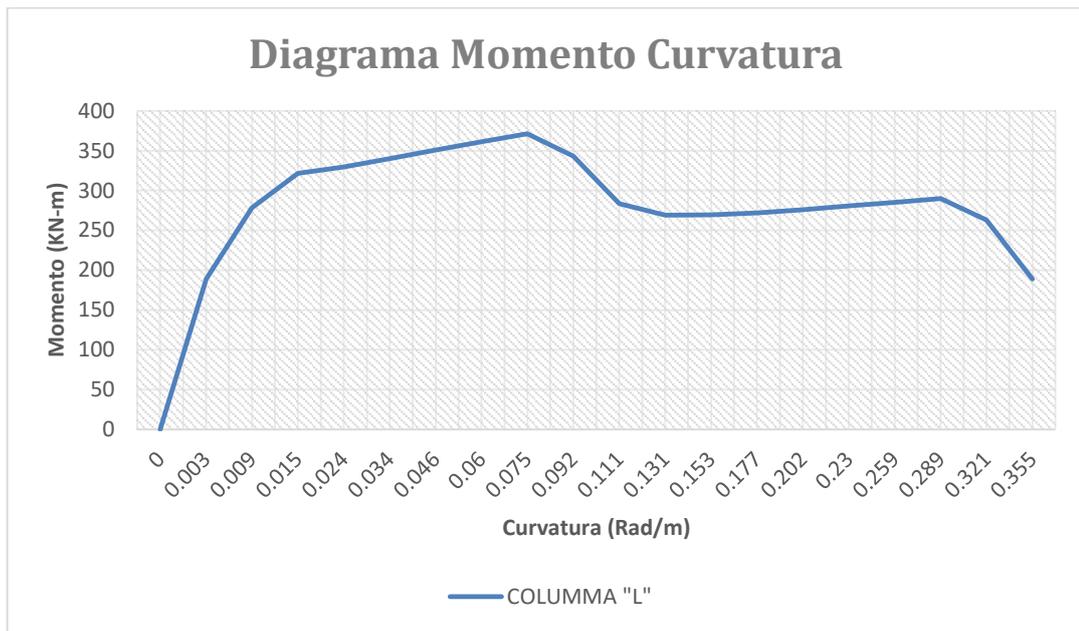


Gráfica 1: Modelo matemático de esfuerzo deformación para el concreto sin confinar

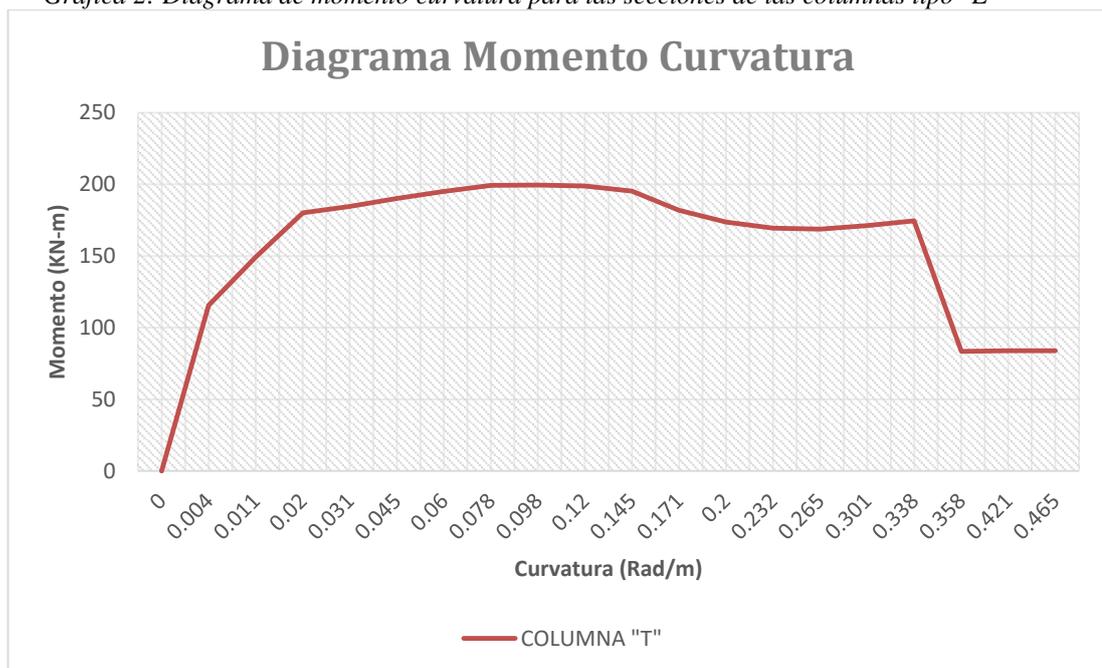
1.4.2. DIAGRAMA DE MOMENTO CURVATURA Y MOMENTO GIRO.

Para la obtención de los diagramas de momento curvatura de las secciones de concreto armado, se emplearon los modelos de esfuerzo deformación del concreto y del acero presentados en las tablas anteriores. Los datos fueron obtenidos a través de la herramienta del programa de cálculo estructural Etabs llamada “Sección Designer” o “Diseñador de secciones”. Los diagramas de momento curvatura que se presentan

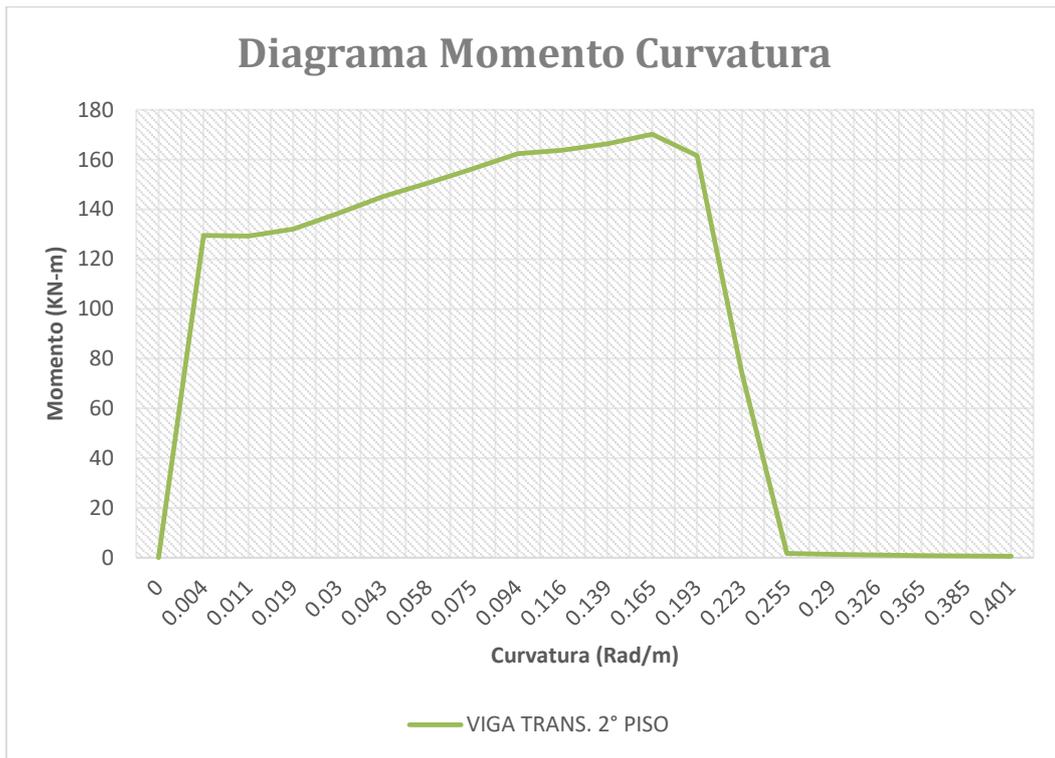
a continuación corresponden a las secciones de vigas y columnas más críticas, sin embargo, el programa de cálculo de manera interna generó este tipo de curvas para cada una de las secciones, en especial de las secciones de las vigas tanto longitudinales como transversales que se muestran en la Figura 62 y cuyo detalle para cada una de las vigas se encuentra en la sección de anexos de la investigación.



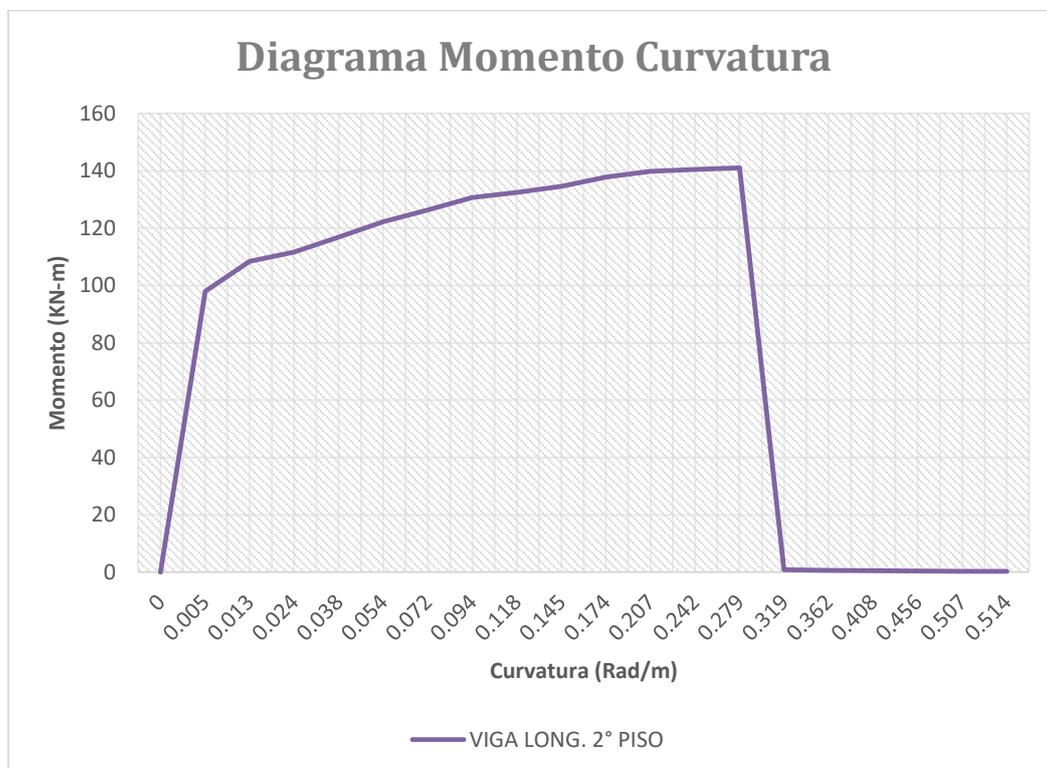
Gráfica 2: Diagrama de momento curvatura para las secciones de las columnas tipo "L"



Gráfica 3: Diagrama de momento curvatura para las secciones de las columnas tipo "T"



Gráfica 4: Diagrama de momento curvatura para la viga transversal de 0.30 m de ancho y 0.60 m de peralte de sección ubicada en el segundo nivel.



Gráfica 5: Diagrama de momento curvatura para las vigas longitudinales de 0.25 m de ancho y 0.50 m de peralte de sección ubicada en el segundo nivel.

1.4.3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

1.4.3.1. CARGA TRIANGULAR

Para el análisis estático no lineal de la estructura aislada se aplicó una carga lateral de distribución triangular siguiendo los lineamientos descritos en la sección 1.1.1.7.4. Para determinar este patrón de cargas se empleó un porcentaje del peso sísmico de la edificación conforme a lo estipulado en el artículo 28.2 de la norma E.030 y se distribuyó en altura de acuerdo a lo indicado por esta misma norma en su artículo 28.3.

Tabla 45: Patrón de carga triangular empleado para el análisis estático no lineal.

PISO	ALTURA (m)	ALT. ACUM (m)	PESO (KN)	$P_i \cdot h_i^k$	$(P_i \cdot h_i^k) / (\sum P_i \cdot h_i^k)$	F_i (KN)
AISLADO	1.5	1.5	5419.95	8129.93	0.048	143.89
PISO 01	3.2	4.7	7182.32	33756.92	0.201	597.46
PISO 02	3.2	7.9	7230.59	57121.67	0.339	1011.00
PISO 03	3.2	11.1	6248.08	69353.74	0.412	1227.49
TOTAL				168362.25		

1.4.3.2. CASOS DE CARGA

Posteriormente se definieron los patrones de carga que se emplearon en el programa de cálculo estructura para el análisis estático, uno de ellos se denomina Carga Gravitacional No Lineal que es aquel estado de carga que se aplica a la estructura producto de las cargas gravitacionales tales como la carga muerta y carga viva castigadas por ciertos factores, tal como se indica en la Figura 70

 Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Peso Propio	1
Load Pattern	CM	1
Load Pattern v	CV	0.25
Load Pattern	CVT	0.25

Add
Delete

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application: Modify/Show...

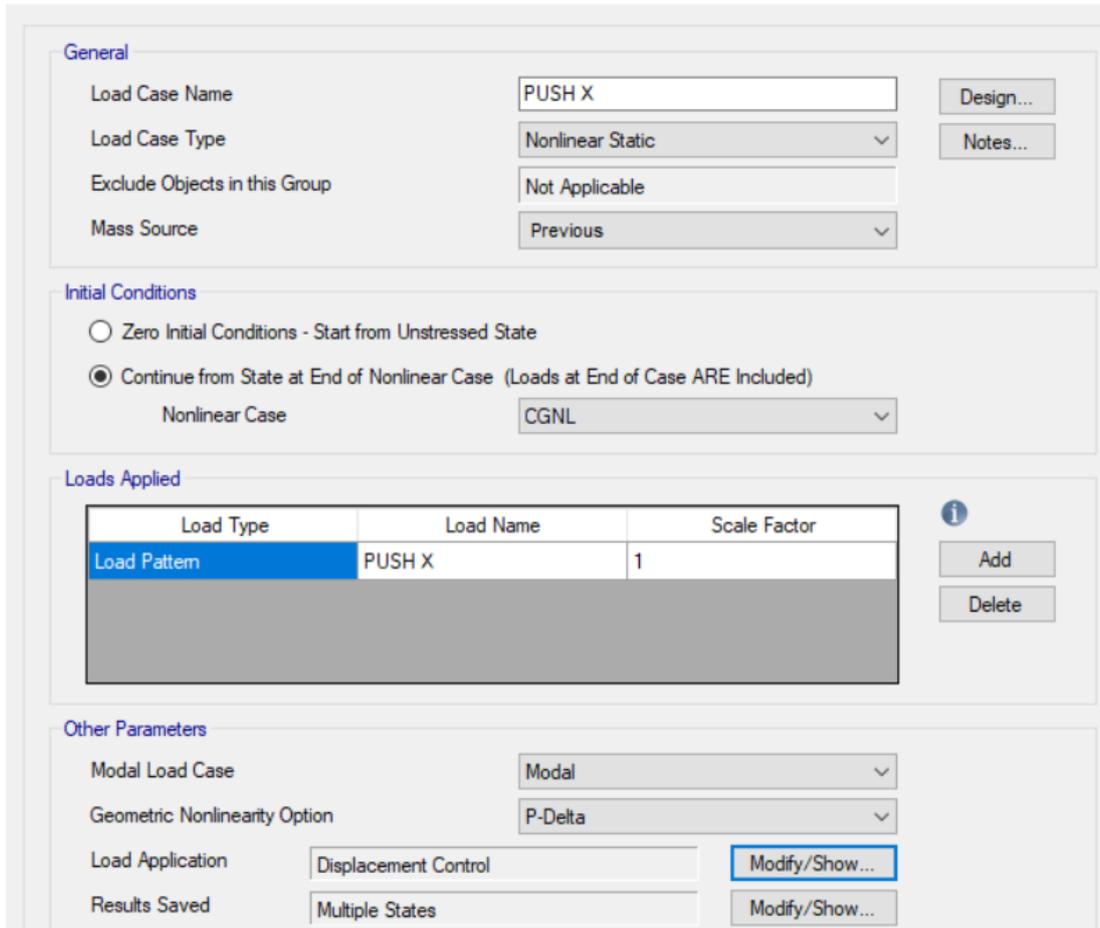
Results Saved: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

Figura 70: Definición del estado de carga No Lineal Estático denominado Carga gravitacional no lineal.

Otro de los casos de cargas empleados se denominó “Pushover”, el cual se aplicó en ambas direcciones de la estructura. Este es un estado de carga aplicado de forma lateral a la estructura y empieza a actuar luego de del estado de carga mostrado en la Figura 71 y es controlada mediante un límite de desplazamiento de 1.0 m el cual fue calculado tomando en cuenta el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento y el desplazamiento de la superestructura producto de la aplicación de la carga triangular.

 Load Case Data



General

Load Case Name: PUSH X Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PUSH X	1

Info Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

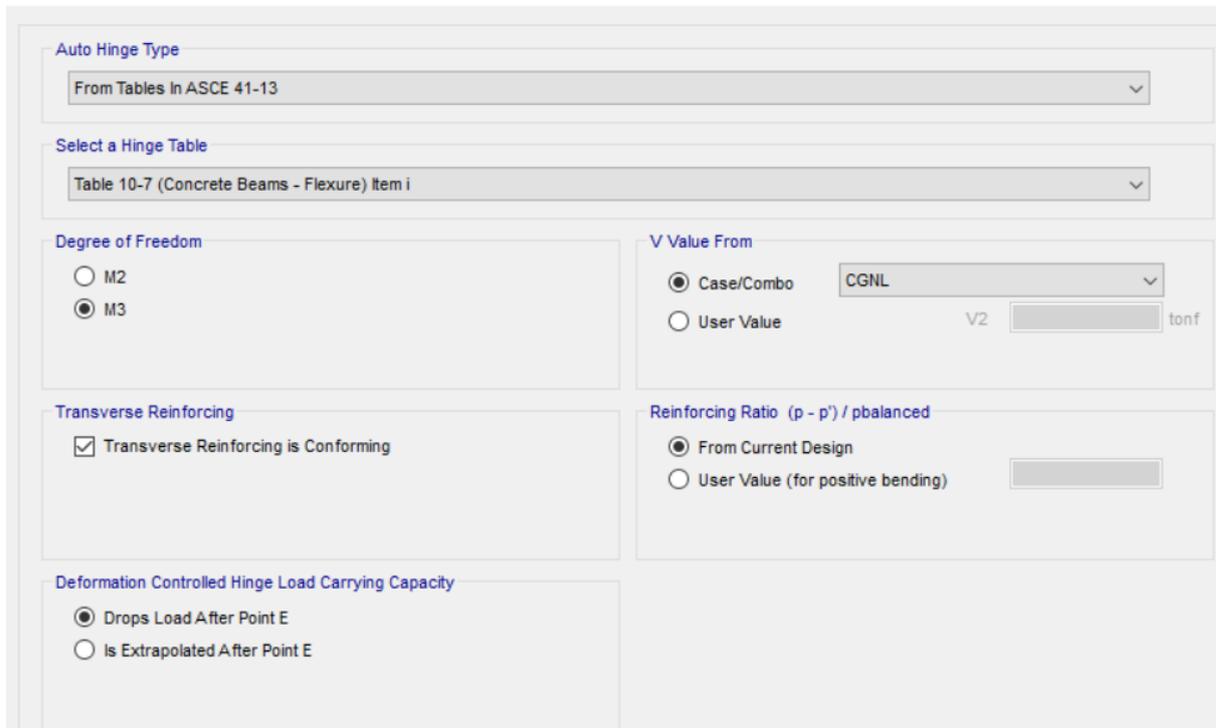
Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Figura 71: Caso de carga estático no lineal para la aplicación de la carga lateral a la estructura.

1.4.3.3. ASIGNACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS

Posteriormente se asignaron las propiedades de las rotulas plásticas definidas siguiendo los lineamientos expuestos en la sección 1.1.1.6.4.1, correspondiente al marco teórico de la presente investigación. La Figura 72 muestra los parámetros seguidos para la asignación de las rotulas plásticas en las vigas, se asumió que las que la degradación de rigidez se da producto de la flexión de su eje longitudinal. Por otro lado, la Figura 73 muestra los parámetros empleados para la asignación de la rotulas plásticas en las columnas, en dicho caso se asumió que las fuerzas que causan una degradación de la rigidez son las cargas axiales y la flexión en ambos ejes transversales de la sección.

Auto Hinge Assignment Data



Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom
 M2
 M3

V Value From
 Case/Combo CGNL
 User Value V2 [] tonf

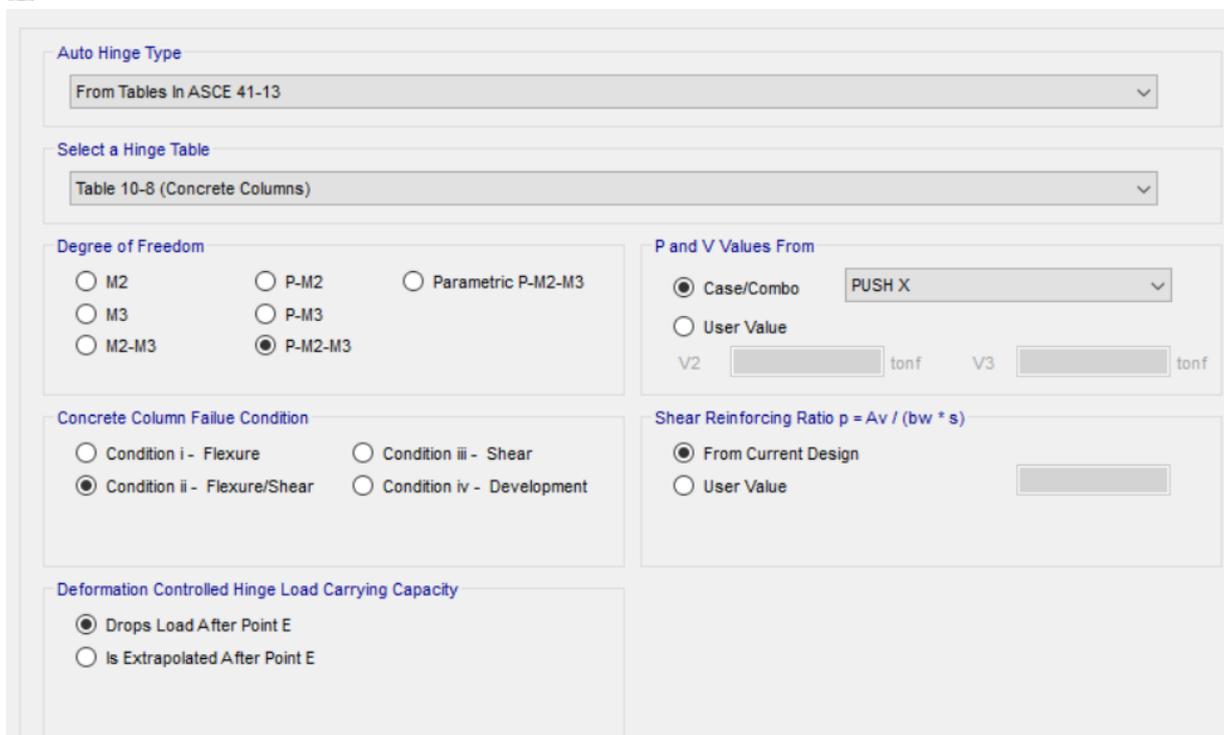
Transverse Reinforcing
 Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio $(p - p') / p_{balanced}$
 From Current Design
 User Value (for positive bending) []

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

Figura 72: Parámetros para la asignación de rotulas plásticas concentradas en las vigas de concreto armado.

Auto Hinge Assignment Data



Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom
 M2 P-M2 Parametric P-M2-M3
 M3 P-M3
 M2-M3 P-M2-M3

P and V Values From
 Case/Combo PUSH X
 User Value
 V2 [] tonf V3 [] tonf

Concrete Column Failure Condition
 Condition i - Flexure Condition iii - Shear
 Condition ii - Flexure/Shear Condition iv - Development

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$
 From Current Design
 User Value []

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

Figura 73: Parámetros para la asignación de rotulas plásticas concentradas en las columnas de concreto armado.

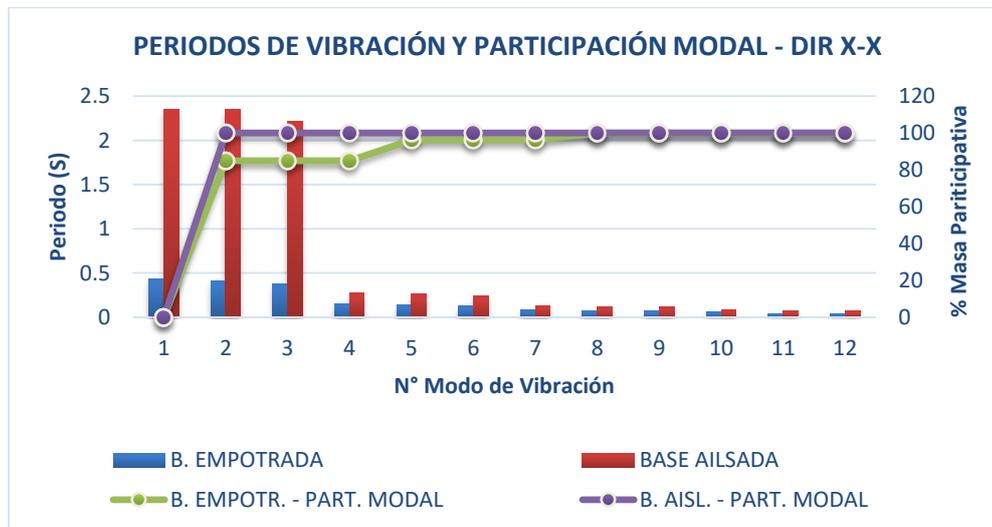
1.5. RESULTADOS

1.5.1. PERIODOS DE VIBRACIÓN Y MASA PARTICIPATIVA

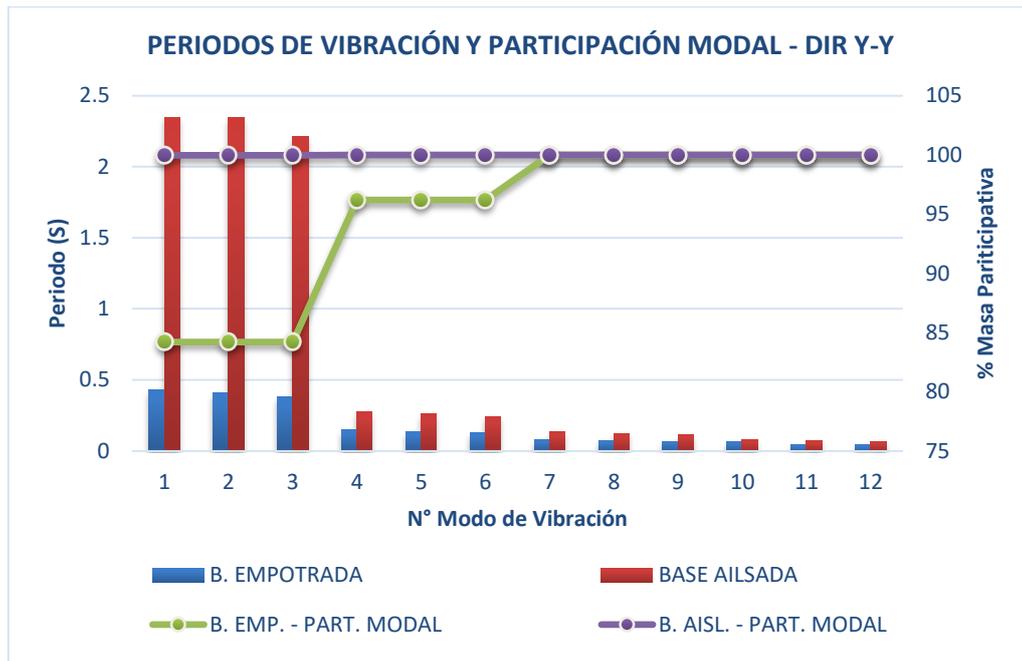
La Gráfica 6 y la Gráfica 7 muestran que los periodos de la estructura aislada son mucho mayores que aquellos periodos de la estructura empotrada, mientras tanto en cuanto a la masa participativa se observa que en la estructura de aislada el porcentaje de masas participativas es aproximadamente del 100% desde de los primeros modos, mientras que en la estructura empotrada está en el rango del 84%.

Tabla 46: Periodos de vibración y % de masa participativa de la estructura de base fija y empotrada.

FORMAS MODALES DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA				FORMAS MODALES DE LA ESTRUCTURA CON AISLAMIENTO		
Modo	Periodo seg	BASE EMPOTRADA		Periodo seg	BASE AISLADA	
		Sum UX	Sum UY		Sum UX	Sum UY
1	0.431	0	84.2	2.35	0	99.96
2	0.411	84.9	84.2	2.347	99.97	99.96
3	0.384	84.9	84.2	2.211	99.97	99.96
4	0.148	84.9	96.2	0.275	99.97	100
5	0.137	96.3	96.2	0.26	100	100
6	0.128	96.3	96.2	0.243	100	100
7	0.079	96.3	100	0.133	100	100
8	0.075	100	100	0.124	100	100
9	0.069	100	100	0.116	100	100
10	0.063	100	100	0.079	100	100
11	0.042	100	100	0.074	100	100
12	0.042	100	100	0.069	100	100



Gráfica 6: Comparación de los periodos de vibración y la masa participativa entre la estructura de base fija y la estructura de base aislada en la dirección X-X.



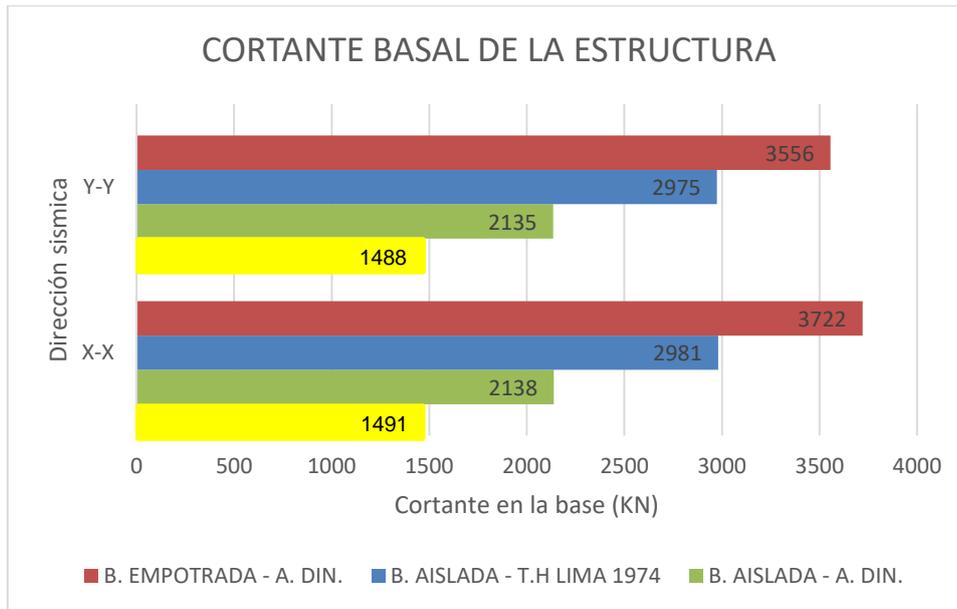
Gráfica 7: Comparación de los periodos de vibración y la masa participativa entre la estructura de base fija y la estructura de base aislada en la dirección Y-Y

1.5.2. CORTANTE BASAL DE LA ESTRUCTURA

La Tabla 47 y la Gráfica 8 muestran las fuerzas cortantes en la base para los diferentes tipos de análisis sísmicos, tanto para la estructura fija como para la estructura aislada. En la Gráfica 8 se observa que la mayor fuerza cortante se produjo en el análisis sísmico modal espectral para la estructura de base empotrada, este valor fue calculado para comparar el desempeño de los aisladores sísmicos y como herramienta de escalamiento en caso de que el análisis tiempo historia fuese muy bajo, así mismo se calculó la cortante basal para la estructura aislada mediante el análisis sísmico dinámico que de igual manera que la cortante basal de la estructura empotrada fue empleada como medio de comprobación y escalamiento del análisis sísmico tiempo historia. El análisis tiempo historia muestra la cortante basal más crítica de los dos casos empleados y fue usada para el diseño del refuerzo de los elementos estructurales.

Tabla 47: Cortante basal para los diferentes tipos de sismos empleados tanto para la estructura aislada como para la estructura de base empotrada.

FUERZA CORTANTE EN LA BASE			
TIPO DE BASE	TIPOS SISMO	X-X	Y-Y
		(KN)	(KN)
BASE EMPOTRADA	DINÁMICO	3722	3556
BASE AISLADA	LIMA 1966	2981	2975
	DINÁMICO	2138	2135



Gráfica 8: Comparación de la cortante basal para los diferentes análisis sísmicos para la estructura de base aislada y empotrada para ambas direcciones sísmicas.

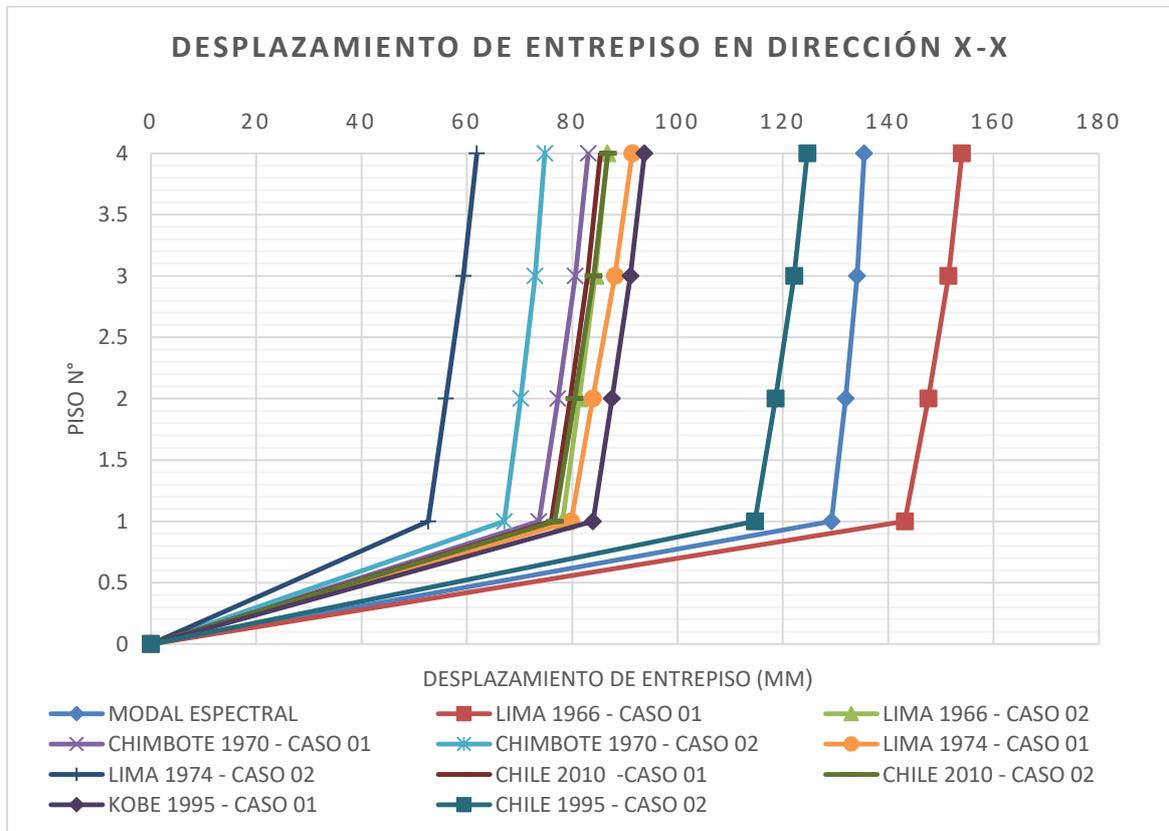
1.5.3. DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE ENTREPISO DE LA ESTRUCTURA

La Tabla 48 muestra las derivas de entrepiso de la estructura aislada para los eventos sísmicos más importantes ocurridos en nuestro país y en países con sismologías similares a la nuestra, según las gráficas donde se representan estos datos, el evento sísmico que causó mayores solicitaciones en la estructura es el sismo de Lima del año 1974, aunque los desplazamientos absolutos de este sismo no son los más grandes, las derivas de entrepiso si presentan valores superiores a los demás registros sísmicos empleados.

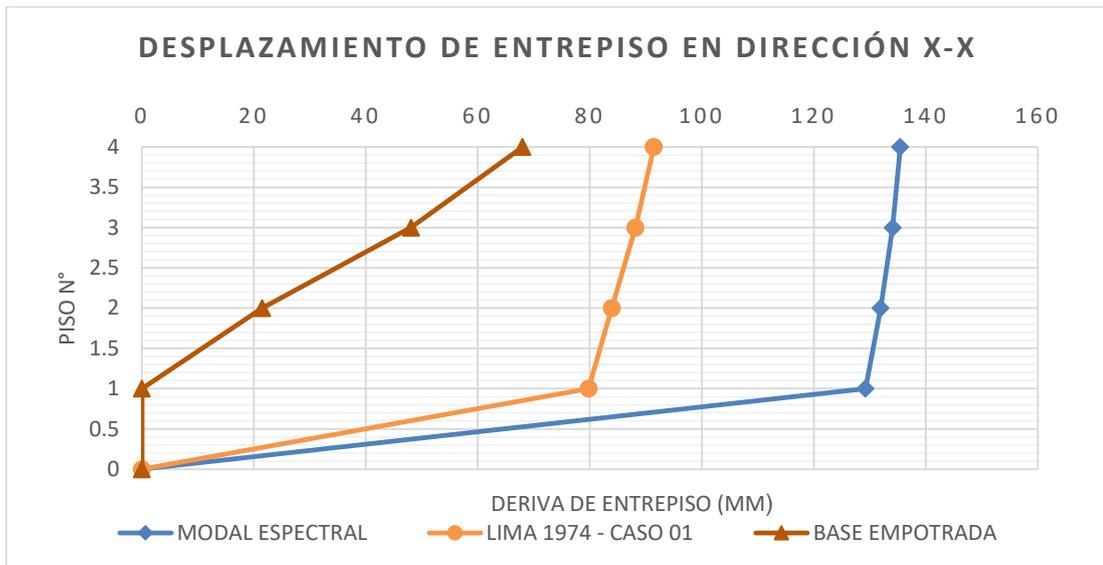
Tabla 48: Derivas de entrepisos de la estructura de base empotrada producto del análisis modal espectral y los registros sísmicos de diferentes eventos sísmicos nacionales e internacionales.

DISTORSIONES DE ENTREPISO PARA EL SISMO MÁXIMO (MCE) - ESTRUCTURA AISLADA												
DIRECCIÓN SÍSMICA	PISO	ANÁLISIS ESPECTRAL	LIMA 1966		CHIMBOTE 1970		LIMA 1974		CHILE 2010		KOBE 1995	
			CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
DIRECCIÓN "X-X"	3	0.0003	0.0008	0.0007	0.0008	0.0006	0.0010	0.0008	0.0008	0.0009	0.0008	0.0008
	2	0.0005	0.0012	0.0010	0.0010	0.0008	0.0013	0.0010	0.0010	0.0011	0.0011	0.0011
	1	0.0007	0.0014	0.0010	0.0011	0.0010	0.0013	0.0011	0.0011	0.0012	0.0011	0.0012
	BASE	0.0712	0.0955	0.0521	0.0491	0.0447	0.0532	0.0351	0.0507	0.0512	0.0560	0.0765
DIRECCIÓN "Y-Y"	3	0.0004	0.0009	0.0009	0.0007	0.0010	0.0009	0.0014	0.0010	0.0011	0.0008	0.0011
	2	0.0006	0.0011	0.0011	0.0009	0.0012	0.0011	0.0015	0.0012	0.0013	0.0011	0.0013
	1	0.0008	0.0010	0.0013	0.0010	0.0012	0.0011	0.0014	0.0012	0.0013	0.0013	0.0013
	BASE	0.0789	0.0523	0.0872	0.0442	0.0483	0.0350	0.0530	0.0515	0.0497	0.0768	0.0552

La Gráfica 9 y la Gráfica 10 muestran los desplazamientos absolutos de la estructura aislada en la dirección X-X y se puede observar que el sismo que generó mayores desplazamientos absolutos fue el que ocurrió en el año 1966 (Lima 1966)

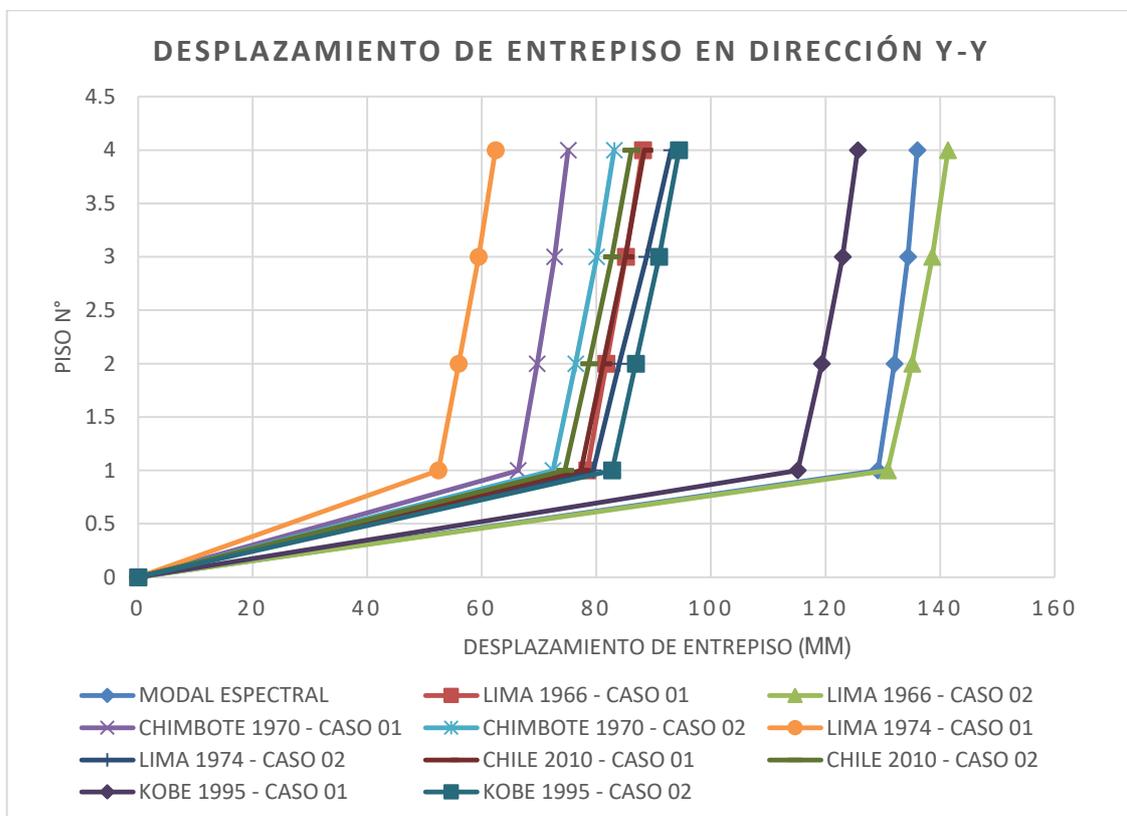


Gráfica 9: Desplazamiento de entrepiso de la estructura en dirección X-X para las componentes máximas de cada uno de los registros sísmicos empleados y para el análisis modal espectral.

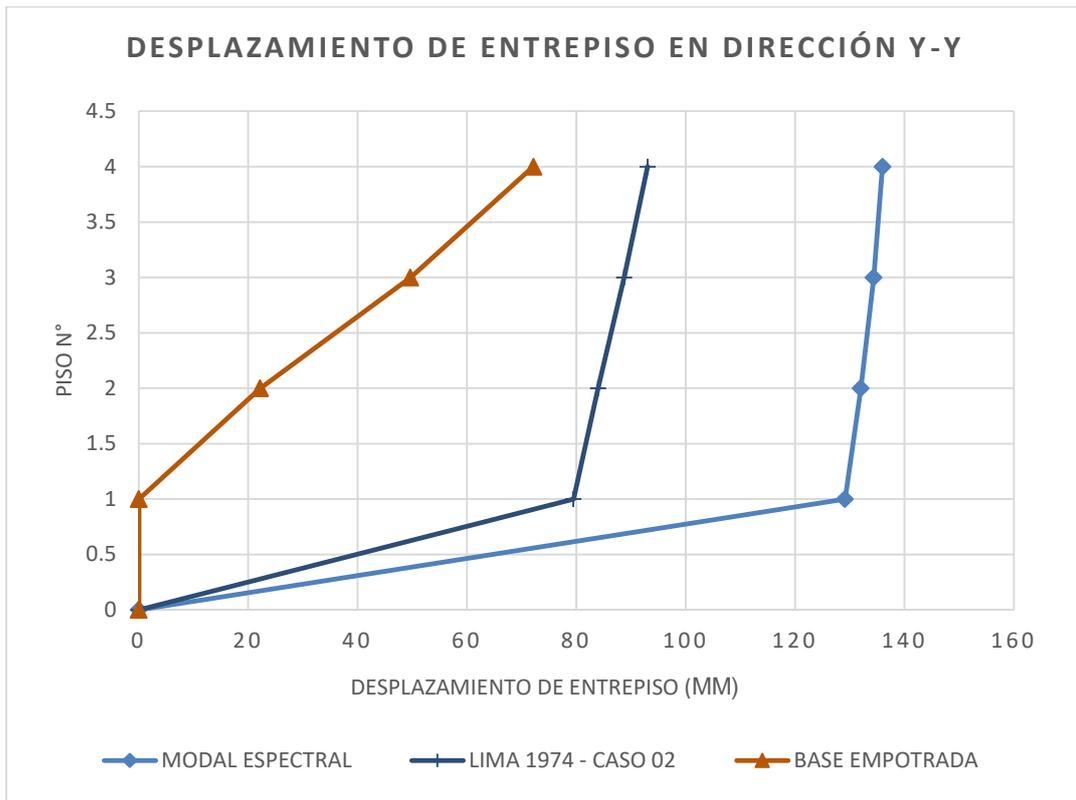


Gráfica 10: Desplazamiento de entrepiso en la dirección X-X de la estructura de base empotrada y con aislamiento sísmico.

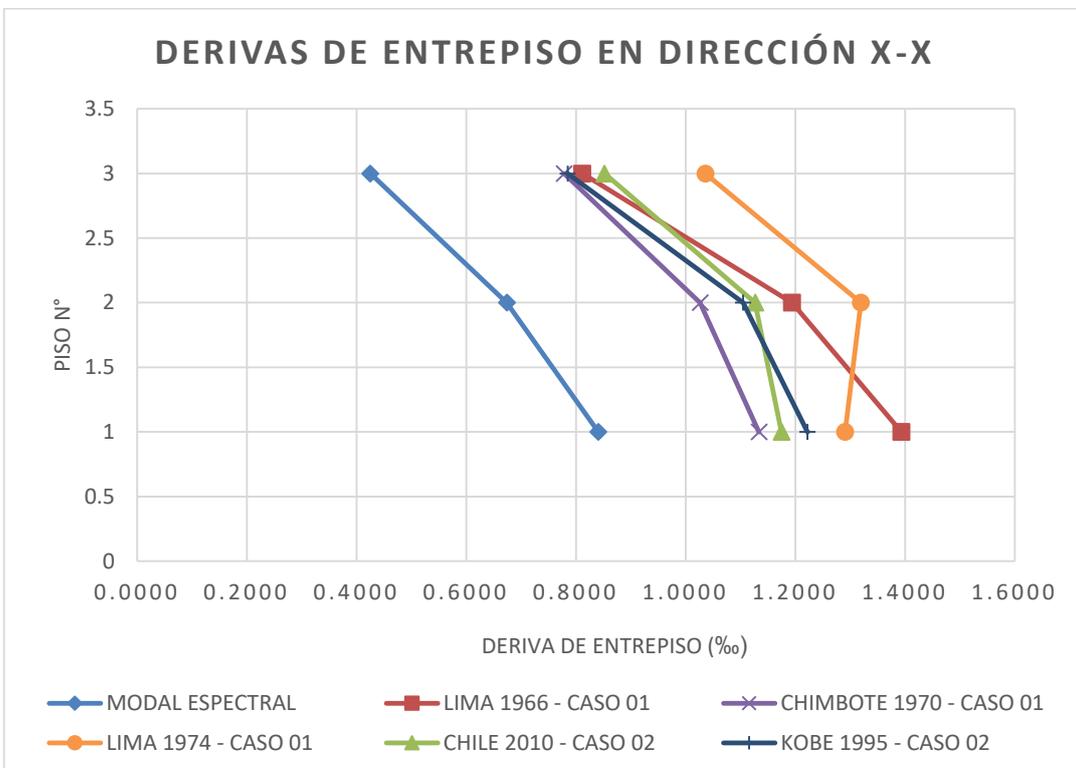
La Gráfica 11 y Gráfica 12 muestran los desplazamientos absolutos de la estructura aislada en la dirección Y-Y, en estas se puede observar que el sismo que generó mayores desplazamientos absolutos fue el que ocurrió en el año 1966 (Lima 1966)



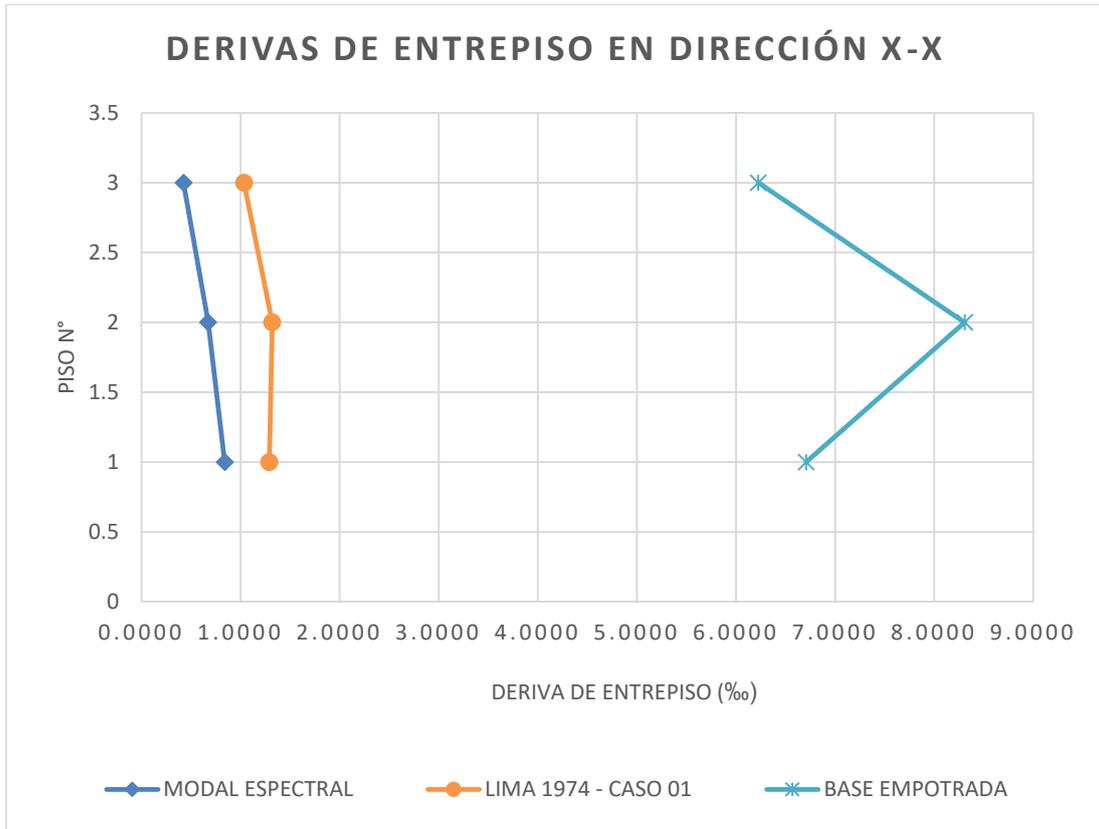
Gráfica 11: Gráfica 4.1: Desplazamiento de entrepiso de la estructura en dirección Y-Y para las componentes máximas de cada uno de los registros sísmicos empleados y para el análisis modal espectral.



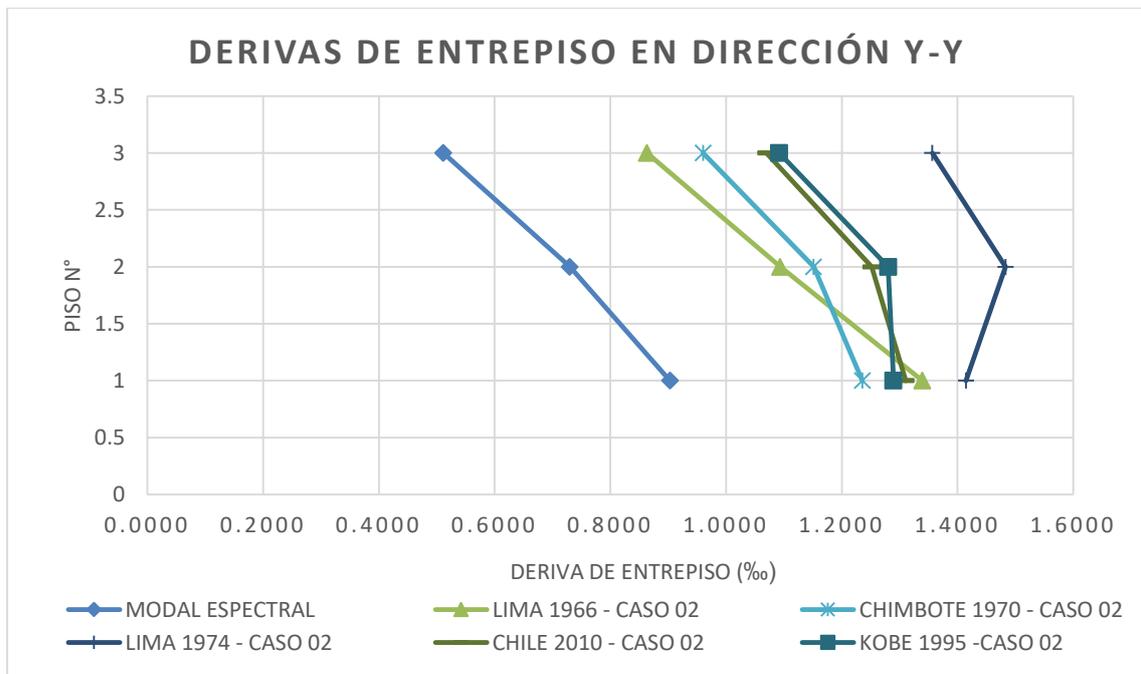
Gráfica 12: Desplazamiento de entrepiso en la dirección Y-Y de la estructura de base empotrada y con aislamiento sísmico.



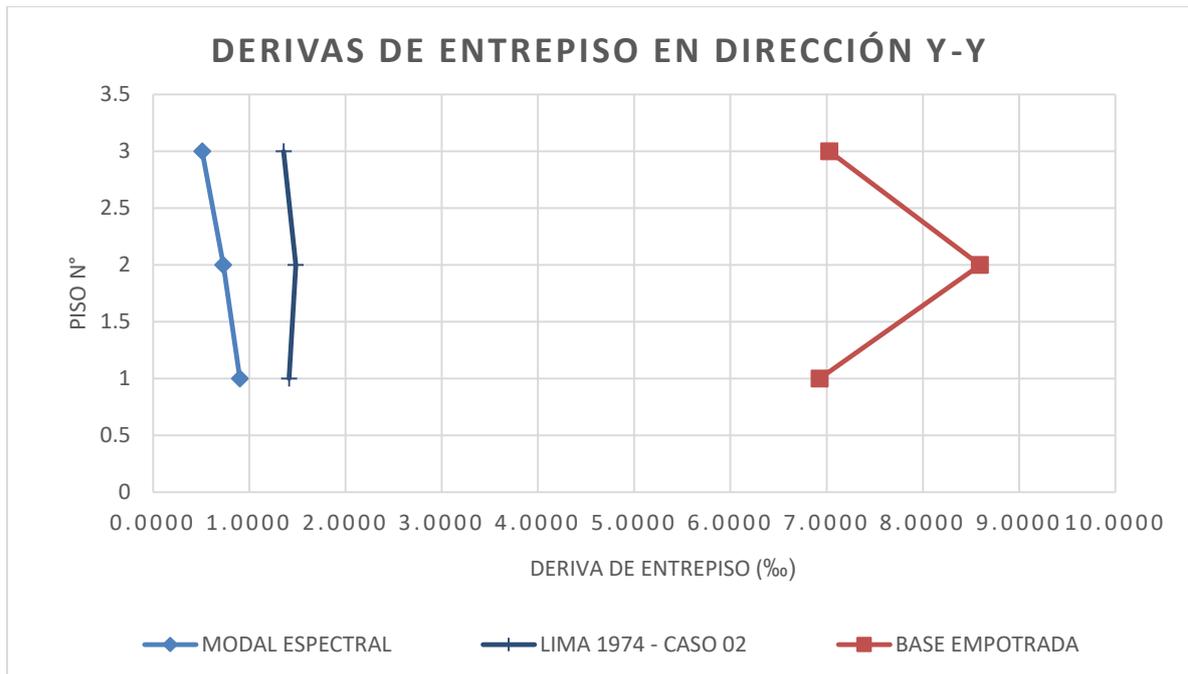
Gráfica 13: Derivas de entrepiso de la estructura en dirección X-X para las componentes máximas de cada uno de los registros sísmicos empleados y para el análisis modal espectral.



Gráfica 14: Derivas de entrepiso en la dirección X-X considerando el sismo más fuerte, el análisis modal espectral y una estructura de base empotrada



Gráfica 15: Derivas de entrepiso de la estructura en dirección Y-Y para las componentes máximas de cada uno de los registros sísmicos empleados y para el análisis modal espectral.

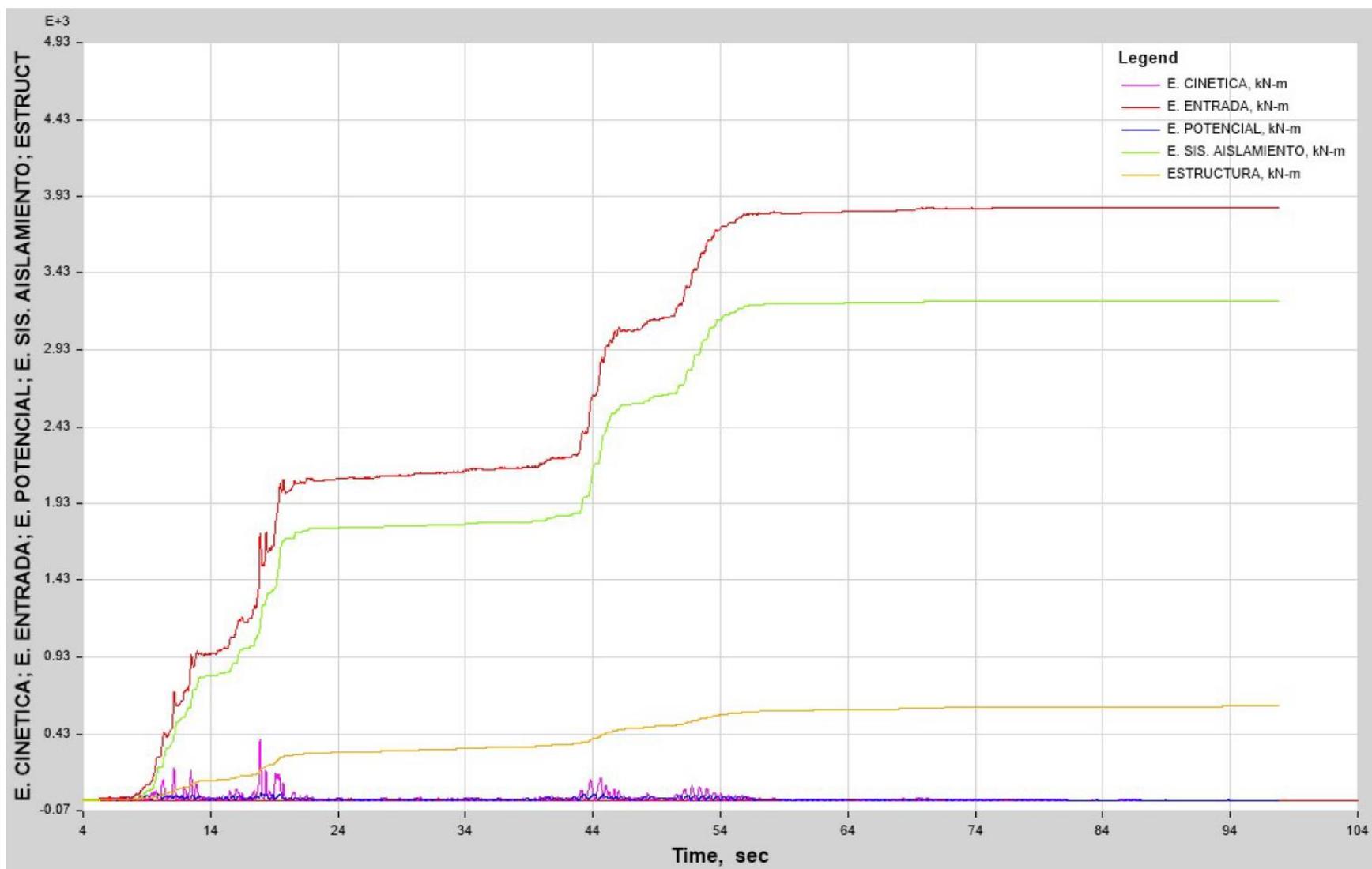


Gráfica 16: Derivas de entrepiso en la dirección Y-Y considerando el sismo más fuerte, el análisis modal espectral y una estructura de base empotrada.

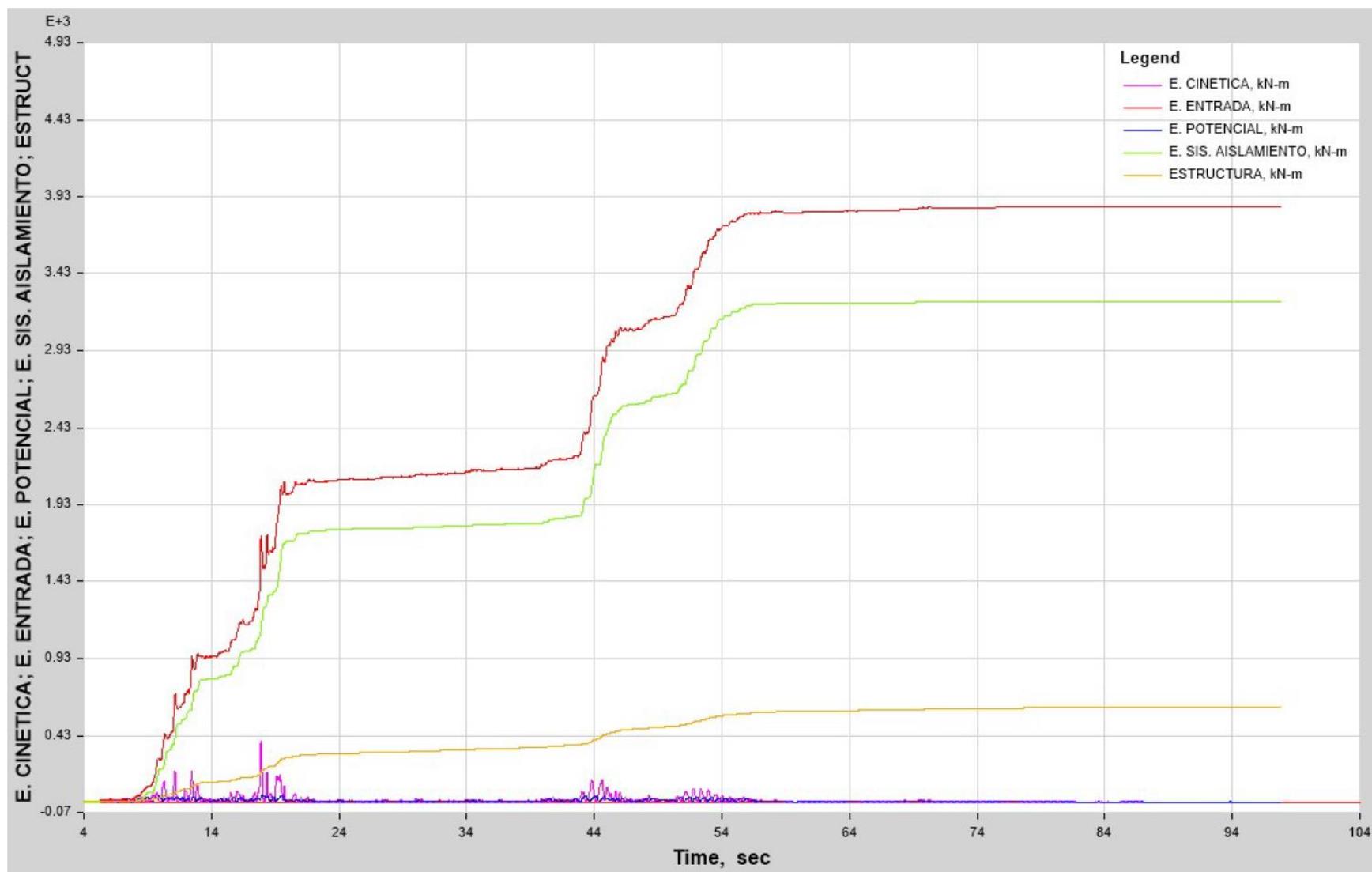
1.6. BALANCE ENERGÉTICO DE LA ESTRUCTURA.

Luego de realizar el análisis de respuesta en el tiempo a la edificación y de determinar el evento sísmico que más solicitaciones generó en la estructura se analizó el balance energético de la estructura para el sismo de Lima de 1974 para definir el nivel de disipación energía de las unidades de aislamiento. La Gráfica 17 muestra que para el caso 01 la energía de entrada fue de 3859.8 KN-m, mientras que la energía absorbida por el sistema de aislamiento sísmico es de 3248.3 KN-m, lo cual es aproximadamente 84.2% de la energía total para el caso 01 del sismo de Lima de 1974.

Por otro lado, la Gráfica 18 muestra el balance energético en la estructura para el caso 02 del sismo de Lima de 1974, dicha figura muestra que la energía de entrada fue de 3867.04 KN-m, de la cual el sistema de aislamiento absorbió 3252.05 KN-m, lo cual representa el 84.1% del total de la energía de entrada.



Gráfica 17: Balance energético de la estructura para el caso 01 del sismo de Lima de 1974.



Gráfica 18: Balance energético de la estructura para el caso 02 del siso de Lima de 1974.

1.7. DESEMPEÑO SÍSMICO

1.7.1. CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA AISLADA

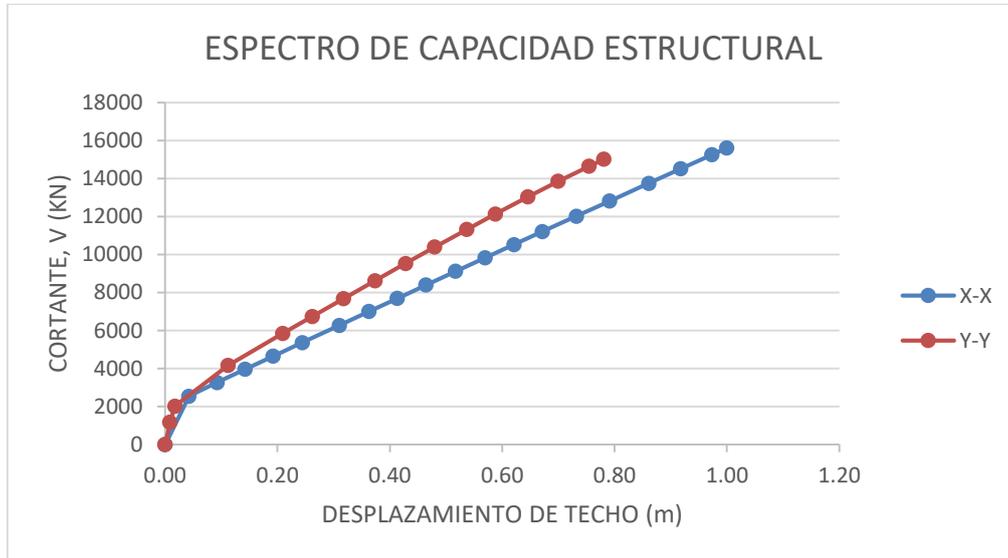
Tabla 49: Puntos para la construcción de la curva del espectro de capacidad de la estructura aislada en la dirección X-X e información sobre la formación de rotulas plásticas para cada uno de los puntos.

Paso	Desplaza Techo	Cortante Basal	Puntos importantes					Puntos de Desempeño				Total
			A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	
	m	kN										
0	0.00	0	938	0	0	0	0	938	0	0	0	938
1	0.04	2546	938	0	0	0	0	938	0	0	0	938
2	0.09	3270	938	0	0	0	0	938	0	0	0	938
3	0.14	3961	938	0	0	0	0	938	0	0	0	938
4	0.19	4651	938	0	0	0	0	938	0	0	0	938
5	0.24	5368	936	2	0	0	0	938	0	0	0	938
6	0.31	6279	933	5	0	0	0	938	0	0	0	938
7	0.36	7003	918	20	0	0	0	938	0	0	0	938
8	0.41	7698	897	41	0	0	0	938	0	0	0	938
9	0.46	8398	883	55	0	0	0	938	0	0	0	938
10	0.52	9122	844	94	0	0	0	938	0	0	0	938
11	0.57	9833	793	145	0	0	0	938	0	0	0	938
12	0.62	10529	770	168	0	0	0	938	0	0	0	938
13	0.67	11215	753	185	0	0	0	938	0	0	0	938
14	0.73	12027	751	187	0	0	0	938	0	0	0	938
15	0.79	12824	750	188	0	0	0	938	0	0	0	938
16	0.86	13759	735	203	0	0	0	938	0	0	0	938
17	0.92	14518	720	218	0	0	0	938	0	0	0	938
18	0.97	15261	693	245	0	0	0	938	0	0	0	938
19	1.00	15619	688	250	0	0	0	938	0	0	0	938

Tabla 50: Puntos para la construcción de la curva del espectro de capacidad de la estructura aislada en la dirección Y-Y e información sobre la formación de rotulas plásticas para cada uno de los puntos.

Paso	Desplaza Techo	Cortante Basal	Puntos importantes					Puntos de Desempeño				Total
			A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	
	m	kN										
0	0.00	0	938	0	0	0	0	938	0	0	0	938
1	0.01	1173	938	0	0	0	0	938	0	0	0	938
2	0.02	2022	938	0	0	0	0	938	0	0	0	938
3	0.11	4167	938	0	0	0	0	938	0	0	0	938
4	0.21	5855	937	1	0	0	0	938	0	0	0	938
5	0.26	6750	929	9	0	0	0	938	0	0	0	938
6	0.32	7683	905	33	0	0	0	938	0	0	0	938
7	0.37	8633	883	55	0	0	0	938	0	0	0	938
8	0.43	9540	859	79	0	0	0	938	0	0	0	938
9	0.48	10401	840	98	0	0	0	938	0	0	0	938
10	0.54	11330	822	116	0	0	0	938	0	0	0	938
11	0.59	12142	805	133	0	0	0	938	0	0	0	938
12	0.65	13041	779	159	0	0	0	937	1	0	0	938
13	0.70	13864	744	194	0	0	0	934	4	0	0	938
14	0.75	14657	684	254	0	0	0	896	42	0	0	938
15	0.78	15021	673	264	1	0	0	872	59	6	1	938

La Tabla 49 y la Tabla 50 muestran los puntos fuerza – desplazamiento para la construcción de la curva de capacidad de la estructura aislada, estos puntos están representados en la Gráfica 19.



Gráfica 19: Curvas de capacidad de la estructura de base aislada para ambas direcciones de la estructura.

1.7.2. FORMACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

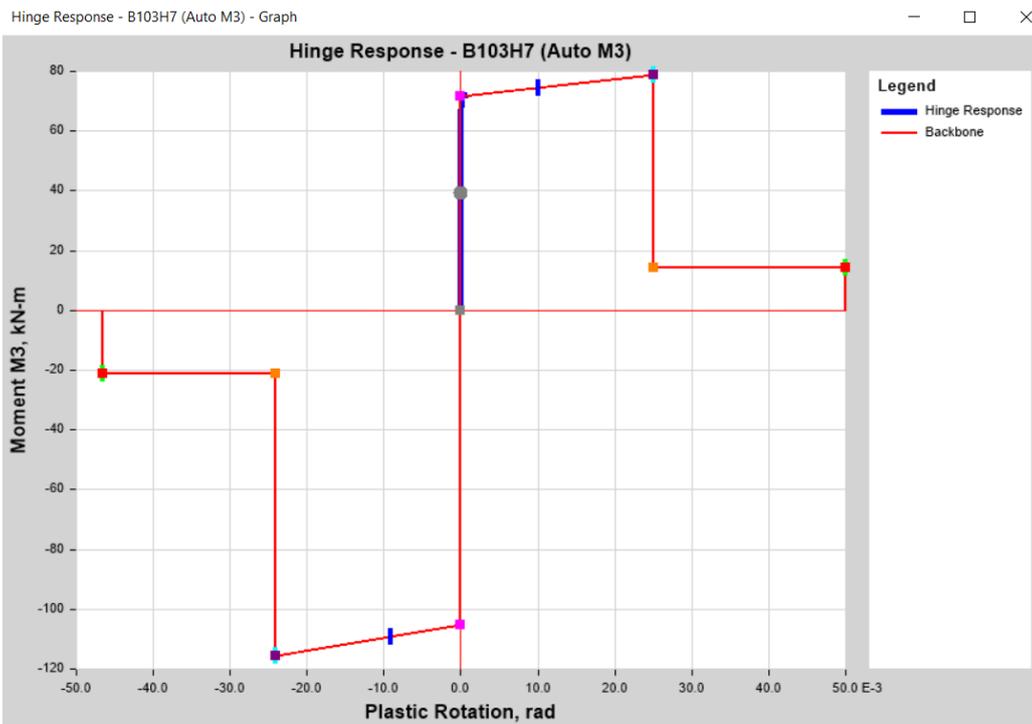


Figura 74: Diagrama momento rotación para la sección transversal de una viga.

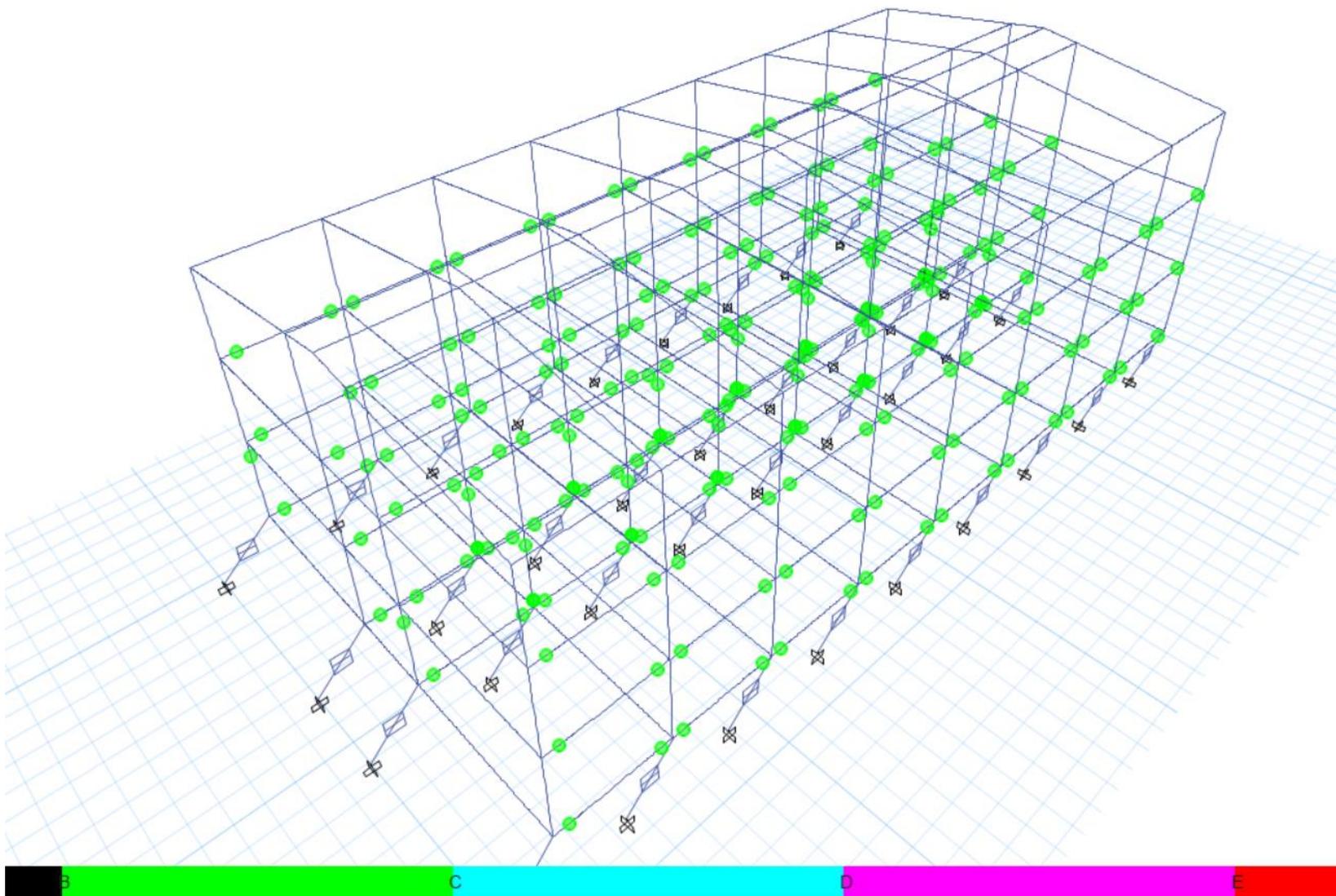


Figura 75: Formación de rotulas plásticas producto de la aplicación del análisis estático no lineal en la dirección X-X.

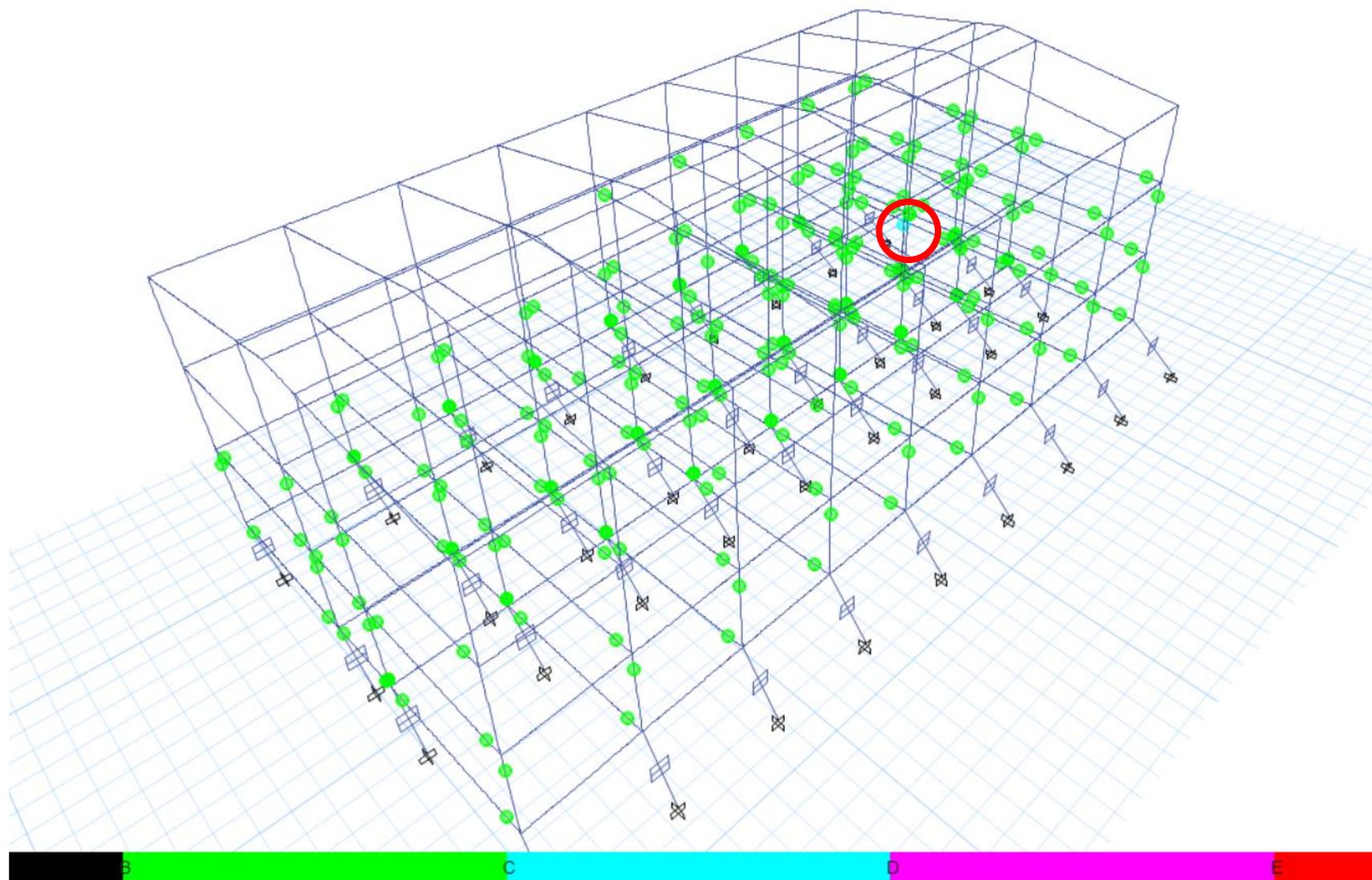


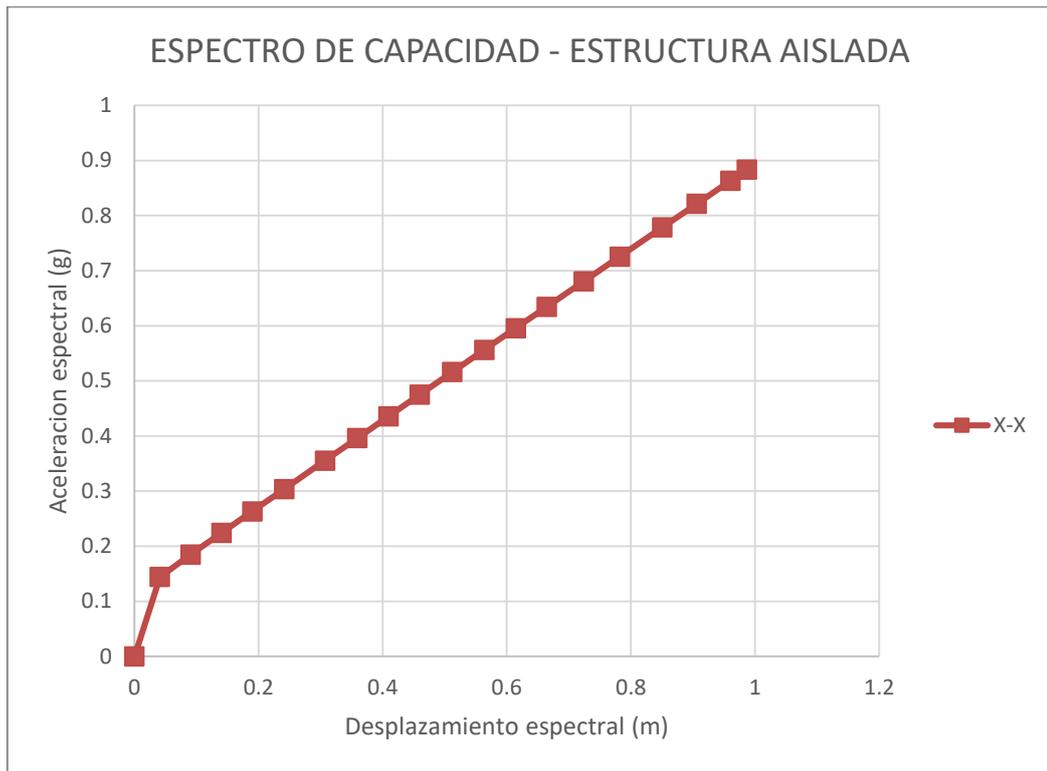
Figura 76: Formación de rotulas plásticas producto de la aplicación del análisis estático no lineal en la dirección Y-Y

1.7.3. ESPECTRO DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA AISLADA

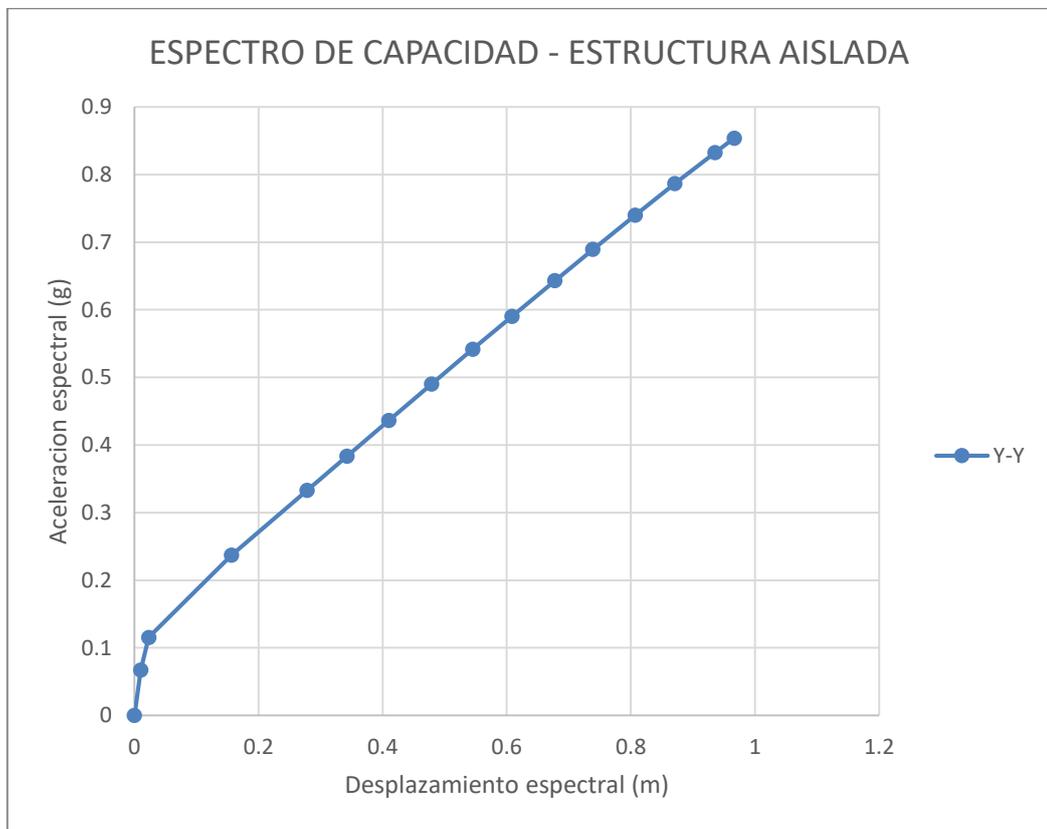
La Tabla 51 muestra las coordenadas del espectro de capacidad de la estructura aislada en ambas direcciones sísmicas, esta información es representada en la Gráfica 20 y en la Gráfica 21. La estas graficas son necesarias para la determinación del punto de desempeño estructural, pues al interceptarlas con las gráficas del espectro de demanda es posible calcular el nivel de desempeño de la estructura en estudio.

Tabla 51: Coordenadas desplazamiento - aceleración espectral para la construcción del espectro de capacidad de la estructura aislada para ambas direcciones de la estructura.

ESPECTRO DE CAPACIDAD			
DIRECCIÓN X-X		DIRECCIÓN Y-Y	
Sd	Sa	Sd	Sa
m	g	m	g
0	0	0	0
0.041	0.144	0.010	0.067
0.091	0.185	0.023	0.115
0.140	0.224	0.157	0.237
0.190	0.263	0.278	0.333
0.242	0.304	0.343	0.384
0.307	0.355	0.410	0.436
0.359	0.396	0.479	0.490
0.409	0.436	0.545	0.542
0.460	0.475	0.609	0.590
0.512	0.516	0.678	0.643
0.564	0.556	0.739	0.689
0.615	0.596	0.807	0.740
0.665	0.635	0.871	0.787
0.724	0.681	0.936	0.833
0.782	0.726	0.967	0.854
0.851	0.779		
0.906	0.822		
0.961	0.864		
0.987	0.884		



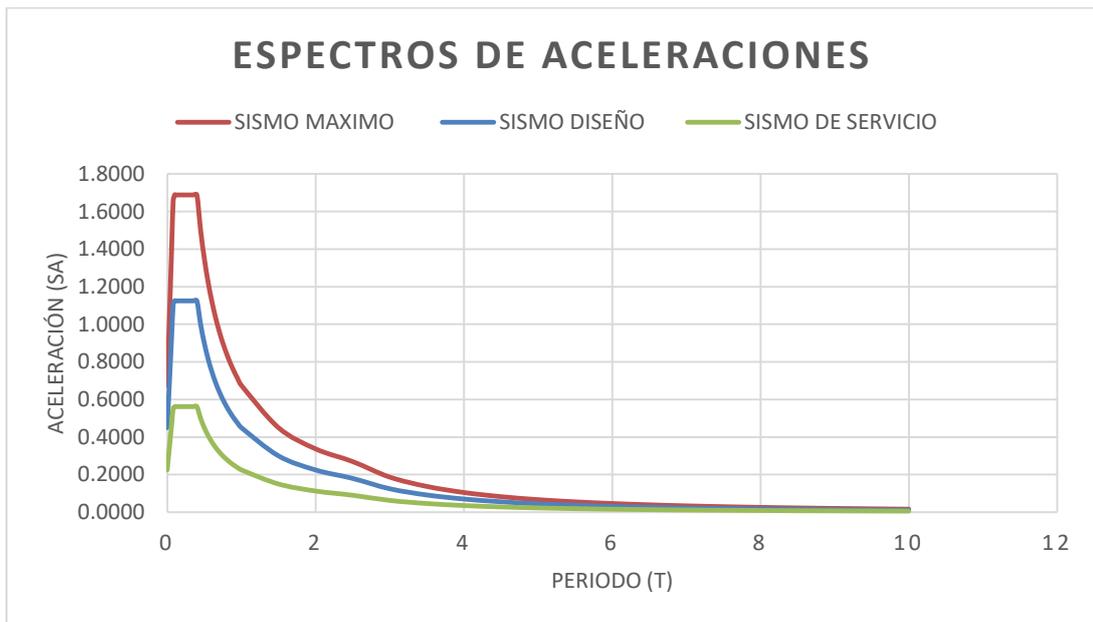
Gráfica 20: Espectro de capacidad de la estructura aislada en dirección X-X



Gráfica 21: Espectro de capacidad de la estructura aislada en dirección Y-Y

1.7.4. ESPECTRO DE DEMANDA

La Gráfica 22 muestra los espectros de demanda de los sismos empleados para la determinación de los puntos de desempeño ante los sismos de servicio, de diseño y máximo. El sismo de servicio se consideró como 0.5 veces el sismo de diseño y el sismo máximo como 1.5 veces el sismo de diseño



Gráfica 22: Espectros de demanda para los sismos de servicio, de diseño y máximo.

1.8. PUNTOS DE DESEMPEÑO PARA LA ESTRUCTURA AISLADA

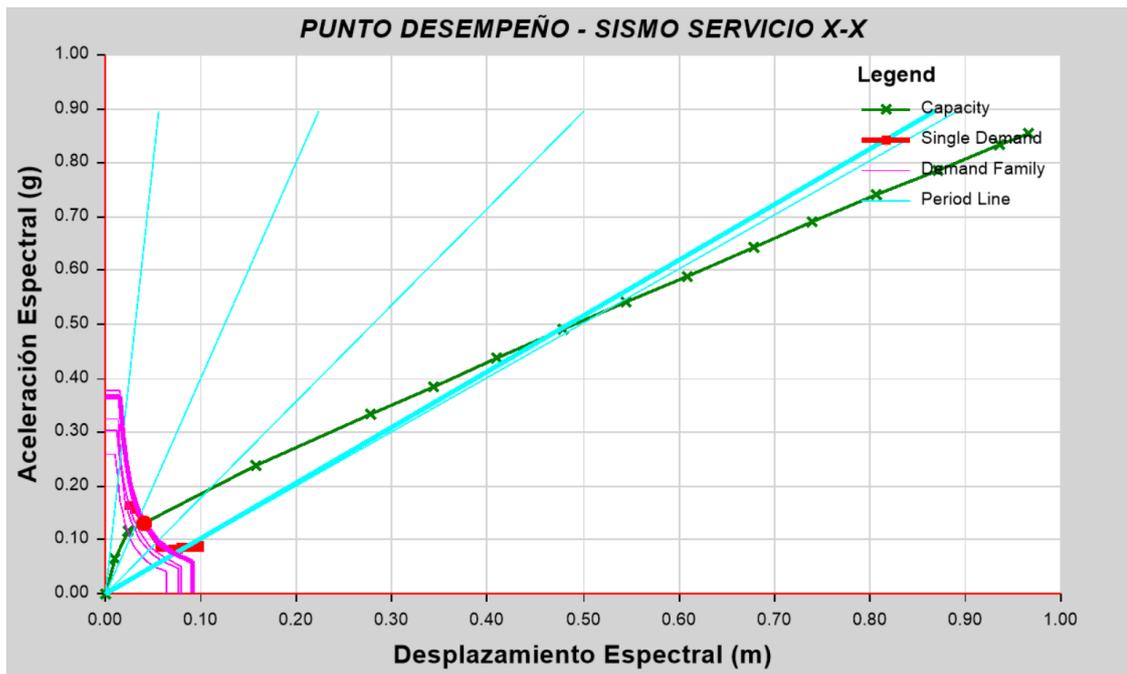
La Tabla 52 muestra los puntos de desempeño de la estructura aislada obtenida de la unificación de las gráficas de la sección 3.10.1 que fueron obtenidas a través del análisis estático no lineal para diferentes niveles sísmicos.

Tabla 52: Coordenadas de los puntos de desempeño sísmico para tres niveles de amenaza sísmica para las dos direcciones de la estructura.

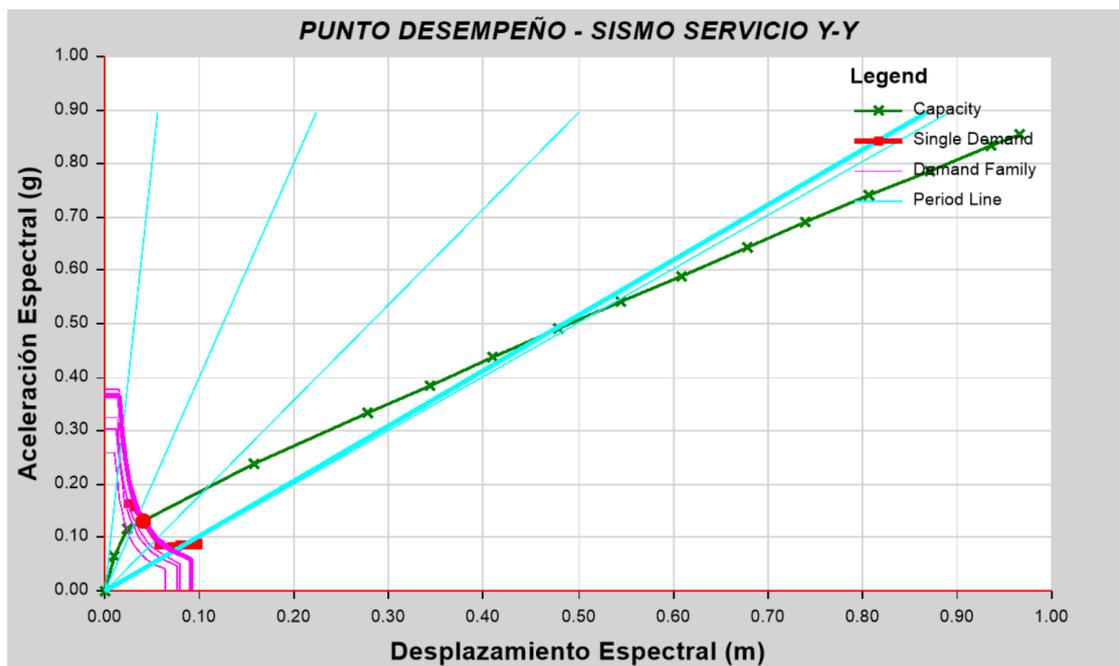
PUNTOS DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA			
SISMO	DIRECCIÓN	CORTANTE	DESP.
		KN	m
Sismo Servicio	X-X	2303.9	0.029
Sismo Diseño		3007.8	0.074
Sismo Máximo		4332.7	0.169
Sismo Servicio	Y-Y	2303.9	0.03
Sismo Diseño		3377.3	0.077
Sismo Máximo		4531.0	0.133

1.8.1. PUNTOS DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO DE SERVICIO

Las gráficas (23) y (24) muestran los puntos de desempeño de la estructura aislada para el sismo de servicio, estos puntos están en la Tabla 52. En ambos casos el punto de desempeño de la estructura se encuentra en el rango operacional, es decir no hay daños de los elementos estructurales y no estructurales luego de un sismo.



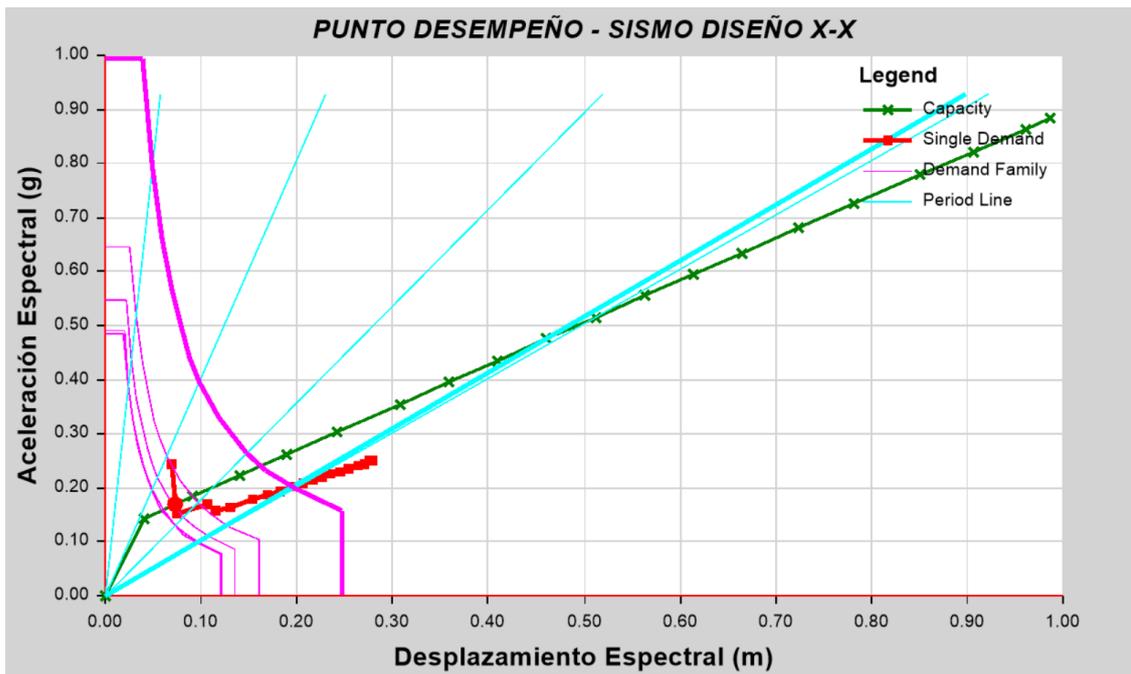
Gráfica 23: Punto de desempeño sísmico de la estructura aislada para el sismo de servicio en dirección X-X



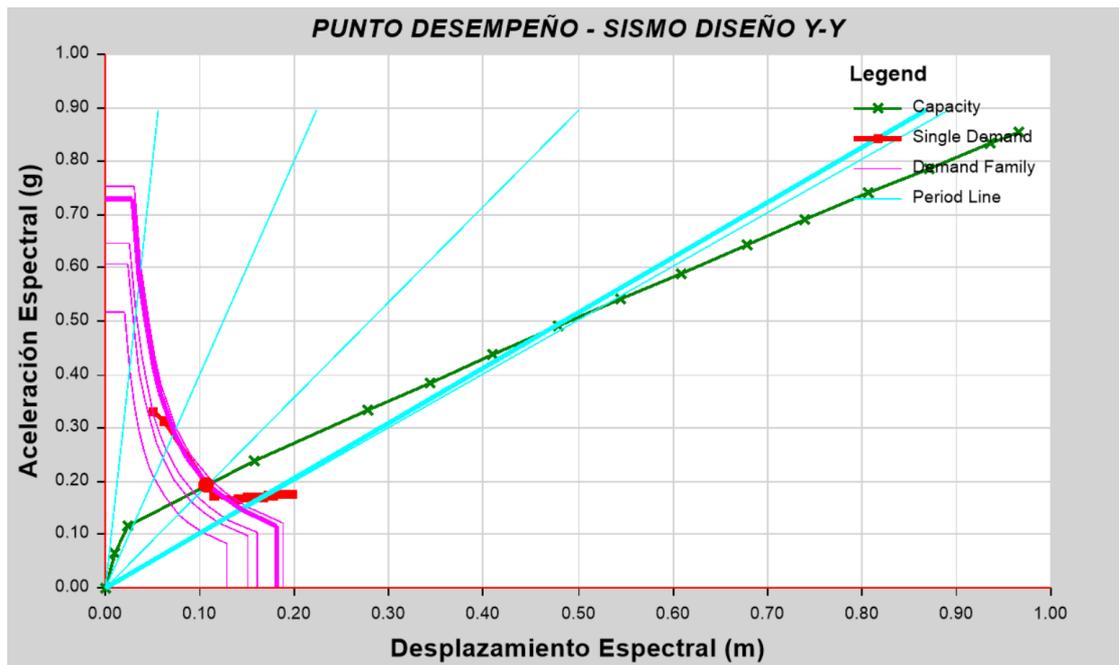
Gráfica 24: Punto de desempeño sísmico de la estructura aislada para el sismo de servicio en dirección Y-Y

1.8.2. PUNTOS DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO DE DISEÑO

Las gráficas (25) y (26) muestran los puntos de desempeño de la estructura aislada para el sismo de diseño, estos puntos están en la Tabla 52. En ambos casos el punto de desempeño de la estructura se encuentra en el rango funcional, es decir los daños estructurales son mínimos y el uso de la estructura no se interrumpe.



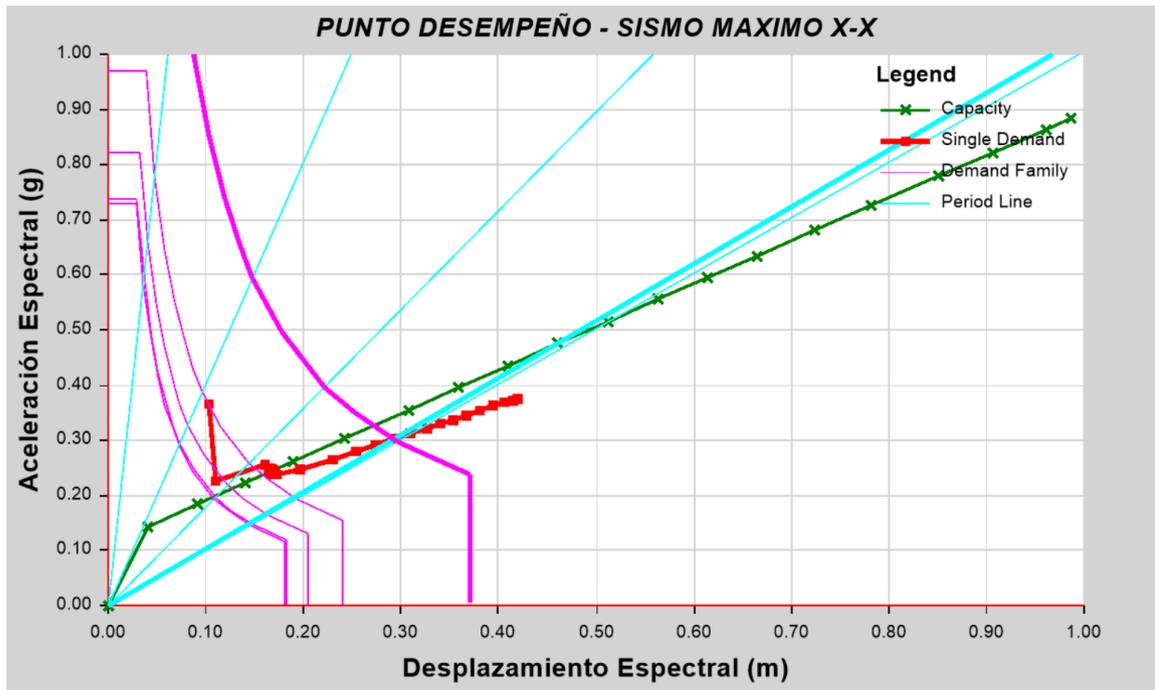
Gráfica 25: Punto de desempeño sísmico de la estructura aislada para el sismo de diseño en dirección X-X



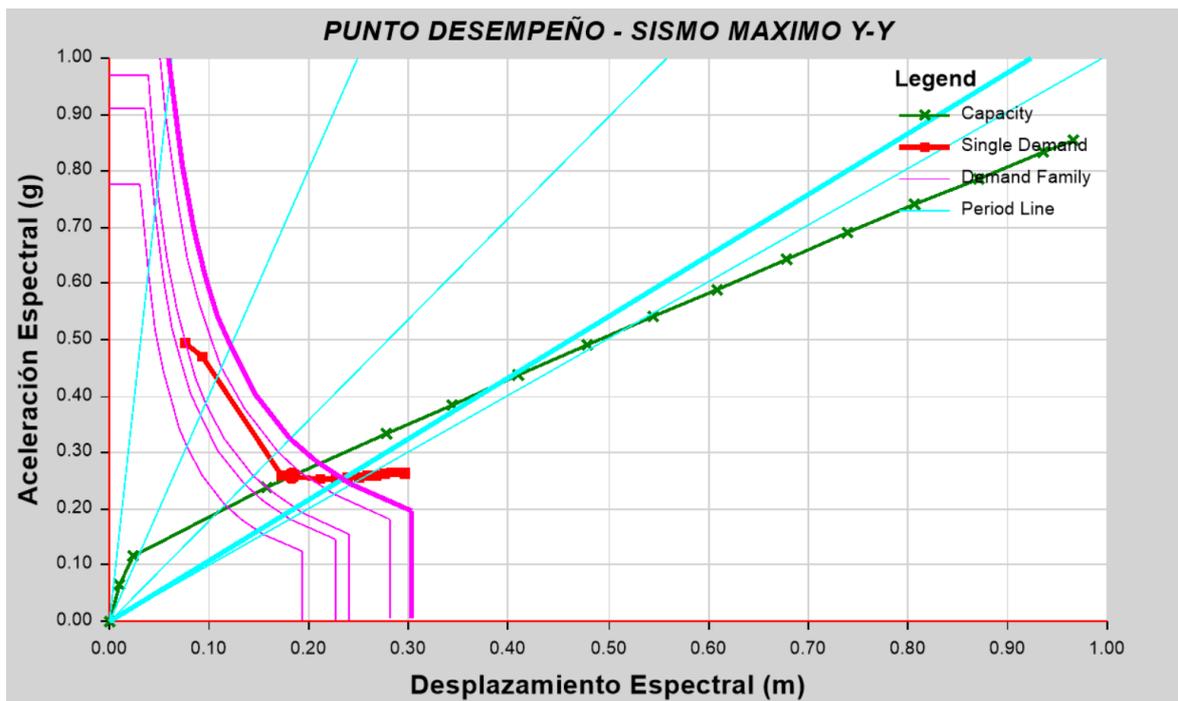
Gráfica 26: Punto de desempeño sísmico de la estructura aislada para el sismo de diseño en dirección Y-Y

1.8.3. PUNTOS DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO MÁXIMO PROBABLE

Las gráficas (27) y (28) muestran los puntos de desempeño de la estructura aislada para el sismo de diseño, estos puntos están en la Tabla 52. Al igual que para el sismo de diseño, en este caso la estructura se encuentra en el rango funcional.

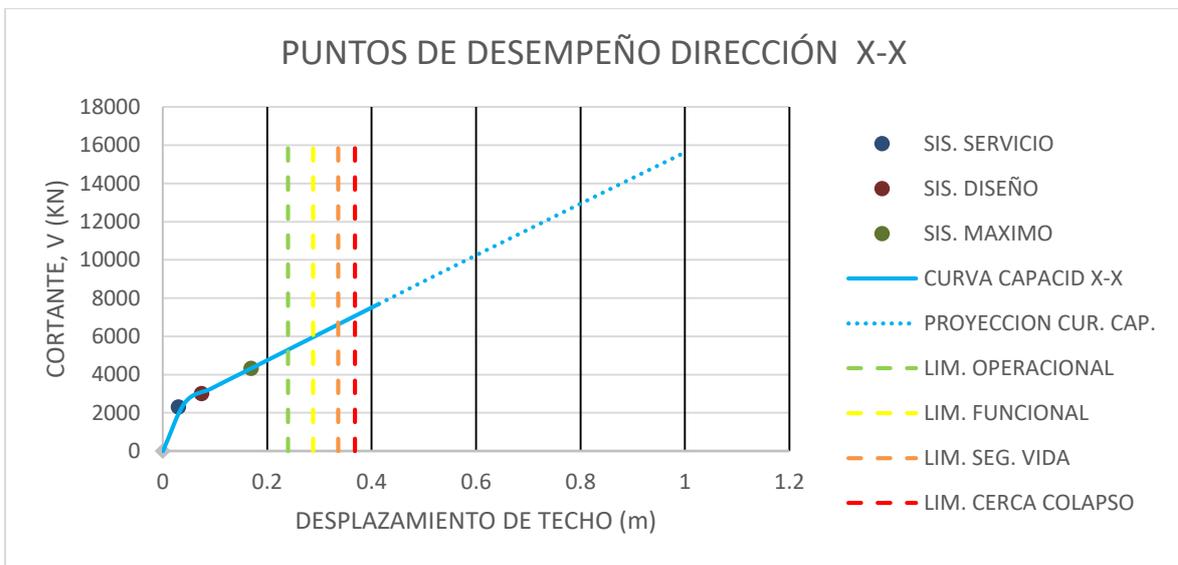


Gráfica 27: Punto de desempeño sísmico de la estructura aislada para el sismo máximo en dirección X-X

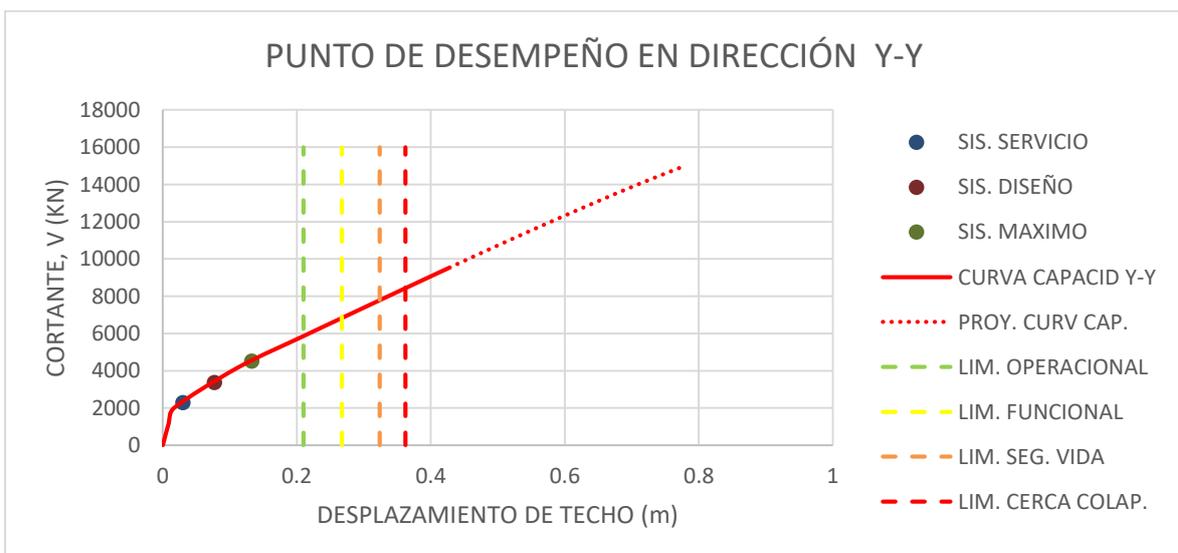


Gráfica 28: Punto de desempeño sísmico de la estructura aislada para el sismo máximo en dirección Y-Y

La Gráfica 29 y la Gráfica 30 son un resumen del desempeño de la estructura aislada. Ambas graficas muestran los puntos de desempeño para los tres niveles de amenaza sísmica estudiados y están presentados en funciones de los rangos de desempeño, los cuales están graficados como líneas verticales punteadas de diversos colores. En ambos casos se observa que la estructura se mantiene en el rango operacional para los tres niveles de sismo, lo cual garantiza la funcionalidad continua.



Gráfica 29: Comparación de los puntos de desempeño en la dirección X-X con los límites permisibles



Gráfica 30: Comparación de los puntos de desempeño en la dirección Y-Y con los límites permisibles

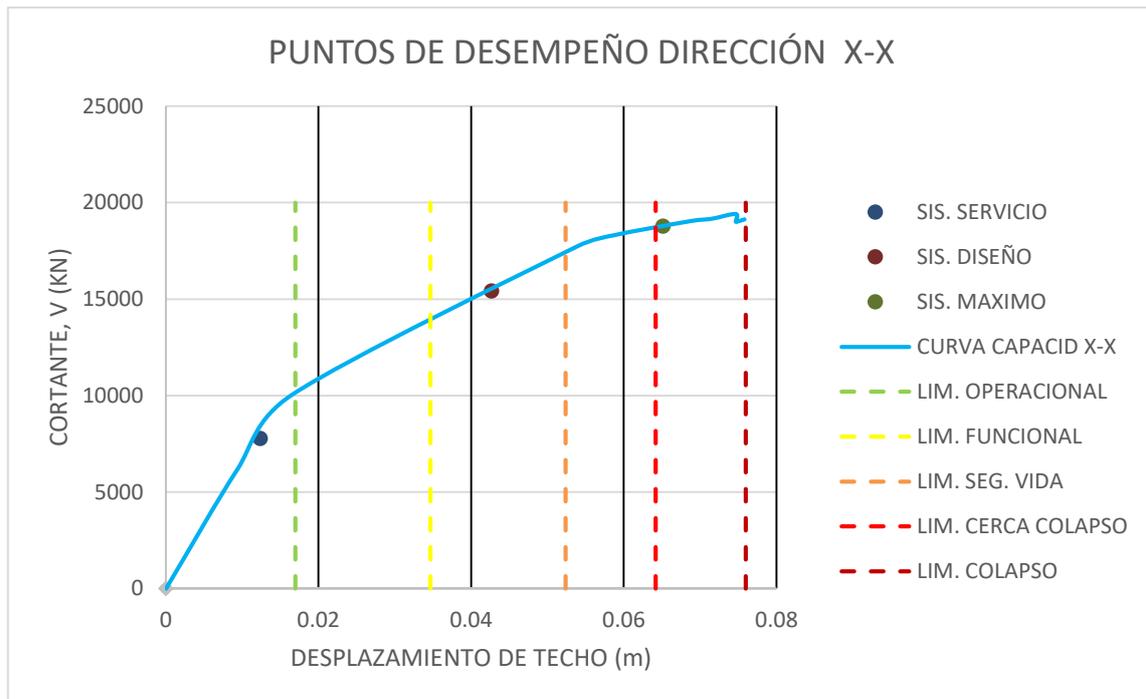
Tabla 53: Matriz de desempeño de la estructura aislada para los diversos niveles de sismo.

MATRIZ DE DESEMPEÑO - ESTRUCTURA AISLADA						
Tipo de Sismo	Nivel de Amenaza Sísmica	Nivel de Desempeño Estructural				
		Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención del Colapso	Colapso Inminente
Servicio	50% en 50 años					
Diseño	10% en 50 años					
Máximo	5% en 50 años					

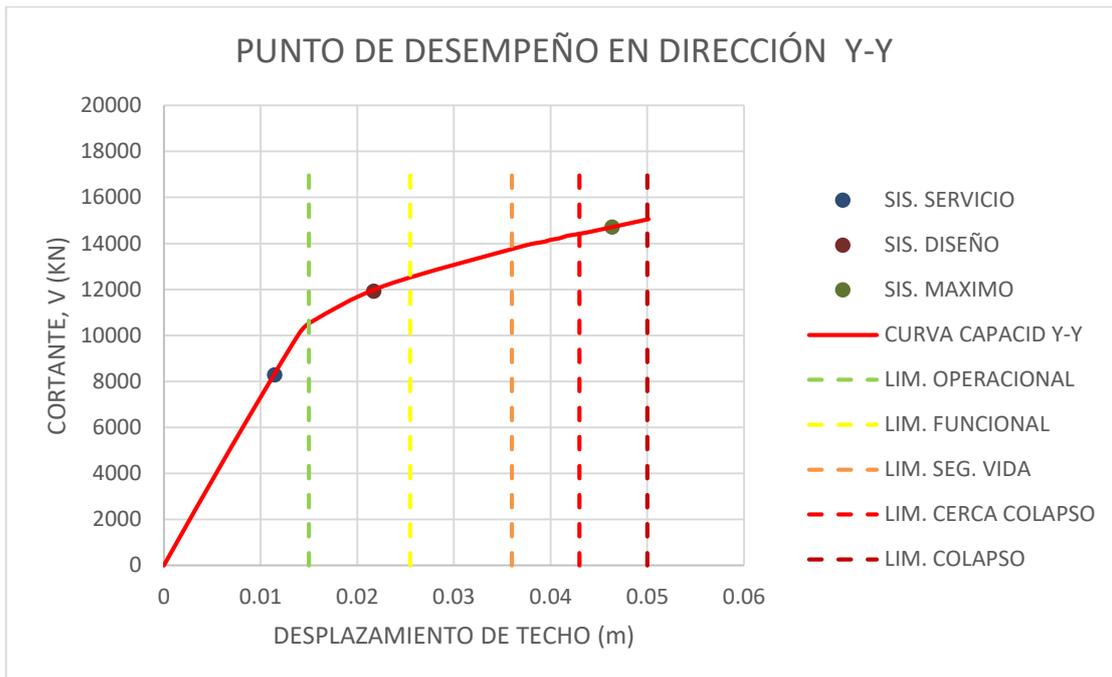
3.1. PUNTOS DE DESEMPEÑO PARA LA ESTRUCTURA EMPOTRADA

Tabla 54: Coordenadas de los puntos de desempeño en la estructura de base empotrada.

PUNTOS DE DESEMPEÑO - ESTRUCTURA EMPOTRADA			
SISMO	DIRECCIÓN	CORTANTE	DESP.
		KN	m
Sismo Servicio	X-X	7782.0578	0.012382
Sismo Diseño		15419.8673	0.042663
Sismo Máximo		18775.2356	0.065129
Sismo Servicio	Y-Y	8290.7723	0.011447
Sismo Diseño		11927.5299	0.021712
Sismo Máximo		14710.7411	0.046351



Gráfica 31: Comparación de los puntos de desempeño en la dirección X-X de la estructura de base empotrada con los límites permisibles.



Gráfica 32: Comparación de los puntos de desempeño en la dirección Y-Y de la estructura de base empotrada con los límites permisibles.

El nivel de Operacionalidad de la estructura de base empotrada para los diversos niveles de amenaza sísmica se muestra en la Tabla 55. Esta tabla muestra que para el sismo de servicio la estructura se mantiene el rango no lineal, para el sismo de diseño la estructura incursiona en el rango de seguridad de vida y para el sismo máximo probable la estructura incursiona en el rango denominado Colapso inminente, es decir, la estructura queda tan dañada que por su propio peso se podría, por un pequeño movimiento o una réplica se podría producir el colapso.

Tabla 55: Matriz de desempeño de la estructura empotrada para los diversos niveles de sismo.

MATRIZ DE DESEMPEÑO - ESTRUCTURA EMPOTRADA						
Tipo de Sismo	Nivel de Amenaza Sísmica	Nivel de Desempeño Estructural				
		Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención del Colapso	Colapso Inminente
Servicio	50% en 50 años					
Diseño	10% en 50 años					
Máximo	5% en 50 años					

CAPÍTULO 2. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

2.1. DISCUSIÓN

- Los resultados muestran que el sistema de aislamiento sísmico aumenta considerablemente el periodo efectivo de la estructura en comparación con la estructura convencional de base aislada, esto conlleva a que las fuerzas laterales producto de los eventos sísmicos se reduzcan considerablemente. Estos valores se muestran en la Gráfica 8, en la cual se aprecia que la cortante basal de la estructura aislada para el análisis tiempo historia es 581 KN menos en la dirección X-X y 741 KN menos en la dirección Y-Y en comparación la cortante basal para una estructura empotrada. Esta reducción en las fuerzas laterales tiene como resultado la disminución del acero de refuerzo empleado en el diseño de los elementos estructurales de la edificación si se la compara con una estructura de base fija.
- Del mismo modo los resultados muestran que los desplazamientos relativos de entrepiso, es decir las derivas de piso de la estructura aislada son aproximadamente siete veces menores que las derivas de entrepiso de una estructura de base empotrada. Estos bajos desplazamientos relativos limitan el daño de los elementos estructurales y aseguran el buen funcionamiento de la estructura luego de un sismo.
- Las gráficas de balance energético de la estructura muestran que el sistema de aislamiento absorbe cerca del 84% de la energía de entrada producida por un sismo y la disipa por medio del comportamiento inelástico de los materiales que componen cada una de las unidades de aislamiento. De esta manera a la estructura se transmite una pequeña fracción de la energía sísmica, logrando así un buen comportamiento estructural.

- Los esquemas de formaciones de las rotulas plásticas presentados en la Figura 75 y en la Figura 76 muestran el mecanismo de colapso de la estructura, este muestra que la superestructura se mantiene en todo momento en el rango operacional.
- Los puntos de desempeño de la estructura obtenidos mediante un análisis estático no lineal muestran que para una estructura con aislamiento sísmico en su base el comportamiento global de la edificación se mantiene en el rango operacional para un sismo de servicio, y en el rango de ocupación inmediata para los sismos de diseño y de máxima intensidad, sin embargo, para una estructura de base empotrada el desempeño sísmico ante el sismo de diseño se encuentra en el rango de seguridad de vida, es decir que si bien no se reportan daños cuantiosos en la estructura, los daños que se hayan presentado requerirán que las actividades que se desarrollan en la edificación se vean afectadas de manera temporal hasta subsanar dichos inconveniente y para el sismo máximo probable la estructura de base empotrada tendrá un desempeño estructura cercano a colapso, es decir que la estructura quedara tan dañada que es técnica y económicamente inviable reparar y se hará necesaria una demolición de la edificación.

2.2. CONCLUSIONES

- Se determinó el desempeño sísmico de la estructura con aisladores sísmicos del tipo LRB. Se determinó que para los tres niveles de amenaza sísmica que se evaluaron la estructura tiene un desempeño operacional, es decir las actividades de los ocupantes de la edificación no se verán interrumpidos luego de un sismo.
- Se realizó el predimensionamiento del sistema de aislamiento sísmico obteniéndose unidades de aislamiento de 45 cm de diámetro total, con un núcleo de plomo en la parte central de 09 cm de diámetro y una altura total de 29 cm, la

cual incluye las capas de caucho y metal y las capas exteriores. Además se obtuvo un desplazamiento máximo del sistema de aislamiento, D_M , de 25 cm y un desplazamiento máximo total, D_{TM} , de 30 cm.

- Se determinó las fuerzas de diseño del sistema de aislamiento y de la superestructura mediante un análisis de respuestas en el tiempo también conocido como análisis tiempo historia, para ello se emplearon los registros de los sismos de Lima del año 1995, de Chimbote del año 1970, de Lima del año 1974, de Chile del año 2010 y del sismo de Kobe en Japón del año 1995, de todos ellos el registro sísmico que mayores sollicitaciones causó en la estructura fue el de Lima del año 1974. Mediante este análisis se obtuvo una fuerza cortante en la base de 2975 KN en la dirección X-X y 2981 KN en la dirección Y-Y, las cuales fueron distribuidas en los distintos pisos de la estructura en proporción a la rigidez de cada uno de los elementos.
- Se determinó y verificó que la respuesta estructural de la edificación, la cual está expresada en función de desplazamientos y derivas de piso, cumpla con los límites permisibles de la norma E.030, la cual establece que la máxima deriva de entrepiso para estructuras de concreto armado es de 7‰. Los resultados obtenidos mediante el análisis tiempo historia indican que la máxima deriva de entrepiso de la estructura aislada es de 1.32‰ para la dirección X-X y 1.48‰ para la dirección Y-Y. Estos valores se encuentran muy por debajo del límite máximo permisible.
- Se realizó el diseño a flexión y a cortante en vigas y a flexocompresión en columnas tal como se muestra en la Figura 62 y en la Figura 63, en las cuales se realizan los cálculos de diseño para la viga más desfavorable, obteniéndose para el acero longitudinal en la parte superior $4\Phi 3/4$ ” en la parte superior y $2\Phi 3/4$ ” en la parte superior de la viga en todos los tramos, además para el refuerzo transversal

se obtuvo $1\Phi 3/8$ ” a 5 cm de la cara, $8\Phi 3/8$ ” cada 13 cm y en la parte central $\Phi 3/8$ ” cada 27 cm. Del mismo modo se obtuvo $12\Phi 3/4$ ” para las columnas de sección “L” y $10\Phi 3/4$ ” para las columnas de sección “T”. La distribución del acero de refuerzo se muestra en las Figura 64.

- Se definieron las propiedades no lineales para cada una de las secciones tanto de las vigas como de las columnas, dichas propiedades se muestran en los diagramas de momento curvatura presentados en la sección de capítulo de desarrollo de tesis, tomando como base dichas gráficas, el programa de cálculo generó la definición de los diagramas momento rotación siguiendo los lineamientos de la Tabla 2 y de la Tabla 3, dicha información se muestra en la Figura 74.
- Se determinaron los puntos de desempeño para la estructura aislada tanto para la dirección X-X de la estructura como para la dirección Y-Y; para los tres niveles de sismos analizados la estructura se encuentra en el rango de desempeño operacional para ambas direcciones. Dichos valores se muestran a continuación.

PUNTOS DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA			
SISMO	DIRECCIÓN	CORTANTE	DESP.
		KN	m
Sismo Servicio	X-X	2303.9331	0.029917
Sismo Diseño		3007.7534	0.074372
Sismo Máximo		4332.698	0.169426
Sismo Servicio	Y-Y	2303.9331	0.029917
Sismo Diseño		3377.2961	0.077239
Sismo Máximo		4531.0164	0.133126

- Al realizar una comparación del desempeño de la estructura aislada con el desempeño de la estructura de base empotrada se concluyó que para el sismo de servicio ambas estructura permanecen en el rango operacional, sin embargo para los sismo de diseño mientras que la estructura con aislamiento sísmico se encuentra en

el rango de ocupación inmediata, la estructura de base empotrada se encuentra en el rango de seguridad de vida; del mismo modo para el sismo máximo, mientras la estructura con aislamiento sísmico se encuentra en el rango de ocupación inmediata, la estructura de base empotrada se encuentra en el rango de prevención del colapso.

REFERENCIAS

- ALCÁNTARA MÉNDEZ, K., & NALVARTE GURMENDI, C. (2016). *DESEMPEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA ATC-40 PARA EL REFORZAMIENTO DEL PABELLÓN “MONOBLOCK” DEL INSTITUTO NACIONAL DE SALUD DEL NIÑO (BREÑA – LIMA)*. Lima.
- ASCE 41-13. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers.
- ASCE 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia, USA: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.
- ATC-40. (1996). *Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Eficaciones de Concreto*. California, USA.
- BERTERO, V. (2004). *Desarrollo Histórico del Comienzo y Evolución de la Ingeniería Sísmica y Científica Basada en el Desempeño y Discusión de los Desafíos de su Aplicación en la Práctica*. Buenos Aires, Argentina: Academia Nacional de Ingeniería, ANI.
- Burgos Manuche, M. (2007). *Estudio de la metodología "Diseño por Capacidad" en edificaciones aporricadas de concreto armado para ser incorporado a la norma peruana E-060 como alternativa de diseño*. Lima: Repositorio de Tesis UNI.
- Carrillo, J. (2007). *Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras Utilizando un Diseño por Desempeño*. Obtenido de <https://revistas.unal.edu.co/index.php/dyna/article/view/1743/11583>
- Chicas Medrano, R., Días Ríos, W., & Ventura Venítez, E. (2015). *Propuesta y Aplicación de la Metodología de la Evaluación Estructural por Desempeño Sísmico para Edificaciones*. San Salvador: Universidad del Salvador.
- Chopra, A., & Goel, R. (1999). *Capacity-Demand-Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum*. USA. Recuperado el 18 de Diciembre de 2018, de <http://www.ce.memphis.edu/7119/Notes2/chopra.pdf>
- CISMID. (s.f.). *Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres*. Obtenido de <http://www.cismid-uni.org/>
- Curadelli, R. O. (2012). Sistemas pasivos para protección sísmica de estructuras. En R. O. Curadelli, *Sistemas pasivos para protección sísmica de estructuras* (Vol. III, pág. 72). Buenos Aires: Academia Nacional de Ingeniería.
- Dynamic Isolation System. (2007). *Aslamiento Sísmico para Edificaciones y Puentes*. Nevada, USA.
- Hans Topo. (01 de Junio de 2013). *Ensayo de Tracción*, Wikipedia. Obtenido de https://es.wikipedia.org/wiki/Ensayo_de_tracci%C3%B3n#/media/File:Fluencia.jpg
- Jurado, C., & Mendoza, M. (2012). *DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE 5 PISOS*. Lima: TESIS PUCP.
- Lagos Saltos, P. (2015). *Estudio de los Registros Sísmicos Existentes en el Ecuador, Caso Red Sísmica del Austro y su Incidencia en el Análisis Estructural y Desempeño Sísmico de Edificaciones de Mediana Altura*. Ambato, Ecuador: Universidad Técnica de Ambato.
- Leyton Bredley, M. (2017). *Implementación de Aisladores Sísmicos en una Vivienda en Lima, Perú*. Lima: Repositorio de Tesis PUCP.
- Macías Giraldo, P. E., & Suárez Reyes, V. I. (2015). *Diseño Estructural de un Edificio de Seis Pisos con Aisladores de Base Elastoméricos*. La Libertad, Ecuador: Universidad Estatal Península de Santa Elena.
- Martínez Colán, A., & Melgar Cueva, C. (2015). *Análisis, Comportamiento y Diseño de Edificaciones con Pendulo Friccional*. Lima: Tesis PUCP.
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. Mexico: Alfaomega.
- Morales Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Ospina, A., Urrego, & Botero. (2013). Aplicación de un método basado en el. *Ingeniería y Ciencia*, 210.
- Oviedo, R. (2016). *Concreto. Diseño Sismoresistente de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima.
- Paredes Azaña, M. (2016). *Evaluación del desempeño sismorresistente de un*. Lima: Repositorio de Tesis UPC. Obtenido de https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/620673/paredes_ma.pdf?sequence=1&isAllowed=y

- Park, R., & Paulay, T. (1980). *ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO*. Mexico: Limusa.
- PERÉZ, N., & VÁSQUEZ, M. (2016). *DISEÑO DE AISLADORES SISMICOS DE BASE PARA EDIFICIO DE OFICINAS 10 NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS RÍGIDOS DE CONCRETO REFORZADO*. MANAGUA, NICARAGUA.
- Safina Melone, S. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico*. España.
- SÁNCHEZ AGUILAR, M. A. (2010). *DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN ESENCIAL*. MONTERREY.
- Santana , R. (2012). *DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERIA CONFINADA*. Lima: Repositorio Tesis, Universidad Nacional de Ingeniería.
- Satish Kumar, S. R., & Venkateswarlu, G. (2008). *Performance Based Desing of Reinforeced Concrete Plane Frames*. Beijing, China. Recuperado el Octubre de 2017, de https://www.researchgate.net/publication/326415375_PERFORMANCE_BASED_DESIGN_OF_REINFORCED_CONCRETE_PLANE_FRAMES
- Silva Paytán, J. (2017). *Diseño por Desempeño Sísmico de Estructuras de Acero*. Lima: Repositorio de Tesis PUCP.
- Symans, M. (2009). *Seismic Protective Systems: Seismic Isolation*. Federal Emergency Manegment Agency. Obtenido de http://www.ce.memphis.edu/7119/PDFs/FEAM_Notes/Topic15-7-SeismicIsolationNotes.pdf
- Tavera, H., & Buforn, E. (1998). *Sismicidad y Sismotectónica de Peru*. Paper, Madrid. Obtenido de <https://revistas.ucm.es/index.php/FITE/article/viewFile/FITE9898110187A/12151>
- Trujillo Benito, E. J. (2017). *Diseño Integral de Estructuras con Sistema de Aislación Sísmica Aplicado a un Edificio de Concreto Armado*. Huancayo: Universidad Nacional del Centro del Peru.
- Vergara Luna, V. A., & Zevallos Esquivel, M. C. (2014). *ANALISIS SISMICO POR DESEMPEÑO ESTATICO NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE 6 NIVELES EN LA CIUDAD DE TRUJILLO, LA LIBERTAD*. Trujillo.
- VILLAGÓMEZ. (2015). *LINEAMIENTOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES*. LIMA: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.
- Villareal Castro, G., & Díaz La Rosa Sánchez. (2016). *Edificaciones con Disipadores Viscosos*. Lima.

ANEXOS

Anexo N° 01: Catálogo de diseño de los aisladores de la empresa Dinamic System Isolation- dimensiones de los aisladores.

Propiedades técnicas del Aislador

Propiedades del aislador: Unidades métricas

TAMAÑO DEL DISPOSITIVO				DIMENSIONES DE LA PLACA DE SOPORTE					
Diámetro Aislador, D _i (mm)	Altura Aislador, H (mm)	Número de capas de caucho, N	Diámetro del plomo, D _L (mm)	L (mm)	t (mm)	Cantidad Orificios	Orificio Ø (mm)	A (mm)	B (mm)
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50
700	205-430	8-30	0-205	750	32	8	33	65	75
750	230-455	8-30	0-230	800	32	8	33	65	75
800	230-510	8-33	0-230	850	32	8	33	65	75
850	230-535	8-35	0-255	900	38	12	33	65	95
900	255-560	9-37	0-255	955	38	12	33	65	95
950	255-585	10-40	0-280	1005	38	12	33	65	95
1000	280-635	11-40	0-280	1055	38	12	40	75	115
1050	305-660	12-45	0-305	1105	44	12	40	75	115
1160	330-760	14-45	0-330	1205	44	12	40	75	115
1260	355-760	16-45	0-355	1335	44	16	40	75	115
1360	405-760	18-45	0-380	1435	51	16	40	75	115
1450	430-760	20-45	0-405	1525	51	20	40	75	115
1550	455-760	22-45	0-405	1625	51	20	40	75	115

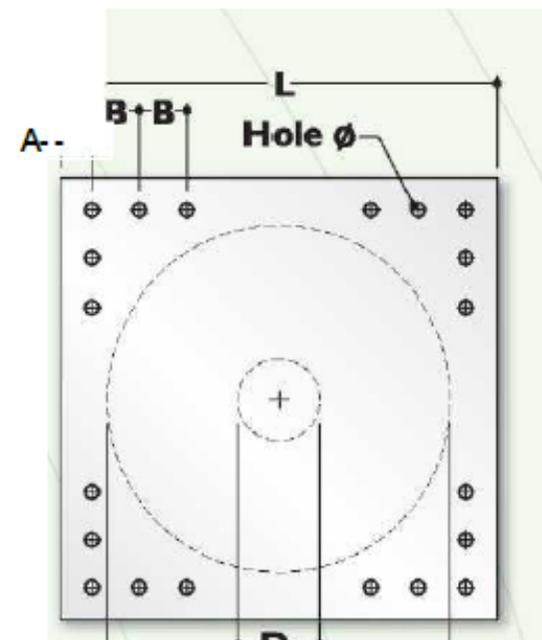
(1) Las capacidades de carga axial corresponden a los máximos desplazamientos basados en los límites de diseño del 250% de tensión de corte del de caucho o 2/3 del diámetro del aislador. El desplazamiento real de un aislador y la capacidad de carga dependen del módulo y número de capas de caucho.

(2) Los Módulos de Corte del Caucho (G) están disponibles desde 0.38 N/mm² hasta 0.70 N/mm².

(3) Para el modelado analítico bilineal de la rigidez elástica, utilice $K_e=10 \cdot K_d$.

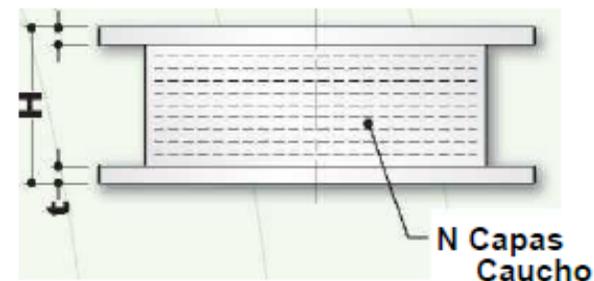
Anexo N° 02: Catálogo de diseño de los aisladores de la empresa Dynamic System Isolation- propiedades mecánicas.

Diámetro Aislador, D_1 (mm)	PROPIEDADES DE DISEÑO			Desplazamiento Máximo, D_{max} (mm)	Capacidad Carga Axial P_{max} (kN)
	Rigidez Producida, K_d (kN/mm)	Resistencia Características Q_d (kN)	Rigidez a la compresión, K_v (kN/mm)		
305	0.2-0.9	0-65	>50	150	450
355	0.2-1.2	0-65	>100	150	700
405	0.3-1.6	0-110	>100	200	900
455	0.3-2.0	0-110	>100	250	1,150
520	0.4-2.3	0-180	>200	300	1,350
570	0.5-2.8	0-180	>500	360	1,800
650	0.5-3.5	0-220	>700	410	2,700
700	0.5-4.2	0-220	>800	460	3,100
750	0.7-4.7	0-265	>900	460	3,600
800	0.7-5.3	0-265	>1,000	510	4,000
850	0.7-6.1	0-355	>1,200	560	4,900
900	0.7-6.1	0-355	>1,400	560	5,800
950	0.7-6.1	0-490	>1,800	610	6,700
1000	0.8-6.3	0-490	>1,900	660	7,600
1050	0.9-6.3	0-580	>2,100	710	8,500
1160	1.1-6.5	0-665	>2,800	760	13,800
1260	1.2-6.7	0-755	>3,700	810	20,500
1360	1.4-7.0	0-890	>5,100	860	27,600
1450	1.6-7.2	0-1,025	>5,300	910	33,400
1550	1.8-7.4	0-1,025	>6,500	910	40,000



Diámetro plomo

D_1 Diámetro Aislador



Anexo N° 03: Diagramas de momento flector y fuerza cortante en la viga longitudinal más crítica ubicada en el nivel de aislamiento.

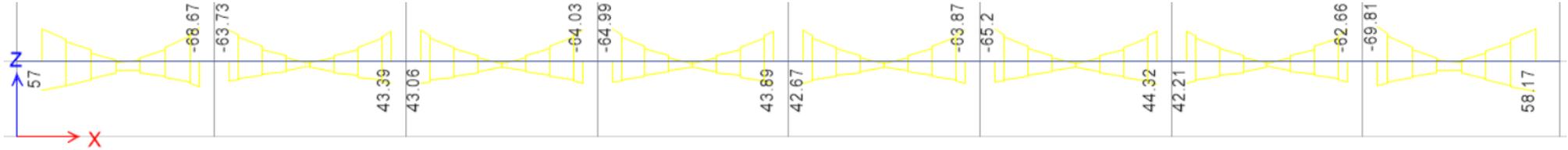


Diagrama de momento flector de la viga en (KN-m)

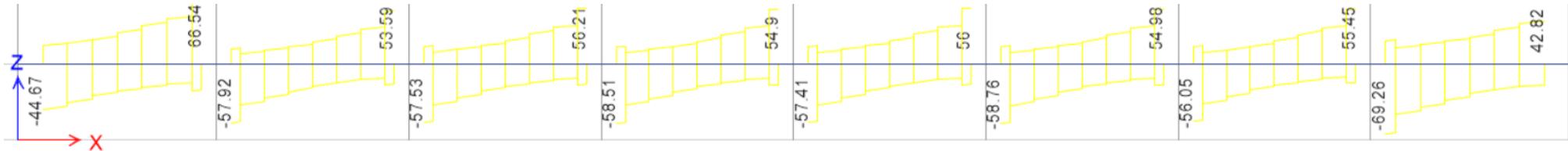


Diagrama de fuerza cortante en la viga en (KN)

Anexo N° 04: Diseño a flexión de las vigas longitudinales ubicadas en el nivel de aislamiento de la edificación.

DISEÑO A FLEXION DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE 1-1 DEL NIVEL DE AISLAMIENTO																		
	TRAMO A-B						TRAMO B-C						TRAMO C-D					
	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)
LONG. TRAMO (Ln) (m)	3.1			3.1			3.2			3.2			3.2			3.2		
MOMENTO FLECTOR (KN-m)	67.36	15	66.89	59.83	15	51.46	61.28	15	58.34	41.39	15	46.26	60.38	15	61.31	45.83	15	45.2
BARRA A USAR	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"
Ø AS USADO (mm)	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88
A'S USADO (mm2)	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198
ρ MIN	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
A'S MIN (mm2)	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369
ρ MAX	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
A'S MAX (mm2)	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763
ACERO APROX (mm2)	419	93	416	372	93	320	381	93	363	258	93	288	376	93	382	285	93	281
N° BARRAS	3	2	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	3	2	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" APROX (mm)	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443
A'S REQUERIDO (mm2)	422	91	419	372	91	318	382	91	363	254	91	285	376	91	382	282	91	278
N° BARRAS CALCULADAS	3	2	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
N° BARRAS ELEGIDAS	3	2	3	2	2	2	3	2	2	2	2	2	2	2	3	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	3	2	3	2	2	2	3	2	2	2	2	2	2	2	3	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" EXACTO (mm)	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443
AS EMPLEADO	3 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	3 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	3 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	3 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"
AS EMPLEADO (mm2)	594	396	594	396	396	396	594	396	396	396	396	396	396	396	594	396	396	396
BLOQ COMPR - a (mm)	56	37	56	37	37	37	56	37	37	37	37	37	37	37	56	37	37	37
Mr (KN-m)	93	63	93	63	63	63	93	63	63	63	63	63	63	63	93	63	63	63
LONG. CORTE TEO. (m)	0.1		3.1	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0
LONG. CORTE REAL (m)	0.55		2.65	0.45		2.65	0.45		2.75	0.45		2.75	0.45		2.75	0.45		2.75
LONG. DESARR Ld(m)	0.35		1.04	0.35		1.04	1.04		1.04	1.04		1.04	0.35		1.04	0.35		1.04

Anexo N° 05: Diseño a fuerza cortante de las vigas longitudinales ubicadas en el nivel de aislamiento de la edificación.

DISEÑO A FUERZA CORTANTE DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE 1-1 DEL NIVEL DE AISLAMIENTO									
	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D		TRAMO D-E		
	VA_D	VB-I	VB-D	VC-I	VC-D	VD-I	VD-D	VA	
TRAMOS									
LONG. TRAMO (m)	3.1		3.2		3.2		3.2		
PERALTE - d (mm)	443	443	443	443	443	443	443	443	
CARGA GRAVEDAD (KN/m)	10.97	10.97	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	
Mr - (KN-m)	93	93	93	63	63	93	63	93	
Mr + (KN-m)	63	63	63	63	63	63	63	63	
FUERZA CORTANTE (KN)	44.7	66.52	58	58	57.56	56	58.54	54.87	
FUERZA POR CAP. (KN)	71.75	71.75	73.92	64.66	64.66	73.92	64.66	73.92	
Vu (KN)	71.8	71.8	73.9	64.7	64.7	73.9	64.7	73.9	
SQR (F'c) < 8.3 Mpa	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	
Vc (KN)	86	86	86	86	86	86	86	86	
Vs (KN)	0	0	1	0	0	1	0	1	
Vn (KN)	84	84	87	76	76	87	76	87	
Vs - MAX (KN)	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	
SEP. TEOR. - S (cm)	10000	10000	3419	10000	10000	3419	10000	3419	
¿CASO?	CASO II	CASO II	CASO III-A	CASO II	CASO II	CASO III-A	CASO II	CASO III-A	
SEP. MAX - S (cm)	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	
SEP. FINAL - S (cm)	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	
LONG. CONFIN. (m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
∅ AS. LONG. (mm)	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	
SEP. ZONA CONFIN. (cm)	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	
OTROS ESPACIAMIENTO	@ 0 cm	@ 0 cm	@ 0 cm	@ 0 cm	@ 0 cm	@ 0 cm	@ 0 cm	@ 0 cm	
ESPACIAMIENTO (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	
Vs @ 22 CM (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
Vn (KN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Vu (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
CAMBIO DE ESP. (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	

CASO III-A
 $V_s \leq 2 * V_c$ $s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$

CASO III-B
 $2 * V_c < V_s < 4 * V_c$ $s \leq d/4; s \leq 30 \text{ cm}$

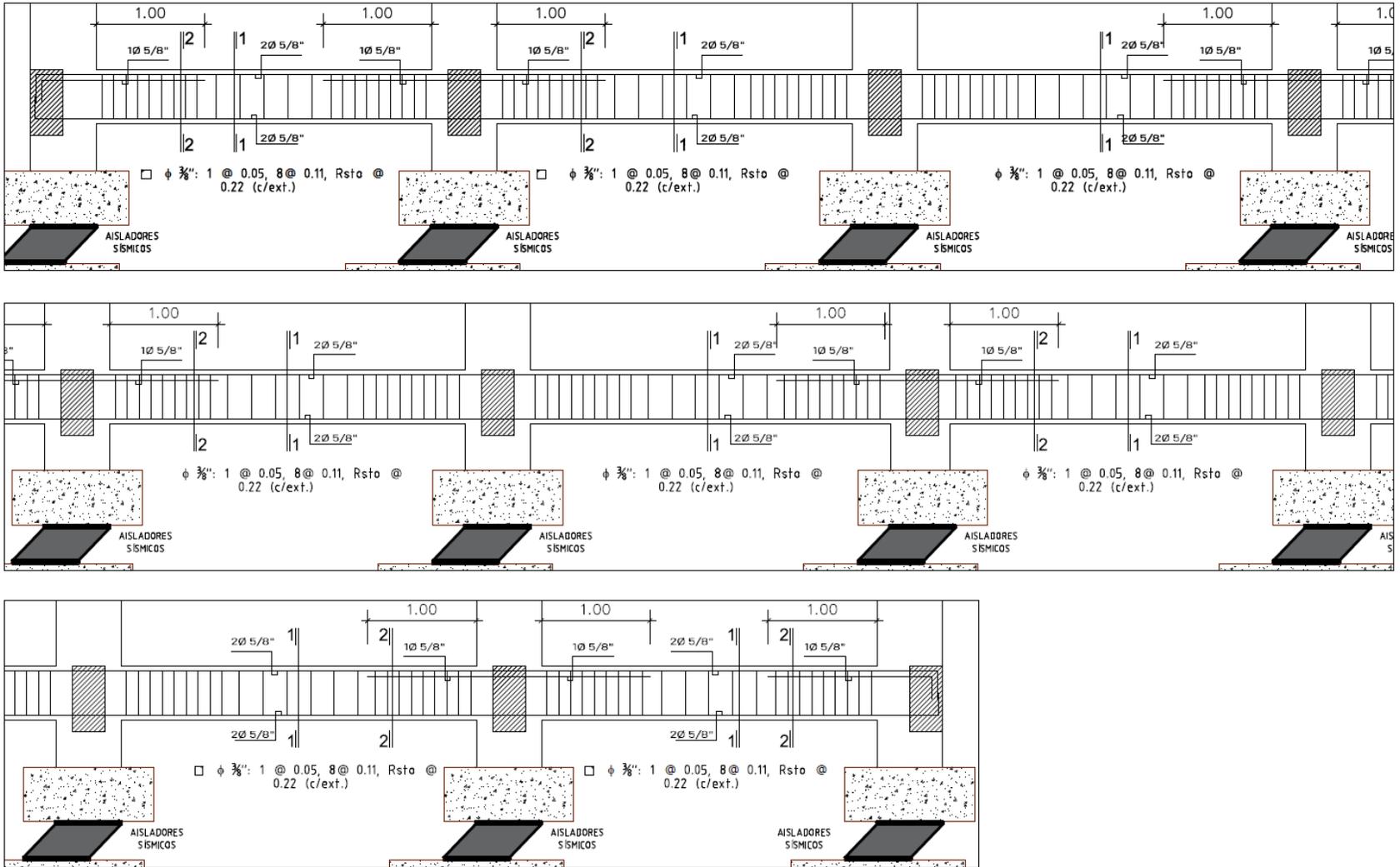
CASO III-C
 $V_s > 4 * V_c$ *No se permite*

CASO I
 $V_n \leq \frac{V_c}{2}$ *No necesita refuerzo*

CASO II
 $\frac{V_c}{2} < V_n \leq V_c$ $s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$

CASO III
 $V_n \geq V_c$

Anexo N° 06: Distribución del acero de refuerzo a flexión y a cortante en las vigas longitudinales del nivel de aislamiento.



Anexo N° 07: Diagramas de momento flector y fuerza cortante en la viga longitudinal más crítica ubicada en el 1° piso de la edificación.

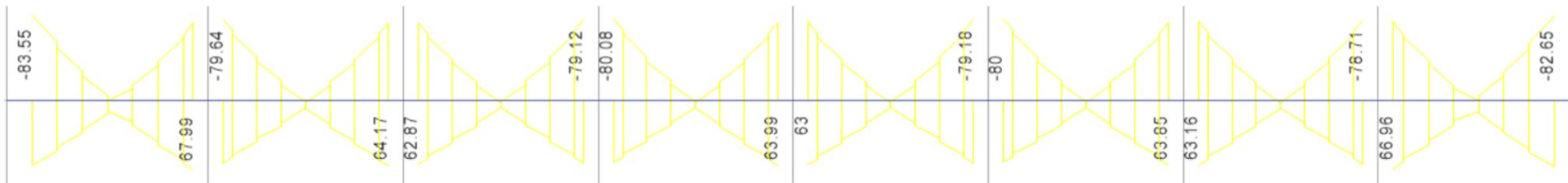


Diagrama de momento flector de la viga en (KN-m)

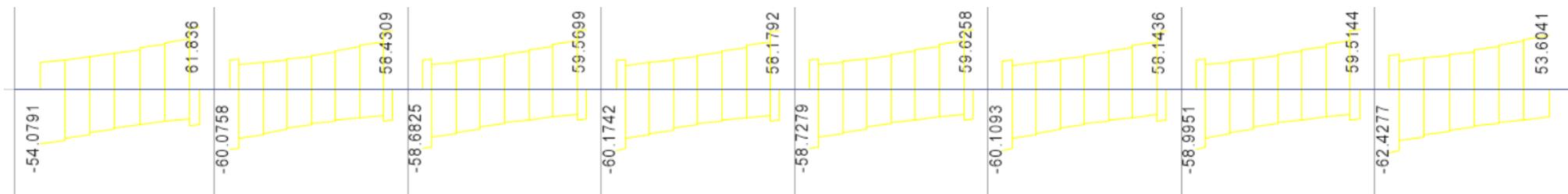


Diagrama de fuerza cortante en la viga en (KN)

Anexo N° 08: Diseño a flexión de las vigas longitudinales ubicadas en el 2° piso de la edificación.

DISEÑO A FLEXION DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE 1, 2, 3, 4 PARA EL 2° PISO																		
	TRAMO A-B						TRAMO B-C						TRAMO C-D					
	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)
LONG. TRAMO (Ln) (m)	3.1			3.1			3.2			3.2			3.2			3.2		
MOMENTO FLECTOR (KN-m)	83.55	15	76	63.7	15	67.99	79.64	15	76.2	61.18	15	64.17	76.67	15	79.12	62.87	15	61.55
BARRA A USAR	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"
Ø AS USADO (mm)	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88
A'S USADO (mm2)	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198
ρ MIN	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
A'S MIN (mm2)	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369
ρ MAX	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
A'S MAX (mm2)	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763
ACERO APROX (mm2)	520	93	473	397	93	423	496	93	474	381	93	399	477	93	492	391	93	383
N° BARRAS	3	2	3	3	2	3	3	2	3	2	2	3	3	2	3	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	3	2	3	3	2	3	3	2	3	2	2	3	3	2	3	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" APROX (mm)	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443
A'S REQUERIDO (mm2)	529	91	479	398	91	426	503	91	480	381	91	401	483	91	500	392	91	384
N° BARRAS CALCULADAS	3	2	3	3	2	3	3	2	3	2	2	3	3	2	3	2	2	2
N° BARRAS ELEGIDAS	3	2	3	3	2	3	3	2	3	3	2	3	3	2	3	3	2	3
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	3	2	3	3	2	3	3	2	3	3	2	3	3	2	3	3	2	3
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" EXACTO (mm)	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443
AS EMPLEADO	3 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	3 Ø 5/8"	3 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	3 Ø 5/8"	3 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	3 Ø 5/8"	3 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	3 Ø 5/8"	3 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	3 Ø 5/8"	3 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	3 Ø 5/8"
AS EMPLEADO (mm2)	594	396	594	594	396	594	594	396	594	594	396	594	594	396	594	594	396	594
BLOQ COMP - a (mm)	56	37	56	56	37	56	56	37	56	56	37	56	56	37	56	56	37	56
Mr (KN-m)	93	63	93	93	63	93	93	63	93	93	63	93	93	63	93	93	63	93
LONG. CORTE TEO. (m)	0.1		3.1	0.1		0	0		0		0	0	0		0	0		0
LONG. CORTE REAL (m)	0.55		2.65	0.55		2.65	0.45		2.75	0.45		2.75	0.45		2.75	0.45		2.75
LONG. DESARR Ld(m)	0.35		1.04	0.35		1.04	1.04		1.04	1.04		1.04	0.35		1.04	0.35		1.04

Anexo N° 09: Diseño a fuerza cortante de las vigas longitudinales ubicadas en el 2° piso de la edificación.

DISEÑO A FUERZA CORTANTE DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE 1-1 DEL 2° PISO									
	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D		TRAMO D-E		
	VA_D	VB-I	VB-D	VC-I	VC-D	VD-I	VD-D	VA	
TRAMOS									
LONG. TRAMO (m)	3.1		3.2		3.2		3.2		
PERALTE - d (mm)	443	443	443	443	443	443	443	443	
CARGA GRAVEDAD (KN/m)	9.68	9.68	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	
Mr - (KN-m)	93	93	93	93	93	93	93	93	
Mr + (KN-m)	93	93	93	93	93	93	93	93	
FUERZA CORTANTE (KN)	54.07	61.84	60.08	58.43	58.68	59.57	60.17	58.18	
FUERZA POR CAP. (KN)	78.81	78.81	83.18	83.18	83.18	83.18	83.18	83.18	
Vu (KN)	78.8	78.8	83.2	83.2	83.2	83.2	83.2	83.2	
SQR (F'c) < 8.3 Mpa	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	
Vc (KN)	86	86	86	86	86	86	86	86	
Vs (KN)	7	7	12	12	12	12	12	12	
Vn (KN)	93	93	98	98	98	98	98	98	
Vs - MAX (KN)	CUMPLE								
SEP. TEOR. - S (cm)	406	406	227	227	227	227	227	227	
¿CASO?	CASO III-A								
SEP. MAX - S (cm)	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	
SEP. FINAL - S (cm)	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	
LONG. CONFIN. (m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
∅ AS. LONG. (mm)	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	
SEP. ZONA CONFIN. (cm)	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	
OTROS ESPACIAMIENTO	@ 0 cm								
ESPACIAMIENTO (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	
VS @ 22 CM (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
Vn (KN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Vu (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
CAMBIO DE ESP. (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	

CASO III-A
 $V_s \leq 2 * V_c$ $s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$

CASO III-B
 $2 * V_c < V_s < 4 * V_c$ $s \leq d/4; s \leq 30 \text{ cm}$

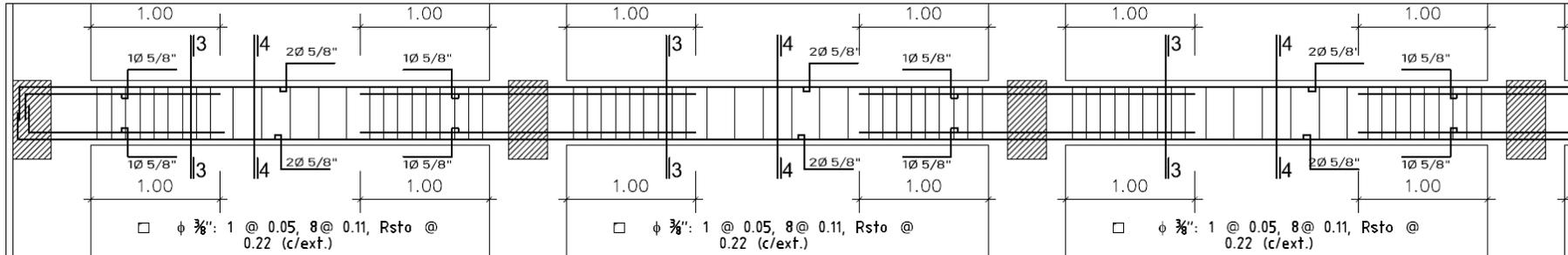
CASO III-C
 $V_s > 4 * V_c$ *No se permite*

CASO I
 $V_n \leq \frac{V_c}{2}$ *No necesita refuerzo*

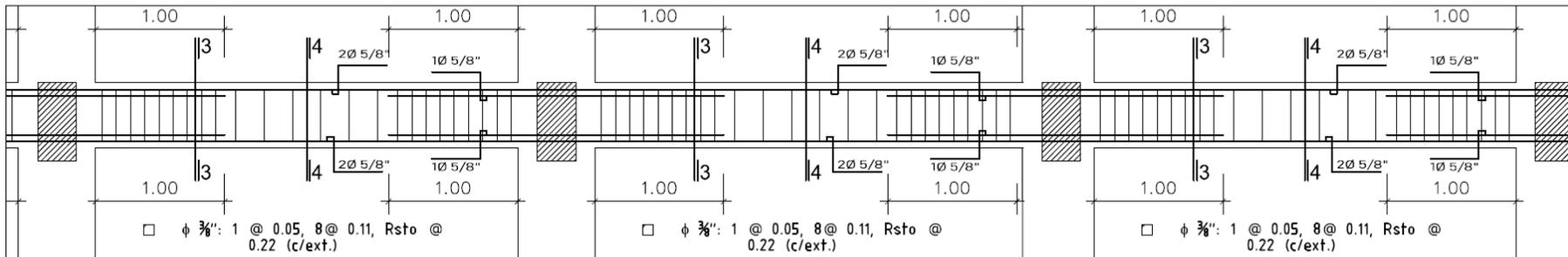
CASO II
 $\frac{V_c}{2} < V_n \leq V_c$ $s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$

CASO III
 $V_n \geq V_c$

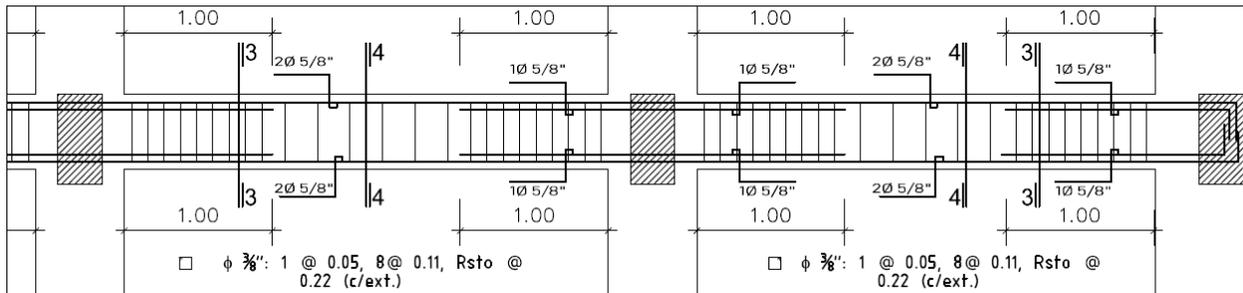
Anexo N° 10: Distribución del acero de refuerzo a flexión y a cortante en las vigas longitudinales del 2° piso.



TRAMO 01, 02, 03 DE LA VIGA LONGITUDINAL DEL 2° PISO



TRAMO 04, 05, 06 DE LA VIGA LONGITUDINAL DEL 2° PISO



TRAMO 07 Y 08 DE
LA VIGA LONGITUDINAL
DEL 2° PISO

Anexo N° 11: Diagramas de momento flector y fuerza cortante en la viga longitudinal más crítica ubicada en el 2° piso de la edificación.

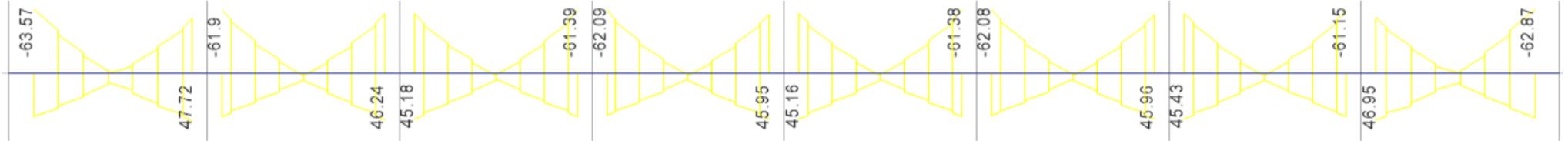


Diagrama de momento flector de la viga en (KN-m)

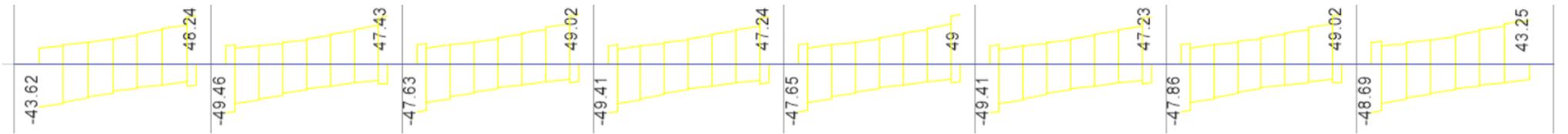


Diagrama de fuerza cortante en la viga en (KN)

Anexo N° 12: Diseño a flexión de las vigas longitudinales ubicadas en el 3° piso de la edificación.

	DISEÑO A FLEXION DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE 1, 2, 3, 4 PARA EL 3° PISO																	
	TRAMO A-B						TRAMO B-C						TRAMO C-D					
	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)
LONG. TRAMO (Ln) (m)	3.1			3.1			3.2			3.2			3.2			3.2		
MOMENTO FLECTOR (KN-m)	63.5	15	53.9	43.15	15	47.7	61.9	15	57.9	42.9	15	46.2	58.4	15	61.4	42.2	15	43.3
BARRA A USAR	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"
Ø AS USADO (mm)	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88
A'S USADO (mm2)	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198
ρ MIN	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
A'S MIN (mm2)	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369
ρ MAX	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
A'S MAX (mm2)	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763
ACERO APROX (mm2)	395	93	336	269	93	297	385	93	360	267	93	288	364	93	382	263	93	270
N° BARRAS	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" APROX (mm)	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443
A'S REQUERIDO (mm2)	396	91	334	265	91	294	386	91	360	264	91	285	363	91	383	259	91	266
N° BARRAS CALCULADAS	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
N° BARRAS ELEGIDAS	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" EXACTO (mm)	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443
AS EMPLEADO	3 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"
AS EMPLEADO (mm2)	594	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396
BLOQ COMPR - a (mm)	56	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37
Mr (KN-m)	93	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63
LONG. CORTE TEO. (m)	0.1		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0
LONG. CORTE REAL (m)	0.55		2.65	0.45		2.65	0.45		2.75	0.45		2.75	0.45		2.75	0.45		2.75
LONG.DESARR Ld(m)	0.35		1.04	0.35		1.04	1.04		1.04	1.04		1.04	0.35		1.04	0.35		1.04

Anexo N° 13: Diseño a fuerza cortante de las vigas longitudinales ubicadas en el 3° piso de la edificación.

DISEÑO A FUERZA CORTANTE DE LA VIGA V-1 (25X50) PARA LOS EJES 1, 2, 3,4 EN EL 3° PISO									
	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D		TRAMO D-E		
TRAMOS	VA_D	VB-I	VB-D	VC-I	VC-D	VD-I	VD-D	VA	
LONG. TRAMO (m)	3.1		3.2		3.2		3.2		
PERALTE - d (mm)	443	443	443	443	443	443	443	443	
CARGA GRAVEDAD (KN/m)	9.68	9.68	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	
Mr - (KN-m)	93	63	63	63	63	63	63	63	
Mr + (KN-m)	63	63	63	63	63	63	63	63	
FUERZA CORTANTE (KN)	43.62	48.24	49.46	47.43	47.63	49.02	49.41	47.24	
FUERZA POR CAP. (KN)	69.25	59.69	64.66	64.66	64.66	64.66	64.66	64.66	
Vu (KN)	69.3	59.7	64.7	64.7	64.7	64.7	64.7	64.7	
SQR (F' C) < 8.3 Mpa	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	
Vc (KN)	86	86	86	86	86	86	86	86	
Vs (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
Vn (KN)	81	70	76	76	76	76	76	76	
Vs - MAX (KN)	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	
SEP. TEOR. - S (cm)	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	
¿CASO?	CASO II	CASO II							
SEP. MAX - S (cm)	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	
SEP. FINAL - S (cm)	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	
LONG. CONFIN. (m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
∅ AS. LONG. (mm)	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	
SEP. ZONA CONFIN. (cm)	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	
OTROS ESPACIAMIENTO	@ 0 cm	@ 0 cm							
ESPACIAMIENTO (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	
VS @ 22 CM (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
Vn (KN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Vu (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
CAMBIO DE ESP. (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	

CASO III-A
 $V_s \leq 2 * V_c$ $s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$

CASO III-B
 $2 * V_c < V_s < 4 * V_c$ $s \leq d/4; s \leq 30 \text{ cm}$

CASO III-C
 $V_s > 4 * V_c$ *No se permite*

CASO I
 $V_n \leq \frac{V_c}{2}$ *No necesita refuerzo*

CASO II
 $\frac{V_c}{2} < V_n \leq V_c$ $s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$

CASO III
 $V_n \geq V_c$

Anexo N° 15: Diagramas de momento flector y fuerza cortante en la viga longitudinal más crítica ubicada en el 3° piso de la edificación.

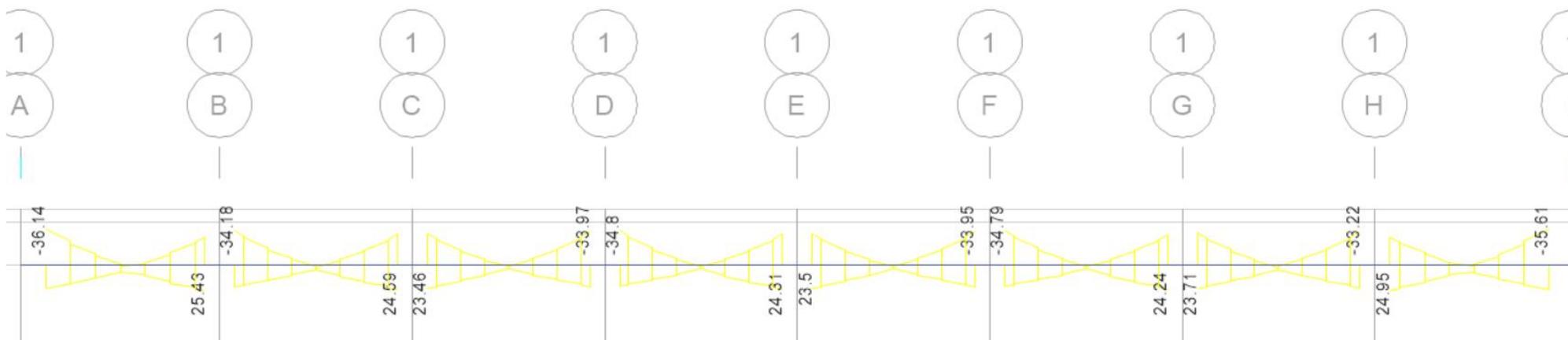


Diagrama de momento flector de la viga en (KN-m)

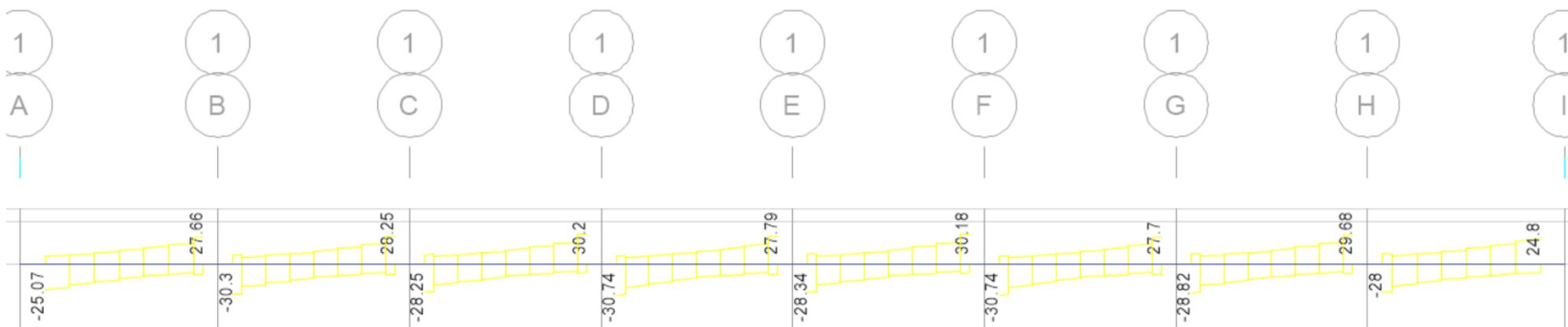


Diagrama de fuerza cortante en la viga en (KN)

Anexo N° 16: Diseño a flexión de las vigas longitudinales ubicadas en el nivel de techo.

DISEÑO A FLEXION DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE 1, 2, 3, 4 PARA EL TECHO 03																		
	TRAMO A-B						TRAMO B-C						TRAMO C-D					
	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)
LONG. TRAMO (Ln) (m)	3.1			3.1			3.2			3.2			3.2			3.2		
MOMENTO FLECTOR (KN-m)	36.14	0.5	27.4	23.26	1	25.43	34.18	1	31.03	21.9	1	24.6	31.32	1	33.97	23.5	1.53	21.82
BARRA A USAR	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"
Ø AS USADO (mm)	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88
A'S USADO (mm2)	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198
ρ MIN	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
A'S MIN (mm2)	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369	369
ρ MAX	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
A'S MAX (mm2)	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763	1763
ACERO APROX (mm2)	225	3	171	145	6	158	213	6	193	136	6	153	195	6	211	146	10	136
N° BARRAS	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" APROX (mm)	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443
A'S REQUERIDO (mm2)	221	3	167	141	6	155	209	6	189	133	6	149	191	6	208	143	9	132
N° BARRAS CALCULADAS	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
N° BARRAS ELEGIDAS	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" EXACTO (mm)	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443	443
AS EMPLEADO	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"
AS EMPLEADO (mm2)	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396	396
BLOQ COMPR - a (mm)	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37
Mr (KN-m)	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63
LONG. CORTE TEO. (m)	0.1		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0
LONG. CORTE REAL (m)	0.55		2.65	0.45		2.65	0.45		2.75	0.45		2.75	0.45		2.75	0.45		2.75
LONG. DESARR Ld(m)	0.35		1.04	0.35		1.04	1.04		1.04	1.04		1.04	0.35		1.04	0.35		1.04

Anexo N° 17: Diseño a fuerza cortante de las vigas longitudinales ubicadas en el nivel de techo de la edificación.

DISEÑO A FUERZA CORTANTE DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE 1-1 PARA EL TECHO 03									
	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D		TRAMO D-E		
TRAMOS	VA_D	VB-I	VB-D	VC-I	VC-D	VD-I	VD-D	VA	
LONG. TRAMO (m)	3.1		3.2		3.2		3.2		
PERALTE - d (mm)	443	443	443	443	443	443	443	443	
CARGA GRAVEDAD (KN/m)	9.68	9.68	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	
Mr - (KN-m)	63	63	63	63	63	63	63	63	
Mr + (KN-m)	63	63	63	63	63	63	63	63	
FUERZA CORTANTE (KN)	25.07	27.66	30.3	28.25	28.25	30.2	30.74	27.79	
FUERZA POR CAP. (KN)	59.69	59.69	64.66	64.66	64.66	64.66	64.66	64.66	
Vu (KN)	59.7	59.7	64.7	64.7	64.7	64.7	64.7	64.7	
SQR (F'c) < 8.3 Mpa	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	
Vc (KN)	86	86	86	86	86	86	86	86	
Vs (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
Vn (KN)	70	70	76	76	76	76	76	76	
Vs - MAX (KN)	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	
SEP. TEOR. - S (cm)	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	
¿CASO?	CASO II	CASO II							
SEP. MAX - S (cm)	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	
SEP. FINAL - S (cm)	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	
LONG. CONFIN. (m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Ø AS. LONG. (mm)	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88	
SEP. ZONA CONFIN. (cm)	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	
OTROS ESPACIAMIENTO	@ 0 cm	@ 0 cm							
ESPACIAMIENTO (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	
VS @ 22 CM (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
Vn (KN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Vu (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
CAMBIO DE ESP. (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	

CASO III-A
 $V_s \leq 2 * V_c$ $s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$

CASO III-B
 $2 * V_c < V_s < 4 * V_c$ $s \leq d/4; s \leq 30 \text{ cm}$

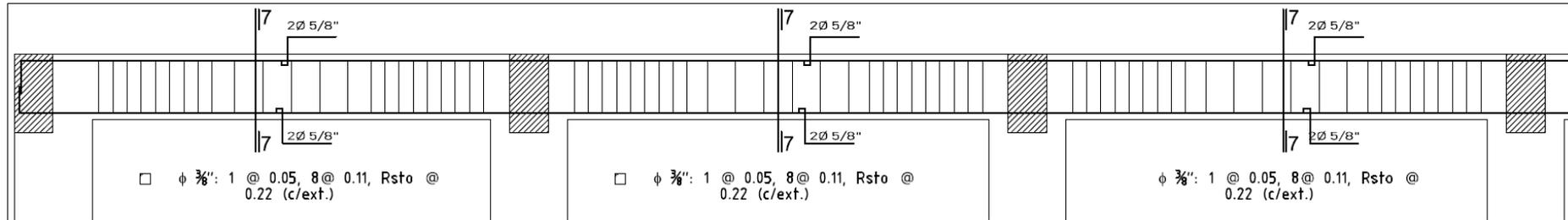
CASO III-C
 $V_s > 4 * V_c$ *No se permite*

CASO I
 $V_n \leq \frac{V_c}{2}$ *No necesita refuerzo*

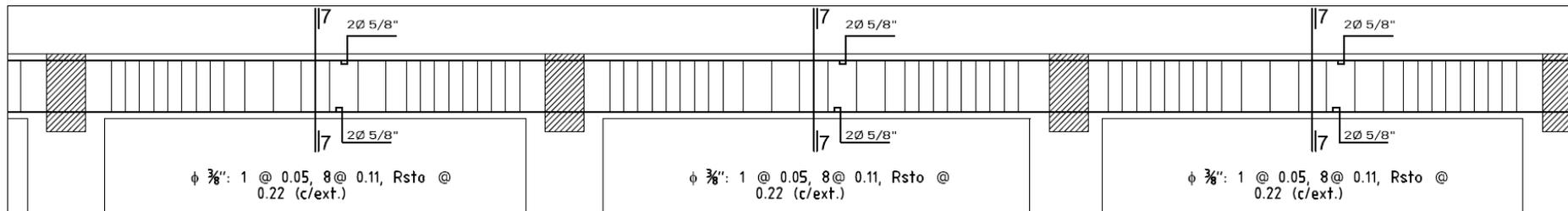
CASO II
 $\frac{V_c}{2} < V_n \leq V_c$ $s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$

CASO III
 $V_n \geq V_c$

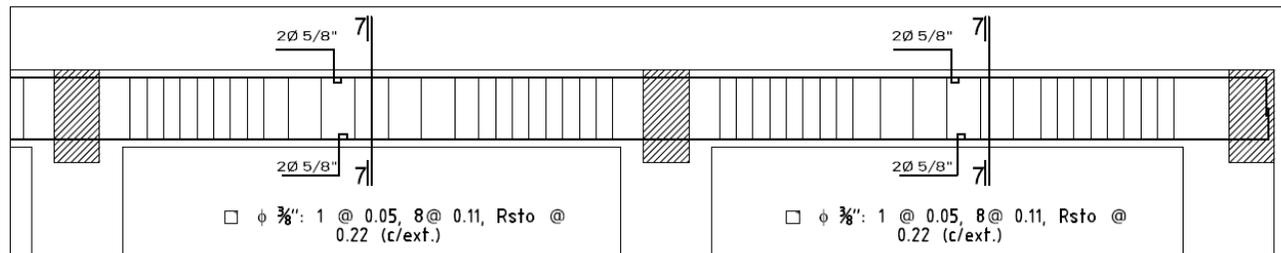
Anexo N° 18: Distribución del acero de refuerzo a flexión y a cortante en las vigas longitudinales del nivel de techo.



TRAMO 01, 02, 03 DE LA VIGA DE LOS EJES 01 Y 04 EN TECHO



TRAMO 04, 05, 06 DE LA VIGA DE LOS EJES 01 Y 04 EN TECHO



TRAMO 07 Y 06 DE LA VIGA DE LOS EJES 01 Y 04 EN TECHO

Anexo N° 19: Diagramas de momento flector y fuerza cortante en la viga transversal más crítica ubicada en el nivel de aislamiento.

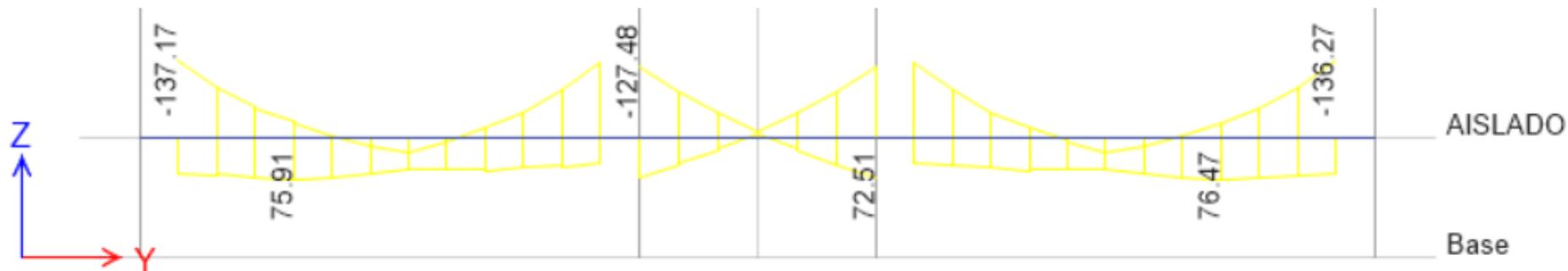


Diagrama de momento flector de la viga en (KN-m)

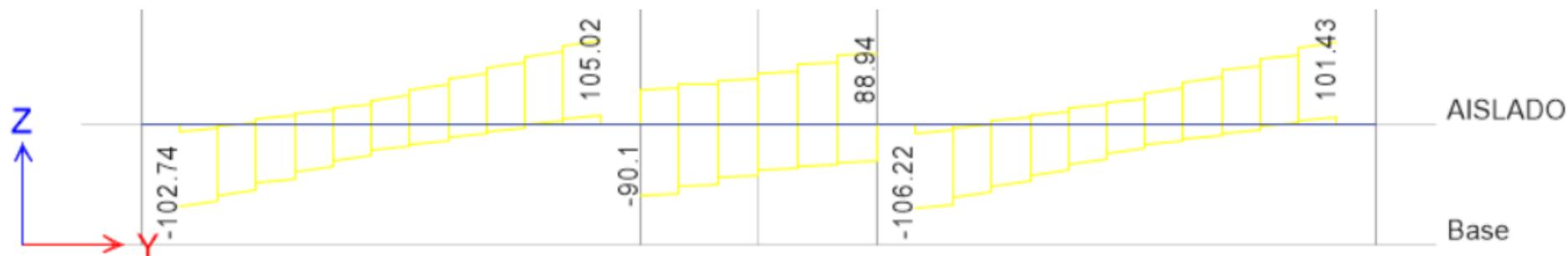


Diagrama de fuerza cortante en la viga en (KN)

Anexo N° 20: Diseño a flexión de las vigas transversales ubicadas en el nivel de aislamiento de la edificación.

DISEÑO A FLEXION DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE A-A, I-I DEL NIVEL DE AISLAMIENTO																		
	TRAMO A-B						TRAMO B-C						TRAMO C-D					
	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)
LONG. TRAMO (Ln) (m)	5.1			5.1			3			3			5.1			5.1		
MOMENTO FLECTOR (KN-m)	137.17	15	133.94	75.91	60	47.34	127.5	15	126.5	70.96	15	72.51	134.79	0	136.27	45.98	60	64.71
BARRA A USAR	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Ø AS USADO (mm)	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05
A'S USADO (mm2)	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285
ρ MIN	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
A'S MIN (mm2)	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541
ρ MAX	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
A'S MAX (mm2)	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586
ACERO APROX (mm2)	712	78	695	394	311	246	661	78	656	368	78	376	699	0	707	239	311	336
N° BARRAS	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" APROX (mm)	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541
A'S REQUERIDO (mm2)	707	74	690	382	300	236	655	74	649	356	74	364	694	0	702	229	300	324
N° BARRAS CALCULADAS	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2
N° BARRAS ELEGIDAS	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" EXACTO (mm)	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541
AS EMPLEADO	3 ø 3/4"	2 ø 3/4"	3 ø 3/4"	2 ø 3/4"	2 ø 3/4"	2 ø 3/4"	3 ø 3/4"	2 ø 3/4"	3 ø 3/4"	2 ø 3/4"	2 ø 3/4"	2 ø 3/4"	3 ø 3/4"	2 ø 3/4"	3 ø 3/4"	2 ø 3/4"	2 ø 3/4"	2 ø 3/4"
AS EMPLEADO (mm2)	855	570	855	570	570	570	855	570	855	570	570	570	855	570	855	570	570	570
BLOQ COMPR - a (mm)	67	45	67	45	45	45	67	45	67	45	45	45	67	45	67	45	45	45
Mr (KN-m)	164	112	164	112	112	112	164	112	164	112	112	112	164	112	164	112	112	112
LONG. CORTE TEO. (m)	0.25		5.1	0		0	0.2		2.8	0		0	0.2		5.05	0		0
LONG. CORTE REAL (m)	0.80		4.55	0.55		4.55	0.75		2.25	0.55		2.45	0.75		4.5	0.55		4.55
LONG. DESARR Ld(m)	0.42		1.25	0.42		1.25	1.25		1.25	1.25		1.25	0.42		1.25	0.42		1.25

Anexo N° 21: Diseño a fuerza cortante de las vigas transversales ubicadas en el nivel de aislamiento de la edificación.

DISEÑO A FUERZA CORTANTE DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE A-A, I-I DEL NIVEL DEL AISLAMIENTO						
	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D	
	VA-D	VB-I	VB-D	VC-I	VC-D	VD-I
TRAMOS						
LONG. TRAMO (m)	5.1		3		5.1	
PERALTE - d (mm)	541	541	541	541	541	541
CARGA GRAVEDAD (KN)	22.35		15		22.35	
Mr - (KN-m)	164	164	164	164	164	164
Mr + (KN-m)	112	112	112	112	112	112
FUERZA CORTANTE (KN)	102.74	105.02	90.1	88.94	106.22	101.43
FUERZA POR CAP. (KN)	125.30	125.30	120.03	120.03	125.30	125.30
Vu (KN)	125.3	125.3	120.0	120.0	125.3	125.3
SQR (F' C) < 8.3 Mpa	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58
Vc (KN)	126	126	126	126	126	126
Vs (KN)	21	21	15	15	21	21
Vn (KN)	147	147	141	141	147	147
Vs - MAX (KN)	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SEP. TEOR. - S (cm)	154	154	219	219	154	154
¿CASO?	CASO III-ACASO III-A	CASO III-A				
SEP. MAX - S (cm)	27	27	27	27	27	27
SEP. FINAL - S (cm)	27	27	27	27	27	27
LONG. CONFIN. (m)	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
∅ AS. LONG. (mm)	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05
SEP. ZONA CONFIN. (cm)	13.52	13.52	13.52	13.52	13.52	13.52
OTROS ESPACIAMIENTO	@ 0 cm	@ 0 cm	@ 0 cm	@ 0 cm	@ 0 cm	@ 0 cm
ESPACIAMIENTO (cm)	0	0	0	0	0	0
VS @ 22 CM (KN)	0	0	0	0	0	0
Vn (KN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vu (KN)	0	0	0	0	0	0
CAMBIO DE ESP. (m)	0	0	0	0	0	0

CASO III-A
 $V_s \leq 2 * V_c$ $s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$

CASO III-B
 $2 * V_c < V_s < 4 * V_c$ $s \leq d/4; s \leq 30 \text{ cm}$

CASO III-C
 $V_s > 4 * V_c$ *No se permite*

CASO I
 $V_n \leq \frac{V_c}{2}$ *No necesita refuerzo*

CASO II
 $\frac{V_c}{2} < V_n \leq V_c$ $s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$

CASO III
 $V_n \geq V_c$

Anexo N° 22: Diagramas de momento flector y fuerza cortante en la viga transversal más crítica ubicada en el 2° piso de la edificación.

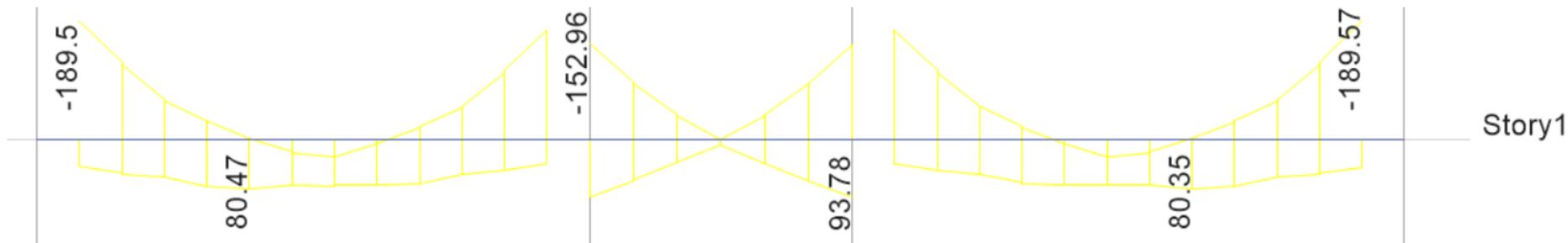


Diagrama de momento flector de la viga en (KN-m)

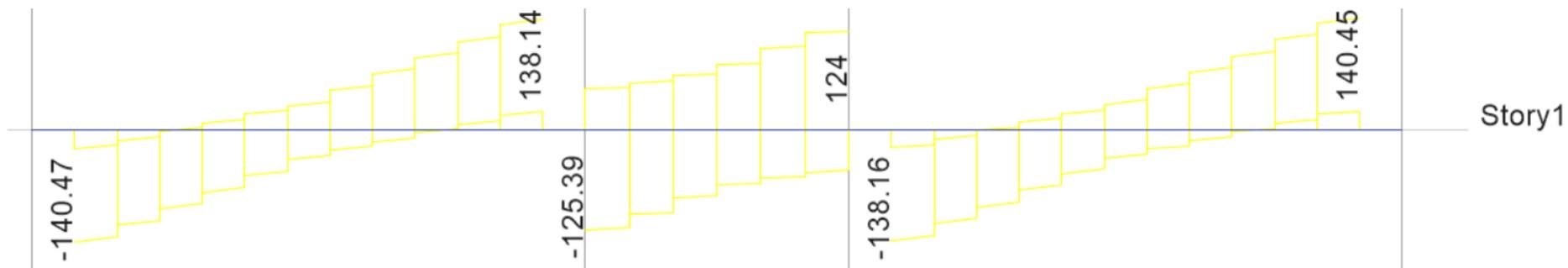


Diagrama de fuerza cortante en la viga en (KN)

Anexo N° 23: Diseño a flexión de las vigas transversales ubicadas en el 2° piso de la edificación.

	DISEÑO A FLEXION DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE A-A, I-I DEL 2° PISO																	
	TRAMO A-B						TRAMO B-C						TRAMO C-D					
	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)
LONG. TRAMO (Ln) (m)	5.1			5.1			3			3			5.1			5.1		
MOMENTO FLECTOR (KN-m)	189.5	15	175.35	44.5	80.47	40.5	152.96	15	150.6	93.3	15	93.8	175.58	15	189.57	40.06	80.35	44.99
BARRA A USAR	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Ø AS USADO (mm)	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05
A'S USADO (mm2)	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285
ρ MIN	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
A'S MIN (mm2)	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541
ρ MAX	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
A'S MAX (mm2)	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586
ACERO APROX (mm2)	983	78	910	231	417	210	793	78	781	484	78	487	911	78	983	208	417	233
N° BARRAS	4	2	4	2	2	2	3	2	3	2	2	2	4	2	4	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	4	2	4	2	2	2	3	2	3	2	2	2	4	2	4	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" APROX (mm)	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541
A'S REQUERIDO (mm2)	999	74	919	221	405	201	794	74	781	472	74	475	920	74	1000	199	405	224
N° BARRAS CALCULADAS	4	2	4	2	2	2	3	2	3	2	2	2	4	2	4	2	2	2
N° BARRAS ELEGIDAS	4	2	4	2	2	2	4	2	4	2	2	2	4	2	4	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	4	2	4	2	2	2	4	2	4	2	2	2	4	2	4	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" EXACTO (mm)	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541
AS EMPLEADO	4 ø 3/4"	2 ø 3/4"	4 ø 3/4"	2 ø 3/4"	2 ø 3/4"	2 ø 3/4"	4 ø 3/4"	2 ø 3/4"	4 ø 3/4"	2 ø 3/4"	2 ø 3/4"	2 ø 3/4"	4 ø 3/4"	2 ø 3/4"	4 ø 3/4"	2 ø 3/4"	2 ø 3/4"	2 ø 3/4"
AS EMPLEADO (mm2)	1140	570	1140	570	570	570	1140	570	1140	570	570	570	1140	570	1140	570	570	570
BLOQ COMPR - a (mm)	89	45	89	45	45	45	89	45	89	45	45	45	89	45	89	45	45	45
Mr (KN-m)	214	112	214	112	112	112	214	112	214	112	112	112	214	112	214	112	112	112
LONG. CORTE TEO. (m)	0.2		5.05	0		0	0.3		2.7	0		0	0.2		5.05	0		0
LONG. CORTE REAL (m)	0.75		4.5	0.55		4.55	0.85		2.15	0.55		2.45	0.75		4.5	0.55		4.55
LONG. DESARR Ld(m)	0.42		1.25	0.42		1.25	1.25		1.25	1.25		1.25	0.42		1.25	0.42		1.25

Anexo N° 24: Diseño a fuerza cortante de las vigas transversales ubicadas en el 2° piso de la edificación.

DISEÑO A FUERZA CORTANTE DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE A-A, I-I DEL 2° PISO						
	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D	
	VA_D	VB-I	VB-D	VC-I	VC-D	VD-I
TRAMOS						
LONG. TRAMO (m)	5.1		3		5.1	
PERALTE - d (mm)	541	541	541	541	541	541
CARGA GRAVEDAD (KN)	22.35		15		22.35	
Mr - (KN-m)	214	214	214	214	214	214
Mr + (KN-m)	112	112	112	112	112	112
FUERZA CORTANTE (KN)	140.47	138.14	125.39	124	138.16	140.45
FUERZA POR CAP. (KN)	135.08	135.08	136.65	136.65	135.08	135.08
Vu (KN)	140.5	138.1	136.7	136.7	138.2	140.5
SQR (F' C) < 8.3 Mpa	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58
Vc (KN)	126	126	126	126	126	126
Vs (KN)	39	36	34	34	36	39
Vn (KN)	165	163	161	161	163	165
Vs - MAX (KN)	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SEP. TEOR. - S (cm)	83	90	94	94	90	84
¿CASO?	CASO III-A					
SEP. MAX - S (cm)	27	27	27	27	27	27
SEP. FINAL - S (cm)	27	27	27	27	27	27
LONG. CONFIN. (m)	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
∅ AS. LONG. (mm)	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05
SEP. ZONA CONFIN. (cm)	13.52	13.52	13.52	13.52	13.52	13.52
OTROS ESPACIAMIENTO	@ 0 cm					
ESPACIAMIENTO (cm)	0	0	0	0	0	0
VS @ 22 CM (KN)	0	0	0	0	0	0
Vn (KN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vu (KN)	0	0	0	0	0	0
CAMBIO DE ESP. (m)	0	0	0	0	0	0

CASO III-A
 $V_s \leq 2 * V_c$ $s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$

CASO III-B
 $2 * V_c < V_s < 4 * V_c$ $s \leq d/4; s \leq 30 \text{ cm}$

CASO III-C
 $V_s > 4 * V_c$ *No se permite*

CASO I
 $V_n \leq \frac{V_c}{2}$ *No necesita refuerzo*

CASO II
 $\frac{V_c}{2} < V_n \leq V_c$ $s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$

CASO III
 $V_n \geq V_c$

Anexo N° 25: Diagramas de momento flector y fuerza cortante en la viga transversal más crítica ubicada en el 3° piso de la edificación.

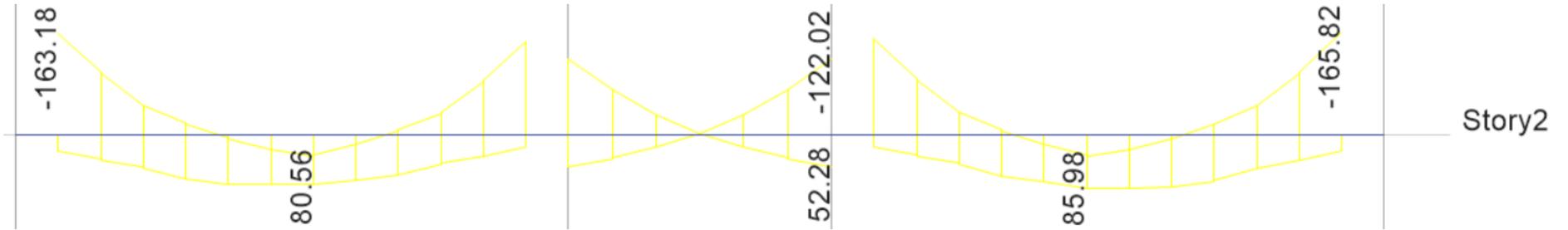


Diagrama de momento flector de la viga en (KN-m)

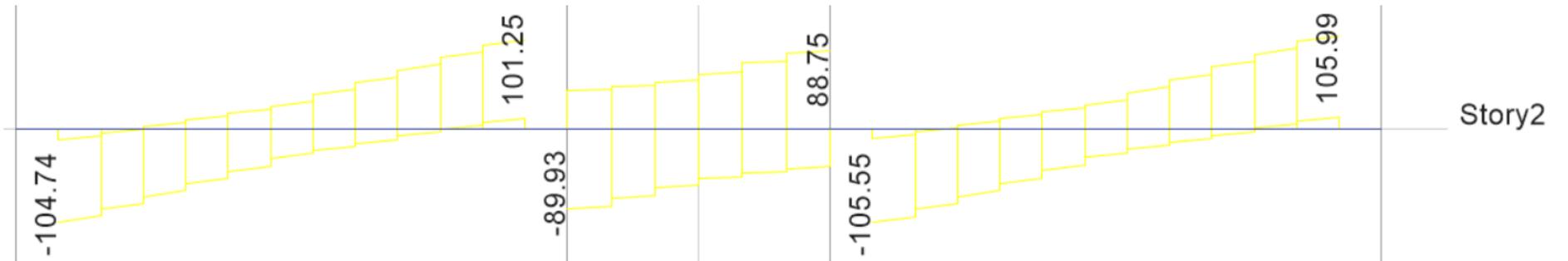


Diagrama de fuerza cortante en la viga en (KN)

Anexo N° 26: Diseño a flexión de las vigas transversales ubicadas en el 3° piso de la edificación.

	DISEÑO A FLEXION DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE A-A, I-I DEL 3° PISO																	
	TRAMO A-B						TRAMO B-C						TRAMO C-D					
	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)
LONG. TRAMO (Ln) (m)	5.1			5.1			3			3			5.1			5.1		
MOMENTO FLECTOR (KN-m)	163.18	15	148.9	25.6	80.56	20.7	121.07	15	122.02	51.17	15	52.28	164.81	15	165.82	19.68	85.98	26.68
BARRA A USAR	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Ø AS USADO (mm)	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05
A'S USADO (mm2)	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285
ρ MIN	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
A'S MIN (mm2)	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541
ρ MAX	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
A'S MAX (mm2)	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586
ACERO APROX (mm2)	846	78	772	133	418	107	628	78	633	265	78	271	855	78	860	102	446	138
N° BARRAS	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2	3	2	4	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2	3	2	4	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" APROX (mm)	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541
A'S REQUERIDO (mm2)	850	74	771	126	406	102	620	74	625	255	74	261	860	74	865	97	434	132
N° BARRAS CALCULADAS	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2	4	2	4	2	2	2
N° BARRAS ELEGIDAS	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2	3	2	3	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" EXACTO (mm)	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541
AS EMPLEADO	3 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	3 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	3 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	3 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	3 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	3 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"
AS EMPLEADO (mm2)	855	570	855	570	570	570	855	570	855	570	570	570	855	570	855	570	570	570
BLOQ COMPR - a (mm)	67	45	67	45	45	45	67	45	67	45	45	45	67	45	67	45	45	45
Mr (KN-m)	164	112	164	112	112	112	164	112	164	112	112	112	164	112	164	112	112	112
LONG. CORTE TEO. (m)	0.2		5.05	0		0	0.3		2.7	0		0	0.2		5.05	0		0
LONG. CORTE REAL (m)	0.75		4.5	0.55		4.55	0.85		2.15	0.55		2.45	0.75		4.5	0.55		4.55
LONG.DESARR Ld(m)	0.42		1.25	0.42		1.25	1.25		1.25	1.25		1.25	0.42		1.25	0.42		1.25

Anexo N° 27: Diseño a fuerza cortante de las vigas transversales ubicadas en el 3° piso de la edificación.

DISEÑO A FUERZA CORTANTE DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE A-A, I-I DEL 3° PISO						
	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D	
	VA_D	VB-I	VB-D	VC-I	VC-D	VD-I
TRAMOS						
LONG. TRAMO (m)	5.1		3		5.1	
PERALTE - d (mm)	541	541	541	541	541	541
CARGA GRAVEDAD (KN)	22.35		15		22.35	
Mr - (KN-m)	164	164	164	164	164	164
Mr + (KN-m)	112	112	112	112	112	112
FUERZA CORTANTE (KN)	104.74	101.25	89.93	88.75	105.55	105.99
FUERZA POR CAP. (KN)	125.30	125.30	120.03	120.03	125.30	125.30
Vu (KN)	125.3	125.3	120.0	120.0	125.3	125.3
SQR (F'c) < 8.3 Mpa	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58
Vc (KN)	126	126	126	126	126	126
Vs (KN)	21	21	15	15	21	21
Vn (KN)	147	147	141	141	147	147
Vs - MAX (KN)	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SEP. TEOR. - S (cm)	154	154	219	219	154	154
¿CASO?	CASO III-A					
SEP. MAX - S (cm)	27	27	27	27	27	27
SEP. FINAL - S (cm)	27	27	27	27	27	27
LONG. CONFIN. (m)	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
∅ AS. LONG. (mm)	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05
SEP. ZONA CONFIN. (cm)	13.52	13.52	13.52	13.52	13.52	13.52
OTROS ESPACIAMIENTO	@ 0 cm					
ESPACIAMIENTO (cm)	0	0	0	0	0	0
VS @ 22 CM (KN)	0	0	0	0	0	0
Vn (KN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vu (KN)	0	0	0	0	0	0
CAMBIO DE ESP. (m)	0	0	0	0	0	0

CASO III-A
 $V_s \leq 2 * V_c$ $s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$

CASO III-B
 $2 * V_c < V_s < 4 * V_c$ $s \leq d/4; s \leq 30 \text{ cm}$

CASO III-C
 $V_s > 4 * V_c$ *No se permite*

CASO I
 $V_n \leq \frac{V_c}{2}$ *No necesita refuerzo*

CASO II
 $\frac{V_c}{2} < V_n \leq V_c$ $s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$

CASO III
 $V_n \geq V_c$

Anexo N° 28: Diagramas de momento flector y fuerza cortante en la viga transversal más crítica ubicada en el 3° piso de la edificación.

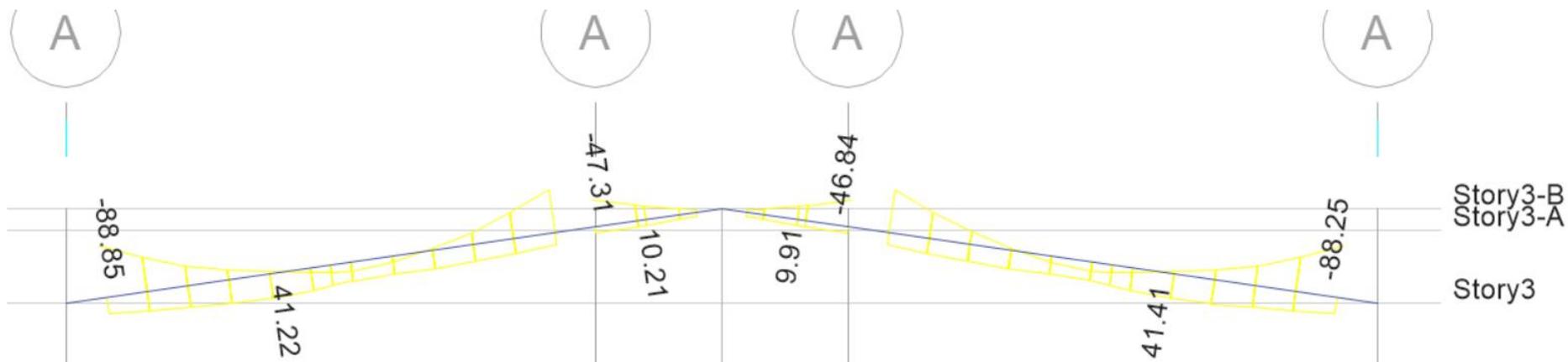


Diagrama de momento flector de la viga en (KN-m)

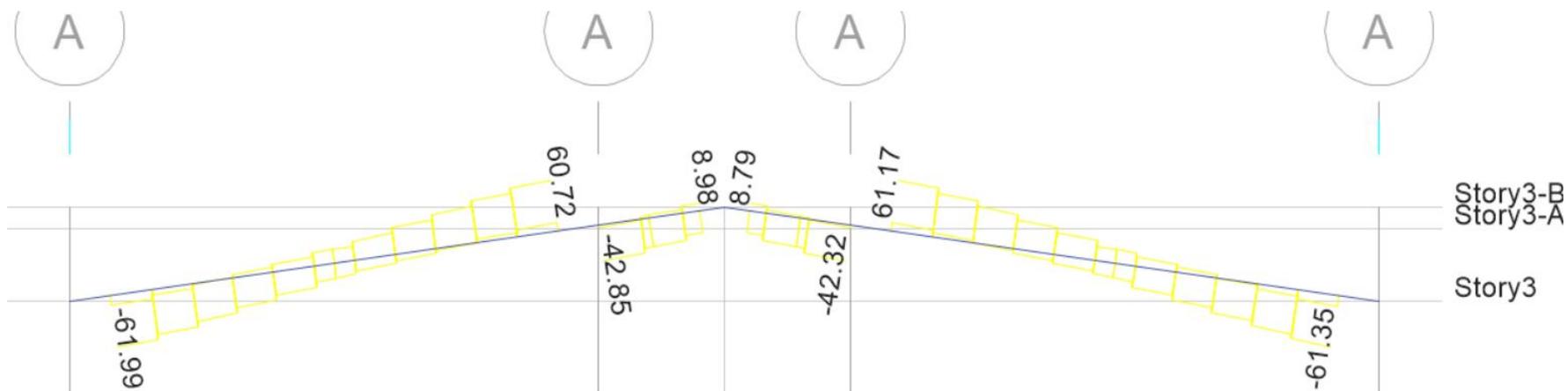


Diagrama de fuerza cortante en la viga en (KN)

Anexo N° 29: Diseño a flexión de las vigas transversales ubicadas en el nivel del techo inclinado de la edificación.

DISEÑO A FLEXION DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE A-A, I-I DEL TECHO INCLINADO																		
	TRAMO A-B						TRAMO B-C						TRAMO C-D					
	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)	M_izq (-)	M_cen (-)	M_der (-)	Mu_izq (+)	M_cen (+)	M_der (+)
LONG. TRAMO (Ln) (m)	5.1			5.1			3			3			5.1			5.1		
MOMENTO FLECTOR (KN-m)	88.55	15	72.71	27.28	41.22	19.44	47.31	15	46.84	10.21	0	9.91	73.41	15	88.25	19.36	41.41	27.52
BARRA A USAR	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Ø AS USADO (mm)	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05
A'S USADO (mm2)	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285	285
ρ MIN	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
A'S MIN (mm2)	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541
ρ MAX	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
A'S MAX (mm2)	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586	2586
ACERO APROX (mm2)	459	78	377	142	214	101	245	78	243	53	0	51	381	78	458	100	215	143
N° BARRAS	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" APROX (mm)	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541
A'S REQUERIDO (mm2)	448	74	365	135	205	96	235	74	233	50	0	49	369	74	446	95	206	136
N° BARRAS CALCULADAS	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
N° BARRAS ELEGIDAS	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
N° CAPAS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
# BARRAS - CAPA 01	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
# BARRAS - CAPA 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
# BARRAS - CAPA 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
"d" EXACTO (mm)	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541	541
AS EMPLEADO	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"
AS EMPLEADO (mm2)	570	570	570	570	570	570	570	570	570	570	570	570	570	570	570	570	570	570
BLOQ COMPR - a (mm)	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
Mr (KN-m)	112	112	112	112	112	112	112	112	112	112	112	112	112	112	112	112	112	112
LONG. CORTE TEO. (m)	0.2		5.05	0		0	0.3		2.7	0		0	0.2		5.05	0		0
LONG. CORTE REAL (m)	0.75		4.5	0.55		4.55	0.85		2.15	0.55		2.45	0.75		4.5	0.55		4.55
LONG. DESARR Ld(m)	0.42		1.25	0.42		1.25	1.25		1.25	1.25		1.25	0.42		1.25	0.42		1.25

Anexo N° 30: Diseño a fuerza cortante de las vigas transversales ubicadas en el nivel del techo inclinado de la edificación

DISEÑO A FUERZA CORTANTE DE LA VIGA V-1 (25X50) DEL EJE A-A, I-I DEL NIVEL DEL TECHO INCLINADO						
	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D	
	VA-D	VB-I	VB-D	VC-I	VC-D	VD-I
TRAMOS						
LONG. TRAMO (m)	5.1		3		5.1	
PERALTE - d (mm)	541	541	541	541	541	541
CARGA GRAVEDAD (KN)	22.35		15		22.35	
Mr - (KN-m)	112	112	112	112	112	112
Mr + (KN-m)	112	112	112	112	112	112
FUERZA CORTANTE (KN)	61.99	60.72	42.85	8.98	61.17	61.35
FUERZA POR CAP. (KN)	115.06	115.06	102.62	102.62	115.06	115.06
Vu (KN)	115.1	115.1	102.6	102.6	115.1	115.1
SQR (F' C) < 8.3 Mpa	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58
Vc (KN)	126	126	126	126	126	126
Vs (KN)	9	9	0	0	9	9
Vn (KN)	135	135	121	121	135	135
Vs - MAX (KN)	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SEP. TEOR. - S (cm)	363	363	10000	10000	363	363
¿CASO?	CASO III-ACASO III-A	CASO III-A	CASO II	CASO II	CASO III-A	CASO III-A
SEP. MAX - S (cm)	27	27	27	27	27	27
SEP. FINAL - S (cm)	27	27	27	27	27	27
LONG. CONFIN. (m)	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
∅ AS. LONG. (mm)	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05	19.05
SEP. ZONA CONFIN. (cm)	13.52	13.52	13.52	13.52	13.52	13.52
OTROS ESPACIAMIENTO	@ 0 cm	@ 0 cm	@ 0 cm	@ 0 cm	@ 0 cm	@ 0 cm
ESPACIAMIENTO (cm)	0	0	0	0	0	0
VS @ 22 CM (KN)	0	0	0	0	0	0
Vn (KN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vu (KN)	0	0	0	0	0	0
CAMBIO DE ESP. (m)	0	0	0	0	0	0

CASO III-A

$$V_s \leq 2 * V_c$$

$$s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$$

CASO III-B

$$2 * V_c < V_s < 4 * V_c$$

$$s \leq d/4; s \leq 30 \text{ cm}$$

CASO III-C

$$V_s > 4 * V_c$$

No se permite

CASO I

$$V_n \leq \frac{V_c}{2}$$

No necesita refuerzo

CASO II

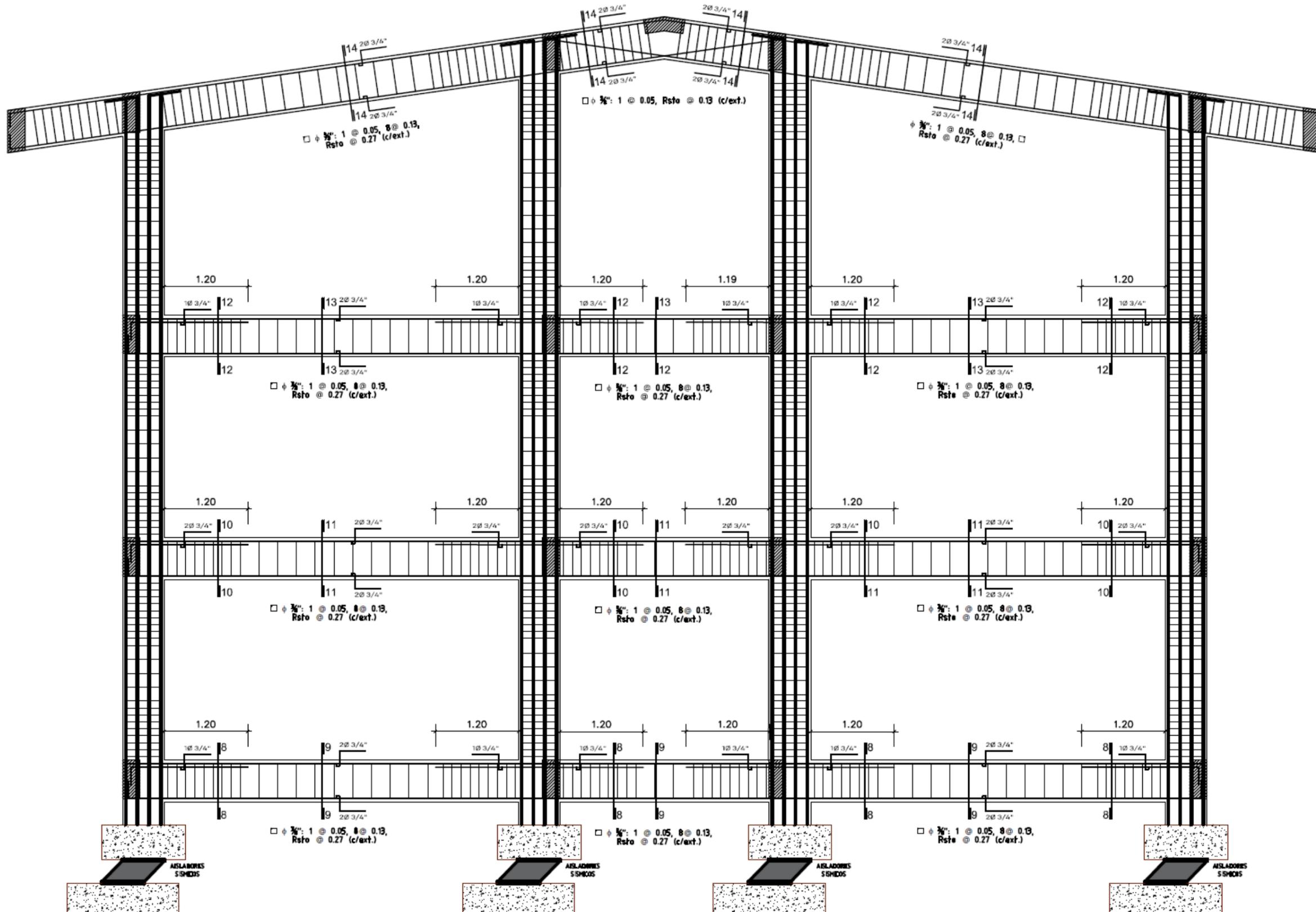
$$\frac{V_c}{2} < V_n \leq V_c$$

$$s \leq d/2; s \leq 60 \text{ cm}$$

CASO III

$$V_n \geq V_c$$

Anexo N° 31: Acero de refuerzo de las vigas y columnas de los pórticos principales.



Anexo N° 32: Acero de refuerzo de las vigas y columnas de los pórticos secundarios.

