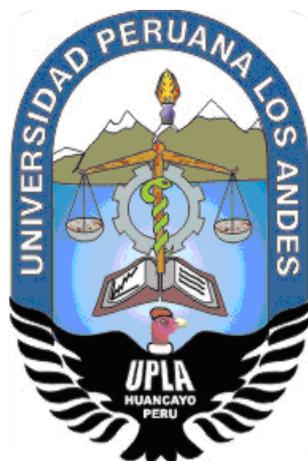


UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**RESPUESTA SISMICA DE UNA EDIFICACION DE 15
NIVELES CON AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA
EN EL DISTRITO DEL TAMBO-JUNIN**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL

Presentado por:

BACHILLER ARBIZU PILLACA MAGNOLIA OLINDA

Asesor:

METODOLOGICO: Mg. CASTRO CAYLLAHUA, Fidel

TEMATICO: Ing. FLORES ESPINOZA, Carlos Gerardo

Línea de Investigación Institucional:

TRANSPORTE Y URBANISMO

Fecha de inicio y culminación:

09/10/2021 – 30/01/2022

Huancayo 03 de marzo 2022 Perú

ASESOR METODOLOGICO

Mg. Castro Cayllahua, Fidel

ASESOR TEMATICO

Ing. Flores Espinoza, Carlos Gerardo

DEDICATORIA

A mis Padres, porque son mi fuerza y sustento para lograr mis objetivos.

Magnolia Arbizu Pillaca

AGRADECIMIENTO

A Dios, por ser quien me acompaño y me acompaña en cada momento de mi vida.

- A GERARDO ARBIZU AURIS y JULIA PILLACA ARANGO, mis padres, por ser la fuerza motivadora y ejemplo para seguir adelante.

- A mis hermanos, JUAN, JOSE, JHONY, USHER Y YOAR, quienes siempre me tendieron la mano para no rendirme en el camino.

- A mi novio DAVIS FABIAN BULLON, quien me apoya incondicionalmente en esta etapa de mi vida.

- A mis asesores Mg. CASTRO CAYLLAHUA FIDEL y Ing. CARLOS FLORES ESPINOZA, por ser guía en la etapa de elaboración de esta investigación.

Magnolia Arbizu Pillaca

**HOJA DE CONFORMIDAD DE MIEMBROS DEL JURADO DE
SUSTENTACION DE TESIS**

Dr.
Presidente

Ing.....
Jurado Revisor

Ing.....
Jurado Revisor

Ing.....
Jurado Revisor

Ing.....
Secretario Docente

INDICE GENERAL

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
INDICE DE TABLAS	XI
INDICE DE FIGURAS.....	XII
RESUMEN.....	XIV
ABSTRACT	XV
INTRODUCCION.....	XVI
CAPITULO I: EL PROBLEMA DE INVESTIGACION	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2. FORMULACION DEL PROBLEMA.....	3
1.2.1. PROBLEMA GENERAL.....	3
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS	3
1.3. JUSTIFICACION.....	4
1.3.1. JUSTIFICACIÓN PRACTICA O SOCIAL:.....	4
1.3.2. JUSTIFICACIÓN CIENTÍFICA O TEÓRICA.....	4
1.3.3. METODOLÓGICA.....	4
1.4. DELIMITACIONES DE LA INVESTIGACION	4
1.4.1. DELIMITACIÓN ESPACIAL.....	4
1.4.2. DELIMITACIÓN TEMPORAL.....	5
1.4.3. DELIMITACIÓN CONCEPTUAL.....	5
1.5. LIMITACIONES.....	5
1.6. OBJETIVOS DEL ESTUDIO	5
1.6.1. OBJETIVO PRINCIPAL	6
1.6.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	6
CAPITULO II: MARCO TEORICO	7
2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA.....	7
2.1.1. A NIVEL NACIONAL	7
2.1.2. A NIVEL INTERNACIONAL	10
2.2. MARCO CONCEPTUAL.....	14
2.2.1. ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS.....	14
2.2.1.1. ANÁLISIS ESTÁTICO	14
2.2.1.2. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL	15
2.2.2. RESPUESTA SÍSMICA	15

2.2.3.	DINÁMICA DE ESTRUCTURAS	15
2.2.4.	CARACTERÍSTICAS DE LA DINÁMICA DE ESTRUCTURAS.....	16
2.2.4.1.	EL PERIODO DE VIBRACIÓN	16
2.2.4.2.	EL AMORTIGUAMIENTO.....	18
2.2.5.	SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA	20
2.2.5.1.	SISTEMAS DE CONTROL ACTIVO	23
2.2.5.2.	SISTEMAS DE CONTROL SEMIACTIVO	25
2.2.5.3.	SISTEMA DE CONTROL HÍBRIDO.....	25
2.2.5.4.	SISTEMAS DE CONTROL PASIVO	26
2.2.6.	TIPOS DE DISPOSITIVOS DE CONTROL PASIVO	27
2.2.6.1.	AMORTIGUADORES METÁLICOS.....	27
2.2.6.2.	AMORTIGUADORES DE FRICCIÓN.....	27
2.2.6.3.	AMORTIGUADORES VISCO ELÁSTICOS.....	28
2.2.6.4.	AMORTIGUADOR DE FLUIDO VISCOSO.....	28
2.2.6.5.	AMORTIGUADOR DE LÍQUIDO SINTONIZADO.....	28
2.2.6.6.	AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA	30
2.2.7.	TIPO DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA.....	32
2.2.7.1.	TMD DE TIPO TRASLACIÓN.....	32
2.2.7.2.	TMD DE TIPO PÉNDULO	33
2.2.8.	AMORTIGUADOR TIPO TRASLACIÓN-MASA SINTONIZADA.....	35
2.2.8.1.	AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA SIN AMORTIGUAMIENTO.....	38
2.2.8.2.	AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA CON AMORTIGUAMIENTO ..	42
2.2.9.	PARÁMETROS ÓPTIMOS DE DISEÑO DE UN AMS	47
2.2.10.	MODELO DE UN AMS.....	48
2.2.11.	HISTORIA DE LOS AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA	49
2.2.12.	ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS CON MASA SINTONIZADA.....	50
2.3.	DEFINICION DE TERMINOS	54
2.3.1.	RESPUESTA ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS.....	54
2.3.2.	PERIODO FUNDAMENTAL.....	54
2.3.3.	FUERZA EXCITADORA.....	54
2.3.4.	CORTANTE BASAL	54
2.3.5.	ACELERACIÓN DE ENTREPISO.....	54

2.3.6.	DISTORSIÓN DE LOS PISOS	55
2.3.7.	MASA Y PESO.....	55
2.3.8.	RIGIDEZ.....	55
2.3.9.	AMORTIGUAMIENTO	55
2.3.10.	FRECUENCIA Y PERIODO	56
2.3.11.	DUCTILIDAD	56
2.3.12.	VIBRACIONES.....	56
2.4.	HIPOTESIS.....	57
2.4.1.	HIPÓTESIS GENERAL.....	57
2.4.2.	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	57
2.5.	VARIABLES	57
2.5.1.	VARIABLE INDEPENDIENTE	57
2.5.2.	VARIABLES DEPENDIENTES.....	57
	CAPITULO III: METODOLOGÍA	58
3.1.	MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN.....	58
3.2.	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	58
3.3.	NIVEL DE INVESTIGACION.....	58
3.4.	DISEÑO DE LA INVESTIGACION.....	59
3.5.	POBLACIÓN.....	59
3.8.	INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS.....	60
3.9.	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	60
3.10.	TRATAMIENTO ESTADÍSTICO.....	60
	CAPITULO IV: RESULTADO	61
4.1.	ANÁLISIS SISMICO DE LA EDIFICACION.....	61
4.2.	UBICACIÓN DE LA INVESTIGACION.....	61
4.2.1.	CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LA EDIFICACION.....	61
4.2.1.1.	NIVEL ARQUITECTONICO	61
4.2.1.2.	NIVEL ESTRUCTURAL	73
4.2.2.	MODELACION ESTRUCTURAL.....	79
4.2.2.1.	NORMATIVA UTILIZADA.....	79
4.2.2.2.	CONFIGURACION ESTRUCTURAL.....	79
4.2.2.3.	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	79

4.2.2.4. SECCIONES DE LOS ELEMENTOS	81
4.2.2.4.1. COLUMNAS	81
4.2.2.4.2. PLACAS	82
4.2.2.4.3. VIGAS	83
4.2.2.4.4. LOSAS	84
4.2.3. DEFINICION Y ASIGNACION DE CARGAS.....	86
4.2.3.1. CARGA MUERTA (D):	86
4.2.3.2. CARGA VIVA (L):.....	87
4.2.4. PARAMETROS SISMICOS.....	88
4.2.4.1. PESO SISMICO DE LA ESTRUCTURA	89
4.2.4.2. FACTOR DE ZONA.....	89
4.2.4.3. CONDICIONES GEOTECNICAS.....	90
4.2.4.4. FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA:	91
4.2.4.5. CATEGORIA DE EDIFICACION Y FACTOR DE USO.....	92
4.2.4.6. COEFICIENTE DE REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS	92
4.2.4.6.1. COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN (RO)	92
4.2.4.6.2. IRREGULARIDAD EN ALTURA (Ta).....	93
4.2.4.6.3. IRREGULARIDAD EN PLANTA (Ip).....	101
4.2.5. ANALISIS DINAMICO	107
4.2.5.1. ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL	108
4.2.5.2. ACELERACION ESPECTRAL.....	108
4.2.5.3. MAXIMA DERIVADA DE ENTREPISO	111
4.2.5.4. FUERZA CORTANTE MININA	112
4.2.5.5. RESULTADO DEL ANALISIS SIN LA IMPLEMENTACION DE AMS.....	113
4.2.5.5.1. DESPLAZAMIENTOS LATERALES.....	113
4.2.5.5.2. PARTICIPACION MODAL, PERIODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACION	114
4.3. PARAMETROS OPTIMOS DEL AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA (TMD)	115
4.3.1. PESO Y DIMENSIONAMIENTO DEL AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA.....	116
4.3.2. DIMENSIONES DEL BLOQUE DE CONCRETO PARA EL AMS Y DE CADA APOYO	116

4.3.3.	PROCEDIMIENTO DEL DISEÑO DEL TMD.....	119
4.4.	MODELAMIENTO DE LA EDIFICACION CON AMS.....	123
4.4.1.	MODELO ANALIZADO CON LA IMPLEMENTACION DEL AMS.....	123
4.4.2.	IMPLEMENTACION DE PRINCIPALES CARACTERISTICAS DEL AMS EN EL ETABS	123
4.5.	RESULTADOS DE LA INVESTIGACION	124
4.5.1.	RESULTADOS DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES	125
4.5.2.	RESULTADOS PERIODOS Y FRECUENCIAS.....	126
4.5.3.	RESULTADOS DE VELOCIDADES Y ACELERACIONES	127
4.5.4.	RESULTADOS DE FUERZAS CORTANTES	129
	CAPITULO V: ANALISIS COMPARATIVO Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	131
5.1.	ANÁLISIS COMPARATIVO.....	131
5.1.1.	COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES	131
5.1.2.	COMPARACIÓN DE PERIODOS Y FRECUENCIAS.....	134
5.1.3.	COMPARACIÓN DE VELOCIDADES Y FRECUENCIAS	136
5.1.4.	COMPARACIÓN DE CORTANTES.....	140
5.1.5.	COMPARACION DE ESFUERZOS ACTUANTES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	142
5.1.6.	CONTROL DE IRREGULARIDAD TORSIONAL EN PLANTA.....	145
5.2.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	146
5.2.1.	discusión 1- De la implementación del AMS en la edificación.	146
5.2.2.	discusión 2- De los desplazamientos laterales.	147
5.2.3.	Discusión 3: De las fuerzas cortantes.	148
5.2.4.	Discusión 4: De las velocidades y aceleraciones	148
	CONCLUSIONES	150
	RECOMENDACIONES	151
	REFERENCIA BILIOGRAFICA.....	152
	ANEXO 1 MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	159

INDICE DE TABLAS

Tabla 1	Clasificación de las Técnicas de Control de Respuesta Sísmica	23
Tabla 2	Historial de estructuras con AMS.....	52
Tabla 3	Definición de área de cada nivel	61
Tabla 4	Niveles de la edificación	62
Tabla 5	Alturas típicas del edificio.....	62
Tabla 6	Propiedades de físicas del concreto.	79
Tabla 7	Propiedades del Acero.	80
Tabla 8	Cuadro de columnas establecidas en la estructura	81
Tabla 9	Cuadro de placas establecidas en la estructura.....	82
Tabla 10	Cuadro de placas diseñadas para la estructura.....	84
Tabla 11	Cuadro de losas establecidas en la estructura.....	85
Tabla 12	Carga muerta considerado en le diseño.....	86
Tabla 13	Cargas vivas consideradas en el diseño	87
Tabla 14	Peso sísmico de la estructura	89
Tabla 15	Factores de zona.....	90
Tabla 16	Condiciones geotécnicas.	91
Tabla 17	Periodo de "TP" y "TL"	91
Tabla 18	Factor de Uso.	92
Tabla 19	Sistemas Estructurales y Coeficiente básico de reducción <i>RO</i>	93
Tabla 20	Rigidez en la dirección X-X.....	94
Tabla 21	Rigidez- Piso Blando en dirección Y-Y	95
Tabla 22	Rigidez-piso blando extrema en dirección X-X.....	95
Tabla 23	Rigidez- Piso Blando Extrema en dirección Y-Y	96
Tabla 24	Irregularidad de Resistencia en la dirección X	97
Tabla 25	Para la dirección X- Irregularidad de Resistencia	98
Tabla 26	Irregularidad de Peso o Masa en X-X.....	99
Tabla 27	Irregularidad de Peso o Masa en Y-Y.....	99
Tabla 28	Alturas de entrepiso.....	100
Tabla 29	Irregularidad torsional para la dirección X.....	101
Tabla 30	Irregularidad torsional en la dirección Y	102
Tabla 31	Irregularidad torsional extrema en la dirección X.....	103
Tabla 32	Irregularidad torsional extrema en la dirección Y.....	104
Tabla 33	Discontinuidad de diafragma.....	106
Tabla 34	Resumen de los parámetros sísmicos.....	107
Tabla 35	Derivadas de entrepiso por sismo dinámico X-X	111
Tabla 36	Derivadas de entrepiso por sismo dinámico Y-Y.	112
Tabla 37	Factor de corrección por fuerza cortante estático.....	113
Tabla 38	Distorsión de entrepiso.....	113
Tabla 39	Participación modal, periodos y frecuencias de vibración.	114

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Mapa de zonificación sísmica.....	2
Figura 2 Fuerzas Participantes en el Amortiguamiento de Coulomb.....	19
Figura 3 Esquema del Amortiguamiento Viscoso.....	19
Figura 4 Esquema del Amortiguamiento Histerético.....	20
Figura 5 Clasificación del sistema de control estructural.....	21
Figura 6 Componentes del sistema de control activo.....	24
Figura 7 ALS de Oleaje.....	29
Figura 8 ALS de Columna.....	30
Figura 9 AMS del Edificio Taipei 10.....	30
Figura 10 AMS del Edificio Chiva-Port Tower.....	31
Figura 11 TMD tipo traslación.....	33
Figura 12 TMD tipo péndulo.....	34
Figura 13 Influencia del AMS en la respuesta de una estructura sometida a una fuerza sinusoidal.....	34
Figura 14 a) en su concepción clásica, b) ALS basado en el empleo de tanques de agua.....	35
Figura 15 a) efecto de un amortiguador de masa sintonizada a) estructura sin AMS, b) estructura con AMS.....	36
Figura 16 Frecuencia de excitación Vs amplificación dinámica.....	36
Figura 17 Sistema AMS múltiple.....	38
Figura 18 Idealización de un AMS.....	38
Figura 19 Modelo matemático de un TMD.....	39
Figura 20 Amplificación dinámica con TMD.....	41
Figura 21 (a) y (b) modelado matemático de una edificación con AMS.....	42
Figura 22 Amplificación dinámica con TMD.....	45
Figura 23 Amplificación dinámica con TMD y con amortiguamiento cero a infinito.....	45
Figura 24 TMD sintonizado.....	46
Figura 25 Modelo del AMS planteado para el estudio.....	48
Figura 26 Planta de distribución de la edificación (SOTANO).....	63
Figura 27 Planta de distribución de la edificación (PISO 1).....	64
Figura 28 Planta de distribución de la edificación (PISO 2).....	65
Figura 29 Planta de distribución de la edificación (PISO 3).....	66
Figura 30 Planta de distribución de la edificación (PISO 4).....	67
Figura 31 Planta de distribución de la edificación (PISO 5-6).....	68
Figura 32 Planta de distribución de la edificación (PISO 7-12).....	69
Figura 33 Planta de distribución de la edificación (PISO 13).....	70
Figura 34 Planta de distribución de la edificación (PISO 14).....	71
Figura 35 Planta de distribución de la edificación (PISO 15).....	72
Figura 36 Modelado en el programa ETABS, la vista 3D del edificio “Hibrido”.....	73
Figura 37 Vista de la planta del piso 01 del edificio “Hibrido”.....	74
Figura 38 Vista de la planta del piso 02-12 del edificio “Hibrido”.....	75
Figura 39 Vista de la planta del piso 02-12 del edificio “Hibrido”.....	76
Figura 40 Vista de la planta del piso 13-15 del edificio “Hibrido”.....	77
Figura 37 Vista de la planta del piso 15 del edificio “Hibrido”.....	78
Figura 38 Definición de las características del concreto en el programa ETABS.....	80
Figura 39 Definición de las características del acero en el programa ETABS.....	81
Figura 40 Asignación de propiedades a la columna con el ETABS 2019 v19.1.0.....	82

Figura 41 Asignación de propiedades estructurales a la placa PL-1 con el ETABS.	83
Figura 42 Asignación de propiedades a la viga VS-1 con el ETABS.....	84
Figura 43 Asignación de propiedades a la losa maciza con el programa ETABS.....	86
Figura 44 Asignación de propiedades a la losa maciza con el programa ETABS.....	88
Figura 45 Vista en planta de esquinas entrantes.....	105
Figura 46 Modelo Sin AMS Analizado en el ETABS.....	107
Figura 47 Espectro del software ETABS 2019 v19.1.0.....	109
Figura 48 Introducción de los sismos en la dirección X-X y dirección Y-Y en el ETABS v.19.....	110
Figura 49 Periodo de la estructura sin AMS.....	115
Figura 50 TMD de concreto.....	117
Figura 51 Ubicación del AMS en la azotea piso 15.....	118
Figura 52 Grafica de amplificación dinámica con amortiguamiento de 6.033%, usando TMD en la dirección X-X,.....	120
Figura 53 Grafica de amplificación dinámica con amortiguamiento de 2%, usando TMD en la dirección X-X,.....	120
Figura 54 Grafica de amplificación dinámica con amortiguamiento de 5%, usando TMD en la dirección X-X,.....	121
Figura 55 Grafica de amplificación dinámica con amortiguamiento de 10%, usando TMD en la dirección X-X,.....	122
Figura 56 Grafica de amplificación dinámica, con amortiguamiento de 15%, usando TMD en la dirección X-X,.....	122
Figura 57 Modelo con AMS analizado en ETABS 2019 v19.1.0.....	123
Figura 58 Equivalencia de los ejes globales (X, Y, Z) y ejes locales (U1, U2, U3). ...	124
Figura 59 Distorsiones en la dirección X e Y sin AMS.....	125
Figura 60 Distorsiones en la dirección X e Y con AMS.....	126
Figura 61 Periodos y frecuencias de los 15 primeros modos.....	127
Figura 62 Velocidad en la dirección X e Y.....	128
Figura 63 Aceleración en la dirección X y Y.....	129
Figura 64 fuerza cortante en la dirección X e Y.....	130
Figura 65 Desplazamientos laterales por sismo en X.....	131
Figura 66 Desplazamientos laterales por sismo en Y.....	132
Figura 67 Derivadas inelásticas en el eje X.....	133
Figura 68 Derivadas inelásticas en la dirección Y.....	134
Figura 69 Periodo de vibración de los 15 primeros modos.....	135
Figura 70 Frecuencia de vibración de los 15 primeros modos.....	136
Figura 71 Velocidad Relativa por Sismo en X.....	137
Figura 72 <i>Velocidad Relativa por Sismo en Y</i>	137
Figura 73 Aceleración por sismo en X.....	139
Figura 74 Aceleración por sismo en Y.....	140
Figura 75 Fuerzas cortantes por sismo en X.....	141
Figura 76 Fuerzas cortantes por sismo en Y.....	142
Figura 77 Momentos negativos en vigas para envolventes.....	143
Figura 78 Momentos positivos en vigas para envolvente.....	143
Figura 79 Cortantes negativas en vigas para envolvente.....	144
Figura 80 Cortantes positivas en vigas para envolvente.....	144
Figura 81 Índice de irregularidad en planta para sismo en Y.....	145

RESUMEN

Actualmente la solución para modificar la respuesta dinámica de las estructuras, es la aplicación y utilización de mecanismos pasivos disipadores de energía, consideradas desde la etapa de diseño, esta misma que se incorpora a la estructura como consecuencia de los movimientos sísmicos produciendo deformación (desplazamiento lateral).

Dentro de esta clasificación de mecanismos pasivos disipadores de energía se encuentran los amortiguadores de masa sintonizada (AMS) o Tuned Mass Damper (TMD), donde el objetivo principal es conocer en qué medida modifica la implementación del TMD en los desplazamientos laterales, fuerzas cortantes, aceleración y velocidad del edificio "HIBRIDO" de 15 niveles en el distrito del tambo.

Este diseño se realizó con la ubicación óptima de un solo AMS en el piso 15 de la edificación, considerado de concreto con un peso de 18.5 tn, modificando así el periodo dinámico a partir del primer modo de vibración. El tipo de investigación fue aplicada, el nivel de investigación fue explicativo, mientras que el método de investigación fue cuasi experimental. Los resultados fueron favorables obtenidos son, en los desplazamientos laterales se redujeron en la dirección X=25.33 % y para la dirección Y=22.7 %, la fuerza cortante se redujo hasta 21.19 % en X y 14.12 % para el eje Y, la reducción de velocidad para el eje más crítico X, fue de 19.82 % y finalmente la aceleración acorto un 13.42%.

Con estos resultados obtenidos se puede afirmar que la implementación del AMS modifica el comportamiento dinámico de la edificación, demostrándose la utilidad del AMS ante movimientos sísmicos, por lo que se distingue el uso del TMD, como un sistema de disolución de energía.

Palabras claves: Amortiguador de masa sintonizada, respuesta dinámica, desplazamientos laterales, sistema de amortiguamiento estructural, respuesta estructural, rigidez estructural.

ABSTRACT

Currently the solution to modify the dynamic response of structures is the application and use of passive energy dissipating mechanisms, considered from the design stage, which is incorporated into the structure as a result of seismic movements producing deformation (lateral displacement).

Within this classification of passive energy dissipating mechanisms are tuned mass dampers (AMS) or Tuned Mass Damper (TMD), where the main objective is to know to what extent the implementation of the TMD modifies lateral displacements, shear forces, acceleration and speed of the "HYBRID" building of 15 levels in the dairy district.

This design was carried out with the optimal location of a single AMS on the 15th floor of the building, considered to be made of concrete with a weight of 18.5 tons, thus modifying the dynamic period from the first vibration mode. The type of research was applied, the level of research was explanatory, while the research method was quasi-experimental. The favorable results obtained are, in the lateral displacements they were reduced in the X direction = 25.33% and for the Y direction = 22.7%, the shear force was reduced to 21.19% in X and 14.12% for the Y axis, the reduction of speed for the most critical axis X, was 19.82% and finally the acceleration shortened by 13.42%.

With these results obtained, it can be affirmed that the implementation of the AMS modifies the dynamic behavior of the building, demonstrating the usefulness of the AMS against seismic movements, for which the use of the TMD is distinguished, as an energy dissolution system.

INTRODUCCION

La tesis que titula: "Respuesta sísmica de una edificación de 15 niveles con amortiguador de masa sintonizada en el distrito del Tambo Junín", se desarrolla para conocer la aplicación e implementación de los AMS en el diseño de edificaciones, la misma que puede ser aplicada a edificaciones existentes, con esto se busca una solución alternativa con el objetivo de atenuar los efectos de manera eficaz, la ubicación óptima del AMS trae consigo beneficios que contrarrestan los desplazamientos laterales y torsiones asimétricas de esta forma modifica la respuesta dinámica de la estructura, creando así una cultura de prevención.

El Capítulo I, damos a saber sobre la explicación de la realidad del problema, la formulación del problema general y específicos, la justificación, las delimitaciones, limitaciones, los objetivos de la investigación general y específicos.

El Capítulo II, sobre el Marco Teórico, los Antecedentes de la Investigación, el marco Conceptual, definición de términos, Formulación de hipótesis general específicas y variables.

Capítulo III, sobre la metodología de la investigación, el tipo, nivel y diseño de la investigación, la población y muestra, técnicas de recolección de datos, el procesamiento de la información, técnicas ya análisis de datos.

El Capítulo IV: trata sobre los Resultados, se presentan en gráficos y tablas del modelamiento de la estructura sin el amortiguador de masa sintonizada y con amortiguador de masa sintonizada.

El capítulo V trata sobre el análisis comparativo y discusión de resultados y finalmente terminando esta investigación se encuentra las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y anexos.

CAPITULO I: EL PROBLEMA DE INVESTIGACION

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la actualidad la industria de la construcción se mueve rápidamente, sobre todo por el incremento de población, se tiene en la ciudad de Huancayo un total de 545 615 habitantes (censos nacionales de población y vivienda 2007 y 2017), este fenómeno hace de que el desarrollo sea de forma vertical para poder albergar a toda esta población.

De la misma manera la ciudad de Huancayo como capital de la región Junín, donde se desarrolló el estudio se encuentra ubicado en la zona 3, con un factor de 0.35 , como se muestra en la figura N° 01 mapa de Zonificación Sísmica del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018), este valor se entiende como la aceleración del suelo en un periodo de retorno de 475 años con probabilidad de ser excedida al 10 % y una vida útil de 50 años, contando además del gran crecimiento poblacional, lo que demanda la construcción de un mayor número de edificaciones, y al considerarse una ciudad bien urbanizada, conlleva a la construcción de edificaciones más altas; por lo cual es indispensable el empleo de dispositivo de control para el mejoramiento de la respuesta estructural de la edificación, estos dispositivos de control son los pasivos, donde se considera datos característicos como la zonificación sísmica, los diferentes tipos de suelo propios de la zona de investigación.

Figura 1 Mapa de zonificación sísmica.



Fuente: Ministerio de Vivienda y Construcción, 2018. Norma Técnica Peruana E.030

Está innovación en la construcción que consiste en la implementación de los dispositivos pasivos, permitieron que los edificios de gran altura alcanzaran altitudes sin precedentes, pero sobre todo para mejorar la calidad y seguridad en las estructuras que estén sometidas a eventos de cargas externas como terremotos y movimientos de viento.

Para modificar el desempeño de la estructura, se ha buscado y desarrollado técnicas prácticas y efectivas para limitar las respuestas estructurales frente a un evento, estos dispositivos para examinar la respuesta sísmica son: Dispositivos de Control pasivo, dispositivos de Control activo y semiactivo, Sistema de control del sistema híbrido.

Dentro de los dispositivos de control pasivo se encuentra el amortiguador de masa sintonizada (TMD), que se fundamenta en una masa acoplada a la estructura comúnmente en el último piso de la estructura, y que cuya frecuencia de este amortiguador se encuentre sintonizada al de la estructura, la cual genera una fuerza en sentido opuesto a la fuerza lateral del sismo, de esta forma reduce las oscilaciones de la estructura y absorbe la energía que ingresa. Se han desarrollado varios estudios; desde el año 1909 Hermann Frahm, patentó un dispositivo de amortiguamiento de vibraciones consistente en acoplar una masa

a una embarcación a través de un elemento de rigidez característica con el fin de disminuir el movimiento de balanceo; Villaverde and Koyoama demostraron que el esfuerzo de corte en la base de un edificio de período “2 s” analizado en forma lineal se reduce en un 40% cuando es instalado un TMD; Soto-Brito and Ruiz estudian la respuesta no lineal de edificios con TMD y concluyen que, en este caso, la respuesta pico no se reduce significativamente; Pinkaew et al. sostienen que, en el caso de estructuras sometidas a daño, los parámetros a estudiar no deben basarse en la reducción del pico de la respuesta sino en la reducción del daño.

El empleo de amortiguador de masa sintonizada en nuestra zona aún no ha sido difundido, ¿por qué no son muy usados a nivel nacional? La respuesta puede deberse a que existe desconocimiento, muy poca información sobre el tema y menos la aplicación de los AMS en las edificaciones.

Lo que lleva considerar a los Amortiguadores de Masa Sintonizada (Tuned Mass Dampers (TMD), la necesidad de estudiarlos mediante la aplicación a una edificación de 15 niveles en la provincia de Huancayo- distrito del Tambo en etapa de diseño.

1.2. FORMULACION DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿EN QUÉ MEDIDA MODIFICA LA IMPLEMENTACIÓN DE AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA EN LA RESPUESTA SISMICA DE LA EDIFICACION DE 15 NIVELES EN EL DISTRITO DEL TAMBO -JUNIN?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿En qué medida favorece la implementación de amortiguador de masa sintonizada en los desplazamientos laterales de la edificación de 15 niveles en el distrito del tambo-Junín?
- ¿En qué medida favorece la implementación de amortiguador de masa sintonizada en las fuerzas cortantes de la edificación de 15 niveles en el distrito del tambo-Junín?
- ¿En qué medida favorece la implementación de amortiguador de masa sintonizada en la aceleración y velocidad de la edificación de 15 niveles en distrito del tambo-Junín?

1.3. JUSTIFICACION

1.3.1. PRACTICA O SOCIAL:

La investigación planteada dará a conocer e impulsar el uso de amortiguadores de masa sintonizada desde la etapa de diseño, de tal forma que se tenga las consideraciones necesarias como el dimensionamiento de los elementos estructurales para poder soportar la sobrecarga de la masa, esta masa adicional que se encuentra depositada en ultimo nivel de la edificación de 15 niveles sin afectar el funcionamiento de la misma, trae consigo resultados positivos además de poder ser aplicada a edificaciones existentes previa evaluación.

1.3.2. CIENTÍFICA O TEÓRICA

Desde la base teórica, se aplica conocimientos prácticos y teóricos de estructuras, las mismas que conlleva a poner en discusión sobre los resultados obtenidos hasta el momento del uso de amortiguadores de masa sintonizada.

1.3.3. METODOLÓGICA

A lo largo de los años la norma técnica que se conoce como la E030, ha tenido modificaciones desde su creación, la investigación nunca para y los fenómenos que han venido ocurriendo en estos últimos años ha hecho de que estas fórmulas y códigos evolucionen y de alguna manera las edificaciones tengan un mejor comportamiento sísmicamente.

Esta investigación desarrollara un procedimiento metodológico para saber cuánto modifica la respuesta de una estructura con la implementación de AMS, el cual puede ser considerado desde la etapa de diseño o para edificaciones existentes, siendo esto una alternativa para la mejora de la respuesta dinámica frente a las técnicas que existe actualmente.

1.4. DELIMITACIONES DE LA INVESTIGACION

1.4.1. DELIMITACIÓN ESPACIAL.

Para el estudio se considerará los factores sísmicos de la Ciudad de Huancayo, establecidos en la norma E 0.30 del Reglamento nacional de edificaciones del Perú.

Ubicación Política:

Distrito : DISTRITO DEL TAMBO
Provincia : PROVINCIA DE HUANCAYO

Región : DEPARTAMENTO DE JUNÍN

Ubicación Geográfica

Sur : 12° 04' 55" S

Oeste : 75° 13' 01" O

Altura : 3248.00 m.s.n.m.

1.4.2. DELIMITACIÓN TEMPORAL.

El estudio se desarrollará en los meses de noviembre, diciembre del 2021 y enero del 2022; se considerará las teorías y artículos hasta la presente fecha, así como las normativas establecidas.

1.4.3. DELIMITACIÓN CONCEPTUAL.

En la presente investigación, se trabajará con una estructura aporticada de 15 pisos, además la edificación será geoméricamente regular de 180 m², se considerará el tipo de Suelo del distrito del tambo, según estudios para fines de diseño. El AMS que se incorporará a la estructura será del tipo convencional de forma rectangular de concreto.

1.5. LIMITACIONES

En lo que refiere a información, el edificio hibrido tiene los planos estructurales y arquitectónicos de la edificación completa, además de contar con los estudios de tesis de pregrado, post grado y artículos científicos todos referentes al estudio de TMD (Tuned Mass Damper).

Esta investigación realiza el estudio de la edificación con el fin de conocer el desempeño estructural de la edificación enfocado a la comparación de la misma estructura con TMD y sin TMD, contando con los elementos estructurales ya diseñados, cabe mencionar que este enfoque no va dirigido al diseño propiamente de los aisladores del TMD.

Es fundamental resaltar que la norma técnica peruana la E030- diseño sismoresistente no menciona el método que se prosigue cuando se diseña con este tipo de sistemas de control pasivo, viendo conveniente seguir procedimientos que mencionan las normas internacionales tales como el FEMA 356.

1.6. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.6.1. OBJETIVO PRINCIPAL

DETERMINAR EN QUÉ MEDIDA MODIFICA LA IMPLEMENTACIÓN DE AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA EN LA RESPUESTA SISMICA DE LA EDIFICACION DE 15 NIVELES EN EL DISTRITO DEL TAMBO - JUNIN.

1.6.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar en qué medida modifica la implementación de amortiguador de masa sintonizada en los desplazamientos laterales de la edificación de 15 niveles en el distrito del Tambo - Junín.
- Determinar en qué medida modifica la implementación de amortiguador de masa sintonizada en las fuerzas cortantes de la edificación de 15 niveles en el distrito del Tambo - Junín.
- Determinar en qué medida modifica la implementación de amortiguador de masa sintonizada en las aceleraciones y velocidades de la edificación de 15 niveles en el distrito del Tambo - Junín.

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

2.1.1. A NIVEL NACIONAL

(Lozada & Rivera, 2021) realizaron en la ciudad blanca- Arequipa la tesis sobre “Reducción de desplazamientos laterales en edificios con sistema estructural de pórticos de 7 a 10 pisos utilizando amortiguadores de masa sintonizada”, para lograr el grado de ingeniero civil en la Universidad Católica Santa María, el objetivo del estudio fue analizar el dispar de desempeños del amortiguador de masa sintonizada en los modelos estructurales, por lo que se tomaron en cuenta distintas variables. se propuso un procedimiento estandarizado para el diseño del amortiguador de masa sintonizado y un análisis no lineal netamente. los resultados obtenidos se puede considerar un rango de resultados entre 45 % y 55 %. Los resultados obtenidos para las dos masas utilizadas (de 5 % y 10 %), resulta que la masa de 10% son los que mejor resultado se obtuvieron.

Las edificaciones con periodo natural aproximado a 1.0 seg dieron reducciones más altas de desplazamiento (60 % a 65 %), en comparación con las estructuras con periodo aproximado de 0.9 s y 1.1 s. a mayor acercamiento del periodo natural entre la estructura y el amortiguador, mayor es la efectividad, los valores de reducción de aceleración en los modelos son en su mayoría, directamente proporcionales a las de desplazamiento, siendo mayor en los últimos niveles.

(HUAROC, 2021) realizo en la ciudad de Lima la tesis sobre: “Control de desplazamientos laterales mediante el uso de Amortiguadores de masa

sintonizada – caso edificio Surquillo en Lima en el 2018”, para lograr el grado de ingeniero civil en la Universidad Nacional del centro del Perú, siendo su objetivo controlar los desplazamientos laterales del edificio Surquillo con la implementación de Amortiguadores de Masa Sintonizada; este edificio tiene un antigüedad de más de 20 años y está constituido de 15 pisos y 3 sótanos, este estudio se realizó con la atribución de la norma de diseño sismoresistente (2018). Con este estudio se buscó evitar el desaprovechamiento de la resistencia y rigidez en los elementos estructurales que ocasionan los movimientos sísmicos, reduciendo así la probabilidad de un colapso estructural, considerándose, así como una alternativa para mejorar la respuesta dinámica de la edificación. El método de investigación empleada es cuantitativo - inductivo.

Los resultados fueron bastante favorables, los desplazamientos laterales han disminuido en un 21.5%, la aceleración de piso ha disminuido hasta en un 31 %, las fuerzas cortantes disminuyeron hasta en un 20.8%, por otro lado, los periodos aumentaron hasta en 38 %, las fuerzas axiales en placas disminuyeron hasta en 30 %. Es de esta forma que la AMS controló los desplazamientos laterales y por ende mejoró la respuesta estructural del edificio. De la evaluación de los resultados obtenidos se concluye que, el utilizar los AMS en edificios de poca altura se ve una reducción de desplazamientos laterales que es favorable, por lo que se puede evidenciar en la reducción de derivas inelásticas en cada piso.

La recomendación de este estudio es que se realice la máxima minimización de AMS para no acarrear un peso adicional en las edificaciones existentes, y peor aún en aquellas edificaciones que son vulnerables es decir aquellas que tienen deficiencia en la etapa constructiva o aquellas que han sido fundadas sobre suelos colapsables.

(QUISPE ROJAS & ROJAS ARQUIÑIGO, 2020) realizaron en la ciudad de Lima-Jesús María la tesis sobre: “Mejoramiento de la respuesta dinámica en un edificio de 26 niveles incorporando amortiguadores de masa sintonizada en Jesús María”, para lograr el grado de ingeniero civil en la Universidad Ricardo Palma, la cual tuvo como objetivo general del estudio, mejorar el comportamiento estructural de una edificación de 26 pisos empleando el amortiguador de masa sintonizada.

La muestra del estudio fue la edificación de 26 pisos ubicada en Jesús M Baría –Lima, por lo que se diseñó solo un amortiguador de masa sintonizada. El instrumento empleado el software Etabs 2019 v19.1.0., en donde se diseñó la estructura planteada y se obtuvo los resultados, las cuales se analizaron para ver la mejora de la respuesta estructural. El método utilizado en el presente trabajo de investigación es de enfoque cuantitativo con alcance descriptivo comparativo puesto que se desarrollaron cálculos para el análisis de la respuesta dinámica del edificio, esta prueba fue dada con y sin AMS, por lo que se obtuvo resultados para verificar las hipótesis propuestas. Las conclusiones del estudio fueron la reducción de derivas las cuales oscilan en un rango de 2% a 6%, las fuerzas de torsión se redujeron significativamente hasta 4. %, los desplazamientos se redujeron hasta en un 3.08% y la fuerza cortante se redujo hasta en un 1.73%, también se dedujo que el costo del proceso de construcción y adecuación del sistema representa el 1% del total del presupuesto de la estructura de la edificación. La recomendación planteada por el estudio fue que, para realizar algún tipo de estudio referido a AMS la normativa peruana no se encuentra actualizada considerando las reglas para alcanzar los rangos excelentes de diseño y la localización adecuada en la estructura.

(AYHUASI & AÑAMURO, 2020) realizaron en la ciudad de Juliaca la tesis sobre: “Comparación de la respuesta estructural en un edificio de 20 niveles con amortiguadores de masa sintonizada de tipo convencional y pendular mediante modelos físicos a escala reducida”, para obtener el grado de ingeniero civil en la Universidad peruana unión. El objetivo principal de la investigación es conocer el adecuado comportamiento del sistema de control estructural, el planteado es de tipo pasivo, el cual involucra al amortiguador de masa sincronizada del tipo pendular y convencional que al adecuarse a una edificación modifican el comportamiento estructural de la edificación, cuyo fin es mejorar el desempeño de estructura ante actividades sísmicas que es una manera de disipar energía al acoplar un amortiguador de masa sintonizada. La muestra estaba constituida por una edificación de 20 pisos. El instrumento que se realizó en esta tesis fue una edificación a escala reducida de 20 pisos, en donde se encuentra acoplada los amortiguadores de masa sintonizada, las cuales están sujetas a un sismo

impartida por una mesa vibradora de 1 grado de libertad. La metodología que se aplicó en la tesis fue de tipo CUANTITATIVO.

Los resultados obtenidos en el acoplamiento del amortiguador de masa sintonizada fueron favorables, reduciendo los desplazamientos. El estudio arroja como conclusión que la incorporación del AMS reduce un 40.66% en los resultados de desplazamientos aplicado para el ultimo nivel. La recomendación que planteada es que para un diseño se debe usar el mismo modelo físico a escala, con el fin de realizar el análisis de los diferentes sistemas de control pasivo de estructuras.

(COTACALLAPA, 2017) realizo en la ciudad blanca de Arequipa la tesis sobre: “Análisis de un edificio asimétrico de 10 niveles de concreto armado con amortiguadores de masa sintonizada” para lograr el grado de ingeniero civil en la Universidad Nacional San Agustín de Arequipa , el objetivo del presente investigación fue el diseño estructural de una edificación de sistema porticado, con el uso de un amortiguador de masa sintonizada en la parte final de la estructura como es la azotea, con el único fin de reducir las respuestas sísmica-estructural y realizar un comparativo de costo y beneficio.

Los resultados que se obtuvieron en el estudio son: menciona que es recomendable la ubicación de los amortiguadores de masa sintonizada se ubiquen lo más próximo al centro de masa. Siendo la parte conclusiva donde menciona que con respecto la fuerza cortante en dirección al eje x, se redujo en un 35% y en la dirección y arrojó como resultado un 24%. En lo que respecta a los desplazamientos de piso con el empleo del amortiguador de masa sintonizada en la dirección x es de 36.9%, y en la dirección y es de 26.1%. esto debido a considerarse un amortiguador de masa sintonizada que elevo el periodo de la estructura, y por ende cortantes basales menores.

2.1.2. A NIVEL INTERNACIONAL

(GILDA, DIEGO, & ALBERT, 2018) realizaron un estudio para la facultad de ingeniería civil y ambiental universidad de Bio-Bio, el cual tiene por título: “Análisis de un amortiguador de masa sintonizado óptimo en estructuras asimétricas no lineales”. El objetivo del artículo es analizar a una estructura asimétrica de un piso con tres ejes expuesto a la aplicación de un AMS y su ubicación optima en la edificación, todo este comportamiento no lineal va ser

simulado con el principio de Bouc-Wen, utilizando el estocástico estacionario. Este principio consiste que la frecuencia del TMD se sintoniza con la frecuencia lineal del modo predominante, por lo cual propone dos nuevos criterios para reducir el daño sobre una estructura asimétrica no lineal, el primer criterio asociado a la energía histerética que tiene como objetivo disminuir alcanzando ese mismo resultado para todos los planos.

El criterio dos consiste en la reducción de la estructura asimétrica no lineal, considera la misma energía histerética, se reduce el coeficiente de desplazamiento y rotación de planta.

Se concluye que esta investigación que existe una insensibilidad del funcional amortiguamiento del TMD, por lo que se puede decir que este parámetro no afecta en la respuesta de la edificación.

(URREGO, 2018) realizó en la ciudad de Antioquia la tesis sobre: "Comparación del comportamiento estructural en edificaciones controladas sísmicamente con un amortiguador de masa sintonizada (Tuned Mass Damper)" tuvo como objetivo disminuir los daños estructurales en una edificación de 10 niveles con tres niveles de ductilidad diferente mediante el uso de AMS, el estudio del comportamiento se hizo por medio de variables (índice de daño, desplazamiento y aceleración de piso). La metodología consistió en hacer un análisis dinámico tiempo-historia de un hospital de 10 niveles de forma convencional en el SAP200, para lo cual se varió la ductilidad ($R=3,5,7$) a partir de lo cual se evaluó el desempeño estructural mediante un análisis estático no lineal, los resultados del análisis convencional fueron comparados con el mismo modelo al que se le añadió un AMS. Los resultados a las que se llegó fue que el uso de AMS reducen los índices de daños, 40% para un $R=3$, 26% para un $R=5$ y 17% para un $R=7$. Las conclusiones a las que se llegó fueron de que el uso de AMS es una técnica de control de respuesta muy efectiva pues los índices de daño y los desplazamientos se redujeron de forma eficiente, pero en contrapartida el comportamiento estructural de una estructura sometida a fuerzas sísmicas es dependiente de la frecuencia de vibración de la misma, siendo esto una desventaja pues la vibración de los sismos tiene un rango amplio de frecuencias.

(LOPEZ, 2017) realizó en la ciudad de Santiago de Chile la tesis sobre: "estudio e identificación del comportamiento y eficiencia de un amortiguador de masa

sintonizada, de rigidez cubica para su utilización en estructuras con incertidumbre en su periodo” para obtener el grado de ingeniero civil en la Universidad de Chile , el objetivo del presente trabajo fue analizar e identificar el comportamiento dinámico y la eficiencia que tiene al momento de ser sometido a movimientos sísmicos , estos tienen la función de ser dispositivos de control de vibraciones. Los resultados obtenidos han demostrado que los AMS son una posible vía para aumentar el nivel de respuesta vibratoria y reducir la dependencia de la sintonización entre la estructura y el dispositivo.

Este estudio concluye que la respuesta de un AMS no lineal de rigidez cubica la cual su propiedad corresponde al tipo pendular agregando no linealidad, en toda la fase del estudio, el dispositivo ha sido sometido ante diferentes condiciones en las cuales para una excitación de tipo armónica se optimizo el AMS, en tanto que para excitaciones no armónicas solo se estudió la respuesta que generaba al AMS en la excitación armónica. De esta manera es como se identificó los rangos operativos del dispositivo y además las fuentes que modifican la respuesta óptima.

(DUQUE, GARCIA, & JOSE, 2016) realizaron un estudio el cual tiene como título: “Eficiencia de amortiguadores de masa sintonizada en estructuras con comportamiento elasto-plástico sometidas a cargas sísmicas”. Con este análisis de la eficiencia de amortiguadores de masa sintonizada no lineal equivalente (AMS-NLE) en estructuras elasto-plásticas sometidas a cargas sísmicas. La excitación sísmica se representa a través de un proceso aleatorio estacionario de ruido blanco filtrado (filtro de Kanai-Tajimi) y el comportamiento elasto-plástico de la estructura principal se representa mediante el modelo de Bouc-Wen.

La rigidez y amortiguamiento óptimo de cada AMS-L se calcula usando como criterio la reducción de la desviación estándar del desplazamiento de la estructura principal ante la acción sísmica. Los comportamientos que despliegan los AMS-L optimizados se conjugan en el comportamiento óptimo que se desea que exhiba un AMS-NLE. Los resultados muestran que el AMS-NLE reduce los desplazamientos de la estructura ante eventualidades sísmicas, aun cuando la estructura incurriere en un régimen plástico. Si bien las reducciones logradas

no resultan significativas, éstas no son despreciables y pueden ser importantes retardando el colapso de la estructura.

(CABADA, 2016) realizó en la ciudad de México la tesis sobre: “Uso de amortiguador de masa sintonizada para el control de la respuesta de modos superiores en edificios altos” para lograr el grado de maestro en ingeniería en la Universidad nacional autónoma de México, el objetivo del presente trabajo es estudiar la posibilidad de utilizar este tipo de sistemas (de tipo pasivo), con el fin de controlar la respuesta excesiva de los pisos superiores de edificios altos, ubicados en las zonas de terrenos capaces de generar excitaciones cuasi-armónicas en la Ciudad de México, durante la ocurrencia de un movimiento del terreno. Para tal fin, se analizó la respuesta de 23 modelos simplificados de múltiples grados de libertad. Se consideraron dos casos principales. Mientras que el primero, que no contempló el uso de un sintonizador, se tomó como referencia; el segundo consideró varios modelos que contaban con un sintonizador de masa resonante con diferentes propiedades en términos del nivel de sintonía, y de masa y amortiguamiento fue analizar e identificar el comportamiento dinámico y la eficiencia que tiene al momento de ser sometido a movimientos sísmicos, estos tienen la función de ser dispositivos de control de vibraciones. Los resultados obtenidos han demostrado que los AMS son una posible vía para aumentar el nivel de respuesta vibratoria y reducir la dependencia de la sintonización entre la estructura y el dispositivo.

Los resultados obtenidos indican que los modelos que cuentan con un sintonizador de masa presentan reducciones importantes en su respuesta dinámica, con relación a aquellos que carecen de dicho dispositivo; y que la relación de sintonía entre el periodo del sintonizador y el periodo fundamental de la estructura tiende a ser la misma independientemente de las particularidades del sistema estructural.

La masa y nivel de amortiguamiento del sintonizador no impactan de manera notoria la demanda de desplazamiento del sistema principal, pero son de enorme relevancia para controlar la respuesta del sintonizador. En este sentido, se considera conveniente usar porcentajes de amortiguamiento crítico de 20% o mayores, así como una masa de por lo menos 5% de la masa total de la estructura.

Se recomienda continuar la investigación tomando en consideración el estudio de no linealidad y determinar el cambio en la respuesta del sintonizador con el cambio de las propiedades del sistema principal.

2.2. MARCO CONCEPTUAL

2.2.1. ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS

El estudio del comportamiento de las edificaciones sometidas a eventos de sismos requiere un diagnóstico del comportamiento dinámico. Por ello el análisis dinámico tiene como objetivo: “Predecir el comportamiento de esta para establecer el grado de seguridad frente al colapso” (Reboredo, 1996, pág. 7).

Las edificaciones, al estar sometido a las cargas o desplazamientos del suelo, actúan dinámicamente, se generan acciones opuestas a las cargas o desplazamiento sometidos. Si éstas fuerzas son sometidas lentamente, entonces estas fuerzas resultan ser pequeñas lo cual justifica un análisis estático. Por otro lado, las edificaciones tienen infinitos grados de libertad. La masa de la edificación es concentrada en los centros de masa de cada nivel. Por otra parte, si se realiza el cálculo teniendo en cuenta un material lineal elástico entonces las rigideces de la edificación se acercan con bastante confiabilidad. Las cargas dinámicas en la base (cimentación) son complicadas de calcular, más aún cuando se tiene combinaciones de cargas de sismo (Salinas, 2012, pág. 17).

2.2.1.1. ANÁLISIS ESTÁTICO

Conocido también como método de fuerzas equivalentes, este método representa las fuerzas sísmicas como estáticas que se ejecutan en el C.M. de cada uno de los pisos de la estructura (Ministerio de Vivienda, 2018).

Las fuerzas dependen principalmente del periodo fundamental de la edificación. Conocidas estas fuerzas sísmicas, se resuelve la respuesta estructural de esta. La estructura es un sistema muy complejo constituido por columnas, vigas, losa de techo, muros y otros elementos, por lo cual viene a ser un sistema hiperestático y puede resolver por el método de la rigidez.

El Perú empezó a utilizar el método estático, con el Reglamento Nacional de Construcciones la cual fue publicada en el año 1970 (Blanco, 2010).

Actualmente, el método de análisis sísmico estático consiste en calcular la fuerza de corte basal, para luego ser distribuida en los centros de masa de cada nivel de la estructura (Ministerio de Vivienda, 2018).

2.2.1.2. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

Este método consiste en calcular los valores máximos esperados para cada modo de vibración. En consideración del método sísmico estático, este considera diferentes modos de vibración excluyendo el del modo fundamental. El reglamento indica que se deberán incluir varios modos para la vibración, y la cual la suma de masas sea mayor al 90% en cada dirección. En este método se debe utilizar un mínimo tres modos de vibración sísmica (Ministerio de Vivienda, 2018).

Para este método se emplea el espectro de respuesta de pseudoaceleraciones, de donde se conocerá la aceleración máxima para cada modo de vibrar. Teniendo las pseudoaceleraciones de los modos se determinará las fuerzas sísmicas, y por lo tanto se puede resolver la estructura planteando y poder conocer sus respuestas modales (Ministerio de Vivienda, 2018).

La respuesta se consideramos como la combinación lineal de los desplazamientos para de n grados de libertad (Hernández & López, 2002).

Para determinar la respuesta se debe combinar los resultados obtenidos con los diferentes modos de vibración usando los diferentes criterios de combinación modal. En La norma peruana se permiten usar las reglas de combinación modal en CQC; además, también se permite el empleo como combinación modal a la suma del 75% de la regla de la SRSS y el 25% de la suma de los valores (Ministerio de Vivienda, 2018).

2.2.2. RESPUESTA SÍSMICA

La respuesta sísmica es la información que se quiere conocer y para conocer dicha información se necesita conocer los conceptos que generan el movimiento del terreno, debido a que es la energía predominante y la que más perjudica a la edificación, por lo tanto, es necesario además tener conocimiento del comportamiento de la edificación. El modelamiento estructura permite conocer y determinar las consecuencias que se generan en la edificación, producto del movimiento del terreno. La cantidad necesaria de información a conocer es recíproco a el grado de evaluación y resultado que se desea obtener, para analizar la respuesta estructural de la edificación (BARBAT H. & CANET Miquel, 1994).

2.2.3. DINÁMICA DE ESTRUCTURAS

Entre las más importantes acciones dinámicas que actúan sobre una estructura se pueden considerar las siguientes:

Movimientos Sísmicos

El movimiento de la corteza terrestre constituye una de las acciones dinámicas más severas entre las que actúan sobre una estructura, estos movimientos súbitos son generados en la corteza a lo largo de las fracturas presentes en las fallas geológicas y en las zonas de subducción de las placas tectónicas. El lugar donde se produce el deslizamiento es llamado hipocentro se libera una energía la cual proviene de la deformación acumulada por tiempos por causa de la oposición del movimiento de los dos sectores de la corteza terrestre. Se sabe que acción sísmica carece de una ley matemática, por lo que se puede considerar como la realización de un proceso aleatorio (Hurtado Gómez, 2000)

Vientos

La presencia de vientos fuertes causa presiones dinámicas en la cara de fachada de estructuras, dicha presión varía en función a la velocidad con la que el viento se mueve. En general la magnitud de la presión crece por la velocidad media que tiene el viento la misma que crece con la altura debido a que a medida se tiene más altura los obstáculos tanto naturales (arboles, lomas, etcétera.) y urbanos (edificios, pasos a desnivel, torres de comunicaciones, etcétera.) se van perdiendo grade muros estructuralmente. Alcanzado cierta altura esta velocidad media es independiente de la altura sobre la tierra. Al igual que los movimientos sísmicos se puede considerar como un proceso aleatorio (Hurtado Gómez, 2000).

Oleaje

Esta acción dinámica sobre la estructura debe ser tomada en cuenta cuando la misma este sometida a empujes del agua de los mares y ríos. La fuerza ejercida por el oleaje está en función de la altura de las olas, la misma que varía en función al tiempo (Hurtado Gómez, 2000).

2.2.4. CARACTERÍSTICAS DE LA DINÁMICA DE ESTRUCTURAS

Las principales características dinámicas de una estructura son los periodos de vibración y el amortiguamiento.

2.2.4.1. EL PERIODO DE VIBRACIÓN

La estimación del periodo natural de vibración de una estructura es un procedimiento esencial en el diseño sísmico. A partir de esta propiedad puede obtenerse una buena apreciación de las demandas globales sobre una estructura sometida a una determinada acción sísmica. Esta propiedad depende de la masa y la rigidez de la estructura, y es afectada por muchos factores tales como la regularidad de la estructura, número de pisos, cantidad de claros, dimensiones de las secciones sismorresistentes, nivel de carga axial, cuantías de refuerzo y del nivel de agrietamiento del concreto.

Para calcular los periodos de vibración de edificaciones compuestas a base de muros de concreto se utilizan comúnmente ecuaciones simplificadas (Chopra & Goel, 2000) o en el mejor de los casos se construyen modelos numéricos en los cuales se consideran ciertas hipótesis en algunos aspectos estructurales. Sin embargo, existe gran incertidumbre en el comportamiento real ante excitaciones dinámicas, entre los que se destacan los efectos de interacción suelo estructura, los efectos de torsión, la flexibilidad del diafragma de piso, la efectividad de las juntas constructivas y la participación de elementos no estructurales. El considerar en forma errónea la participación de estos aspectos estructurales puede conducir a estimaciones poco confiables de los periodos de vibración y amortiguamientos naturales de las edificaciones, parámetros importantes que gobiernan la respuesta dinámica de las estructuras.

Las principales cargas que afectan a una edificación ocurren en un movimiento sísmico, siendo la prueba más crítica para sus estructuras. Durante un corto lapso de tiempo (periodo) el suelo vibra por efecto de la energía que se libera súbitamente, los cuales se transmiten de estrato en estratos pertenecientes al suelo. La transmisión de la vibración del suelo a las edificaciones se hace a través de la cimentación.

Como respuesta a este movimiento las edificaciones pasan violentamente de un estado de reposo en que solo soportan principalmente cargas gravitacionales verticales a resistir un movimiento vibratorio, los cuales generan cargas dinámicas actuando en todas las direcciones, siendo las componentes horizontales las más críticas para una edificación, pues en esa dirección las construcciones empotradas en el suelo mediante la cimentación actúan como elementos en voladizo.

2.2.4.2. EL AMORTIGUAMIENTO

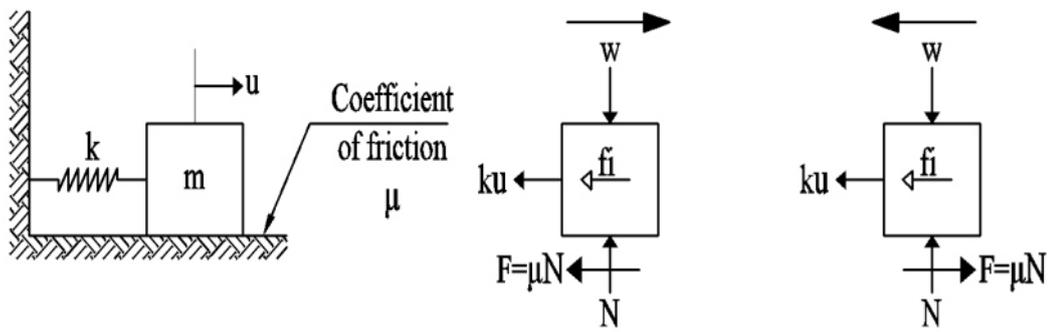
Se sabe que todas las estructuras presentan algún grado de amortiguamiento, pues de lo contrario oscilarían de forma indefinida con la misma amplitud. De aquí cuando una estructura está sometida a cargas dinámicas esta responde frente a estas cargas deformándose y sufriendo desplazamientos; por medio de fuerzas internas (fricción, térmicos, etcétera.) la estructura llega al reposo, por lo que este cambio de un estado dinámico a un estado estático se debe al amortiguamiento inherente a cada estructura en particular definiéndose al amortiguamiento como facultad de una estructura para disipar la energía transmitida por una acción externa mediante fuerzas de fricción, térmicas, etcétera (Chopra A. , 1995). Existen varios fenómenos físicos de amortiguamiento que sucede en una estructura, de ahí que se pueden distinguir varios tipos de amortiguamiento: el amortiguamiento de Coulomb, el amortiguamiento viscoso y el amortiguamiento histeréticos.

El amortiguamiento de Coulomb

Este tipo de amortiguamiento es estrictamente de fricción entre las superficies de contacto, direccionado en el mismo sentido del desplazamiento y con signo inverso al de la velocidad.

Este tipo de amortiguamiento se muestra en los puntos de apoyo y/o conexiones de apoyo mediante la fricción intrínseca de las mismas. La magnitud del amortiguamiento es constante e independiente de la velocidad y del desplazamiento. Cuando el desplazamiento es relativamente pequeño usualmente es considerado como amortiguamiento viscoso interno, y cuando el desplazamiento es significativo usualmente se puede considerar como amortiguamiento histeréticos. Este comportamiento se puede considerar en muros confinados donde el nivel de fricción es importante cuando estos se agrietan los cuales proporcionan una resistencia sísmica muy efectiva (Magna V., 2014).

Figura 2 Fuerzas Participantes en el Amortiguamiento de Coulomb.



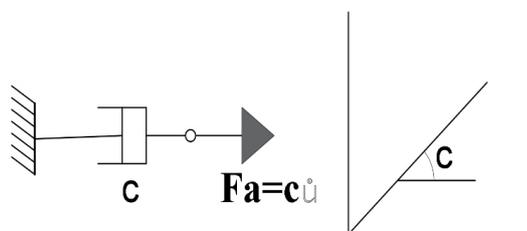
Fuente: Chopra, 1995, p. 53.

El amortiguamiento viscoso

Este tipo de amortiguamiento se caracteriza por que la fuerza es proporcional a la velocidad.

Este tipo de amortiguador está presente en los dispositivos de amortiguación conocidos disipadores metálicos, el mecanismo de funcionamiento está constituido por un líquido viscoso que transitan a través de orificios pequeños y angostos todo esto dentro de un cuerpo de confinamiento. El principio es perder la energía cinética del mecanismo esto debido a la viscosidad del líquido y por la circulación del líquido a través de los orificios en sentido contrario al movimiento del mecanismo. La disminución de energía está vinculada directamente a la velocidad del movimiento. Este tipo de amortiguamiento se puede observar durante el movimiento de una estructura apoyada sobre un suelo semi-infinito, aquí se puede considerar un amortiguamiento viscoso para movimientos de baja frecuencia del suelo. Se puede considerar que el efecto de disipación de energía es por radiación (Paredes Estacio, 2010).

Figura 3 Esquema del Amortiguamiento Viscoso.

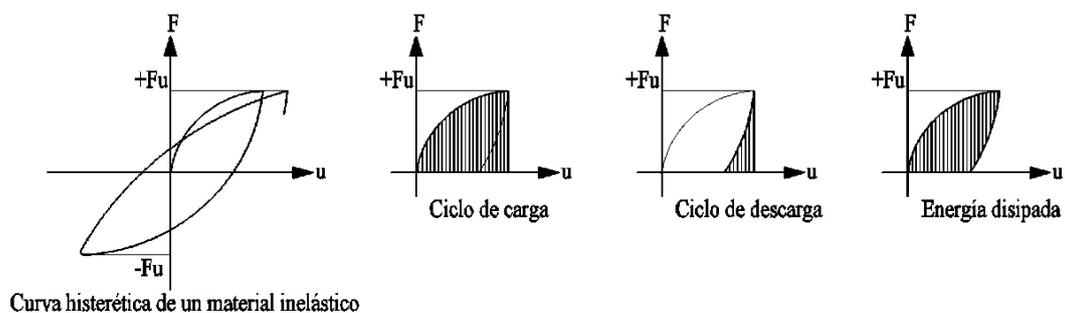


Fuente: Elaboración propia

El amortiguamiento histerético

Este tipo de amortiguamiento se da cuando la fuerza de amortiguamiento es proporcional al desplazamiento y de carácter inverso al de la velocidad. El amortiguamiento histerético se obtiene cuando a un elemento estructural se somete a inversiones en el sentido de la carga aplicada y cuando el material del elemento entra a trabajar en el rango inelástico o no lineal. Si se aplica una fuerza de forma sinusoidal que varía en el tiempo y con comportamiento elastoplástico o bien representa fenómenos de deslizamiento con fricción, el resultado obtenido son curvas de fuerza versus desplazamiento que son poco dependientes de la duración de un ciclo. En un ciclo de duración, la fuerza exterior aplicada realiza un trabajo positivo el cual representa a la energía disipada por la estructura, este hecho se debe al amortiguamiento por efecto de la histéresis. En cada ciclo se visualiza un coeficiente de pérdida “ n ” el cual aumenta generalmente con la amplitud del ciclo. En este tipo de amortiguamiento, se observa que la curva de carga tiene una trayectoria diferente a una curva de descarga lo que conduce a pensar que no toda la energía de deformación acumulada en el elemento se convierte en energía cinética en el ciclo de descarga. Este tipo de amortiguamiento está estrechamente relacionado y es propio del tipo de material, como el concreto, acero, madera u otro (Paredes Estacio, 2010).

Figura 4 Esquema del Amortiguamiento Histerético.



Fuente: Elaboración propia.

2.2.5. SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

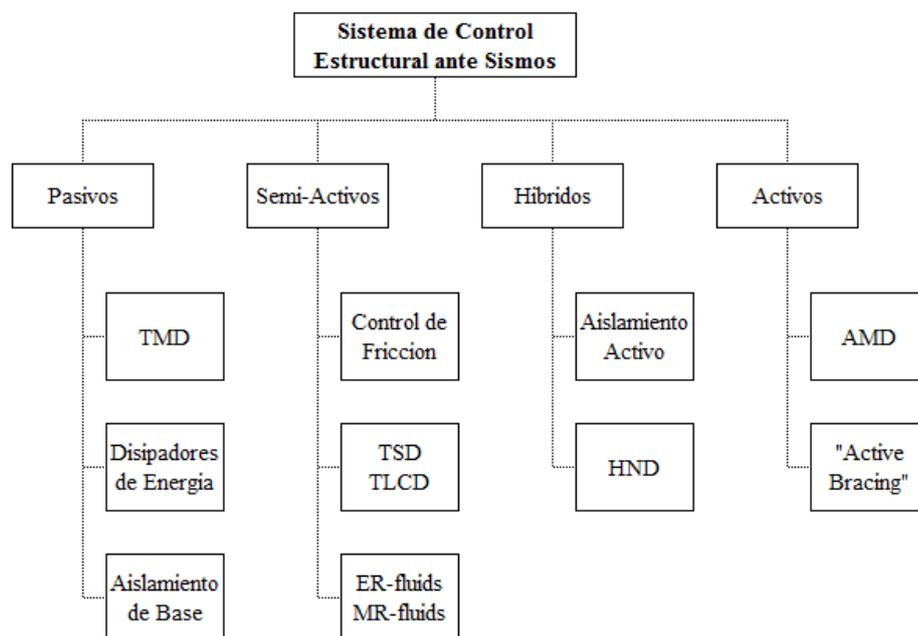
El control estructural frente a eventos sísmicos es indispensable como la implementación de una mejora al diseño sísmico tradicional. Los sistemas de protección para estructuras sismorresistentes su finalidad es el control de las derivas de piso en la estructura empleando los indicadores mencionados: “La alteración de las características físicas de la estructura hace que disminuya su

“input” de energía o evitar el comportamiento resonante, la liberación de energía inducida al sistema por intermedio de los dispositivos mecánicos, los indicadores con dispositivos de control que emplean fuerzas para contrarrestar la acción de sismo” (Cahis, 2000).

Con respecto al control de los elementos estructurales ante un evento sísmico, (Villareal & Oviedo, 2009) indican lo siguiente:

El adecuado control de la edificación frente a las cargas sísmicas son una mejora complementaria para el diseño sismorresistente tradicional. Estos sistemas de protección sísmica son los sistemas control pasivos, controles híbridos, controles semiactivos y los de control activos. El objetivo de los sistemas de control es reducir y minimizar el desplazamiento en la edificación empleando algún recurso: transformar las propiedades de la estructura, liberar de energía del sistema con dispositivos las cuales produzcan fuerzas opuestas a la acción del sismo, para un mayor control estructural (pág. 23).

Figura 5 Clasificación del sistema de control estructural.



Fuente: Oviedo y Duque, 2006.

El sistema con control pasivo se orienta principalmente a responder de forma inercial ante acción sísmica y, a en comparación con los otros sistemas de control no necesitan dar energía externa para su adecuada ejecución. Los demás

sistemas de control como el activo, híbrido y semiactivo están formados por controladores de fuerza y con dispositivos de sensores instalados estratégicamente en la edificación (Villareal & Oviedo, 2009).

Para clasificar a los sistemas de control sísmico los países de Japón y de los Estados Unidos utilizan diferentes nomenclaturas.

Japón los clasifica en 4 categorías que son: sistemas con aisladores en la base, sistema de absorción y liberación de energía, sistemas con efecto de masa y sistemas con control activo.

Estados Unidos lo clasifica en 3 categorías las cuales son: sistemas con aislador en la base, sistemas que disipan energía de manera pasiva y sistemas con control activo. Estados Unidos considera el “sistema de efecto de masa” dentro de la clasificación “sistema de disipación pasiva de energía”, radicando aquí las diferencias (Dargush & Soong, 1997).

Ante las diferencias existentes la (ISO 3010, 2017) presenta una clasificación: control activo e híbrido, control pasivo y control semiactivo con la cual pretende ser clasificación internacional como se ve en la Tabla No 1.

Tabla 1 Clasificación de las Técnicas de Control de Respuesta Sísmica

Sistema de Control	Tipo	Tipo	Dispositivo	
Control Pasivo	Aislamiento Sísmico	Mecanismos deslizantes o de rodillos	Apoyo de rodillos	
			Apoyo de placa deslizante, tipo péndulo, basculante	
			Capa deslizante	
			Otros	
		Elemento Flexible	Elastometro de multicapas	
			Dispositivo flexible	
	Otros			
	Disipación de energía	De tipo histerético	Acero	
			Plomo	
			Otros	
		De tipo friccionante		
		De tipo fluido	Hidráulico	
			Viscoso	
	Otros			
	De tipo viscoelástico			
Efecto de masa adicional	De masa y resorte			
	De tipo pendular			
	Vibración de Líquido			
	Otros			
Otro				
Control Semi-Activo	Control de amortiguamiento	Sistema de amortiguamiento variable	De tipo hidráulico	
			Otro	
	Control de rigidez	Sistemas de rigidez variable	Riostra	
			Otro	
Otro				
Control Activo e Híbrido	Efecto de masa	Amortiguamiento activo de masa		
		Amortiguamiento híbrido de masa		
	Control de fuerza	Tendón activo		
		Otro		
Otro				

Fuente: Higashino & Okamoto, 2006.

2.2.5.1. SISTEMAS DE CONTROL ACTIVO

El control activo es aquella que necesita una fuente externa para proveer a los actuadores cuando se aplican las fuerzas a la edificación. Estas fuerzas se emplean tanto para alimentar como también para la disipación de fuerzas en la edificación. Para el sistema con control activo, las señales que reciben los actuadores son producto de las respuestas de la estructura (por lo general movimientos), medidas físicamente con dispositivos sensoricos (Gomez, Marulanda, & Thomson, 2008).

Así mismo, (Villareal & Oviedo, 2009), nos indican:

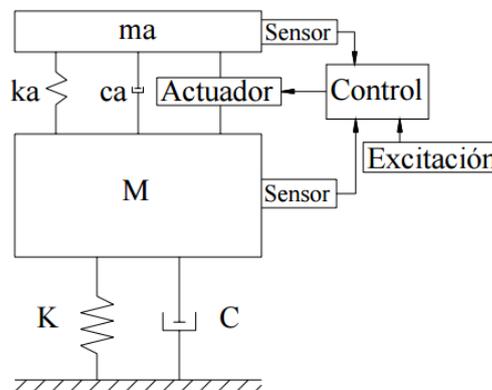
Un sistema de control puede formarse:

- a) Sensores situados en la propia estructura empleados para medir variables correspondientes a la excitación externa, o variables de la respuesta estructural, o de ambos tipos.
- b) Sistemas controladores que, basándose en las medidas de los sensores y a través de un algoritmo de control, calculan la fuerza a aplicar por los actuadores para contrarrestar los efectos sísmicos.
- c) Actuadores, habitualmente alimentados por fuentes de energía externas, para ejercer las fuerzas. (pág. 24)

Según (Aguilar & Valdivia, 2015), el sistema activo se divide en tres componentes:

- a) Un sistema de monitoreo que es capaz de percibir el estado de la estructura y almacenar la información usando un sistema de adquisición de datos electrónico.
- b) Un sistema de control que decide las fuerzas de reacción a ser aplicadas en la estructura basada en los datos de salida del sistema de monitoreo.
- c) Un sistema de accionamiento que aplica la fuerza física a la estructura. Para lograr todo esto, un sistema de control activo necesita una fuente continua de energía externa. La pérdida de esta que puede suscitarse durante un evento catastrófico puede conllevar a que el sistema sea ineficiente. (pág. 20)

Figura 6 Componentes del sistema de control activo.



Fuente: Aguilar & Valdivia, 2015, p. 20

Este sistema de control activo es aquel que se utiliza una fuente de energía externa para el manejo del sistema, los actuadores de control que aplican fuerzas a la estructura funcionan de forma prescrita. Estas fuerzas se pueden utilizar para agregar o disipar energía de la estructura. En un sistema de control de retroalimentación activo, las señales enviadas a los actuadores de control son una función de la respuesta del sistema medida mediante sensores físicos (ópticos, mecánicos, eléctricos, químicos, etcétera) (Mishra, 2011).

2.2.5.2. SISTEMAS DE CONTROL SEMIACTIVO

El sistema de control semiactivo es muy parecido al funcionamiento del sistema activo, siendo la diferencia es que este sistema de control estructural se obtiene con dispositivos de comportamiento reactivo, donde sus características mecánicas se pueden graduar, y por ello nos permite alterar y controlar las propiedades estructurales de la edificación y sus costos de energía muy bajos (Villareal & Oviedo, 2009).

Los sistemas de control semiactivos es bien parecido al sistema de control activos, solo que los semiactivos necesitan menos energía externa, para controlar las vibraciones de la estructura mediante las cualidades propias de edificación y no ejercen fuerzas al sistema estructural. La dependencia de utilizar fuentes externas como energía para su desempeño ha condicionado la utilización de estos sistemas de control semi activos (Aguilar & Valdivia, 2015).

Estos sistemas semiactivos son una clase de control activo para los cuales los requisitos de energía externa para su funcionamiento son menores que los sistemas de control activo típicos. Típicamente, los dispositivos de control semiactivos no agregan energía mecánica al sistema estructural (incluida la estructura y los actuadores de control), por lo tanto, se garantiza la estabilidad de la entrada delimitada de la salida delimitada. Los dispositivos de control semiactivos a menudo se consideran dispositivos pasivos controlables (Mishra, 2011).

2.2.5.3. SISTEMA DE CONTROL HÍBRIDO

(Gomez, Marulanda, & Thomson, 2008), mencionan lo siguiente:

Los sistemas de control híbrido son sistemas que emplean una combinación de sistemas pasivos y activos. Por ejemplo, una estructura acondicionada con amortiguadores visco-elásticos y un amortiguador

activo de masa en la parte superior del edificio; o una estructura aislada en la base con actuadores controlados activamente para mejorar su comportamiento. (pág. 81).

(Villareal & Oviedo, 2009), concuerdan con lo indicado previamente y mencionan que el control se consigue a partir del desempeño del dispositivo pasivo, y al mejorar el sistema con los controladores activos se generan los sistemas híbridos, tales como en caso falle los controladores activos el sistema pasivo sigue desempeñando su función de control de la estructura.

El término "control híbrido" implica el uso combinado de sistemas de control activo y pasivo.

Por ejemplo, una estructura equipada con amortiguación visco elástica distribuida complementada con un amortiguador de masa activo cerca de la parte superior de la estructura, o una estructura de base aislada con actuadores controlados activamente para mejorar el rendimiento (Mishra, 2011).

2.2.5.4. SISTEMAS DE CONTROL PASIVO

Estos sistemas tienen una conducta reactivo lineal, donde respuesta estructural no se controla y por ello dependen del estado y las condiciones que tienen, por ello no requieren de ningún procesador que encause la información y dirija hacia disipadores el porcentaje de amortiguamiento a actuar, como lo hace el sistema de control activos e híbridos. Estos sistemas de control se ejecutan modificando las propiedades de la edificación, generando la reducción de la respuesta estructural.

La ventaja de los sistemas pasivos es que actúan automáticamente con relación a la energía sísmica de origen, la organización dada y ubicación propuesta, indican que el sistema de control pasivo es económica favorable (Chavez, 2017).

En el sistema de control pasivo, el controlador va acoplados a la edificación y estas absorben y reducen las fuerzas dinámicas disipándolas, tienen la posibilidad para deformarse en el estado no lineal, por lo cual esta fuerza resultante que asume el sistema estructural es la más mínima.

Estos sistemas no necesitan fuentes externas para su funcionalidad. Además, los controladores pasivos producen fuerzas opuestas a la producida por el sismo.

Los aisladores sísmicos se encuentran dentro de los sistemas de control, los amortiguadores viscoelásticos, los disipadores hysteréticos y los amortiguamientos de fricción.

Así mismo se afirma:

“Los dispositivos pasivos son elementos de carácter reactivo, cuya respuesta no es controlable y depende únicamente de las condiciones de trabajo en que se encuentran. Estos intervienen alterando las propiedades dinámicas del edificio y provocando una reducción de su respuesta” (Villareal & Oviedo).

Los sistemas con controlador pasivos liberan bastante energía sísmica sin necesidad de incorporar una energía externa. Sus propiedades permanecen durante el evento sísmico de la edificación y son inalterables. Se determinó que el sistema con control pasivo se desempeña adecuadamente, son rentables y efectivos. Son muy usados actualmente en diferentes estructuras de la ingeniería civil. Estas categorías de control y disipación de energía pasiva se muestran en la tabla 1 (Aguilar & Valdivia, 2015).

Un sistema de control pasivo al contrario del activo, no necesita alimentación externa para el funcionamiento del sistema. Estos dispositivos de control pasivo imparten fuerzas que se desarrollan en respuesta al movimiento de la estructura. La energía total (estructura más dispositivo pasivo) no puede aumentar, por lo tanto, este tipo de sistema de control, es más estable (Mishra, 2011).

2.2.6. TIPOS DE DISPOSITIVOS DE CONTROL PASIVO

2.2.6.1. AMORTIGUADORES METÁLICOS

Estos dispositivos trabajan mediante la deformación inelástica de los metales, plomo u otras aleaciones con el fin de alcanzar comportamientos hysteréticos predecibles: Un caso en particular son los dispositivos ADAS del acrónimo en inglés Added Damping And Stiffness, este mecanismo utiliza una variedad de placas de acero que fluyen por flexión cuando es accionado el mecanismo (Soong & Dargush, 1997).

2.2.6.2. AMORTIGUADORES DE FRICCIÓN

Los dispositivos de fricción constan de superficies metálicas entre las cuales se da la fricción disipando la energía de deformación, estos dispositivos se arriostran o vinculan a la estructura principal. En algunos casos se incorporan

materiales viscoelásticos dando origen a los amortiguadores viscoelásticos de fricción, en este tipo de dispositivos es muy importante controlar la compresión axial (Daniel Bassoti, 2006).

2.2.6.3. AMORTIGUADORES VISCO ELÁSTICOS

Los dispositivos metálicos y de fricción descritos anteriormente están destinados principalmente a la aplicación sísmica. Pero, los amortiguadores viscoelásticos encuentran aplicación tanto en movimientos producido por viento como también movimientos sísmicos.

Estos amortiguadores están compuestos de copolímeros típicos (macromoléculas compuestas por dos o más monómeros o unidades repetitivas distintas, que se pueden unir mediante enlaces y de diferentes formas) o sustancias vítreas (sustancias en estado vítreo con aspecto sólido que presentan cierta dureza y rigidez de deformación ante esfuerzos exteriores de forma elástica (Espinoza Mendez, 2011).

2.2.6.4. AMORTIGUADOR DE FLUIDO VISCOSO

Los amortiguadores de fluidos viscosos recientemente se han adaptado para aplicaciones estructurales. Un amortiguador de fluido viscoso generalmente consiste en un pistón en la carcasa del amortiguador lleno de un compuesto de silicona o aceite (Constantinou & Symans, 1992).

La naturaleza viscosa del dispositivo se obtiene mediante el uso de orificios especialmente configurados, la misma que genera fuerzas de amortiguación que están fuera de fase con el desplazamiento. Las características más destacadas es la respuesta viscosa lineal lograda en un amplio rango de frecuencia, independiente a la temperatura y compacidad en comparación con la carrera y la fuerza de salida.

2.2.6.5. AMORTIGUADOR DE LÍQUIDO SINTONIZADO

El desarrollo de las Amortiguadores de Líquido Sintonizado (ALS) se dio principalmente en Japón con el objetivo de controlar las vibraciones producidas por el viento, la aplicación estructural de estos tipos de amortiguadores se da principalmente en torres de control de los aeropuertos y edificios altos considerados esbeltos.

Dentro de los ALS se pueden considerar dos clases, por un lado, están los Amortiguadores de Líquido Sintonizado de Columna (ALSC), en el que el

funcionamiento se basa en el movimiento de la columna de líquido en un tubo en forma de U para contrarrestar los resultados de las fuerzas externas que actúan sobre la edificación y por otra parte están los Amortiguadores de Líquido Sintonizado de Oleaje (ALSO) el cual consiste en tanques de agua que pueden ser existentes o nuevos al cual se hacen particiones internas ranuradas en sentido transversal para obtener de esta forma múltiples amortiguadores, haciéndolo de esta manera la más práctica para su puesta en funcionamiento.

Para la implementación de un ALS tipo oleaje se puede utilizar un tanque elevado de agua parcialmente lleno al cual se le implementa algunas particiones y ranuras para su correcto funcionamiento luego del cual se puede utilizarse como un amortiguador de vibraciones para reducir el movimiento dinámico de una estructura.

Figura 7 ALS de Oleaje.



Fuente: Espinoza Méndez, 2011, p. 25.

El amortiguador de líquido sintonizado de oleaje (ALSO) y el amortiguador de columna de líquido sintonizado de columna (ALSC) imparten amortiguación indirecta al sistema y, por lo tanto, mejoran el rendimiento estructural (Kareem, The next generation of tuned liquid dampers, 1994). El modo de funcionamiento de las dos clases de ALS consiste en absorber energía dinámica estructural mediante acciones viscosas del fluido y la ruptura de las olas.

Considerando una pequeña adición de masa al edificio o tal vez ninguna, estos sistemas pueden reducir la respuesta de aceleración a la mitad o hasta una tercera parte de la respuesta inicial, dependiendo de la cantidad de la masa líquida empleada (Tamura, 1997).

Figura 8 ALS de Columna.

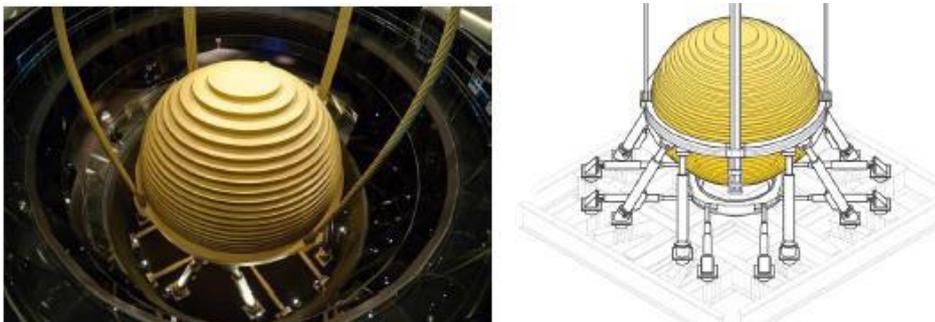


Fuente: Espinoza Méndez, 2011, p. 25.

2.2.6.6. AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA

El amortiguador de masa sintonizada más conocido sea el que posee el edificio Taipei 101, que hoy en día constituye una atracción turística por la imponente masa suspendida y la facilidad para visualizarse desde el interior del edificio. El dispositivo tiene forma esférica con un diámetro de 5.5 m, la cual está formada por 41 placas de acero con diámetros variables cada una con un espesor de 0.125 cm, que fueron soldadas entre sí. El peso de la esfera es de 660 tonf y se encuentra suspendida a partir del piso 92 por medio de cables asegurados a un cinturón de acero (Rozas Torres, 2009). La figura 9 muestra la configuración del sistema estructural que soporta al dispositivo.

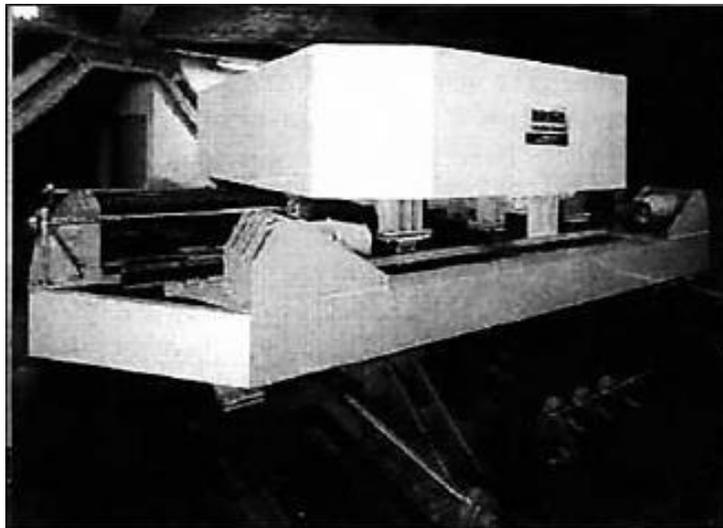
Figura 9 AMS del Edificio Taipei 10.



Fuente: <http://www.taipei-101.com.tw/en/observatory-damper.aspx>.

El inicio de este concepto de AMS es atribuible a a Frahm en 1909 (U.S. Patent Patente nº N°. 989, 958, 1911) poniendo en práctica por primera vez, para reducir el movimiento de bamboleo de los barcos, así como las vibraciones del casco del barco. Den Hartog en 1956, en el libro sobre vibraciones mecánicas presentó un estudio sobre la primera base teórica para los AMS, en la cual hace una discusión detallada de los parámetros óptimos de ajuste y amortiguación. La teoría inicial era aplicable para sistemas de un solo grado de libertad (SDOF) no amortiguado sometido a una excitación de fuerza del tipo sinusoidal. En años posteriores la extensión de la teoría a los sistemas SDOF amortiguados ha sido investigada por numerosos investigadores.

Figura 10 AMS del Edificio Chiva-Port Tower.



Fuente: Montanaro, 2002.

Los múltiples trabajos de investigación que se han desarrollado sobre el uso de los TMD enfocados a la respuesta sísmica frente a movimientos sísmicos, han llegado a la conclusión de que el uso apropiado de estos dispositivos complementarios reduce de manera significativa las respuestas de desplazamiento y aceleración en las estructuras ubicados en zonas de moderada a alta sismicidad.

Para la sintonía del dispositivo suele tomarse en cuenta lo siguiente:

- Respuesta máxima de desplazamiento lateral en la estructura principal.
- Respuesta máxima de aceleración absoluta (lateral) en la estructura principal.
- Rigidez lateral de la estructura principal.

- Máximas respuestas de desplazamiento lateral en el sintonizador.

Su costo suele no representar más del 1.0% del costo directo del sistema estructural (Shimazu & Araki).

2.2.7. TIPO DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

Los AMS se clasifican en: AMS convencionales o traslacional, AMS pendular (AMSP), AMS múltiple (AMSM).

En la figura 13 se presenta las características más importantes sobre las tipologías de los AMS, presentándose sobre cada una de ellas las ventajas y las desventajas de los ítems que conciernen a su funcionamiento, destacándose principalmente la complejidad del montaje de cada sistema y el coste que implica su respectivo mantenimiento en relación a los beneficios que ofrece el sistema AMS en general.

2.2.7.1. TMD DE TIPO TRASLACIÓN

En este tipo de amortiguador de masas concentradas, la masa descansa en cojinetes que funcionan a modo de rodamientos y permiten que esta se pueda trasladar lateralmente con movimiento relativo respecto al piso. Los resortes y los amortiguadores son insertados entre la masa y el elemento de soporte vertical adyacente, el cual transmite la fuerza lateral “desfasada” al nivel de piso y este al marco estructural. Los amortiguadores de traslación bidireccional, son configurados con amortiguadores y resortes en dos direcciones ortogonales y proveen la capacidad para controlar el desplazamiento estructural en dos de sus planos ortogonales.

Estos amortiguadores son empleados en las siguientes condiciones:

- Es ideal para edificios rígidos y semi-rígidos, $T < 2.5\text{seg}$.
- Incluyendo los aisladores elastoméricos y los elementos de anclaje a la losa.
- No requiere de ningún tipo de mantención una vez instalado.

Figura 11 TMD tipo traslación.



Fuente: (Núñez & Tortello, 2015)

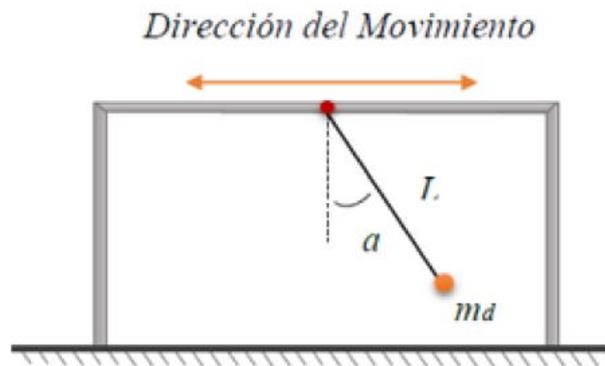
2.2.7.2. TMD DE TIPO PÉNDULO

El problema asociado con los grandes desplazamientos que se pueden producir en el TMD del tipo traslación puede ser solucionados mediante el uso de este sistema de amortiguador de masa concentrada, que simplemente consta de una masa soportada a través de un cable y este a su vez se encuentra conectado al techo de uno de los pisos del edificio. El funcionamiento de este tipo de TMD es sencillo, el movimiento del piso produce la excitación del péndulo, generando un movimiento relativo del péndulo que a su vez produce una fuerza horizontal que se opone al movimiento del piso. Esta acción puede ser representada por un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF) fijado al techo, como indica a figura 12.

Estos amortiguadores son empleados en las siguientes condiciones:

- Es ideal para edificios flexibles, $T > 2.5\text{seg}$.
- Incluye los cables de acero y los elementos de anclaje a la viga de donde cuelga
- No requiere ningún tipo de mantenimiento una vez instalado.

Figura 12 TMD tipo péndulo.



Fuente: (Núñez & Tortello, 2015)

Figura 13 Influencia del AMS en la respuesta de una estructura sometida a una fuerza sinusoidal.

ITEM	TDM Traslacional	Pendular PTMD	Multiple TMD
Montaje del Sistema	Sistemas de movimiento unidireccionales o bidireccionales restringidas a menudo mediante la colocación de la masa en un conjunto de rieles o rodamientos de rodillos.	Consiste en una masa soportada por un cable que pivota alrededor de un punto. Son comúnmente modelados como un péndulo simple.	Estos sistemas utilizan múltiples TMD para reducir las vibraciones estructurales. La implementación del sistema sobre el conjunto de rieles tal como el TMD traslacional, limita también su movimiento de acción.
Fuente de Energía	Como sistemas pasivos, cada tipología comparte la característica de la ausencia de una fuente externa de energía, es decir, que no contienen ningún elemento activo en el sistema, tal como un actuador.		
Robustez	Falta de Robustez a las condiciones de Desintonización	Falta de Robustez a las condiciones de Desintonización	Su diseño permite mayor robustez a las condiciones de Desintonización
Costos / Mantenimiento / Durabilidad	Sistemas relativamente económicos. Sus costos operativos adicionales se caracterizan en el mantenimiento de su mecanismo de desplazamiento (por lo general cojinetes o mecanismos de rodillos)	Sistemas relativamente económicos. No presenta costos operativos adicionales posteriores a su instalación.	Singularizado de acuerdo a cada sistema pasivo de control implementado.
Eficacia / Rendimiento	La eficacia del sistema depende de la exactitud de su sintonización inicial y si existe alguna desafinación estructural posterior.	La eficiencia de control de la PTMD depende de las propiedades de control pasiva asumidos para el dispositivo, es decir sus parámetros de diseño.	La eficacia del sistema depende de la exactitud de su sintonización inicial, y si existe alguna desafinación estructural posterior

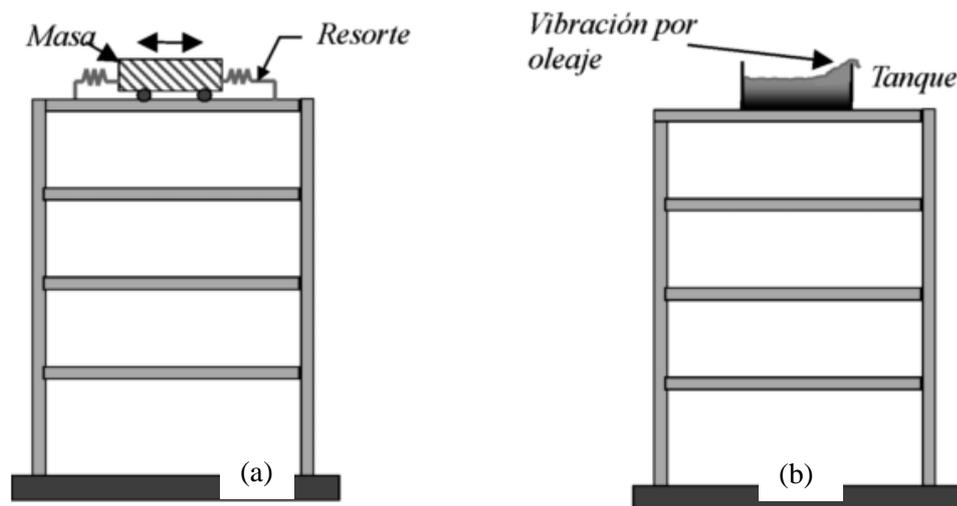
Fuente: (Núñez & Tortello, 2015)

2.2.8. AMORTIGUADOR TIPO TRASLACIÓN-MASA SINTONIZADA

Dado que la presente investigación trata se desarrolla en el ámbito de control de amortiguador de masa sintonizada (AMS) se ha visto conveniente desarrollar de forma más amplia esta sección.

Un AMS es un sistema ingenieril simple compuesto por una masa secundaria (apoyada o suspendida) que trabaja conjuntamente con elementos como un resorte y un amortiguador, todo este sistema es adecuadamente sintonizado, proporcionando una histéresis el cual depende de la frecuencia, con el objetivo de aumentar el amortiguamiento a la estructura principal atenuando de esta forma la vibración de una frecuencia determinada (Cortéz Pérez, 2012).

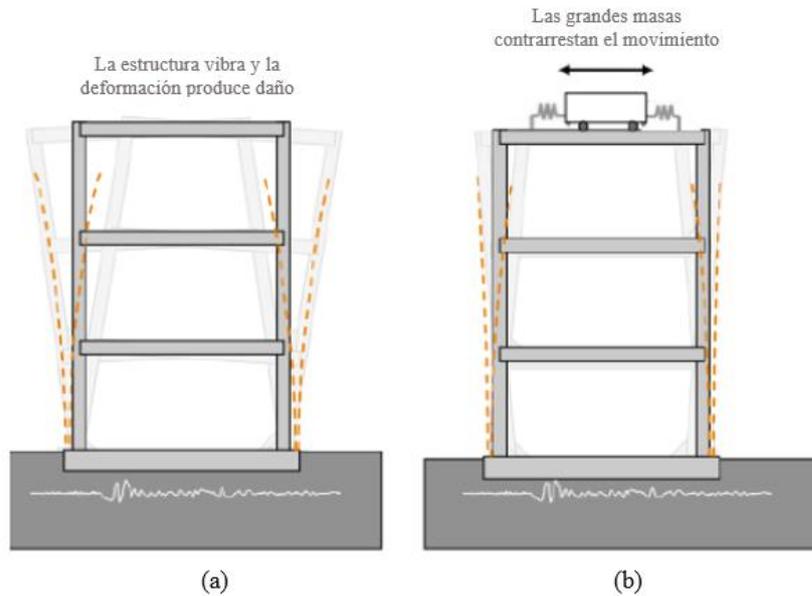
Figura 14 a) en su concepción clásica, b) ALS basado en el empleo de tanques de agua.



Fuente: (Oviedo & Duque,2006)

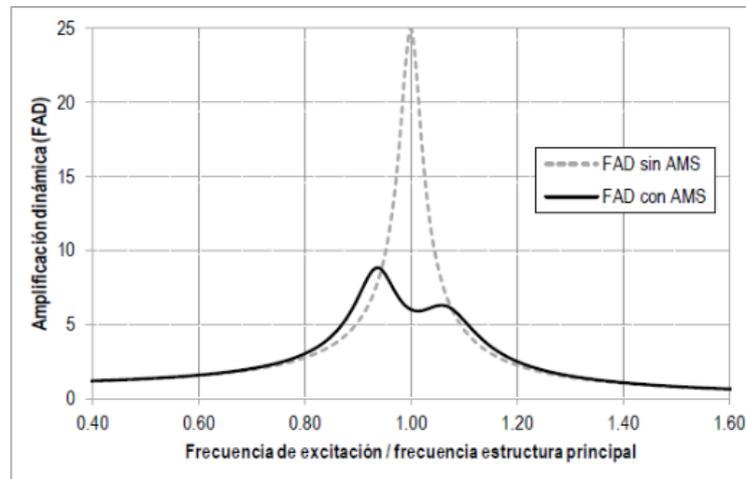
Por lo general, el dispositivo se sintoniza con la frecuencia perteneciente al modo fundamental de vibración de la estructura principal, en caso de que se requiera controlar simultáneamente la respuesta asociada a varios modos de vibración, es posible usar varios AMS en altura que varíen sus propiedades dinámicas, estos sintonizadores suelen ubicarse en aquellos entrepisos que más se deforman bajo la acción del modo de vibrar cuya respuesta pretenden controlar (Cortéz Pérez, 2012)

Figura 15 a) efecto de un amortiguador de masa sintonizada a) estructura sin AMS, b) estructura con AMS.



Fuente: (Cotapallaca,2017)

Figura 16 Frecuencia de excitación Vs amplificación dinámica.



Fuente: (Inga,2015)

El primer modo de una estructura con AMS sintonizada a la frecuencia fundamental de la estructura puede reducirse sustancialmente, pero, en general, las respuestas modales más altas solo pueden suprimirse en menor medida o a veces puede amplificarse. Para superar las limitaciones relacionadas con la frecuencia de los AMS, se puede usar más de un AMS en una estructura determinada, pues cada uno se puede sintonizar a una diferente frecuencia dominante. Clark en 1988 propuso el concepto de amortiguadores de masa

sintonizados múltiples (*AMSM*) junto con un procedimiento de optimización. Desde entonces, se han realizado varios estudios sobre el comportamiento de los *AMSM*, Setareh en 1992 propuso un amortiguador de masa doblemente sintonizado (*AMSD*), que consta de dos masas conectadas en serie a la estructura. En este caso, se consideraron dos condiciones de carga diferentes: excitación armónica y excitación aleatoria de ruido blanco medio cero, y se evaluó la eficiencia de los *AMSD* en la reducción de la respuesta. Los resultados analíticos muestran que los *AMSD* son más eficientes que los *AMS* de masa única convencionales en todo el rango de relaciones de masa total, pero son solo un poco más eficientes que los *AMS* en el rango práctico de relaciones de masa (1.0% al 5.0%).

Recientemente, se han llevado a cabo estudios numéricos y experimentales sobre la efectividad de los *AMS* en la disminución de la respuesta sísmica de las estructuras. Villaverde en 1994, realizó estudios en tres estructuras diferentes, en la cual la primera es un marco de dos niveles y de un solo claro, la segunda es un edificio tridimensional de un piso, y la tercera es un puente atirantado, para lo cual utilizó nueve registros de movimientos sísmicos diferentes. Estos datos numéricos obtenidos muestran que la efectividad de los *TMD* reduce la respuesta de la estructura en diferentes movimientos sísmicos; algunos casos tienen rendimientos aceptables mientras que en otros casos no tiene ningún efecto. Esto quiere decir que existe una dependencia de los resultados encontrados en respuesta a las características del movimiento del terreno que mueve la edificación. Esta reducción estructural se incrementa para movimientos de suelo resonantes y disminuye a medida que la frecuencia dominante del movimiento del suelo se aleja más de la frecuencia natural de la estructura a la que se sintoniza el *AMS*. Además, los *AMS* tienen una eficacia limitada bajo la carga sísmica tipo pulso (Daniel Bassoti, 2006).

Por la simplicidad, su implementación en estructuras nuevas o existentes es relativamente fácil. Debido a lo anterior, actualmente en el mundo hay varios edificios que poseen este tipo de dispositivo para controlar vibraciones generadas por viento y movimientos sísmicos, considerando además de que en un edificio se puede considerar más de un *AMS*. Entre los cuales se pueden nombrarse a los siguientes edificios: Citicorp Center, John Hancock Tower,

Chiba Port Tower, Canadian National Tower, Taipei 101, Crystal Tower, Yokohama Landmark Tower, Chifley Tower, Shanghai Tower.

Figura 17 Sistema AMS múltiple.



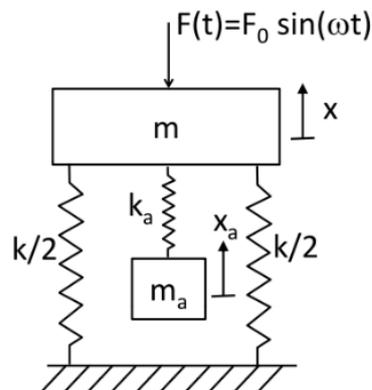
Fuente: (Núñez & Tortello, 2015)

2.2.8.1. AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA SIN AMORTIGUAMIENTO

El beneficio de incorporar un sistema más de masa-resorte es básicamente el modelar de un sistema de un grado de libertad a dos grados de libertad, por lo que al considerarse pasa a ser un sistema con dos frecuencias naturales, en el mundo de la ingeniería mecánica como absorbedor al sistema masa resorte, estos parámetros (masa y rigidez) se seleccionan de tal forma que la acción del componente original disminuya en lo más mínimo

Estos absorbedores se utilizan generalmente en máquinas que trabajan a una velocidad constante como ejemplo las maquinas lijadoras, maquinas cortadoras eléctricas etc.

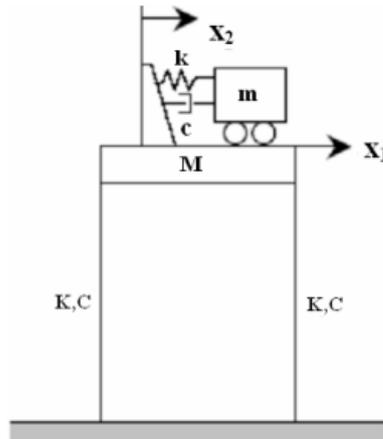
Figura 18 Idealización de un AMS.



Fuente: (Cotapallaca, 2017)

Expresión matemática de un absorbedor dinámico de vibraciones.

Figura 19 Modelo matemático de un TMD



Fuente: Bassotti (2004).

Expresado en formula:

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_a \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{x}_a \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k + k_a & -k_a \\ -k_a & k_a \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ x_a \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_0 \sin \omega t \\ 0 \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación (1)}$$

De la ecuación (1) se pretende saber la respuesta en términos de los parámetros del sistema (\$m\$, \$k\$, \$m_a\$, \$k_a\$). Para esto, definimos el termino estacionaria de la forma siguiente:

$$x(t) = x \text{ sen} \omega t \quad \text{Ecuación (2)}$$

$$x_a(t) = x_a \text{ sen} \omega t \quad \text{Ecuación (3)}$$

Substituyendo estas soluciones estacionarias

$$\begin{bmatrix} k + k_a - m\omega^2 & -k_a \\ -k_a & k_a - m_a\omega^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ x_a \end{bmatrix} \text{sen} \omega t = \begin{bmatrix} F_0 \\ 0 \end{bmatrix} \text{sen} \omega t \quad \text{Ecuación (4)}$$

De donde podemos despejar \$X\$ y \$X_a\$

$$x = \frac{(k_a - m_a\omega^2)F_0}{(k + k_a - m\omega^2)(k_a - m_a\omega^2) - k_a^2} \quad \text{Ecuación (5)}$$

$$x = \frac{k_a F_0}{(k + k_a - m\omega^2)(k_a - m_a\omega^2) - k_a^2} \quad \text{Ecuación (6)}$$

La ecuación (5) y (6), el objetivo es que la vibración estacionaria de masa sea cero, por lo que se puede tomar el coeficiente del absorbedor a elección, considerando lo mencionado esto se cumple si:

$$\omega^2 = \frac{k_a}{m_a} \quad \text{Ecuación (7)}$$

En conclusión si se elije k_a y m_a con la finalidad de cumplir con la ecuación (7) ,esta respuesta de la masa principal es cero. Si se cumple esta respuesta, el absorbedor es expresada por : $k_a = m_a\omega^2$

$$x_a = - \frac{F_0}{k_a} \text{sen}\omega t \quad \text{Ecuación (8)}$$

Del análisis se manifiesta, la sintonía entre el absorbedor y la frecuencia de excitación ha indicado un estado estacionario, el absorbedor tiene una fuerza provista en dirección contraria a la fuerza de excitación y con la misma magnitud por lo que ambas fuerzas se anulan. Cabe resaltar que la fuerza que ingresa al sistema es absorbida en su totalidad por el absorbedor.

Esta respuesta positiva del absorbedor va depender de varias condiciones, en primer lugar, se debe conocer la excitación armónica y no declinarse mucho de valor constante, en el caso de que sucediese lo contrario donde la frecuencia de excitación tiene gran variación ya no habrá sintonía entre el absorbedor y la masa principal por qué se va producir oscilaciones; en segundo lugar pudiese ocurrir que la frecuencia de excitación tome valores como por ejemplo una de las dos frecuencias naturales del sistema, en este caso se puede decir que sistema entraría en resonancia y la edificación colapsaría.

La definición de la razón de masa es:

$$\mu = \frac{m_a}{m} \quad \text{Ecuación (9)}$$

Adicionalmente definimos las frecuencias

$$\omega_p = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{Ecuación (10)}$$

$$\omega_p = \sqrt{\frac{k_a}{m_a}} \quad \text{Ecuación (11)}$$

Con estas definiciones, se pueden notar que

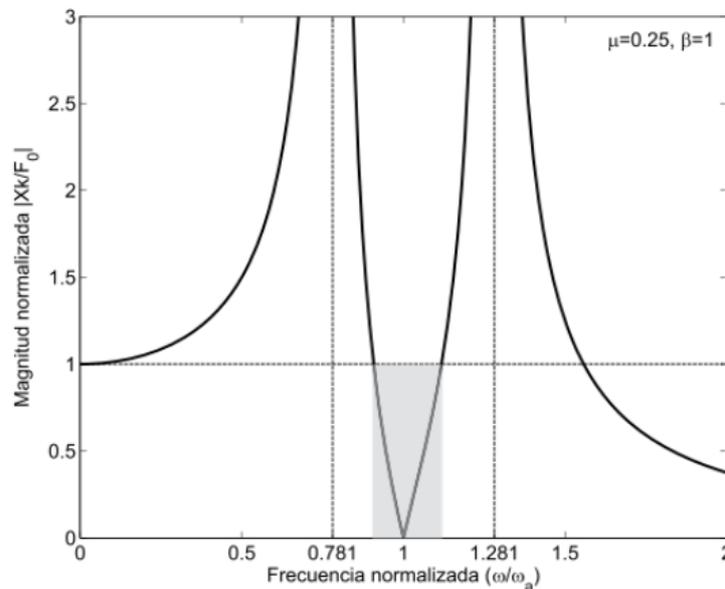
$$\frac{k_a}{k} = \mu \frac{\omega_a^2}{\omega_p^2} = \mu \beta^2 \quad \text{Ecuación (12)}$$

Donde $\beta = \frac{\omega_a}{\omega_p}$ es la razón de frecuencias. Substituyendo los valores de μ , ω_p y ω_a en la ecuación:

$$\frac{xk}{F_0} = \frac{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_a}\right)^2}{\left[1 + \mu\beta^2 - \left(\frac{\omega}{\omega_a}\right)^2\right] \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_a}\right)^2 - \mu\beta^2\right]} \quad \text{Ecuación (13)}$$

Para $\mu=0.25$ y $\beta=1$ se ilustra los datos observando cuanta variación puede soportar el diseño del absorbedor.

Figura 20 Amplificación dinámica con TMD



Fuente: (Singiresu Mechanical Vibrations,2011)

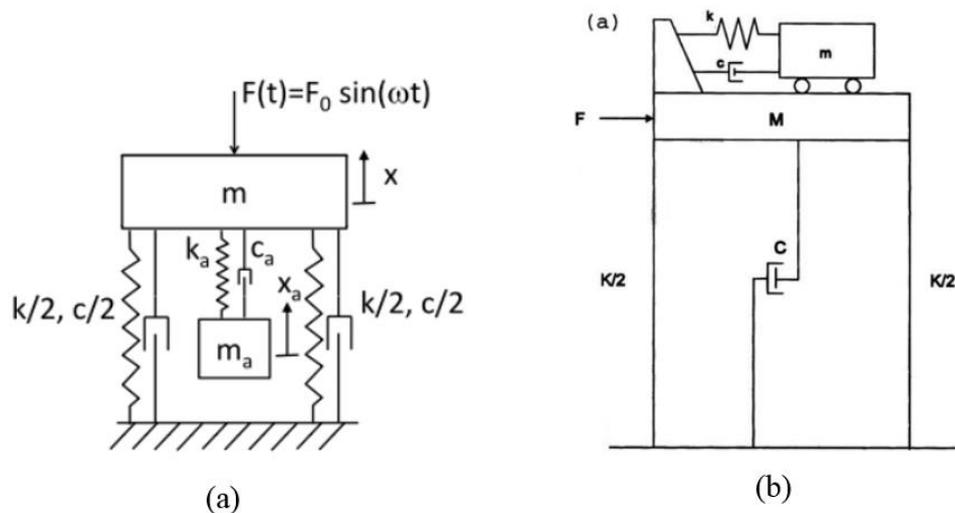
Cabe resaltar en la figura, que la frecuencia varía a $0.781\omega_a$ o $1.28\omega_a$ entra en resonancia el sistema combinado y por ende falla. En cambio, si la frecuencia de excitación cambia y cumple que Xk/F_0 es mayor a 1, sucede que la fuerza que ingresa al sistema es mayor a la fuerza original, en este punto el absorbedor deja de ser una mejora.

El área coloreada en la figura 19 indica los valores en el rango de ω/ω_a de tal manera que la amplificación dinámica es menor a 1. Solo para este caso se puede afirmar que el rango en el que va operar el absorbedor es de $0.908\omega_a$ menor a ω menor a $1.118\omega_a$, rango en el que va a proteger la estructura al reducir la magnitud de sus vibraciones estacionarias.

2.2.8.2. AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA CON AMORTIGUAMIENTO

Con el fin de lograr que la masa principal no oscile se debe tener en cuenta que el amortiguamiento se encuentra en los diferentes componentes y que puede bajar la capacidad de un absorbedor de vibraciones. Conociendo lo antes mencionado el amortiguamiento forma parte de los absorbedores para evitar resonancias o con el fin de mejorar el lado efectivo de operación del absorbedor de vibraciones, a estos dispositivos se le consideran amortiguador de vibración en lugar de absorbedores.

Figura 21 (a) y (b) modelado matemático de una edificación con AMS.



Fuente: (Cotapallaca,2017)

Se trabaja primero añadiendo amortiguamiento al absorbedor de vibraciones estándar. En la figura 20 se ilustra un ejemplo de un sistema principal que tiene amortiguamiento y absorbedor de vibraciones. Las ecuaciones planteadas para este sistema son:

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_a \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{x}_a \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c + c_a & -c_a \\ -c_a & c_a \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x} \\ \dot{x}_a \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k + k_a & -k_a \\ -k_a & k_a \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ x_a \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_0 \text{ sen } \omega t \\ 0 \end{bmatrix}$$

Ecuación (14)

Existe un amortiguamiento entre absorbedor y estructura por lo que esta ecuación no se puede separar, pero si se puede calcular la solución estacionaria, tomando una solución de forma exponencial. Por ello, definimos la fuerza de excitación de la siguiente forma:

$$F(t) = F_0 e^{j\omega t} \quad \text{Ecuación (15)}$$

Asumimos una solución de la forma:

$$x(t) = X e^{j\omega t} = \begin{bmatrix} X \\ X_a \end{bmatrix} e^{j\omega t} \quad \text{Ecuación (16)}$$

Donde X es la amplitud de vibración de la masa principal y Xa la amplitud de vibración del absorbedor.

Reemplazando:

$$\begin{bmatrix} k + k_a - m\omega^2 + j\omega(c + c_a) & -k_a - j\omega c_a \\ -k_a - j\omega c_a & (k_a - m_a\omega^2) + j\omega c_a \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ x_a \end{bmatrix} e^{j\omega t} = \begin{bmatrix} F_0 \\ 0 \end{bmatrix} e^{j\omega t}$$

Ecuación (17)

Simplificando la ecuación se obtiene:

$$X = \frac{[(k_a - m_a\omega^2)]}{\det(k - \omega^2 M - j\omega C)} \quad \text{Ecuación (18)}$$

$$X_a = \frac{[(k_a + j\omega c_a)F_0]}{\det(k - \omega^2 M - j\omega C)} \quad \text{Ecuación (19)}$$

Estas expresiones corresponden a la versión de dos grados de libertad de la función de respuesta en frecuencia. Es importante notar, que a diferencia del casi sin amortiguamiento, la respuesta de la masa principal no puede ser cero aun si la condición de sintonización se satisface. Por lo tanto, la presencia de amortiguamiento impide la capacidad del absorbedor de anular completamente el movimiento de la masa principal.

Las ecuaciones arriba mencionadas se pueden estudiar para distintos casos específicos. Consideraremos primero, el caso en que el amortiguamiento del sistema principal es despreciado (c=0). Si el sistema principal está hecho de

concreto o metal, el amortiguamiento interno es muy pequeño y es razonable despreciarlo. En este caso, la ecuación se reduce a:

$$\left| \frac{X}{F_0} \right| = \sqrt{\frac{(k_a - m_a \omega^2)^2 + \omega^2 c_a^2}{[(k - m \omega^2)(k_a - m_a \omega^2) - m_a k_a \omega^2]^2 + [(k - (m + m_a) \omega^2) c_a \omega]^2}}$$

Ecuación (20)

Utilizando los parámetros:

$$\omega_a = \sqrt{\frac{k_a}{m_a}}; \quad \omega_p = \sqrt{\frac{k}{m}}; \quad \beta = \frac{\omega_a}{\omega_p}; \quad r = \frac{\omega}{\omega_p}; \quad \mu = \frac{m_a}{m}$$

Ecuación (21)

Introduciendo el “factor de amortiguamiento mixto (amortiguamiento del amortiguador)” definido por:

$$\zeta = \frac{c_a}{2m_a \omega_p}$$

Ecuación (22)

La ecuación puede expresarse como:

$$\left| \frac{Xk}{F_0} \right| = \sqrt{\frac{(2\zeta r)^2 + (r^2 - \beta^2)^2}{(2\zeta r)^2 (r^2 - 1 + \mu r^2)^2 + [\mu r^2 \beta^2 - (r^2 - 1)(r^2 - \beta^2)]^2}}$$

Ecuación (23)

Que se encuentra definida por los siguientes parámetros:

μ es la razón entre la masa del absorbedor y la masa principal

β es la razón entre las frecuencias naturales desacoplada

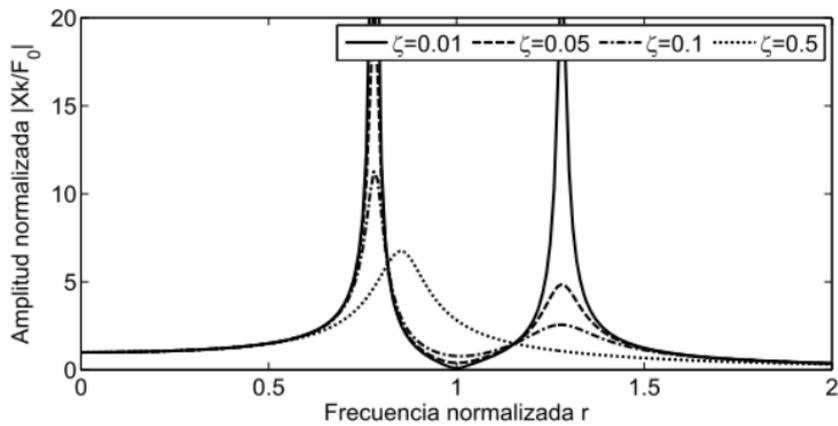
r es la razón entre la frecuencia de excitación y la frecuencia natural principal

ζ es la razón entre amortiguamiento del absorbedor y $2m_a \omega_p$

Estos cuatro parámetros se pueden considerar como variable de diseño y se eligen de tal forma de obtener el menor valor posible en la respuesta de la masa principal X, para tener una aplicación en particular se ilustra en la siguiente figura:

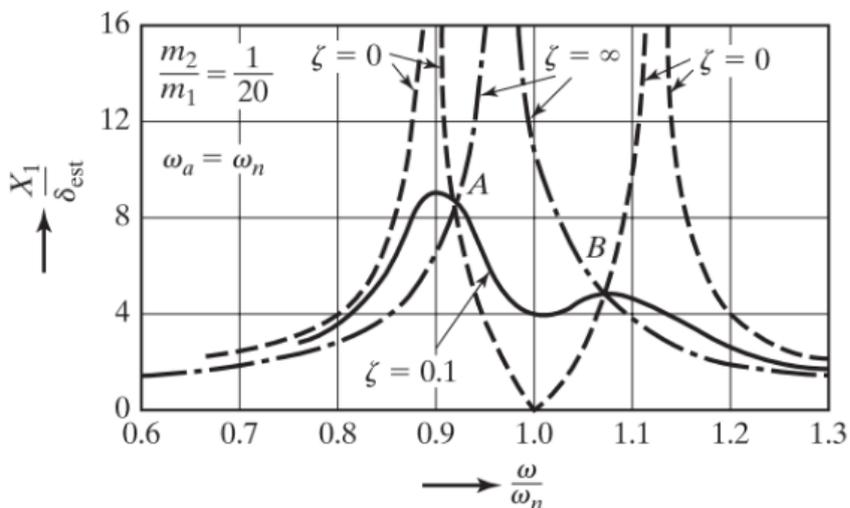
Para $\mu=0.25$ y $\beta=1.0$

Figura 22 Amplificación dinámica con TMD.



Fuente: (Singiresu Mechanical Vibrations,2011)

Figura 23 Amplificación dinámica con TMD y con amortiguamiento cero a infinito.



Fuente: (Singiresu Mechanical Vibrations,2011)

En la figura 22 se concluye que todas las curvas intersecan en los puntos A y B sin embargo la línea de amortiguamiento no lo hace, estos puntos se pueden encontrar en el caso de que $\zeta=0$ y $\zeta=\infty$ en la ecuación e igualando las dos:

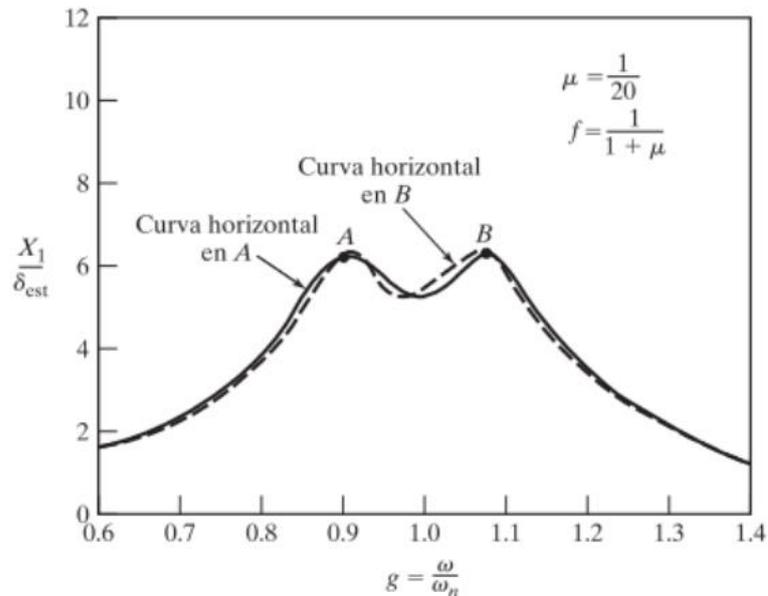
$$g^4 - 2g^2 \left(\frac{1 + f^2 + \mu f^2}{2 + \mu} \right) + \frac{2f^2}{2 + \mu} = 0 \quad x_a = -\frac{F_0}{k_a} \text{sen} \omega t \quad \text{Ecuación (24)}$$

Las ecuaciones bases indican los valores de $g_A = \omega A/\omega$ y $g_B = \omega B/\omega$, pertenecientes a los puntos A y B. Se forma estas ordenadas de A y B que se

hallaron reemplazando los valores de g_A y g_B . Se determina que el absorbedor de vibración más eficiente es uno, por el que los puntos A y B son iguales. Esta condición requiere que:

$$f = \frac{1}{1 + \mu} \quad \text{Ecuación (25)}$$

Figura 24 TMD sintonizado



Fuente: (Singiresu Mechanical Vibrations,2011)

La figura anterior muestra la sintonía perfecta entre un absorbedor y una estructura, sin embargo no señala el valor óptimo de la relación de amortiguamiento ζ y el valor que corresponde a X_1/δ_{est} . El valor óptimo ξ se determina haciendo la curva de respuesta X_1/δ_{est} lo más plana posible en los picos A y B. Esto se logra haciendo la curva horizontal ya sea en A o B, como se muestra en la figura 23. Para esto primero se sustituye en la ecuación:

$$f = \frac{1}{1 + \mu} \quad \text{Ecuación (26)}$$

En la ecuación

$$\frac{X_1}{\delta_{est}} = \left[\frac{(2\zeta g)^2 + (g^2 - f^2)^2}{(2\zeta g)^2 (g^2 - 1 + \mu g^2)^2 + \{\mu f^2 g^2 - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)\}^2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ecuación (27)}$$

En el caso de que la ecuación resultante se pueda aplicar a la sintonización óptima. Resulta que la ecuación cambiada se diferencia respecto a g con el fin de encontrar la pendiente de la curva X_1/δ_{est} . Por lo que igualando los puntos A y B a cero se tiene:

Para el punto A

$$\zeta^2 = \frac{\mu \left\{ 3 - \sqrt{\frac{\mu}{\mu + 2}} \right\}}{8(1 + \mu)^3} \quad \text{Ecuación (28)}$$

para el punto B

$$\zeta^2 = \frac{\mu \left\{ 3 - \sqrt{\frac{\mu}{\mu + 2}} \right\}}{8(1 + \mu)^3} \quad \text{Ecuación (29)}$$

Un valor promedio conveniente se emplea en el diseño de modo que:

$$\zeta_{optima}^2 = \frac{3\mu}{8(1 + \mu)^3} \quad \text{Ecuación (30)}$$

El valor óptimo correspondiente se escribe como:

$$\left(\frac{X_1}{\delta_{est}} \right)_{optimo} = \left(\frac{X_1}{\delta_{est}} \right)_{max} = \sqrt{1 + \frac{2}{\mu}} \quad \text{Ecuación (31)}$$

2.2.9. PARÁMETROS ÓPTIMOS DE DISEÑO DE UN AMS

La máxima eficiencia de los TMD se logra, hallando las características óptimas del diseño, estos consisten en la relación de frecuencia (frecuencia del amortiguador/frecuencia de la estructura) además de la relación de masa (masa AMS/masa de la estructura) (Ambrosini, Cuitiño, y Rebeco, 2004, p. 450)

De la misma forma (Ambrosini, Cuitiño, y Rebeco, 2004, p. 450) menciona algunos criterios de optimización de los parámetros como son:

- ✓ Mínimo desplazamiento, beneficiándose de una seguridad estructural
- ✓ La máxima rigidez de la estructura.
- ✓ Trayectoria mínima de la masa del YMD en referencia a la estructura principal.
- ✓ Aceleración mínima de la estructura principal, brindando así confort y funcionalidad (pág. 450)

Representada de forma matemática es:

- Relación de masa

$$\mu = \frac{m_d}{M_p} = \frac{\text{masa TMD}}{\text{masa estructura}} \quad \text{Ecuación (32)}$$

- Frecuencia natural del sistema principal

$$\omega_p^2 = \frac{K_p}{M_p} \quad \text{Ecuación (33)}$$

- Frecuencia natural del TMD

$$\omega_d^2 = \frac{K_d}{m_d}, \quad k_{d_OPT} = \omega_{d_OPT}^2 m_d \quad \text{Ecuación (34)}$$

- Razón entre la frecuencia natural del TMD y la estructura principal

$$f = \frac{\omega_d}{\omega_p}, \quad k_{OPT} = \frac{\omega_{d_OPT}}{\omega_p} = \frac{f_{d_OPT}}{f_p} \quad \text{Ecuación (35)}$$

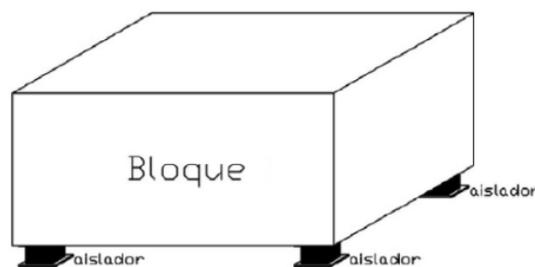
- Amortiguamiento del TMD:

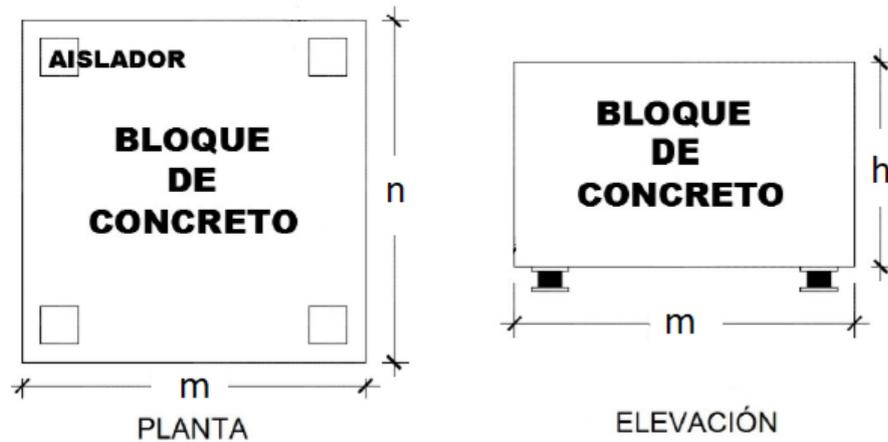
$$c_d = 2\zeta_d \omega_d m_d \quad \text{Ecuación (36)}$$

2.2.10. MODELO DE UN AMS

El modelado que se está en estudio por la presente investigación es un bloque de concreto que está apoyado sobre 4 aisladores elastómeros.

Figura 25 Modelo del AMS planteado para el estudio.





Fuente: Elaboración propia.

Las características como rigidez horizontal y amortiguamiento propio del TMD están determinados por los aisladores elastómeros.

2.2.11. HISTORIA DE LOS AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

Después del descubrimiento por Frahm en 1909 el concepto de disipación de energía ha sido estudiado en diferentes campos sobre todo en los sistemas mecánicos. El obtener las características óptimas del TMD es una de los principales criterios que se tiene que cumplir, la aplicación del TMD es nuevo en la ingeniería civil.

(Luft, 1979) obtiene las características óptimas para un sistema que por naturaleza tiene amortiguamiento y la instalación de un TMD sin amortiguamiento.

(Den Hartog, 1956) patentizó que para un sistema principal de un grado de libertad no amortiguado donde la vibración del sistema excitado ha sido nula afirmando que la frecuencia de excitación del sistema principal y el TMD se sintonizan, este último absorbe toda la energía.

Para el caso de carga sísmica, (Villaverde, 1994) demuestra que para edificaciones que tienen alto grado de amortiguamiento son utilizadas en merito a la reducción de la respuesta de la estructura antes sismos, la misma que tiene dependencia de las características de excitación, (Villaverde, 1994) afirma que también que para un resultado óptimo la frecuencia del suelo debe ser similar al de la edificación, y a la vez la razón de amortiguamiento debe coincidir con la del TMD, la ubicación de esta masa es otro de las características que se debe de tener en cuenta.

(Soong & Dargush, 1997) exhibe varios métodos de configuración estructural y parámetros óptimos para del TMD, además de un conjunto de estado de arte del sistema pasivo.

(Sadek, B.Mohraz, A.W.Taylor, & R.M.Chung, 1997) puso en análisis estructura de uno y varios grados de libertad obteniendo de este modo la eficiencia de las características optimas de frecuencia y la razón de amortiguamiento en relación de la masa de cada uno de ellos.

(Chang, Lou, & Lutes, 1998) plantea un conjunto de fórmulas para hallar las características optimas del TMD, sometidos a movimientos o acciones de sismo y viento.

(Lin, Ueng, & Huang, 1999) mencionan que para reducir traslación y rotación de la estructura se requiere la implementación de dos TMD, aplicado sobre todo a edificaciones con rigidez estos resultados fueron obtenidos de una edificación sometido a datos reales de 5 terremotos.

(Goel & C.A. Booker, 2001) llega a la conclusión que para edificaciones que cuentan con un amortiguador tipo viscoso, aplicado movimiento de sismo y viento se obtiene resultados favorables cuando la excentricidad de las fuerzas del TMD son iguales, pero el de la estructura principal es signo opuesto, este principio es aplicado para edificaciones de comportamiento elástico y inelástico.

(Pinkaw, Lukkunaprasit, & Chatupote, 2003) afirma que para edificaciones que se encuentren sometidas a daño, el estudio no debe basarse en reducción máxima, por lo contrario como el TMD reduce los daños debería estar enfocada en este análisis de evitar el colapso trabajando con periodos cercanos al de la estructura.

(Li & Qu, 2006) impugna que la utilización del AMS múltiples que cuentan con la misma rigidez y razón de amortiguamiento, pero con diferente masa, define para un sistema de dos grados de libertad con control de respuesta trasnacional (TTFR) y torsional mediante la cual se define las estructuras asimétricas elásticas cuando $TTFR < 1$, media cuando $TTFR = 1$ y rígida cuando $TTFR > 1$.

2.2.12. ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS CON MASA SINTONIZADA

Desde su descubrimiento en el año 1909 los TMD, se han aplicado más que nada en las últimas décadas. Donde en la tabla 2 se muestra la línea de tiempo y que edificaciones a nivel mundial han sido mejoradas o creadas bajo el

principio de TMD, además de TMD activos y amortiguadores de líquido sintonizado (ALS).

Tabla 2 Historial de estructuras con AMS.

AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA PASIVOS				
Nombre y tipo de estructura	Ciudad, país	Tipo y número de dispositivos	Fecha	Frecuencia, Masa y amortiguamiento
Antena TV CN Tower (553m)	Toronto, Canadá	AMS pasivo	1973	
Edificio John Hancock	Boston, USA	AMS pasivo (2)	1977	0.14 Hz 2 x 300 t §=4%
Edificio Ciry Corp Center (278m)	New York, USA	AMS pasivo	1978	0.16HZ 370t §=4%
Torre Sydney (305 m)	Sydney Australia	AMS pasivo (tipo péndulo)	1980/1	0.10 0.50 Hz 220t
Chimeneas (2) AlKhobar (120 m)	Arabia Saudita	AMS pasivo	1982	0.44Hz 10t
Chimenea Ruwais	Abu Dhabi	AMS pasivo	1982	0.49Hz 10t
Torre de enfriamiento Deutsche Bundespost	Nomberg, Alamenania	AMS pasivo	1982	0.67Hz 1.5t
Chimenea fabrica de Cemento Yanbu (81m)	Arabia Saudita	AMS pasivo	1984	0.49Hz 10t
Turbina de viendo Hydrri-Quebec	Canadá	AMS pasivo	1985	0.7-1.2HZ 18t
Torre puerto Chiba (125 m)	Chiba, Japon	AMS pasivos (2)	1986	0.43-0.44 Hz 10.15t
Pilar puente atrantado Aratsu	Japon	AMS pasivo	1987	-
Pilar puente bahia de Yokohama	Yokohama, Japon	AMS pasivo	1988	-
Planta de generacion termica Ban Quasim	Pakistan	AMS pasivo	1988	0.99Hz 4.5t
Chimenea , Planta Trust Rutle (43 m)	Australia	AMS pasivo	1989	0.92Hz o.5t
Torre Fuknoka (151 m)	Fudoka, Japon	AMS pasivos (2)	1989	0.31-0.33Hz 25.30t
Torre Higashiyama Sky	Nagoya, Japon	AMS pasivo	1989	0.49-0.55Hz 20t
Pilar puente atrantado Bamagura	Japon	AMS pasico	1990	-
Edificio Crystal Tower	Osaka, Japon	AMS pasivos (2)	1990	0.24-0.28Hz 180.360t
Heistea Bosch Domtres	Nagasaki, Japon	AMS pasivo	1990	0.63-0.67Hz 7.8t
Torre Hibriyikachi Sky	Kitalyuba, Japon	AMS pasivo	1991	-
Chimenea Wow	Frankbort, Alemania	AMS pasivo	1992	0.56hz 10t
Planta de energia simetri (70 m)	kingdohome, Reino Unido	AMS pasivo	1992	0.88Hz 7t
Rokio inbad P & G (117 m)	Kobe, Japon	AMS pasivo (tipo péndulo)	1993	0.33-0.62Hz 220t
Torre Crifey 209 m)	Sydney, Australia	AMS pasivo (tipo péndulo)	1993	400t
Chimenea Al Taweala (70 m)	Abu Dhabi	AMS pasivo	1993	1.4hz 1.35t
Torre Akita (112 M)	Akita, Japon	AMS pasivo	1994	0.41Hz
Trump World Tower (262 m)	New York, USA	AMS pasivo	2001	600t
Taperl 101 (509 m)	Republica de China	AMS pasivo	2004	730t 4.50 t(2)
Edificio Geoncentro Agustinas (35 niveles y 4 sotanos)	Chile	AMS pasivo (2)	2010	0.62-0.71Hz 200t (2)
Edificio Jardines de Infante (22 niveles y 2 sotanos)	Chile	AMS pasivo (2)	2010	100t(2)
Policlinico Espiritu Santo (10 niveles y 2 sotanos)	Arequipa, Perú	AMS pasivo (2)	2011	100t(2)

AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA ACTIVOS				
Nombre y tipo de estructura	Ciudad, país	Tipo y número de dispositivos	Fecha	Frecuencia, Masa y amortiguamiento
Edificio de oficinas Sendogaya INTES (58 m)	Tokyo, Japon	2 AMS activos	1991	0.59Hz 72t
Torre ORC 2000 Symbol (188 m)	Osaka, Japon	2 AMS activos	1992	0.21Hz 200t
Aeropuerto internacional Kawai	Osaka, Japon	2 AMS activos (péndulo invertido)	1993	0.8Hz 10t
Torre Yokohama Landmark (296m)	Yokohama, Japon	2 AMS activos	1993	0.185Hz 340t
Torre de oficinas C (130 m)	Tokyo, Japon	AMS activo	1993	0.34Hz 200t
Proyecto KS (121 m)	Kanazawa, Japon	AMS activo	1993	100t
Edificio de oficinas MKD8 Hicarigeoka (100 m)	Tokyo, Japon	AMS activo (péndulo)	1993	0.44Hz
Edificio Riverside Sumada (133 m)	Tokyo, Japon	2 AMS activo	1994	0.20 Hz 30t
Edificio de oficinas Act City (123 m)	Himamura, Japon	AMS activo	1994	0.21Hz 180t
Torre Shinjuku Park (227 m)	Tokyo, Japon	3 AMS activos	1994	33t

AMORTIGUADORES DE LIQUIDO SINTONIZADO				
Nombre y tipo de estructura	Ciudad, país	Tipo y número de dispositivos	Fecha	Frecuencia, Masa y amortiguamiento
Torre Aeropuerto Nagasaki (42 m)	Nagasaki, Japón	25 ALS (tipo celular)	1987	1.07Hz 1t (aprox)
Yokohama Marine Tower (105 m)	Yokohama, Japón	39 ALS (tipo celular)	1987	0.55Hz 1.6t
Torre Gold (136 m)	Udatsu, Japón	16 ALS (rectangular unidireccional)	1988	0.42Hz 9.6t
Shin-Yokohama Prince Hotel (149 m)	Yokohama, Japón	30 ALS (tipo celular)	1991	0.31Hz 83t
Torre de transmision Mount Willington (reticulado 104 m)	Hobart, Australia	80 ALS (tipo celular)	1992	0.7Hz 0.6t
Edificio TYG (159 M)	Atsugi, Japón	720 ALS (doble decof)	1992	0.53Hz 18.2t
Torre Aeropuerto Narita (87 m)	Narita, Japón	ALS (tipo celular)	1993	1.3Hz 16.5 + boating particles
Torre Aeropuerto Haneda (178 m)	Tokyo, Japón	ALS (tipo celular)	1993	0.77Hz 21t

Fuente: Protective Systems Research Group del Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California in Berkeley.

2.3. DEFINICION DE TERMINOS

2.3.1. RESPUESTA ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS.

“Un espectro de respuesta es un valor utilizado en los cálculos de ingeniería sísmica, que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta” (Wikipedia, 2020).

El término respuesta estructural se emplea generalmente para enunciar cualquier cualidad de respuesta que se obtiene, ya sea como los desplazamientos, como las velocidades o también como su aceleración de masa; además hace alusión a las fuerzas internas, como también a los esfuerzos internos de la edificación (Chopra A. K., 2014).

2.3.2. PERIODO FUNDAMENTAL

El periodo fundamental de una edificación es un criterio muy importante para el diseño estructural de cualquier edificación; para los casos en donde las construcciones no son nueva, ósea existentes, es un valor fundamental para establecer sus condiciones presentes de seguridad de la edificación. Por lo regular los diferentes los códigos en la construcción brindan reglas para calcular el periodo fundamental, estas cálculos se apoyan en los registros brindados por elementos finitos, cuando las edificaciones son afectadas por el movimiento del suelo (Peralta, Sánchez, & Arroyo, 2014).

2.3.3. FUERZA EXCITADORA

Fuerza excitadora es la fuerza que causa la vibración en la estructura y se puede representar como una carga de impulso instantánea, de impacto, esta fuerza también varía en función del tiempo, por ello su denominación de $F(t)$.

2.3.4. CORTANTE BASAL

El cortante basal en una estructura es la acumulación de las fuerzas cortantes por nivel. Estas fuerzas cortantes por nivel son las fuerzas sísmicas en un piso determinado y la cual se va incrementando según bajamos de nivel. Son adecuadas para realizar un análisis sísmico estático, principalmente en estructuras regulares.

El objetivo principal de calcular esta fuerza en la base acumulada es para distribuir en todos los pisos y evaluar los esfuerzos producidos con la finalidad de diseñar estos elementos, para que sean sismos resistentes (Saveedra, 2016).

2.3.5. ACELERACIÓN DE ENTREPISO

“Es la aceleración máxima por piso obtenida de los resultados del análisis sísmico aplicado al edificio de concreto armado” (Ministerio de Vivienda, 2018).

2.3.6. DISTORSIÓN DE LOS PISOS

Es el “Cociente entre la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos de la estructura entre la altura de dicho entrepiso” (Ministerio de Vivienda, 2018).

2.3.7. MASA Y PESO

La masa “m”, es la cuantificación de la cantidad de materia que posee. Por otra parte, el peso, “W”, es una medida que indica la fuerza que necesita una masa para producir una determinada aceleración. La aceleración que se produce en el planeta es la gravedad “g” y siendo un valor aproximado de 9.81 m/s al nivel del mar, por mutuo acuerdo internacional. Entonces el peso “W” que posee una masa “m” en es igual al producto $W = m \cdot g$ (Garcia, 1998).

2.3.8. RIGIDEZ

Todo cuerpo en estado elástico a la cual se le aplica unas fuerzas externas, ya sean dinámica o estáticas, se genera una deformación. Entonces la rigidez de un cuerpo es la relación entre las fuerzas externas aplicadas y la deformación producida en el cuerpo (Garcia, 1998).

La rigidez generalmente se representa con la letra “k”. Matemáticamente se expresa por medio de la siguiente formula:

$$K = \frac{P}{u} \quad \text{Ecuación (37)}$$

P: Fuerza Externa

u: Deformación

2.3.9. AMORTIGUAMIENTO

Todo cuerpo que se encuentra en movimiento tiende a disminuir con el tiempo. La razón principal es la liberación de energía que se genera en el sistema. Esta disipación de energía es generada por las fuerzas de amortiguamiento que se imparten en el sistema estructural. La energía que se genera en el sistema se modifica en otras expresiones como es la energía, el calor o el ruido. Existen varios estudios que describen la transformación de esta energía, en alguna forma se adecuan a la observación (Garcia, 1998).

(Chopra A. K., 2014), afirma que es un proceso por el cual la amplitud disminuye de manera permanente; este proceso se puede calcular de forma experimental mediante el decremento logarítmico.

2.3.10. FRECUENCIA Y PERIODO

La frecuencia es la cantidad de repeticiones en un intervalo de tiempo, se aplica para cualquier acontecimiento periódico. Entonces se dice que el período es el tiempo transcurrido en cada evento cíclico, por ello se puede afirmar que el período es la inversa de la frecuencia (Chopra A. K., 2014).

La frecuencia se mide contando el número de veces que transcurre dicho ciclo en un determinado intervalo de tiempo. Posteriormente la cantidad de estas repeticiones se divide con el intervalo de tiempo pasado. La frecuencia se mide con la unidad hertzios (Hz), según el S.I.

2.3.11. DUCTILIDAD

Es la facultad que poseen los materiales para presentar grandes deformaciones plásticamente sin presentar ruptura, con deformaciones permanentes se puede apreciar la incursión del material en el rango inelástico antes de su ruptura: La capacidad de la disipación de energía depende del material en relación con su ductilidad. (García, 1998).

2.3.12. VIBRACIONES

Los elementos mecánicos y eléctricos pueden estar sometidos a las diferentes fuerzas de excitación. Estas fuerzas ocasionan un movimiento relativo en el interior de sus partículas que componen, generando desplazamientos con referencia a su posición inicial de equilibrio. Se entiende como posición de equilibrio a las fuerzas actuantes sobre un sistema son iguales a cero. Si este movimiento generado por la fuerza excitadora se reitera en el transcurso del tiempo se denomina vibración (Balachandran & Magrab, 2006).

Existen diferentes tipos de vibraciones:

- Vibraciones libres: Las fuerzas excitadoras aplicadas en el sistema no existen.
- Vibraciones forzadas: Las fuerzas excitadoras aplicadas en el sistema si existen.
- Sin amortiguamiento: No existe resistencia al movimiento inducido por la fuerza excitadora.

- Con amortiguamiento: Existen resistencias al movimiento inducido por la fuerza excitadora.

2.4. HIPOTESIS

2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL

LA IMPLEMENTACIÓN DE AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA MEJORA SIGNIFICATIVAMENTE EN LA RESPUESTA SISMICA DE LA EDIFICACION DE 15 NIVELES EN EL DISTRITO DEL TAMBO-JUNIN

2.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- a. La implementación de amortiguador de masa sintonizada favorece significativamente en los desplazamientos laterales de la edificación de 15 niveles en el distrito del tambo-Junín.
- b. La implementación de amortiguador de masa sintonizada favorece significativamente en las fuerzas cortantes de la edificación de 15 niveles en el distrito del tambo-Junín.
- c. La implementación de amortiguador de masa sintonizada favorece significativamente en las aceleraciones y velocidades de la edificación de 15 niveles en el distrito del tambo-Junín

2.5. VARIABLES

2.5.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

- AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA.

2.5.2. VARIABLES DEPENDIENTES

- RESPUESTA SISMICA.

CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1. MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN

La presente investigación emplea el método científico.

“El método científico es un conjunto de procedimientos por los cuales se plantean los problemas científicos y se ponen a prueba las hipótesis y los instrumentos de trabajo investigativo” (Tamayo, 2012).

Este estudio es hipotético deductivo, porque parte de premisas generales para llegar a una conclusión específica.

3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación es aplicada porque: “Es concreta y busca la aplicación de los conocimientos en resolver algún problema determinado. Se basa en la investigación básica” (Rios Ramires, 2017).

3.3. NIVEL DE INVESTIGACION

El nivel de investigación del presente trabajo es explicativo, lo que se busca es especificar las características o propiedades más importantes de cualquier fenómeno que se encuentra en análisis. Por lo que se busca información de manera independiente o de forma conjunta sobre las variables que involucran dentro de la investigación con el fin de medir y describir las tendencias de un grupo o población. (Sampieri, Fernández y Baptista, 2014).

De esta manera sabemos y establecemos los efectos que causa la implementación de AMS en una edificación y condiciones en particular donde se manifiesta este fenómeno físico aplicado a un edificio que se encuentra en etapa de diseño.

(Monje, 2011) es descriptivo porque: "busca establecer relaciones de los factores que intervienen en la generación de un fenómeno bajo estudio, para lo cual es necesario utilizar la información proporcionada por la descripción y las observaciones que se han efectuado para determinar dichos factores"

3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACION

(Sampieri & Mendoza, 2019) afirma: "lo que efectúas en una investigación experimental es observar o medir fenómenos y variables tal como se da en un contexto natural, para analizarlas", en esta investigación se medirá y estudiara la respuesta sísmica, por lo tanto, es no experimental.

"Los sujetos no se asignan al azar a los grupos ni se emparejan, sino que dichos grupos ya están formados antes del experimento: son grupos intactos" (Sampieri & Mendoza, 2019).

También es no experimental porque no se obtendrá los resultados de edificaciones reales sino productos de simulaciones por computadora.

Por todo lo mencionado se considera un estudio cuasi-experimental porque hay comparación de promedios de los resultados, además de describir la respuesta sísmica de la edificación al acoplar amortiguadores de masa sintonizada, busca explicar el comportamiento de estas edificaciones.

3.5. POBLACIÓN

Una población se comprende por el universo de todos los eventos que se sintonizan con una serie de características. Para esta investigación la población de estudio es una edificación: "Edificación de 15 niveles el tambo", la cual es regular en planta, donde se considerará los diferentes tipos de suelos del distrito del Tambo en la provincia de Huancayo, con las características sísmica de la ciudad de Huancayo.

3.6. MUESTRA

"La muestra es el grupo de individuos que se toma de la población, para estudiar un fenómeno estadístico" (Tamayo, 2012).

La muestra será conformada por una edificación: Edificación de 15 niveles el tambo, las cuales se ubicarán en el distrito del tambo en la provincia de Huancayo, Región Junín.

3.7. MUESTREO

El Muestreo es no probabilístico debido a que la elección de la muestra a estudiar no es una elección probabilística (elección aleatoriamente), sino que las edificaciones a trabajar son propuestas considerando las características mencionadas.

3.8. INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS

Hojas de cálculo: Se empleará las hojas de cálculo de Excel avanzado con programación en MACROS, en donde se registrarán y verificarán todas las ecuaciones involucradas en el presente estudio; también se realizará la resolución de modelos matemáticos por el método de la rigidez para la constatación de la semejanza de los resultados con el programa SAP 2000, aplicando el acoplamiento de un AMS en la estructura.

Modelos matemáticos: Se planteará modelos matemáticos semejantes al comportamiento de la edificación, del tanque de almacenamiento de aceros (AMS) y del acoplamiento entre la estructura y el AMS, tomando como fuerza de excitación a la teoría del análisis sísmico dinámico de estructuras.

Software de ingeniería: Se utilizarán para comprobar los modelos matemáticos planteados con los programas ETABS 2019 v19.1.0, SAP 2000 v21, así mismo para obtener los resultados y comprobar la hipótesis se usará el SPSS v25.

3.9. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

La técnica que se empleara es la observación directa, que es un proceso intencional que consiste en recabar propiedades o características peculiares de la unidad de estudio de manera objetiva.

3.10. TRATAMIENTO ESTADÍSTICO

Con toda la información obtenida de los modelos matemáticos y del software de ingeniería se estudiarán las variables para realizar un contraste de hipótesis. Para tal fin se aplicará Estadística Inferencial con ayuda del programa SPSS v25, para la comprobación de las hipótesis.

CAPITULO IV: RESULTADO

4.1. ANALISIS SISMICO DE LA EDIFICACION

4.2. UBICACIÓN DE LA INVESTIGACION

La presente investigación está referida al diseño realizado para una edificación de 15 niveles, llamado Edificio “HIBRIDO”, edificación que se encuentra en la etapa de diseño realizado de forma privada para su pronta ejecución, el cual se encuentra ubicado en:

- Calle: Entre la intersección de Ricardo Palma y Memesio Raez.
- Distrito: Tambo
- Provincia: Huancayo
- Departamento: Junín

4.2.1. CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LA EDIFICACION

4.2.1.1. NIVEL ARQUITECTONICO

- El área de construcción de la edificación es la siguiente:

Tabla 3 *Definición de área de cada nivel.*

NIVEL	AREA
Sótano	180.22 m ²
nivel 1	160.24 m ²
nivel 2	163.74 m ²
nivel 3	163.74 m ²
nivel 4	163.74 m ²
nivel 5-6	163.74 m ²
nivel 7-12	163.74 m ²
nivel 13	163.74 m ²
nivel 14	163.74 m ²

nivel 15	163.74 m ²
----------	-----------------------

Fuente: Elaboración propia

- Como el mismo nombre de la edificación lo menciona “HIBRIDO”, cada piso tiene diferente uso siendo de la siguiente manera:

Tabla 4 Niveles de la edificación

NIVEL	USO
nivel sótano	cochera
nivel 1	comercio
nivel 2	administración-comercio
nivel 3	hotel-recepción
nivel 4	cafetín Suits
nivel 5-6	hotel Suits
nivel 7-12	departamento
nivel 13	departamento y mantenimiento
nivel 14	azotea, sauna
nivel 15	cuarto de maquinas

Fuente: Elaboración propia

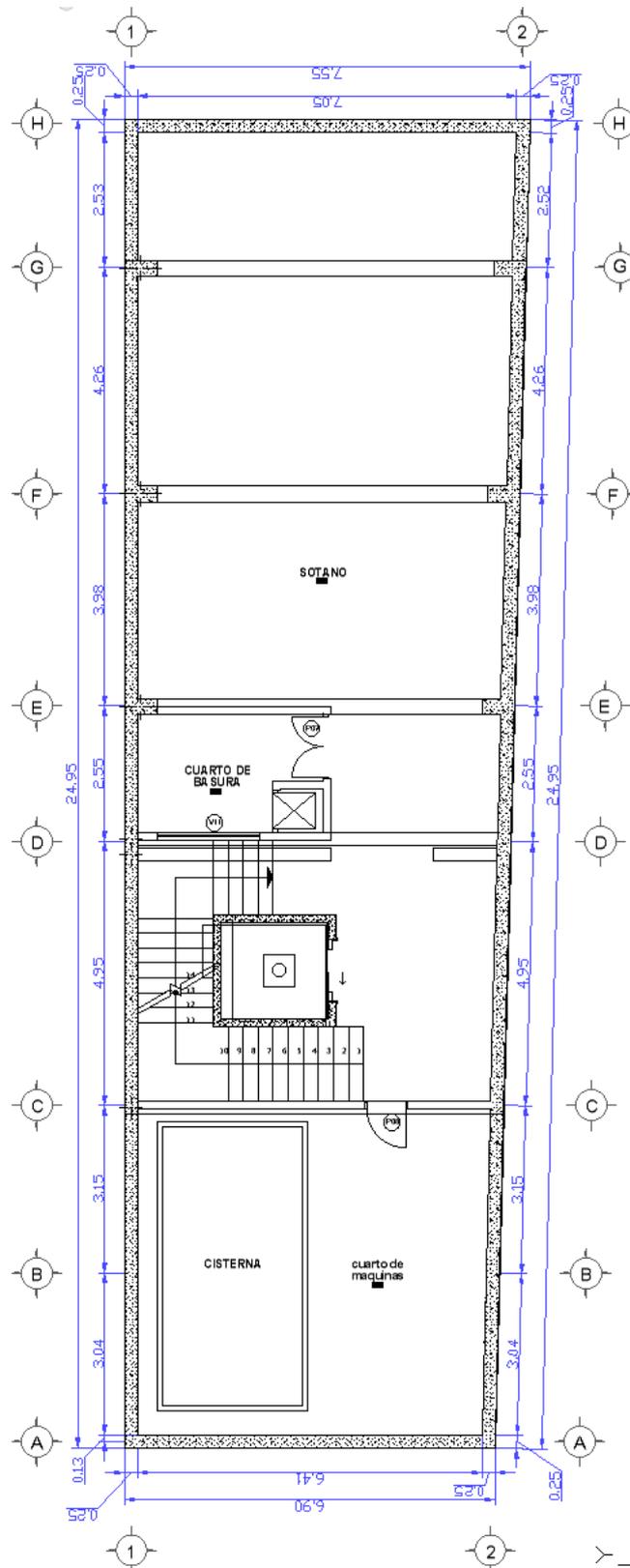
- La altura de entrepiso para la edificación es como se muestra en el cuadro N° 5

Tabla 5 Alturas típicas del edificio.

ALTURAS DE ENTREPISO	
piso 15	2.80 m
piso 14	2.80 m
piso 13	2.80 m
piso 12	2.80 m
piso 11	2.80 m
piso 10	2.80 m
piso 09	2.80 m
piso 08	2.80 m
piso 07	2.80 m
piso 06	2.80 m
piso 05	2.80 m
piso 04	2.80 m
piso 03	2.80 m
piso 02	2.80 m
piso 01	3.00 m
sótano	3.00 m

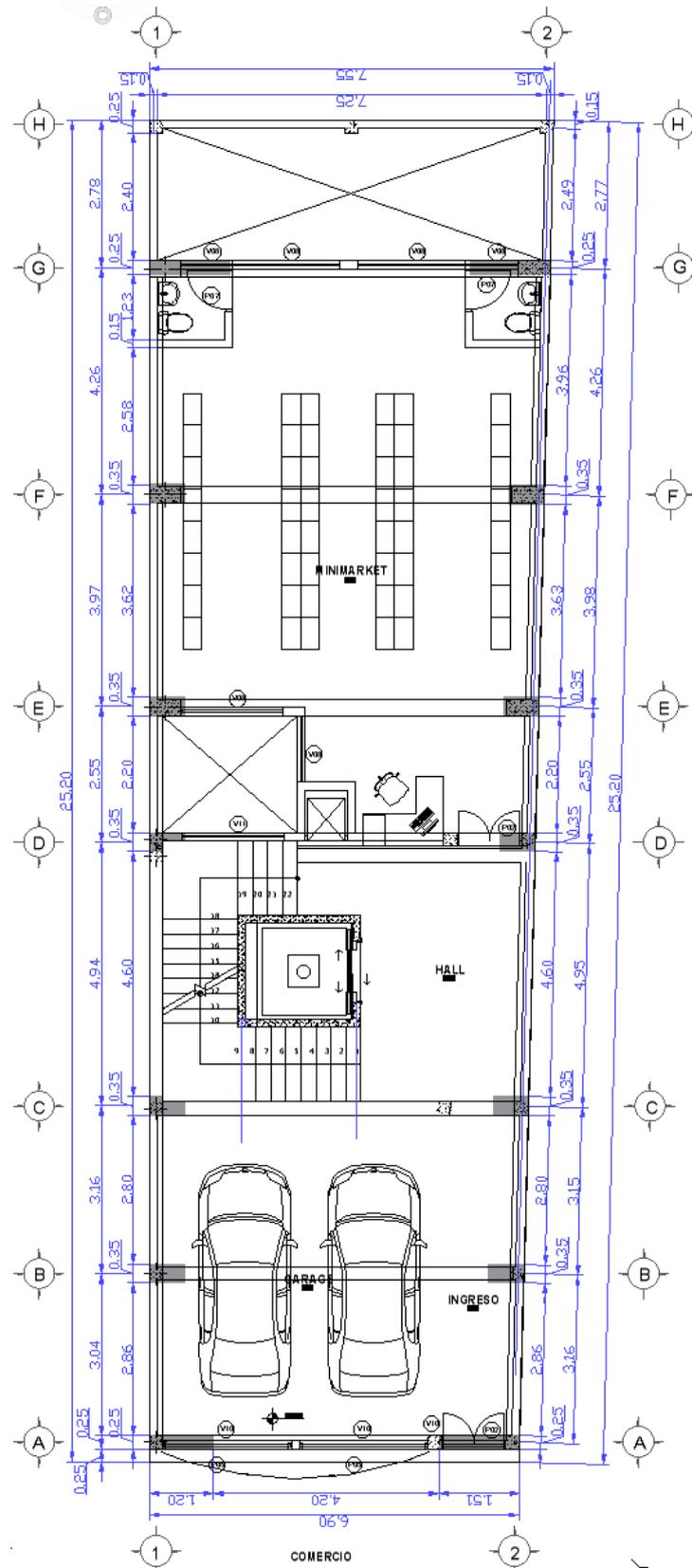
Fuente: Elaboración propia

Figura 26 Planta de distribución de la edificación (SOTANO).



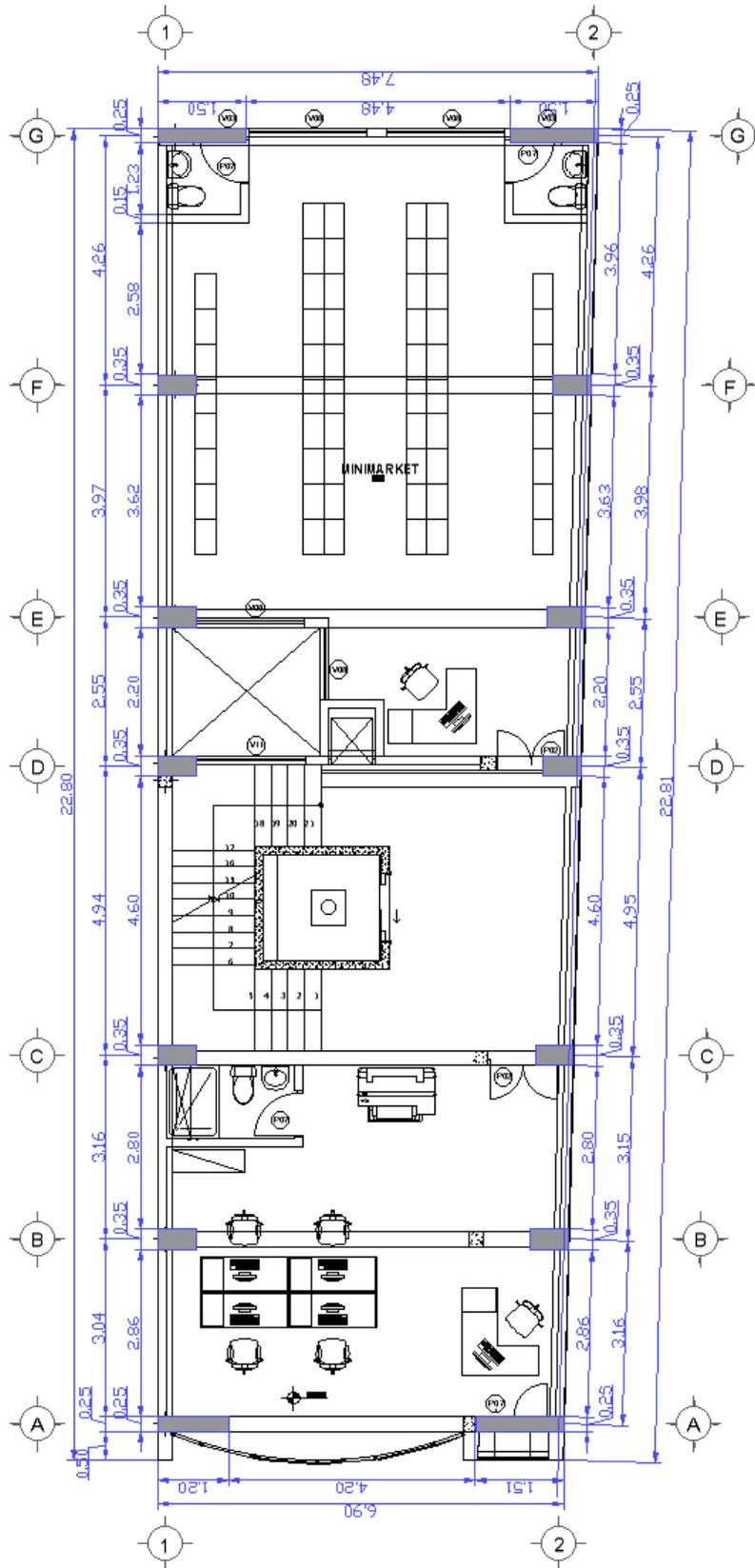
Fuente: Elaboración propia-AutoCAD 2019.

Figura 27 Planta de distribución de la edificación (PISO 1).



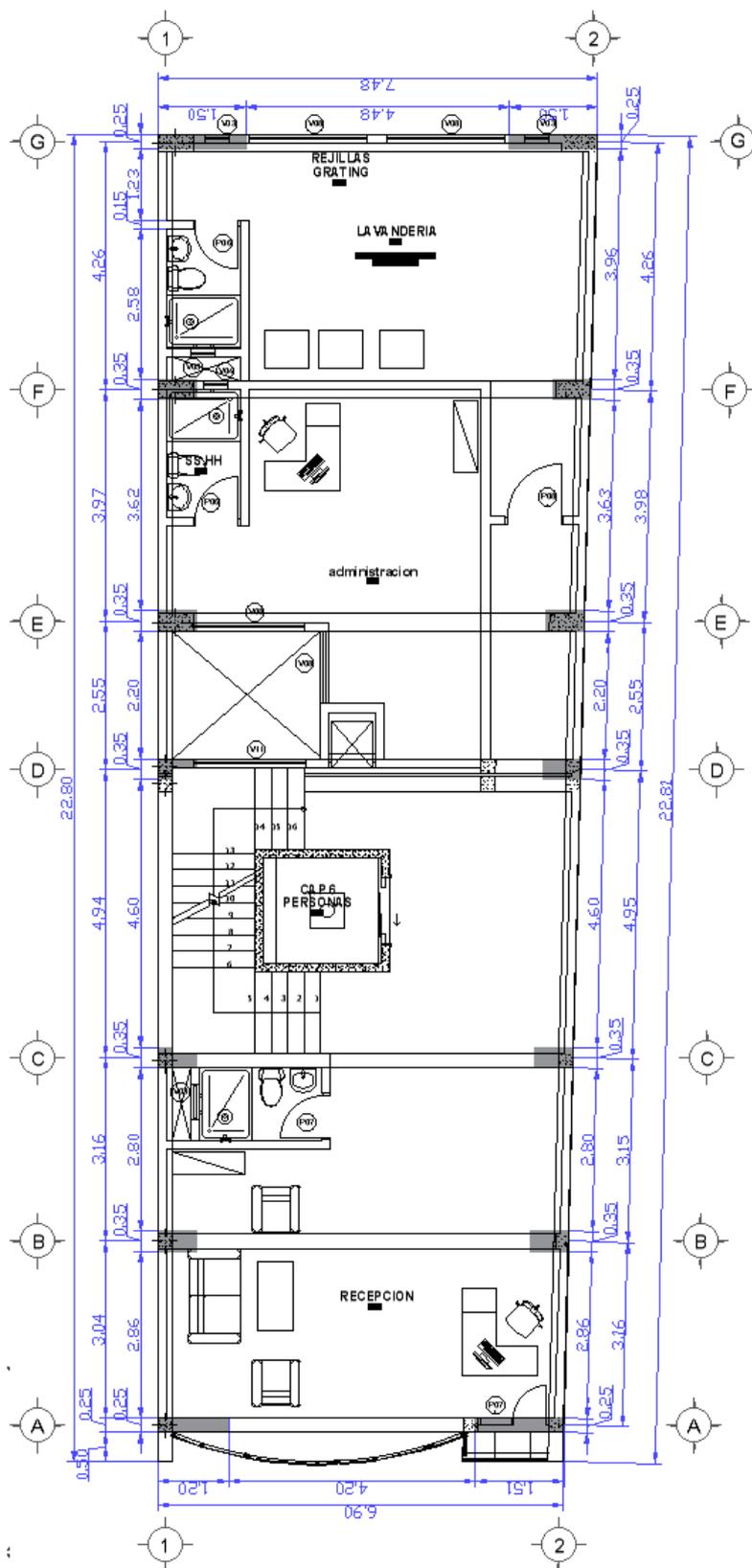
Fuente: Elaboración propia-AutoCAD 2019.

Figura 28 Planta de distribución de la edificación (PISO 2).



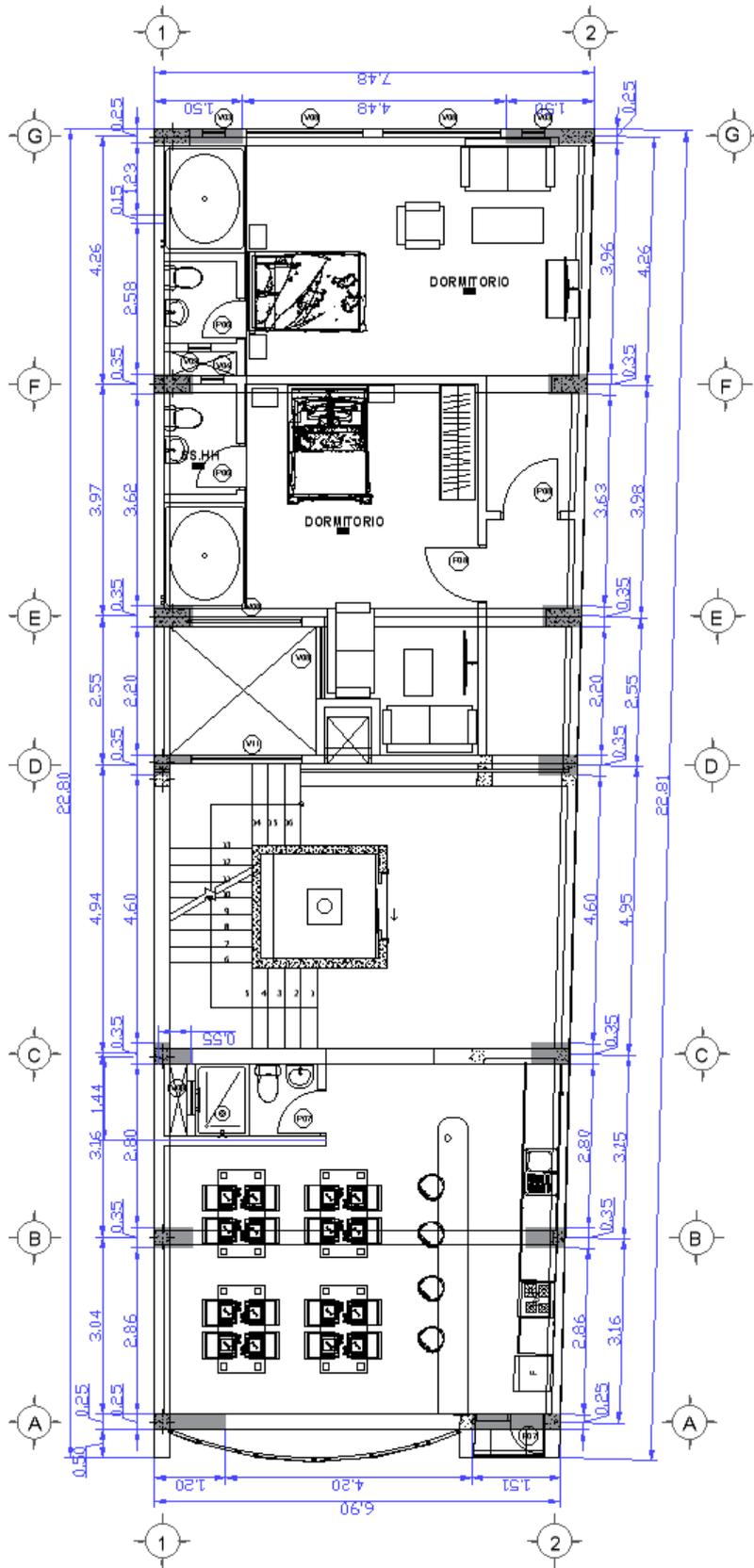
Fuente: Elaboración propia-AutoCAD 2019.

Figura 29 Planta de distribución de la edificación (PISO 3).



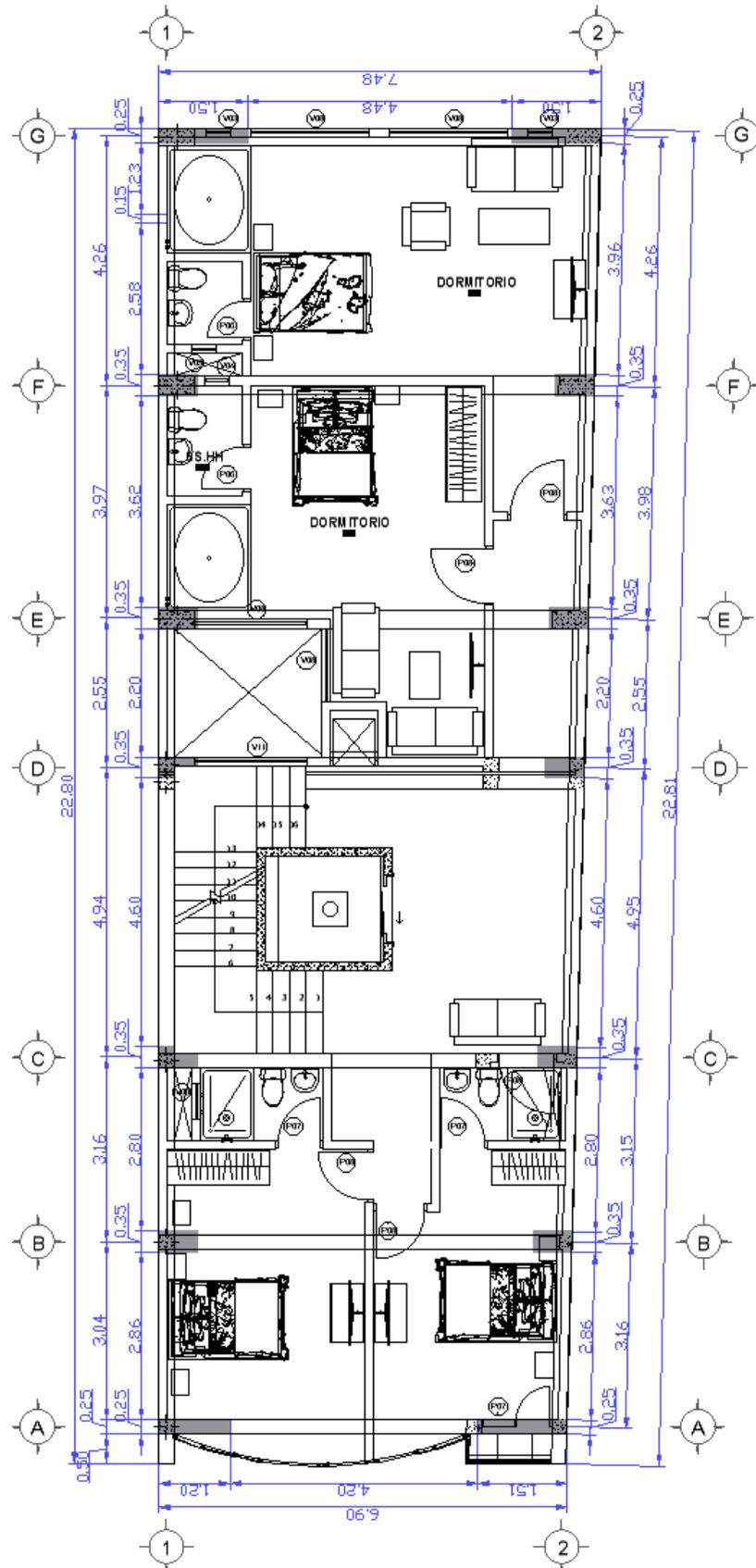
Fuente: Elaboración propia-AutoCAD 2019.

Figura 30 Planta de distribución de la edificación (PISO 4).



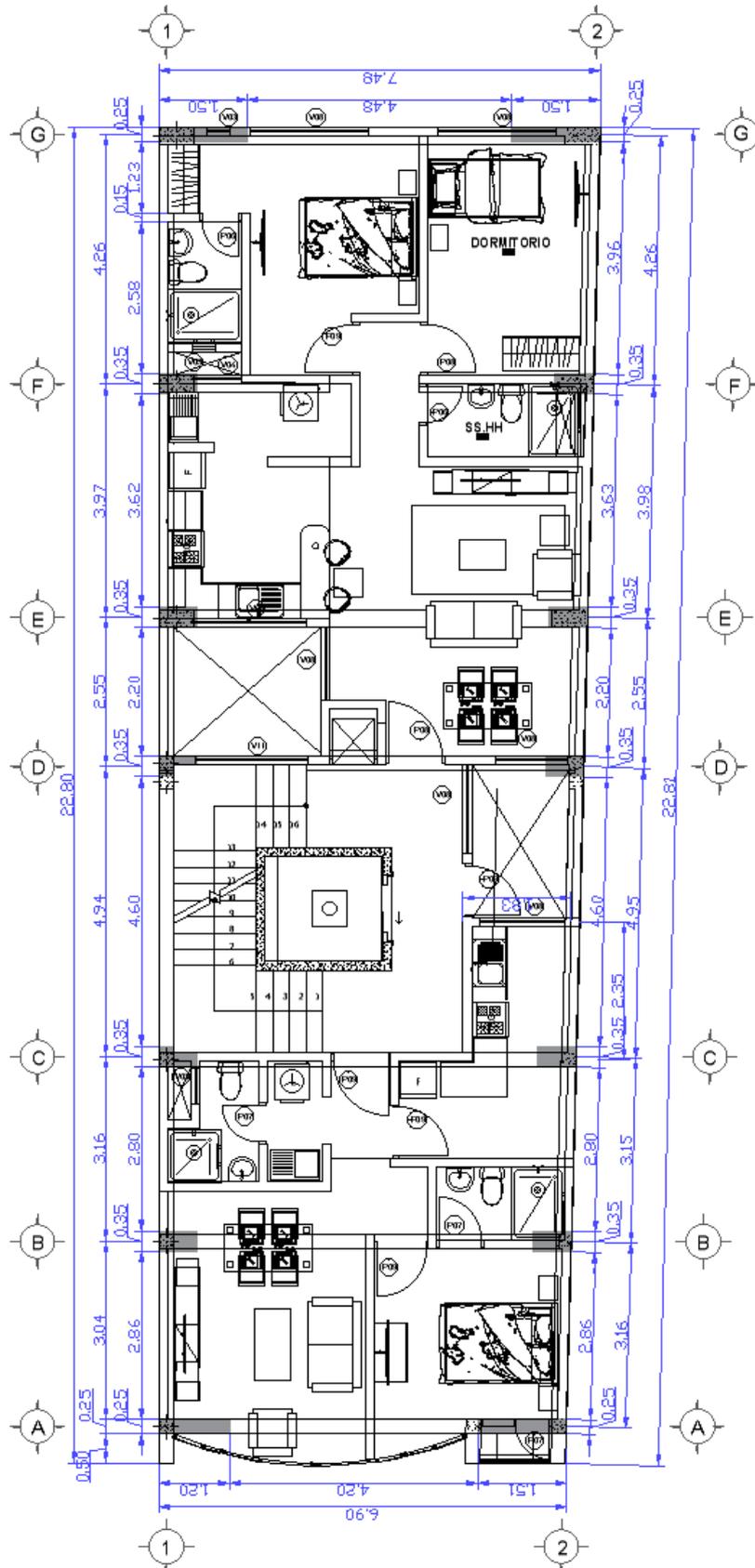
Fuente: Elaboración propia-AutoCAD 2019.

Figura 31 Planta de distribución de la edificación (PISO 5-6).



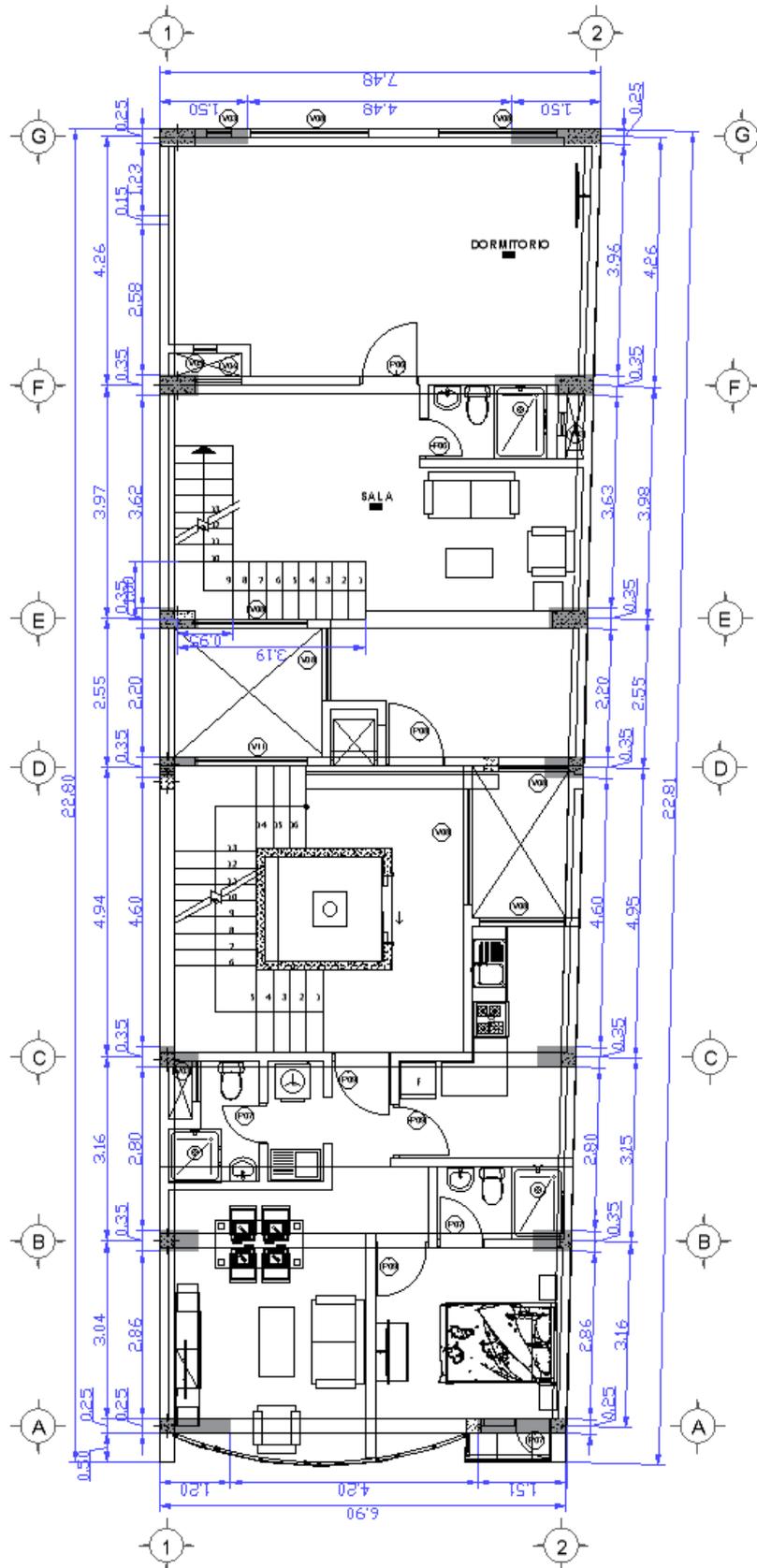
Fuente: Elaboración propia-AutoCAD 2019.

Figura 32 Planta de distribución de la edificación (PISO 7-12).



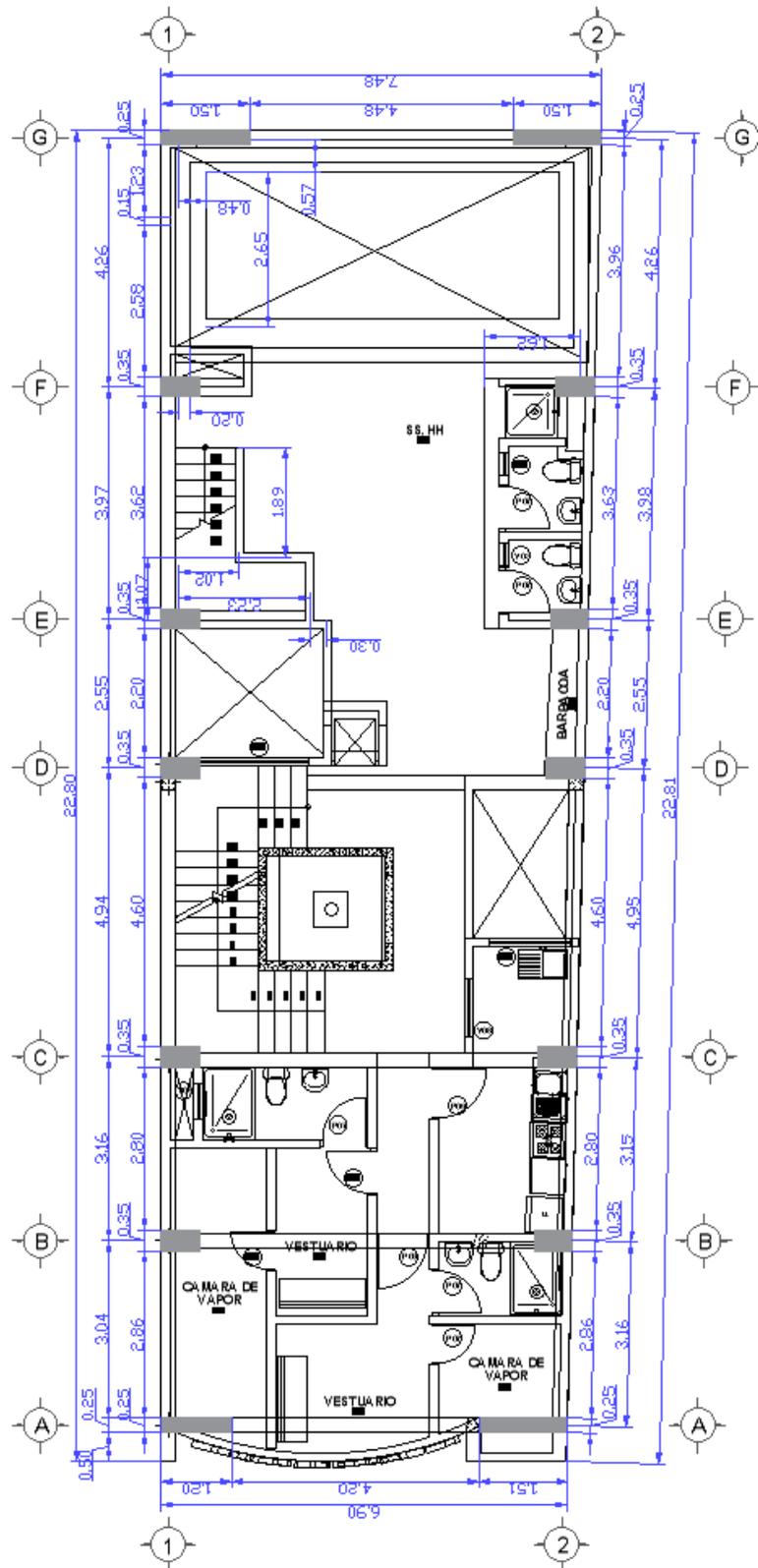
Fuente: Elaboración propia-AutoCAD 2019.

Figura 33 Planta de distribución de la edificación (PISO 13).



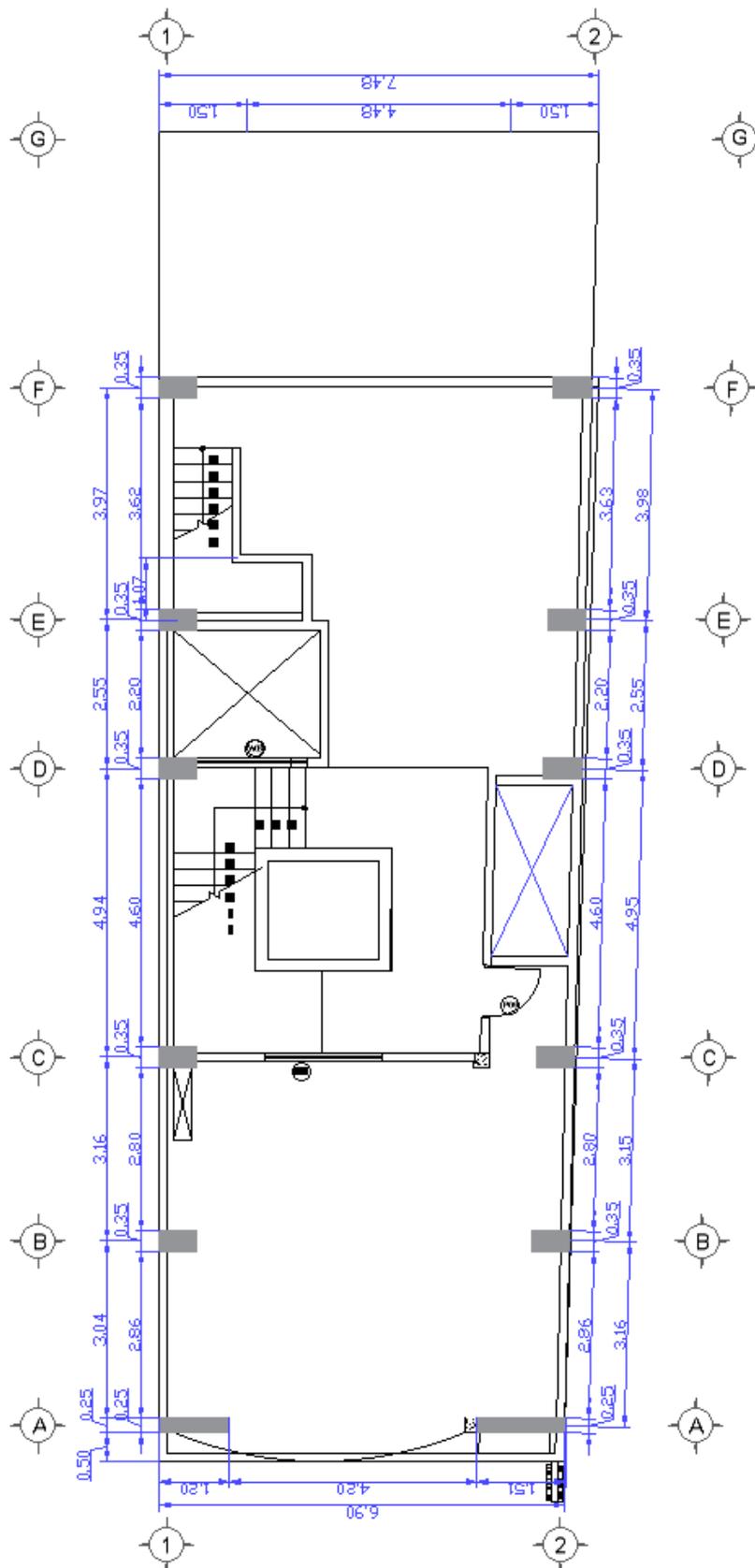
Fuente: Elaboración propia-AutoCAD 2019.

Figura 34 Planta de distribución de la edificación (PISO 14).



Fuente: Elaboración propia-AutoCAD 2019.

Figura 35 Planta de distribución de la edificación (PISO 15).

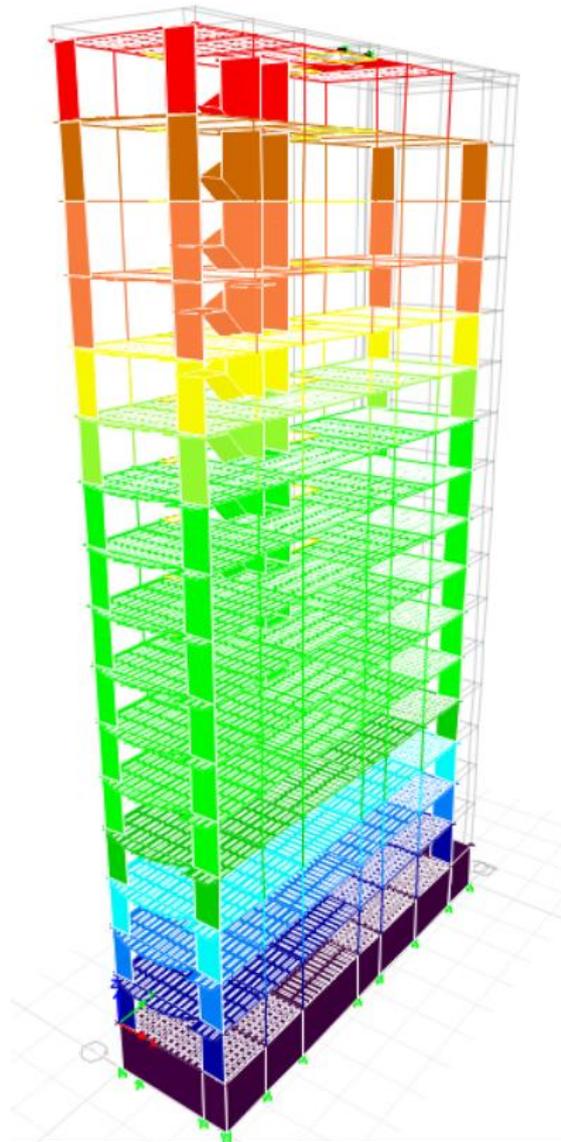


Fuente: Elaboración propia-AutoCAD 2019.

4.2.1.2. NIVEL ESTRUCTURAL

La figura N° 34, presenta el resultado del modelado de la estructura en vista 3D, trabajado en el programa de ETABS 2019 v19.1.0., este modelado que está considerado desde el sótano hasta la azotea considerando todos los componentes estructurales planteados a partir de los planos de arquitectura.

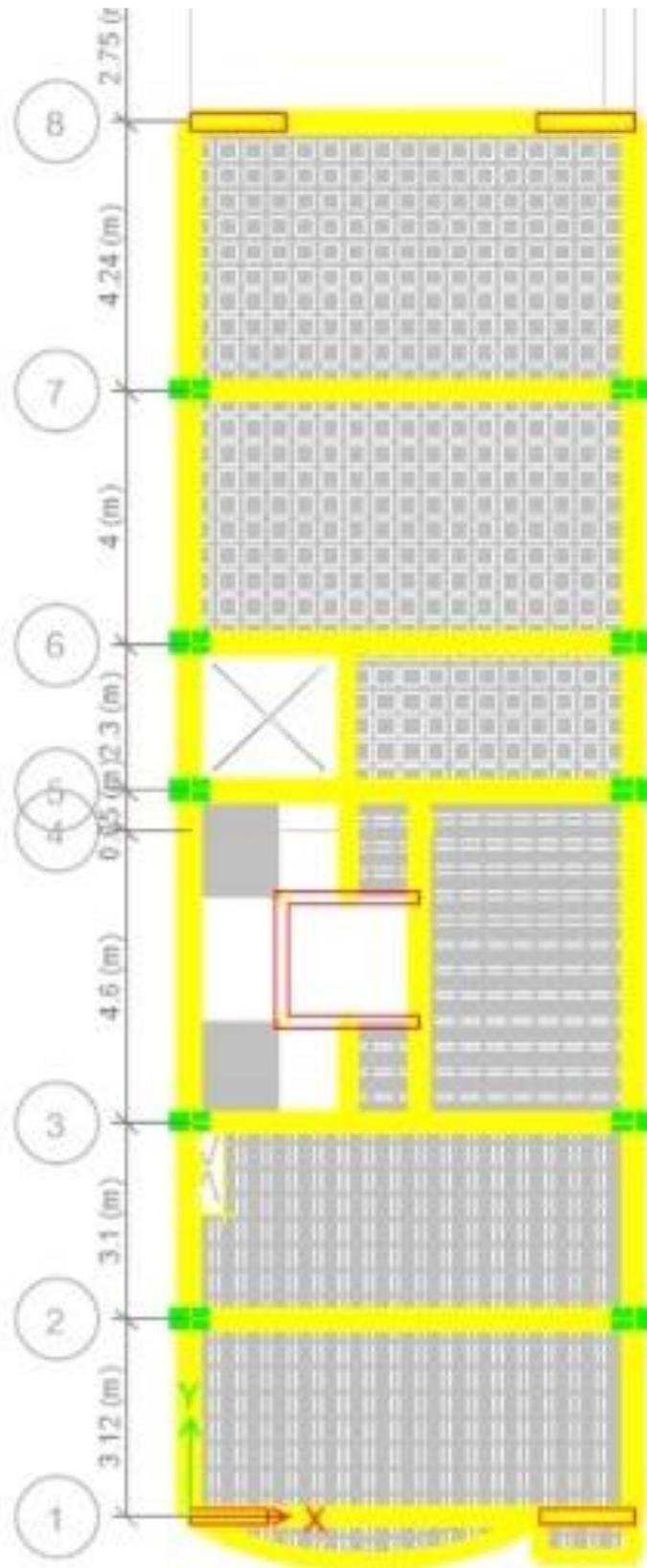
Figura 36 Modelado en el programa ETABS, la vista 3D del edificio “Hibrido”.



Fuente: Elaboración propia-ETABS 2019 v19.1.0.

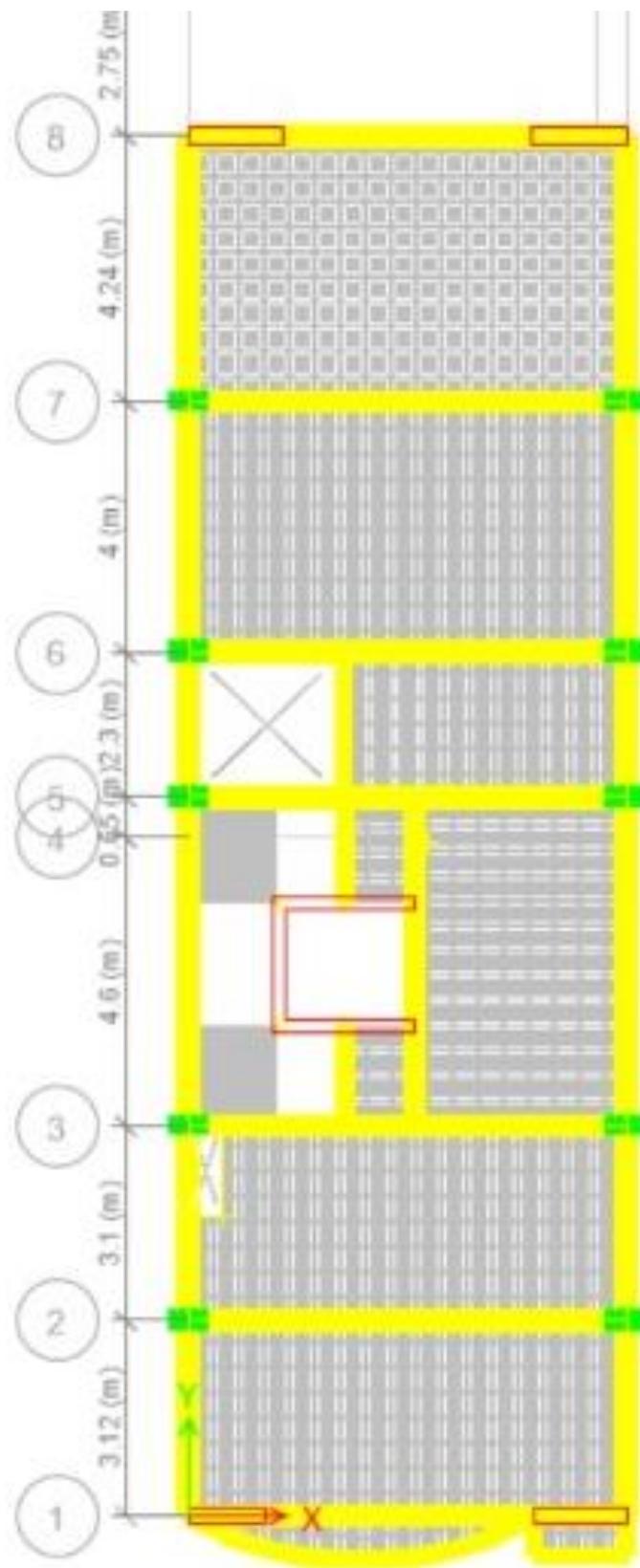
De la misma forma se muestra en la figura N° 35, el consolidado de las plantas de cada nivel de la edificación que esta modelado en el programa de ETABS, donde se presenta la ubicación de todos los elementos estructurales como vigas, columnas, losas y placas.

Figura 37 Vista de la planta del piso 01 del edificio “Hibrido”.



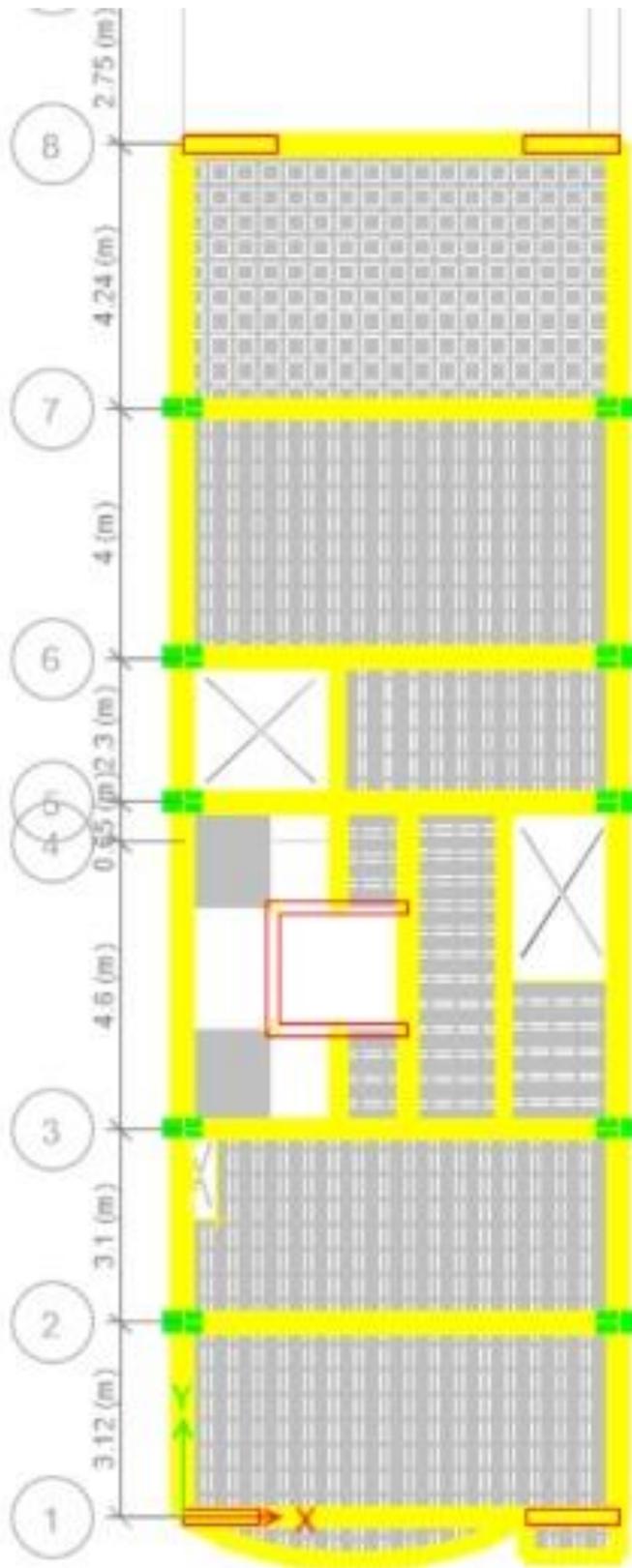
Fuente: Elaboración propia-ETABS 2019 v19.1.0.

Figura 38 Vista de la planta del piso 02-12 del edificio "Hibrido".



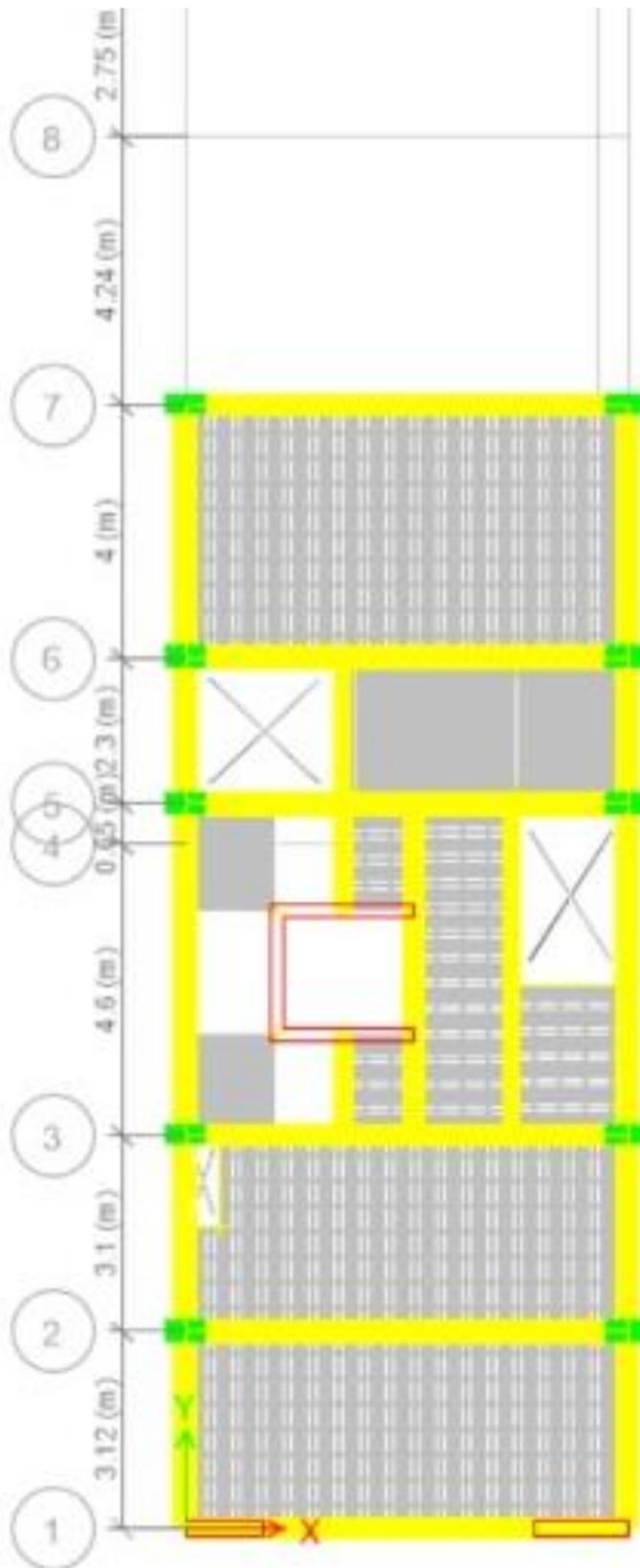
Fuente: Elaboración propia-ETABS 2019 v19.1.0.

Figura 39 Vista de la planta del piso 13-15 del edificio "Hibrido".



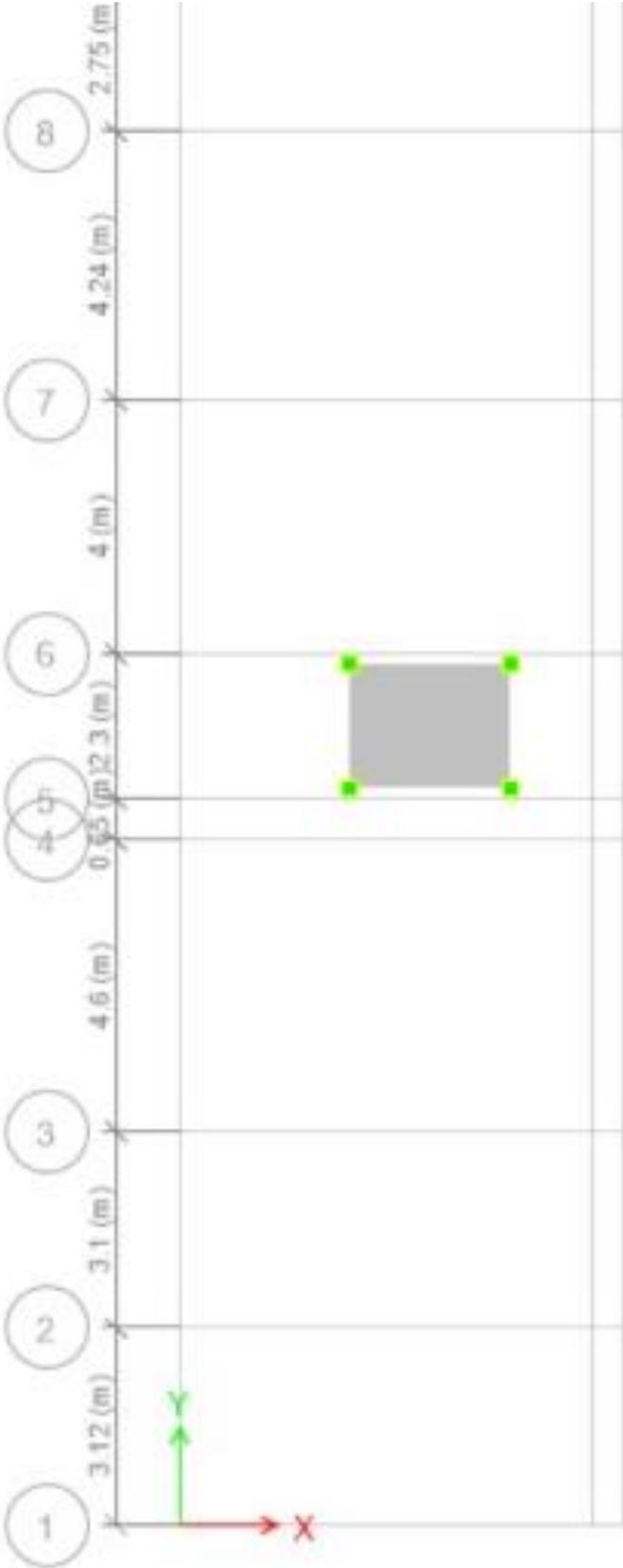
Fuente: Elaboración propia-ETABS 2019 v19.1.0.

Figura 40 Vista de la planta del techo de piso 15, del edificio "Hibrido".



Fuente: Elaboración propia-ETABS 2019 v19.1.0.

Figura 41 Vista de la planta del ubicación del TMD, del edificio “Hibrido”.



Fuente: Elaboración propia-ETABS 2019 v19.1.0.

4.2.2. MODELACION ESTRUCTURAL

4.2.2.1. NORMATIVA UTILIZADA

La presente investigación, ha sido diseñado de acuerdo al reglamento nacional de edificaciones vigentes aplicables dentro del territorio peruano divididas en sus siguientes normas:

- E.020- NORMA TECNICA DE CARGAS (2006)
- E.030-NORMA TECNICA DE DISEÑO SISMORESISTENTE (2018)
- E.060-NORMA TECNICA DE CONCRETO ARMADO (2008)

4.2.2.2. CONFIGURACION ESTRUCTURAL

Las estructuras deben ser clasificadas por la norma E.030 como regulares e irregulares, con el único objetivo de saber el procedimiento apropiado de estudio y los valores adecuados del factor de reducción de fuerza sísmica, por lo que debe satisfacer las siguientes condiciones:

- Planta simple.
- Simetría en distribución de masas.
- Regularidad en planta y elevación sin cambios bruscos de rigidez.
- Masa o discontinuidades en la transmisión de las fuerzas de gravedad y horizontales a través de los elementos verticales hacia la cimentación.

4.2.2.3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Concreto:

El concreto que se utilizará será concreto de una resistencia a compresión axial de 210 Kg/cm² desde el sótano (nivel: -3.00), hasta el piso 15 (nivel: +42.2), estos datos han sido considerados por el proyectista. Las principales propiedades físicas del concreto se muestran a continuación:

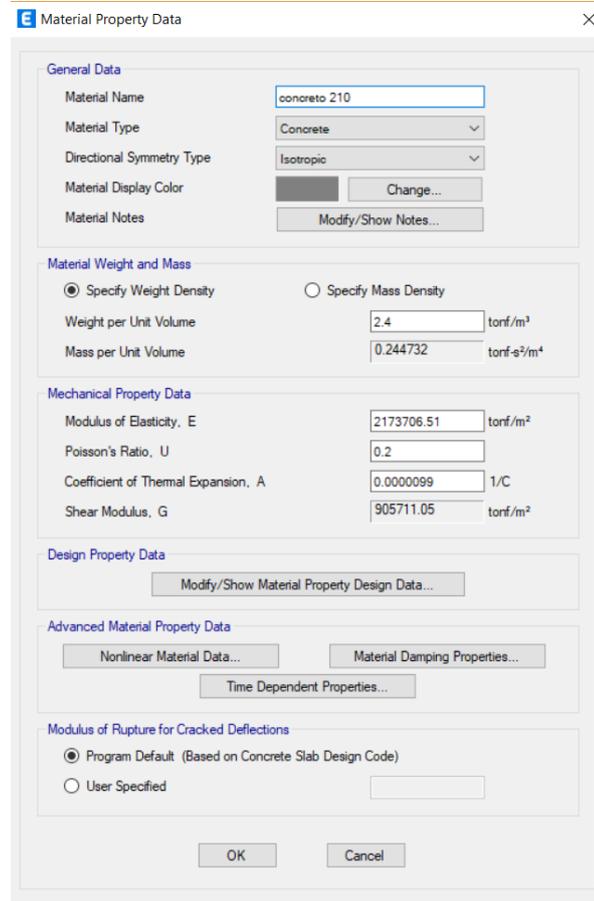
Tabla 6 *Propiedades del concreto.*

PROPIEDAD	UNIDADES	VALOR
resistencia a la compresión ($f'c$)	kgf/cm ²	210-290
masa por unidad de volumen	kgf*seg/cm ⁴	244.6
peso por unidad de volumen (Wc)	kgf/m ²	2400.0
módulo de elasticidad (E_c)	kgf/cm ²	220963.8-255440.8
coeficiente de poisson (ν_c)		0.15
módulo de corte (G_c)	kgf/cm ²	96071.2-111061.2
coeficiente de dilatación térmica	1°C	0.000012

Fuente: Elaboración propia

La figura N° 37 realiza la introducción de dichos datos al programa de ETABS 2019 v19.1.0.

Figura 42 Definición de las características del concreto en el programa ETABS.



Fuente: ETABS 2019 v19.1.0.

Acero de refuerzo:

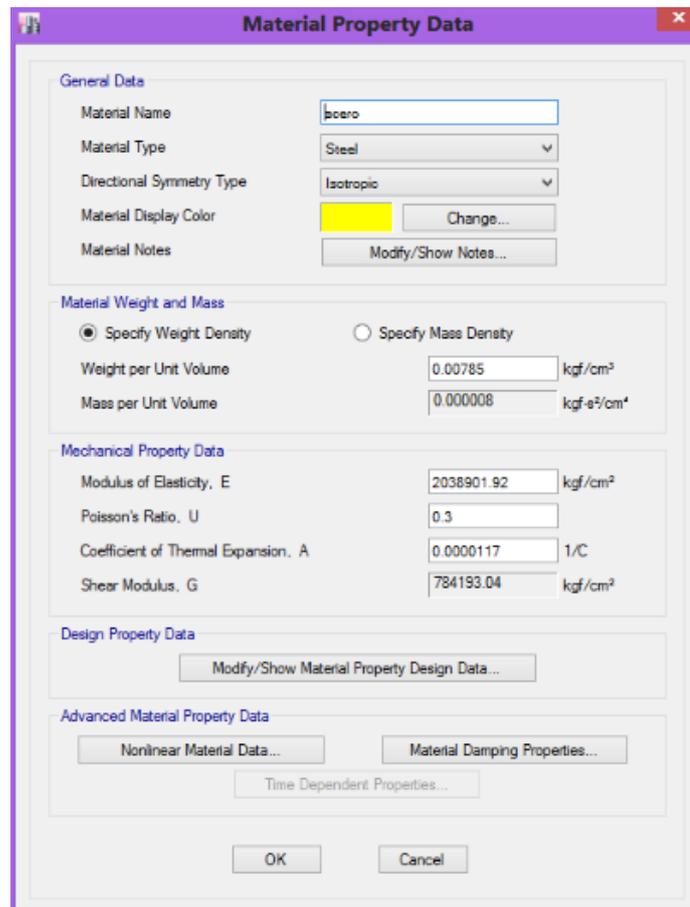
Tabla 7 Propiedades del Acero.

PROPIEDAD	UNIDADES	VALOR
Esfuerzo de influencia (Fy)	kgf/cm2	4200.0
esfuerzo admisible (Fys)	kgf/cm2	2520.0
peso por unidad de volumen (Ws)	kgf/m2	7850.00
módulo de elasticidad (Es)	kgf/cm2	2000000.0
coeficiente de poison (νc)		0.25
módulo de corte (Gc)	kgf/cm2	800000.0
coeficiente de dilatación térmica	1/°C	0.000012

Fuente: Elaboración propia

Se realiza la introducción de dichos datos al programa de ETABS 2019 v19.1.0.

Figura 43 Definición de las características del acero en el programa ETABS.



Fuente: ETABS 2019 v19.1.0.

4.2.2.4. SECCIONES DE LOS ELEMENTOS

4.2.2.4.1. COLUMNAS

En la Tabla N° 8 se presenta diseño ultimo de las columnas, así como el dimensionamiento expresada en cm aplicados según sus niveles correspondientes.

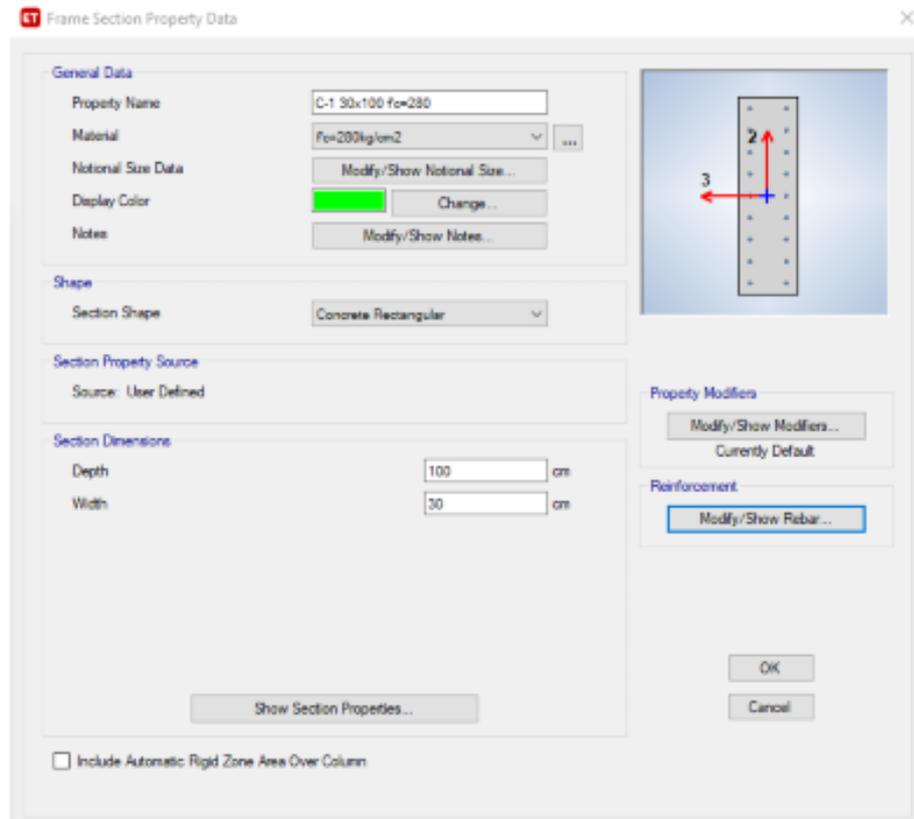
Tabla 8 Cuadro de columnas establecidas en la estructura

COLUMNAS				
TIPO	ANCHO (cm)	LARGO (cm)	f'c (kg/cm ²)	NIVEL
C-1	35	65	210	1-15
C-2	30	30	210	1-15

Fuente: Elaboración propia

Para la columna 1, de la tabla N° 8 a modo de ejemplo se muestra la asignación de las propiedades, material, dimensiones con las unidades respectivas y de acuerdo a las especificaciones de la columna (ver figura N° 44).

Figura 44 Asignación de propiedades a la columna con el ETABS 2019 v19.1.0.



Fuente: ETABS 2019 v19.1.0.

4.2.2.4.2. PLACAS

Dentro del proyecto está considerado las placas las cuales se detalla a continuación, mencionando las dimensiones, secciones irregulares así mismo se presenta la resistencia a la compresión en cada nivel y de cada elemento estructural considerado.

Tabla 9 Cuadro de placas establecidas en la estructura.

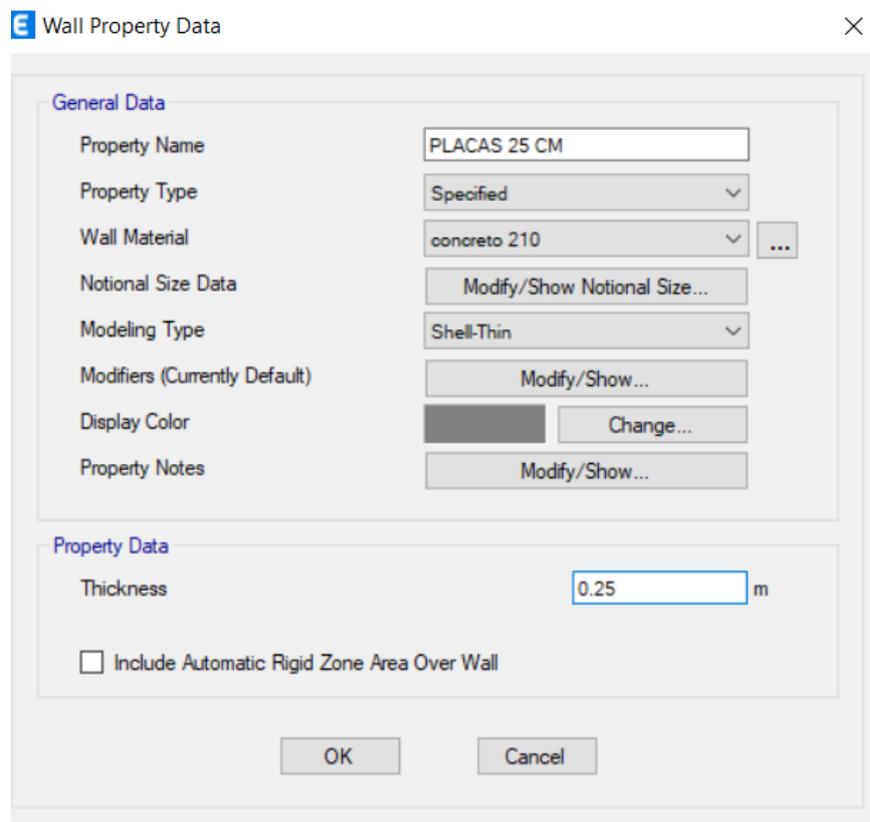
PLACAS				
ELEMENTO	AREA SECCION (m2)	f'c (kg/cm2)	NIVEL DESDE	NIVEL HASTA
P-L 1	.25x1.50=0.3750	210	1	14
P-L 2	.25x1.45=0.3625	210	1	15

P-L 3	.25x1.20=0.3000	210	1	15
-------	-----------------	-----	---	----

Fuente: Elaboración propia

En modo de ejemplo se realiza la asignación de propiedades al PL-1 de acuerdo a la tabla N° 9, además de los datos estructurales como resistencia (ver figura 45)

Figura 45 Asignación de propiedades estructurales a la placa PL-1 con el ETABS.



Fuente: ETABS 2019 v19.1.0.

4.2.2.4.3. VIGAS

En la Tabla N°10 se muestran las vigas propuestas como diseño final de la edificación, todo de acuerdo con lo establecido en los planos de estructura con sus con las medidas expresadas en centímetros, de la misma forma se presenta la resistencia a la compresión según sus niveles.

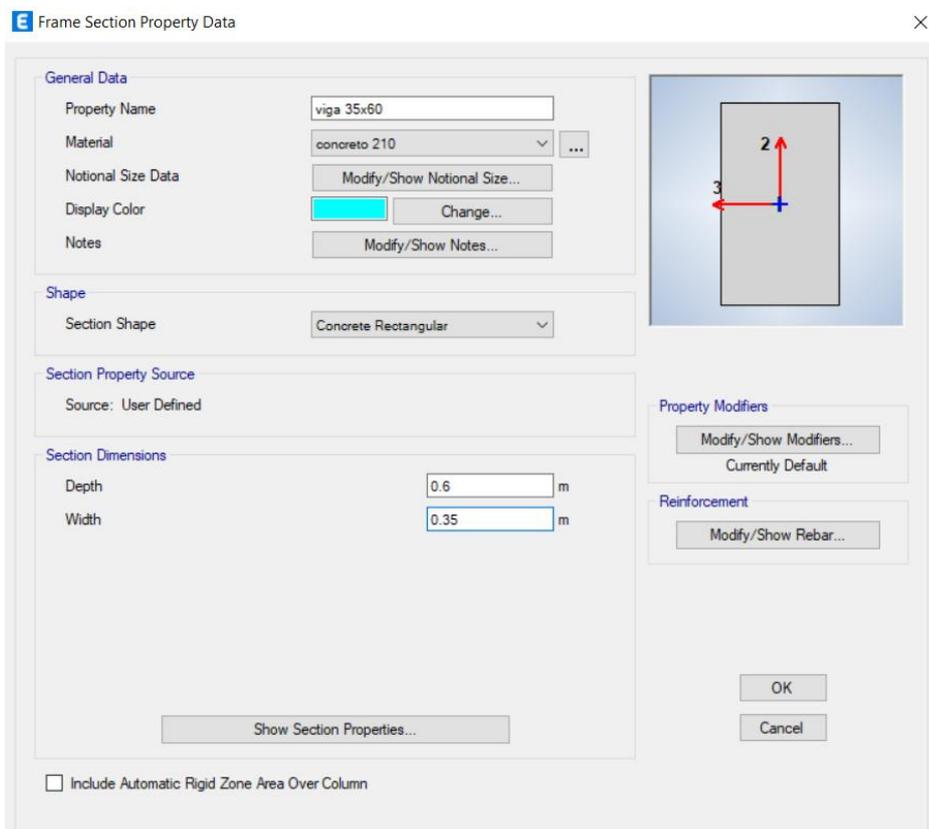
Tabla 10 Cuadro de placas diseñadas para la estructura.

VIGAS					
ELEMENTO	ANCHO (M2)	PERALTE (CM)	F'C(KG/C M2)	NIVEL 1	NIVEL FINAL
VS-1	25	20	210	1	15
VS-2	35	60	210	1	15

Fuente: Elaboración propia

A modo de ejemplo se muestra la asignación de propiedades estructurales de la viga VS-1 en el programa de ETABS 2019 v19.1.0. (ver figura 46).

Figura 46 Asignación de propiedades a la viga VS-1 con el ETABS.



Fuente: ETABS 2019 v19.1.0.

4.2.2.4.4. LOSAS

El modelo planteado presenta losas aligerado (bidireccional y unidireccional), además de losas macizas de 15 cm y de 20 cm, mostrado a diferentes niveles con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm^2

La Tabla 11 se presenta el espesor de las losas en unidades de centímetros de la misma forma como la resistencia a la compresión para cada nivel considerado.

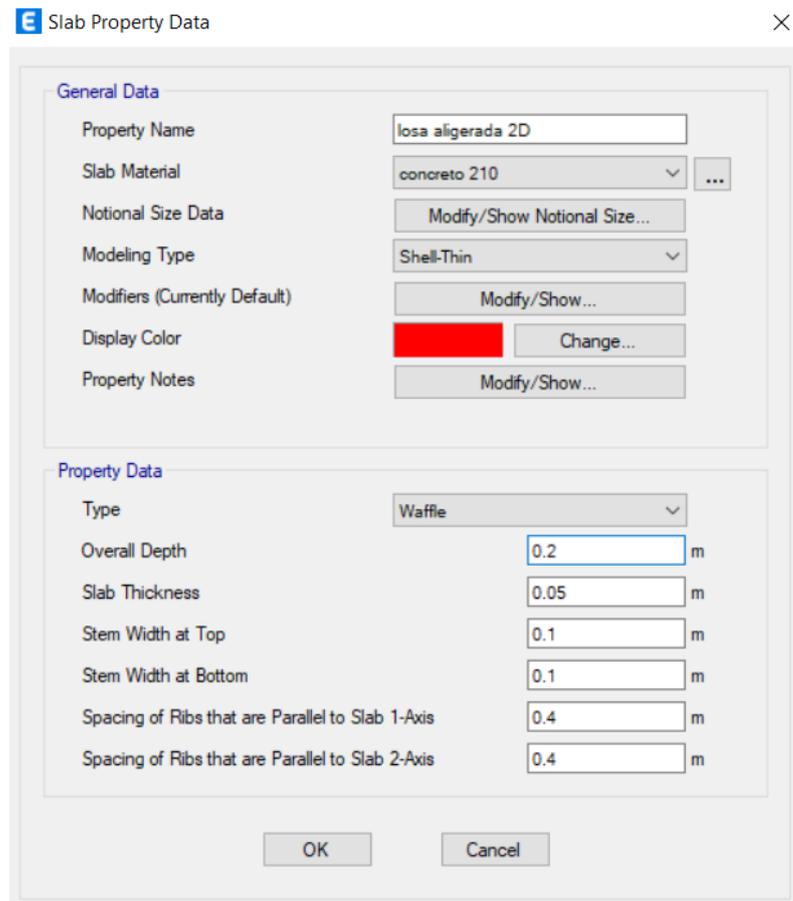
Tabla 11 Cuadro de losas establecidas en la estructura.

LOSAS				
ELEMENTO	PERALTE (CM)	F'c(KG/CM 2)	NIVEL 1	NIVEL FINAL
Aligerado 1 dirección	20	210	1	15
maciza	15	210	1	15
Aligerado 2 dirección	20	210	1	15

Fuente: Elaboración propia

Al definir el espesor de las losas unidireccionales se considera el espesor mínimo, para posteriormente consolidar esta definición con la aplicación del peso propio. En la figura 47, se muestra, a modo de ejemplo, la inserción de datos en el programa ETABS 2019 v19.1.0.

Figura 47 Asignación de propiedades a la losa maciza con el programa ETABS.



Fuente: ETABS 2019 v19.1.0.

4.2.3. DEFINICION Y ASIGNACION DE CARGAS

4.2.3.1. CARGA MUERTA (D):

Es todo aquel elemento que la estructura soporta como:

- Equipos
- tabiques
- elementos soportados por la estructura
- peso propio, de forma permanente

Tabla 12 Carga muerta considerado en le diseño

DESCRIPCIÓN	CARGA MUERTA
tabiquería	50 kg/m ²
acabados	100 kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

4.2.3.2. CARGA VIVA (L):

Considerado como el peso de todos los elementos móviles como

- Ocupantes
- Materiales
- Equipos
- Muebles

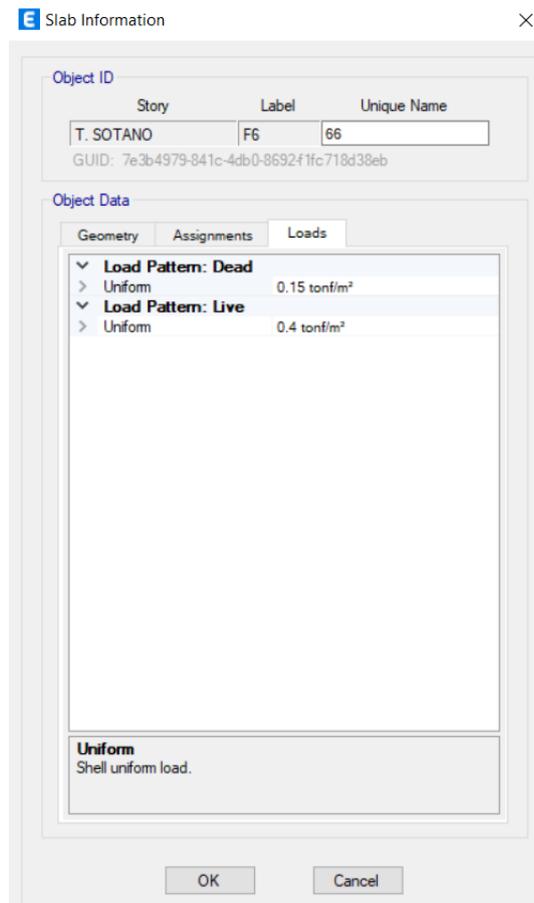
Tabla 13 Cargas vivas consideradas en el diseño

DESCRIPCIÓN	CARGA VIVA	NIVELES
sobrecarga (viviendas)	200	Piso 3- Piso 15
sobrecarga (garaje y sala)	250	Sótano-piso 3
sobrecarga (tienda, escalera)	400	Sotano-1 piso

Fuente: Elaboración propia

La Figura 48 nos presenta a modo de ejemplo la asignación de las cargas de los anteriores mencionados en el Software ETABS 2019 v19.1.0. para la carga muerta por peso propio se consideró el factor 1 con el objetivo de que el mismo Software ETABS 2019 v19.1.0 tome los pesos de cada elemento.

Figura 48 Asignación de propiedades a la losa maciza con el programa ETABS.



Fuente: Elaboración propia

4.2.4. PARAMETROS SISMICOS

La norma E-30 Diseño Sismo resistente te menciona los parámetros mínimos para el proyecto tenga un adecuado comportamiento sísmico con el objetivo de reducir pérdidas humanas y daños materiales y de alguna garantizar que la estructura pueda seguir funcionando durante antes y después del sismo

Filosofía del diseño sismo resistente.

El proyecto deberá de desarrollarse con la finalidad de garantizar un comportamiento que haga posible:

- Resistir sismos leves sin daño.
- Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- Resistir sismos severos con posibilidad de daños estructurales importantes, evitando el colapso de la edificación.

4.2.4.1. PESO SISMICO DE LA ESTRUCTURA

La fórmula a utilizar para el cálculo es:

$$P_s = M_s g \quad \text{Ecuación (38)}$$

Donde:

M_s =masa sísmica de la estructura principal

g =aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

se obtiene:

$$P_s = 185.76 \text{ tonnef} * \frac{s^2}{m} * 9.81 \frac{m}{s^2} = 1822.30 \text{ tonnef} \quad \text{Ecuación (39)}$$

Tabla 14 Peso sísmico de la estructura

STORY	DIAPHRAGM	MASS X tonf-s ² /m	MASS Y tonf-s ² /m
T. SOTANO	D1	10.80172	10.80172
PISO 1	D2	12.57774	12.57774
PISO 2	D3	12.00497	12.00497
PISO 3	D4	11.91905	11.91905
PISO 4	D5	11.83344	11.83344
PISO 5	D6	11.83344	11.83344
PISO 6	D7	11.83344	11.83344
PISO 7	D8	11.83344	11.83344
PISO 8	D9	11.83344	11.83344
PISO 9	D10	11.83344	11.83344
PISO 10	D11	11.83344	11.83344
PISO 11	D12	11.83396	11.83396
PISO 12	D13	11.83399	11.83399
PISO 13	D14	11.78823	11.78823
PISO 14	D15	11.78823	11.78823
PISO 15	D16	11.00648	11.00648
AZOTEA	D17	8.17371	8.17371
		185.7604	

Fuente: Elaboración propia

4.2.4.2. FACTOR DE ZONA

Con lo mencionado en el mapa de zonificación sísmica, del capítulo I (ver figura 1) se aprecia que el territorio nacional está dividido en 4 zonas por lo que se le consigan un factor denominada “Z” para cada una de ellas.

Tabla 15 Factores de zona.

FACTORES DE ZONA	
ZONA	FACTOR DE ZONA-Z(g)
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Ministerio de Vivienda y Construcción, 2018. Norma Técnica Peruana E.030

“Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018, p.4)

La estructura en estudio está localizada en el distrito del Tambo, por lo cual se ubica en la zona 3, correspondiendo un factor de zona, $Z=0.35$.

4.2.4.3. CONDICIONES GEOTECNICAS

Según la Universidad Nacional de Ingeniería (2007) los perfiles de suelo se clasifican tomando en consideración las propiedades mecánicas de la misma, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Los tipos de perfiles se clasifica de la siguiente manera:

- Perfil Tipo S0: Roca Dura
- Perfil Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos
- Perfil Tipo S2: Suelos Intermedios
- Perfil Tipo S3: Suelos Blandos
- Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales

De acuerdo al estudio de suelos con fines de cimentación la edificación está ubicada en el perfil tipo S_2

La Tabla 16, extraída de la Norma Técnica Peruana E030, donde considera el factor de suelo para cada zona.

Tabla 16 Condiciones geotécnicas.

FACTOR DE SUELO " S "				
ZONA – SUELO	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.40	2.00

Fuente: Ministerio de Vivienda y Construcción, 2018. Norma Técnica Peruana E.030

La Tabla 17 se presenta los periodos TP y TL considerando el perfil de suelo.

Tabla 17 Periodo de " T_p " y " T_L "

	PERIODO "Tp" y "TL"			
	perfil del suelo			
	So	S1	S2	S3
T_p (S)	0.30	0.4	0.6	1.0
T_L (S)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Ministerio de Vivienda y Construcción, 2018. Norma Técnica Peruana E.030

Por lo mencionado anteriormente, en la tabla N°16 y N°17, se resume los resultados:

- S = 1.15
- TP = 0.6
- TL = 2.0

4.2.4.4. FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA:

De acuerdo a las características de sitio se define el factor de amplificación sísmica (C) de acuerdo a la norma E030:

$$T < T_p \dots \dots \dots C = 2.5 \quad \text{Ecuación (40)}$$

$$T_L < T < T_p \dots \dots \dots C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad \text{Ecuación (41)}$$

$$T_L < T \dots \dots \dots C = 2.5 \left(\frac{T_p * T_L}{T^2} \right) \quad \text{Ecuación (42)}$$

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo.

De acuerdo al programa ETABS 2019 v19.1.0, Se extrae los datos como:

Periodo fundamental X (Tx): 1.572 s

Periodo fundamental Y (Ty): 1.3722 s

Considerando los resultados obtenidos se usó la ecuación 4.2 para determinar el factor de amplificación sísmica en cada dirección:

Dirección X:

$$TL < 1.5752 < TP \rightarrow C_x = 2.5 \left(\frac{0.60}{1.5752} \right) = 0.9523$$

Ecuación (43)

Dirección Y:

$$TL < 1.3722 < TP \rightarrow C_y = 2.5 \left(\frac{0.60}{1.3722} \right) = 1.093 \quad \text{Ecuación (44)}$$

4.2.4.5. CATEGORIA DE EDIFICACION Y FACTOR DE USO

La “Categoría, sistema estructural y regularidad de edificaciones”, mencionado en el capítulo 3, “Categoría de las Edificaciones y Factor de uso (U)” artículo 15, nos muestra los valores de “U” dato que se extrae intersectando con la fila de categoría.

De acuerdo al diseño de estructura planteada, este edificio “HIBRIDO” tiene diferentes usos, por lo que el factor de uso que le corresponde es de la categoría C donde U=1.

Tabla 18 *Factor de Uso.*

CATEGORIA DE LA EDIFICACION Y FACTOR DE USO	
CATEGORIA	FACTOR DE USO (U)
A (Edificación esencial)	1.5
B (Edificación Importante)	1.2
C (Edificación Común)	1.0
D (Edificación Temporal)	Criterio Projectista

Fuente: Elaboración propia

4.2.4.6. COEFICIENTE DE REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS

4.2.4.6.1. COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN (RO)

Con lo mencionado en EL Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018), “los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente en cada dirección de análisis”. La Tabla 19, presenta el coeficiente básico de reducción R_0 , para cada sistema estructural.

Tabla 19 *Sistemas Estructurales y Coeficiente básico de reducción R_0*

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
SISTEMA ESTRUCTURAL	COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
concreto armado	
Pórticos Dual	8
De muros estructurales	7
Muros de ductilidad limitada	6
Albañilería Armada o Confinada	4
Madera (Por esfuerzos admisibles)	3
	7

Fuente: Ministerio de Vivienda y Construcción, 2018. Norma Técnica Peruana

E.030

De la tabla 19 se determina el valor del coeficiente de reducción para los ejes X y Y, siendo de un diseño de concreto armado-pórticos:

$$R_{0X} = 8$$

$$R_{0Y} = 8$$

4.2.4.6.2. IRREGULARIDAD EN ALTURA (T_a)

a. IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO

$$Rigidez_i = 0.7 Rigidez_{i+1} \quad \text{Ecuación (45)}$$

$$Rigidez_i < 0.8 = \frac{Rigidez_{i+1} + Rigidez_{i+2} + Rigidez_{i+3}}{3} \quad \text{Ecuación (46)}$$

Si resulta la condición descrita en la ecuación 45 y 46, se puede considerar a la edificación con irregularidad de piso blando, obteniendo un valor de la = 0.75.

En la Tabla 20 se obtiene los valores de rigidez de todos los niveles de la edificación para la dirección X, de acuerdo a las ecuaciones 45 y 46 el resultado nos muestra que ninguno de los pisos presenta irregularidad de piso blando en la dirección X.

Tabla 20 Rigidez en la dirección X-X

PISO	K _i		VERIFICACIÓN	K _{MI} = AVG(K _{i-1,i-2,i-3})	K _i	
	RIGIDEZ X-DIRECCIÓN	K _{i+1}			K _{MI}	CHECK
		0.7			0.8	
AZOTEA	5212.17	-	-			
PISO 15	10340.60	1.98	Regular			
PISO 14	13711.32	1.33	Regular			
PISO 13	15672.72	1.14	Regular	9754.70	1.61	Regular
PISO 12	17078.72	1.09	Regular	13241.55	1.29	Regular
PISO 11	17989.19	1.05	Regular	15487.59	1.16	Regular
PISO 10	18818.87	1.05	Regular	16913.54	1.11	Regular
PISO 9	19660.95	1.04	Regular	17962.26	1.09	Regular
PISO 8	20669.03	1.05	Regular	18823.00	1.10	Regular
PISO 7	21883.87	1.06	Regular	19716.28	1.11	Regular
PISO 6	23520.04	1.07	Regular	20737.95	1.13	Regular
PISO 5	25814.12	1.10	Regular	22024.31	1.17	Regular
PISO 4	28925.75	1.12	Regular	23739.34	1.22	Regular
PISO 3	33989.91	1.18	Regular	26086.64	1.30	Regular
PISO 2	40143.22	1.18	Regular	29576.59	1.36	Regular
PISO 1	83440.53	2.08	Regular	34352.96	2.43	Regular

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 21 se obtiene los valores de rigidez de todos los niveles de la edificación para la dirección Y, de acuerdo a las ecuaciones 45 y 46 el resultado

nos muestra que ninguno de los pisos presenta irregularidad de piso blando en la dirección Y.

Tabla 21 Rigidez- Piso Blando en dirección Y-Y.

PISO	K _i		VERIFICACIÓN	K _{Mi} = AVG(K _{i-1,1-3})	K _i		CHECK
	RIGIDEZ Y-DIRECCIÓN	K _{i+1}			K _{mi}		
		0.7			0.8		
AZOTEA	10942.07	-	-				
PISO 15	18521.63	1.69	Regular				
PISO 14	23200.18	1.25	Regular				
PISO 13	25759.54	1.11	Regular	17554.63	1.47	Regular	
PISO 12	27625.33	1.07	Regular	22493.78	1.23	Regular	
PISO 11	28105.59	1.02	Regular	25528.35	1.10	Regular	
PISO 10	28773.40	1.02	Regular	27163.49	1.06	Regular	
PISO 9	29337.31	1.02	Regular	28168.11	1.04	Regular	
PISO 8	29925.05	1.02	Regular	28738.77	1.04	Regular	
PISO 7	30629.65	1.02	Regular	29345.25	1.04	Regular	
PISO 6	31514.61	1.03	Regular	29964.00	1.05	Regular	
PISO 5	32745.00	1.04	Regular	30689.77	1.07	Regular	
PISO 4	34766.40	1.06	Regular	31629.75	1.10	Regular	
PISO 3	38039.22	1.09	Regular	33008.67	1.15	Regular	
PISO 2	41954.40	1.10	Regular	35183.54	1.19	Regular	
PISO 1	60723.21	1.45	Regular	38253.34	1.59	Regular	

Fuente: Elaboración propia

Se concluye de acuerdo a los resultados extraídos en la Tabla 20 y Tabla 21, que la estructura no presenta irregularidad de piso blando.

Tabla 22 Rigidez-piso blando extrema en dirección X-X

PISO	K _i		VERIFICACIÓN	K _{Mi} = AVG(K _{i-1,1-3})	K _i		CHECK
	K _{i+1}				K _{mi}		
	0.6				0.7		
AZOTEA	-						
PISO 15	-						
PISO 14	-						
PISO 13	1.14	Regular	Regular	9754.70	1.61	Regular	
PISO 12	1.09	Regular	Regular	13241.55	1.29	Regular	

PISO 11	1.05	Regular	15487.59	1.16	Regular
PISO 10	1.05	Regular	16913.54	1.11	Regular
PISO 9	1.04	Regular	17962.26	1.09	Regular
PISO 8	1.05	Regular	18823.00	1.10	Regular
PISO 7	1.06	Regular	19716.28	1.11	Regular
PISO 6	1.07	Regular	20737.95	1.13	Regular
PISO 5	1.10	Regular	22024.31	1.17	Regular
PISO 4	1.12	Regular	23739.34	1.22	Regular
PISO 3	1.18	Regular	26086.64	1.30	Regular
PISO 2	1.18	Regular	29576.59	1.36	Regular
PISO 1	2.08	Regular	34352.96	2.43	Regular

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23 Rigidez- Piso Blando Extrema en dirección Y-Y

STORY	K_i	CHECK	$K_{MI} = \text{AVG}(K_{1,1-2,1-3})$	K_i	CHECK
	K_{i+1}			K_{mi}	
	0.6			0.7	
AZOTEA	-				
PISO 15	-				
PISO 14	-				
PISO 13	1.11	Regular	17554.63	1.47	Regular
PISO 12	1.07	Regular	22493.78	1.23	Regular
PISO 11	1.02	Regular	25528.35	1.10	Regular
PISO 10	1.02	Regular	27163.49	1.06	Regular
PISO 9	1.02	Regular	28168.11	1.04	Regular
PISO 8	1.02	Regular	28738.77	1.04	Regular
PISO 7	1.02	Regular	29345.25	1.04	Regular
PISO 6	1.03	Regular	29964.00	1.05	Regular
PISO 5	1.04	Regular	30689.77	1.07	Regular
PISO 4	1.06	Regular	31629.75	1.10	Regular
PISO 3	1.09	Regular	33008.67	1.15	Regular
PISO 2	1.10	Regular	35183.54	1.19	Regular
PISO 1	1.45	Regular	38253.34	1.59	Regular

Fuente: Elaboración propia

Con los resultados obtenidos de la tabla 22 y Tabla 23 se llega a la conclusión de que la estructura no presenta irregularidad extrema de piso blando para ninguna de las direcciones.

b. IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA-PISO DEBIL

$$Fuerza\ Cortante_i < 0.8Fuerza\ Cortante_{i+1} \quad Ecuación\ (47)$$

Si resulta la condición descrita en la ecuación 47, para la dirección X y Y, se puede considerar a la edificación con irregularidad de piso blando, obteniendo un valor de la = 0.75.

En la tabla 24 nos muestra los resultados de las fuerzas cortantes de cada piso, para la dirección X con evaluación de la ecuación 47, donde se concluye que la estructura no muestra irregularidad de resistencia en la dirección X.

Tabla 24 Irregularidad de Resistencia en la dirección X

STORY	OUTPUT CASE	CORTANTE		CHECK
		Vx i (Ton)	0.8Vx i+1 (Ton)	
AZOTEA	SDIN X_X	15.3124		
PISO 15	SDIN X_X	32.5353	12.2499	Regular
PISO 14	SDIN X_X	46.5798	26.0282	Regular
PISO 13	SDIN X_X	57.3018	37.2638	Regular
PISO 12	SDIN X_X	65.7445	45.8414	Regular
PISO 11	SDIN X_X	72.5380	52.5956	Regular
PISO 10	SDIN X_X	78.1820	58.0304	Regular
PISO 9	SDIN X_X	83.2340	62.5456	Regular
PISO 8	SDIN X_X	88.3270	66.5872	Regular
PISO 7	SDIN X_X	93.8305	70.6616	Regular
PISO 6	SDIN X_X	99.6878	75.0644	Regular
PISO 5	SDIN X_X	105.6451	79.7502	Regular
PISO 4	SDIN X_X	111.4437	84.5161	Regular
PISO 3	SDIN X_X	116.7096	89.1550	Regular
PISO 2	SDIN X_X	120.7518	93.3677	Regular
PISO 1	SDIN X_X	123.0193	96.6014	Regular

Fuente: Elaboración propia

Del mismo modo en la Tabla 25, nos muestra los resultados de las fuerzas cortantes de cada piso, para la dirección Y con evaluación de la ecuación 47, donde se concluye que la estructura no muestra irregularidad de resistencia en la dirección Y.

Tabla 25 Para la dirección X- Irregularidad de Resistencia

STORY	OUTPUT CASE	CORTANTE		Check
		Vy i (Ton)	0.8Vy i+1 (Ton)	
AZOTEA	SDIN Y_Y	9.21190000		
PISO 15	SDIN Y_Y	20.55760000	7.3695	Regular
PISO 14	SDIN Y_Y	30.76960000	16.4461	Regular
PISO 13	SDIN Y_Y	39.36420000	24.6157	Regular
PISO 12	SDIN Y_Y	46.77180000	31.4914	Regular
PISO 11	SDIN Y_Y	53.24810000	37.4174	Regular
PISO 10	SDIN Y_Y	58.96400000	42.5985	Regular
PISO 9	SDIN Y_Y	64.09330000	47.1712	Regular
PISO 8	SDIN Y_Y	68.84750000	51.2746	Regular
PISO 7	SDIN Y_Y	73.38080000	55.0780	Regular
PISO 6	SDIN Y_Y	77.70290000	58.7046	Regular
PISO 5	SDIN Y_Y	81.73890000	62.1623	Regular
PISO 4	SDIN Y_Y	85.42450000	65.3911	Regular
PISO 3	SDIN Y_Y	88.68310000	68.3396	Regular
PISO 2	SDIN Y_Y	91.25750000	70.9465	Regular
PISO 1	SDIN Y_Y	92.80840000	73.0060	Regular

Fuente: Elaboración propia

De las tablas 24 y Tabla 25, la estructura no muestra irregularidad por resistencia para ninguna de sus direcciones.

c. IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ-PISO BLANDO

La estructura no puede presentar irregularidad extrema, porque en ninguno de los niveles no muestra irregularidad de rigidez.

d. IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA-PISO DEBIL

La estructura no puede presentar irregularidad extrema resistencia, porque en ninguno de los niveles no muestra irregularidad de resistencia.

e. IRREGULARIDAD DE MASA Y PESO

$$Masa_i < 1.5 Masa_{i+1} \quad \text{Ecuación (48)}$$

$$Masa_i < 1.5 Masa_{i-1} \quad \text{Ecuación (49)}$$

Si cumple una de las ecuaciones 48 o 49, se considerará a la estructura con irregularidad de masa o peso, obteniendo un resultado de la = 0.90.

La Tabla 26 nos presenta los resultados de masa para cada piso de la edificación, expresados en Tn, evaluando así la ecuación 48 y ecuación 49, donde se concluye que la estructura no cumple ninguna de las ecuaciones.

Tabla 26 Irregularidad de Peso o Masa en X-X.

PISO	MASA X	MASA Y	MI	VERIFICACIÓN	MI	CHECK
			Mi+1		Mi-1	
PISO 1	12.58	12.58	-	-	-	-
PISO 2	12.00	12.00	-	-	1.01	Regular
PISO 3	11.92	11.92	0.99	Regular	1.01	Regular
PISO 4	11.83	11.83	0.99	Regular	1.00	Regular
PISO 5	11.83	11.83	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 6	11.83	11.83	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 7	11.83	11.83	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 8	11.83	11.83	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 9	11.83	11.83	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 10	11.83	11.83	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 11	11.83	11.83	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 12	11.83	11.83	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 13	11.79	11.79	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 14	11.79	11.79	1.00	Regular	1.07	Regular
PISO 15	11.01	11.01	0.93	Regular	1.34	Regular
AZOTEA	8.20	8.20	0.75	Regular	-	-
			0.00	Regular	-	-

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27 Irregularidad de Peso o Masa en Y-Y

PISO	MASA X	MASA Y	MI	CHECK	MI	CHECK
			Mi+1		Mi-1	
PISO 1	12.58	12.58	-	-	-	-
PISO 2	12.00	12.00	-	-	1.01	Regular
PISO 3	11.92	11.92	0.99	Regular	1.01	Regular
PISO 4	11.83	11.83	0.99	Regular	1.00	Regular
PISO 5	11.83	11.83	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 6	11.83	11.83	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 7	11.83	11.83	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 8	11.83	11.83	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 9	11.83	11.83	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 10	11.83	11.83	1.00	Regular	1.00	Regular

PISO 11	11.83	11.83	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 12	11.83	11.83	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 13	11.79	11.79	1.00	Regular	1.00	Regular
PISO 14	11.79	11.79	1.00	Regular	1.07	Regular
PISO 15	11.01	11.01	0.93	Regular	1.34	Regular
AZOTEA	8.20	8.20	0.75	Regular	-	-

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 26 y tabla 27, se deduce que la edificación no muestra irregularidad por masa y peso. Para ninguna de las direcciones.

f. IRREGULARIDAD GEOMETRIA VERTICAL

La altura típica de la estructura desde el piso 1 hasta el piso 15 es de la manera como se presenta en la Tabla 28, donde se concluye que la estructura no presenta irregularidad geométrica vertical.

Tabla 28 *Alturas de entrepiso.*

ALTURAS TÍPICAS DEL EDIFICIO	
piso 15	2.80 m
piso 14	2.80 m
piso 13	2.80 m
piso 12	2.80 m
piso 11	2.80 m
piso 10	2.80 m
piso 09	2.80 m
piso 08	2.80 m
piso 07	2.80 m
piso 06	2.80 m
piso 05	2.80 m
piso 04	2.80 m
piso 03	2.80 m
piso 02	2.80 m
piso 01	3.00 m
sótano	3.00 m

Fuente: Elaboración propia

g. DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES

En los niveles de la edificación, del 1 al 15, los elementos estructurales planteados desde el diseño no tienen modificaciones en el dimensionamiento de

secciones, por lo que se concluye que la estructura no muestra discontinuidad de sistemas resistentes.

h. DISCONTINUIDAD EXTREMA DE SISTEMAS RESISTENTES

Al no presentarse discontinuidad de sistemas resistentes, se puede deducir que no muestra discontinuidad extrema.

Con todos los cálculos realizados a las irregularidades, el valor final de la = 1.0.

4.2.4.6.3. IRREGULARIDAD EN PLANTA (Ip)

a) Irregularidad Torsional:

$$\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.3 \frac{\Delta_{max}}{h_i} \quad \text{Ecuación (50)}$$

$$\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.3 \left(\frac{\Delta}{h}\right)_{permisible} \quad \text{Ecuación (51)}$$

Para afirmar que una estructura presenta irregularidad torsional debe cumplir las dos ecuaciones 50 y 51 en uno de los niveles y una de las direcciones X o Y, para afirmar que presenta irregularidad torsional.

La Tabla 29 nos muestra las derivas que se obtuvieron para cada nivel en la dirección X los desplazamientos máximos y promedios, por lo que fueron evaluadas de acuerdo a las ecuaciones 50 y 51 dejando ver que ambas condiciones se cumplen para todos niveles por lo tanto no presenta irregularidad torsional.

Tabla 29 Irregularidad torsional para la dirección X

PISO	DX	DRIFTS		RATIO	CHECK
		MAX DRIFT	AVG DRIFT		
AZOTEA	6.45	0.00288900	0.00287200	1.006	Regular
PISO 15	6.45	0.00312100	0.00307400	1.015	Regular
PISO 14	6.45	0.00337100	0.00332500	1.014	Regular
PISO 13	6.45	0.00361100	0.00357800	1.009	Regular
PISO 12	6.45	0.00382100	0.00379900	1.006	Regular
PISO 11	6.45	0.00400500	0.00398600	1.005	Regular
PISO 10	6.45	0.00414700	0.00412500	1.005	Regular
PISO 9	6.45	0.00424800	0.00421900	1.007	Regular
PISO 8	6.45	0.00430700	0.00427300	1.008	Regular

PISO 7	6.45	0.00432000	0.00428800	1.008	Regular
PISO 6	6.45	0.00427800	0.00425500	1.005	Regular
PISO 5	6.45	0.00415700	0.00415600	1.000	Regular
PISO 4	6.45	0.00399600	0.00396000	1.009	Regular
PISO 3	6.45	0.00369000	0.00360700	1.023	Regular
PISO 2	6.45	0.00313500	0.00300800	1.042	Regular
PISO 1	6.45	0.00221200	0.00206200	1.073	Regular

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 30 nos presenta las derivas que se obtuvieron para cada nivel en la dirección Y, los desplazamientos máximos y promedios, por lo que fueron evaluadas de acuerdo a las ecuaciones 50 y 51 dejando ver que ambas ecuaciones cumplen para todos niveles por lo tanto no presenta irregularidad torsional.

Tabla 30 Irregularidad torsional en la dirección Y

PISO	DY	DRIFTS		RATIO	CHECK
		MAX DRIFT	AVG DRIFT		
AZOTEA	24.7	0.00094900	0.00083300	1.140	Regular
PISO 15	24.7	0.00125300	0.00111000	1.129	Regular
PISO 14	24.7	0.00149800	0.00132600	1.129	Regular
PISO 13	24.7	0.00172900	0.00152800	1.131	Regular
PISO 12	24.7	0.00192000	0.00169300	1.134	Regular
PISO 11	24.7	0.00214200	0.00189500	1.130	Regular
PISO 10	24.7	0.00231300	0.00204900	1.129	Regular
PISO 9	24.7	0.00246200	0.00218500	1.127	Regular
PISO 8	24.7	0.00259000	0.00230100	1.126	Regular
PISO 7	24.7	0.00269500	0.00239600	1.125	Regular
PISO 6	24.7	0.00277500	0.00246600	1.125	Regular
PISO 5	24.7	0.00281800	0.00250100	1.127	Regular
PISO 4	24.7	0.00280600	0.00248400	1.130	Regular
PISO 3	24.7	0.00269700	0.00238200	1.132	Regular
PISO 2	24.7	0.00245200	0.00217500	1.127	Regular
PISO 1	24.7	0.00232200	0.00195000	1.191	Regular

Fuente: Elaboración propia

Con los resultados de las tablas 20 y 30, se llega a la conclusión que la estructura no muestra irregularidad torsional en las dos direcciones, por lo que adquiere un valor de $I_p = 0.75$.

b) Irregularidad Torsional Extrema

$$\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.3 \frac{\Delta_{max}}{h_i} \quad \text{Ecuación (52)}$$

$$\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.3 \left(\frac{\Delta}{h}\right)_{permisible} \quad \text{Ecuación (53)}$$

Para afirmar que una estructura presenta irregularidad torsional extrema debe cumplir las dos ecuaciones 52 y 53 en uno de los niveles y una de las direcciones X o Y, para afirmar que presenta irregularidad torsional.

La Tabla 31 nos muestra las derivas que se obtuvieron para cada nivel en la dirección X los desplazamientos máximos y promedios, por lo que fueron evaluadas de acuerdo a las ecuaciones 50 y 51 dejando ver que ambas condiciones se cumplen para todos niveles por lo tanto no presenta irregularidad torsional extrema.

Tabla 31 Irregularidad torsional extrema en la dirección X

STORY	DX	DRIFTS		RATIO	CHECK	EXTREME TORSIONAL IRREGULARITY CHECK
		MAX DRIFT	AVG DRIFT			
AZOTEA	6.45	0.00288900	0.00287200	1.006	Regular	Regular
PISO 15	6.45	0.00312100	0.00307400	1.015	Regular	Regular
PISO 14	6.45	0.00337100	0.00332500	1.014	Regular	Regular
PISO 13	6.45	0.00361100	0.00357800	1.009	Regular	Regular
PISO 12	6.45	0.00382100	0.00379900	1.006	Regular	Regular
PISO 11	6.45	0.00400500	0.00398600	1.005	Regular	Regular
PISO 10	6.45	0.00414700	0.00412500	1.005	Regular	Regular
PISO 9	6.45	0.00424800	0.00421900	1.007	Regular	Regular
PISO 8	6.45	0.00430700	0.00427300	1.008	Regular	Regular
PISO 7	6.45	0.00432000	0.00428800	1.008	Regular	Regular
PISO 6	6.45	0.00427800	0.00425500	1.005	Regular	Regular
PISO 5	6.45	0.00415700	0.00415600	1.000	Regular	Regular
PISO 4	6.45	0.00399600	0.00396000	1.009	Regular	Regular
PISO 3	6.45	0.00369000	0.00360700	1.023	Regular	Regular
PISO 2	6.45	0.00313500	0.00300800	1.042	Regular	Regular
PISO 1	6.45	0.00221200	0.00206200	1.073	Regular	Regular

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 32 nos presenta las derivas que se obtuvieron para cada nivel en la dirección Y, los desplazamientos máximos y promedios, por lo que fueron evaluadas de acuerdo a las ecuaciones 52 y 53 dejando ver que ambas ecuaciones cumplen para todos niveles por lo tanto no presenta irregularidad torsional.

Tabla 32 Irregularidad torsional extrema en la dirección Y.

STORY	DY	DRIFTS		RATIO	CHECK	EXTREME TORSIONAL IRREGULARITY CHECK
		MAX DRIFT	AVG DRIFT			
AZOTEA	24.7	0.00094900	0.00083300	1.140	Regular	Regular
PISO 15	24.7	0.00125300	0.00111000	1.129	Regular	Regular
PISO 14	24.7	0.00149800	0.00132600	1.129	Regular	Regular
PISO 13	24.7	0.00172900	0.00152800	1.131	Regular	Regular
PISO 12	24.7	0.00192000	0.00169300	1.134	Regular	Regular
PISO 11	24.7	0.00214200	0.00189500	1.130	Regular	Regular
PISO 10	24.7	0.00231300	0.00204900	1.129	Regular	Regular
PISO 9	24.7	0.00246200	0.00218500	1.127	Regular	Regular
PISO 8	24.7	0.00259000	0.00230100	1.126	Regular	Regular
PISO 7	24.7	0.00269500	0.00239600	1.125	Regular	Regular
PISO 6	24.7	0.00277500	0.00246600	1.125	Regular	Regular
PISO 5	24.7	0.00281800	0.00250100	1.127	Regular	Regular
PISO 4	24.7	0.00280600	0.00248400	1.130	Regular	Regular
PISO 3	24.7	0.00269700	0.00238200	1.132	Regular	Regular
PISO 2	24.7	0.00245200	0.00217500	1.127	Regular	Regular
PISO 1	24.7	0.00232200	0.00195000	1.191	Regular	Regular

Fuente: Elaboración propia

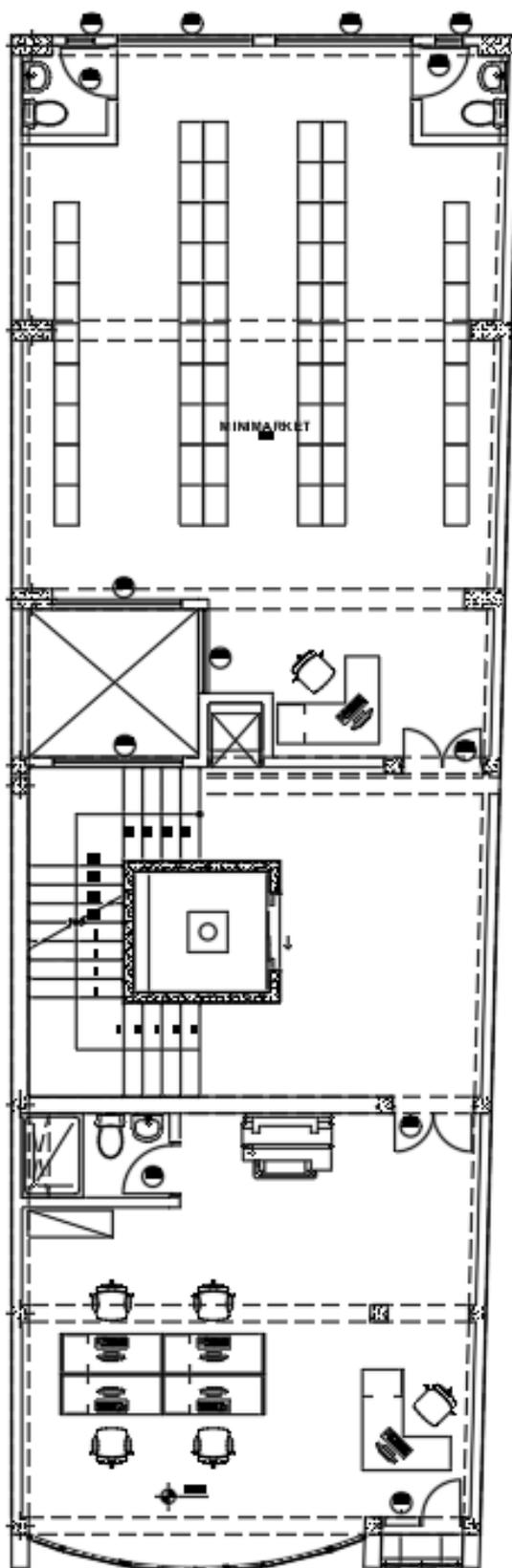
Con los resultados de las tablas 31 y 32, se llega a la conclusión que la estructura no muestra irregularidad torsional extrema en las dos direcciones, por lo que adquiere un valor de $I_p = 0.75$.

c) Esquinas entrantes

Se considera esquina entrante cuando uno de los lados mide más del 20% de la dimensión total en planta.

En la Figura 49 nos presenta que no existen esquinas entrantes en el eje X y Y.

Figura 49 Vista en planta de esquinas entrantes.



Fuente: Elaboración propia

En la Figura 49 se muestra que en el eje X y en el eje Y no presenta esquinas entrantes en el sentido del eje X y en eje Y así mismo, se deduce que no existe irregularidad por esquina entrante.

d) Discontinuidad de diafragma

Presenta discontinuidad de diagrama cuando resulta mayor al 50 % del área bruta de diagrama.

En la Tabla 33 se presenta el área total de diafragma y a la vez el área de vacíos de la planta típica, concluyéndose que el área de vacíos corresponde al 12.99% del área total del piso.

Tabla 33 *Discontinuidad de diafragma.*

Área (m2)	
Diafragma	161.67
Vacíos	21
% Vacíos	12.99%

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la tabla N° 33 se concluye que la estructura no muestra discontinuidad de diafragma

e) Sistemas no paralelos

De acuerdo a la evaluación de los planos estructurales se puede afirmar que no se cuenta con elementos estructurales no paralelos. Por lo que se concluye que la edificación no muestra irregularidad por sistemas no paralelos, de acuerdo al procedimiento de la norma Técnica Peruana E030 la estructura toma el menor valor de irregularidades que se hallaron en líneas anteriores, tomando el valor de $L_p=1$

Por lo tanto, R adquiere el valor de:

$$R = R_o * I_a * I_p \qquad \text{Ecuación (54)}$$

$$R = 8 * 1 * 1 = 8$$

De forma resumida se presenta los parámetros sísmicos que se obtiene de acuerdo al análisis sísmico de la estructura, en Tabla 34.

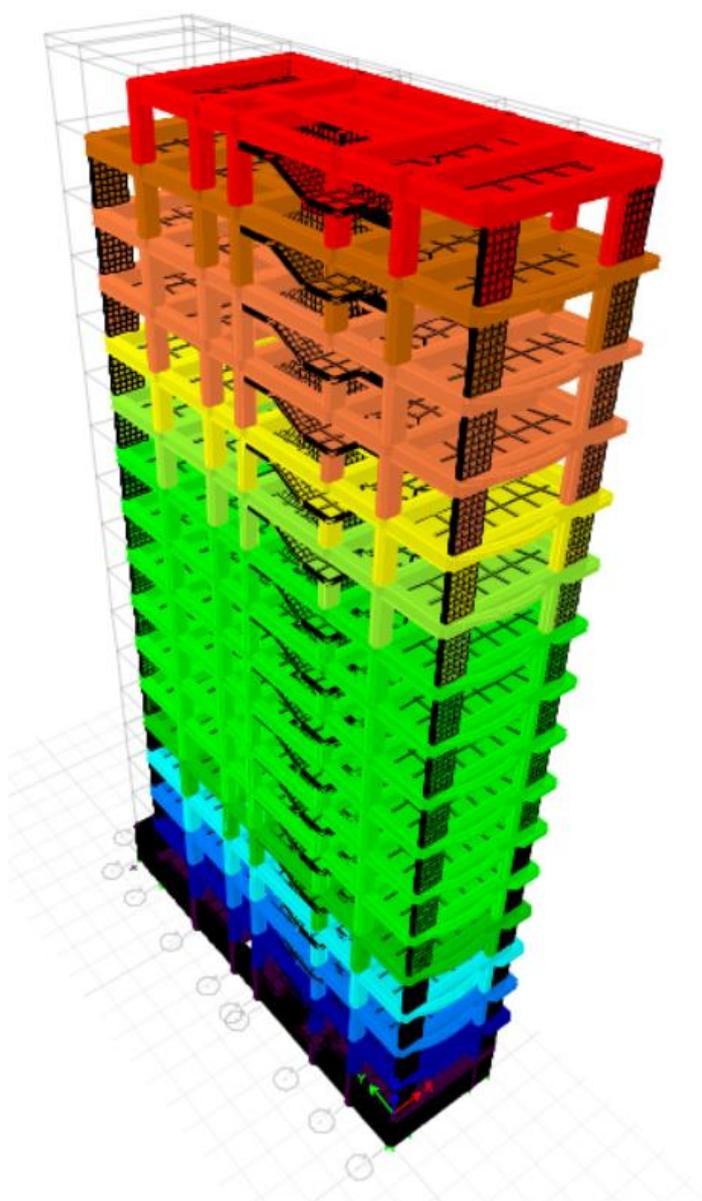
Tabla 34 Resumen de los parámetros sísmicos

ITEM	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.35	R_0	8	8
U	1.00	I_a	1	1
S	1.15	I_p	1	1
TP	0.60	R	8	8
TL	2.00			

Fuente: Elaboración propia

4.2.5. ANALISIS DINAMICO

Figura 50 Modelo Sin AMS Analizado en el ETABS



Fuente: Elaboración propia - ETABS 2019 v19.1.0.

4.2.5.1. ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL

Para el estudio de análisis dinámico modal se considera las características como rigidez y la distribución de masas, además de los modos de vibración que la sumatoria de estos modos representan como mínimo el 90% de la masa total de la estructura analizada, pero para la presente investigación se tomara en cuenta los 3 primeros modos de vibración que prevalecen en cada dirección.

La norma E.030 es el que define este análisis llamado espectro de pseudoaceleraciones inelástico, lo cual este generará esfuerzos correspondientes en la estructura y a cada modo de vibración, siendo el resultado final el producto de la superposición de todos los modos de vibración. Los modos de vibración y además las frecuencias naturales de la estructura son datos que son calculados por el programa de cómputo usado (ETABS).

4.2.5.2. ACELERACION ESPECTRAL

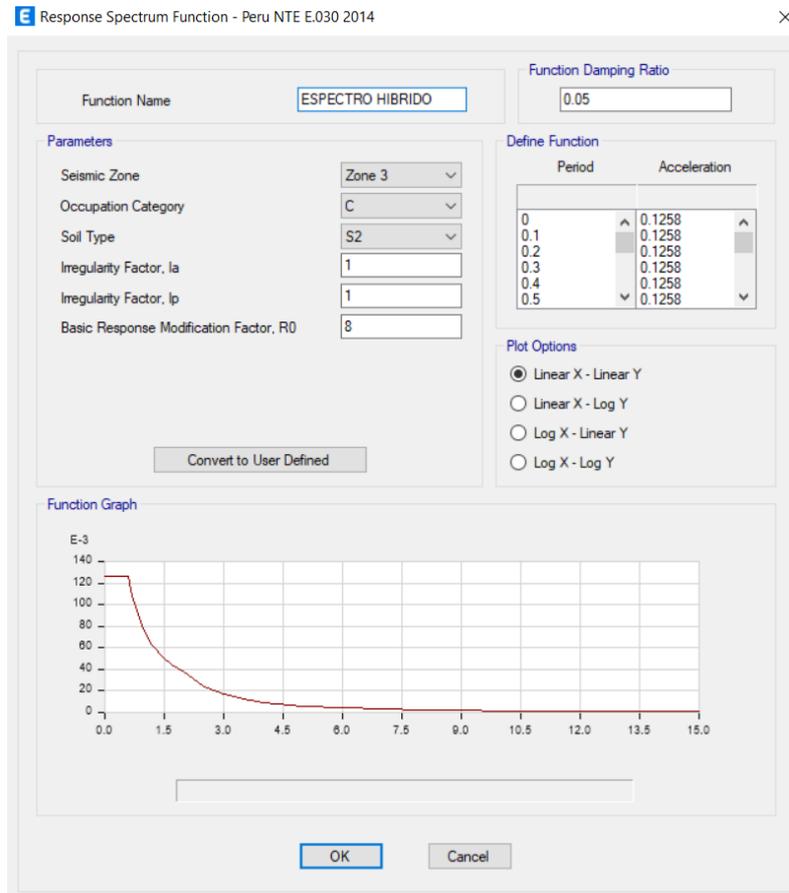
En el capítulo 4- “análisis estructural “de la Norma E 030 – Diseño Sismo resistente, artículo 29 “Análisis Dinámico Modal Espectral”, en el punto 29.2 “Aceleración Espectral”, ítem: 29.2.1. dice:

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

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g \quad \text{Ecuación (55)}$$

Los valores obtenidos en la tabla 34 sirvió para definir el espectro de respuesta tal y como se observa en la figura 51, la inserción de datos en el programa ETABS.

Figura 51 Espectro del software ETABS 2019 v19.1.0.



Fuente: ETABS 2019 v19.1.0.

Para realizar el análisis modal espectral se define las cargas de sismo para X-X y sismo Y-Y, que se muestran en la Figura 52.

Figura 52 Introducción de los sismos en la dirección X-X y dirección Y-Y en el ETABS v.19

Load Case Data

General

Load Case Name: SDIN Y_Y

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRO HIBRIDO	9.8067

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

OK Cancel

Load Case Data

General

Load Case Name: SDIN X_X

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO HIBRIDO	9.8067

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

OK Cancel

Fuente: ETABS 2019 v19.1.0.

4.2.5.3. MAXIMA DERIVADA DE ENTREPISO

La norma Técnica peruana E.030, muestra en el capítulo 5 “Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad”, artículo 28 “Determinación de Desplazamientos Laterales”, menciona que, para edificaciones regulares, serán reducidos los desplazamientos de entre piso por un factor de 0.0075, y para las edificaciones irregulares el factor de 0.85, en el caso del edificio “Hibrido” es regular por lo tanto el factor a emplear es el 0.75.

En la tabla 35 se presenta para la dirección X, las derivadas de entrepiso de la estructura.

Tabla 35 Derivadas de entrepiso por sismo dinámico X-X

SISMO DINAMICO EN X-X				
PISO	Drift X	0.75*R	LIMITE	CONDICION
AZOTEA	0.000658	0.003947	0.007	CUMPLE
PISO 15	0.000711	0.004263	0.007	CUMPLE
PISO 14	0.000768	0.004605	0.007	CUMPLE
PISO 13	0.000822	0.004933	0.007	CUMPLE
PISO 12	0.000870	0.00522	0.007	CUMPLE
PISO 11	0.000912	0.005471	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.000944	0.005666	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.000967	0.005803	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.000981	0.005883	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.000984	0.005902	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.000974	0.005844	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.000947	0.005679	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.000910	0.005459	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.000840	0.005041	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.000714	0.004283	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.000470	0.00282	0.007	CUMPLE
T. SOTANO	0.000114	0.000684	0.007	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

La norma E030 especifica que la derivada máxima considerada es de 0.007, de la Tabla 36, se concluye que las derivas máximas de cada nivel se encuentran por debajo.

Tabla 36 Derivadas de entrepiso por sismo dinámico Y-Y.

SISMO DINAMICO EN Y-Y				
PISO	Drift Y	0.75*R	LIMITE	CONDICION
AZOTEA	0.000658	0.002034	0.007	CUMPLE
PISO 15	0.000711	0.002686	0.007	CUMPLE
PISO 14	0.000768	0.00321	0.007	CUMPLE
PISO 13	0.000822	0.003705	0.007	CUMPLE
PISO 12	0.000870	0.004115	0.007	CUMPLE
PISO 11	0.000912	0.004589	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.000944	0.004957	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.000967	0.005276	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.000981	0.005549	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.000984	0.005775	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.000974	0.005946	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.000947	0.006039	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.000910	0.006012	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.000840	0.00578	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.000714	0.005254	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.000470	0.004643	0.007	CUMPLE
T. SOTANO	0.000114	0.000879	0.007	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

De la Tabla 35 y Tabla 36 se deduce que el diseño planteado para el edificio “hibrido” cumple y está dentro del límite que menciona de la norma E030, artículo 32 “Desplazamientos laterales relativos admisibles”, esto porque los resultados obtenidos que son las derivas máximas son menores a 0.007 (valor que corresponde al límite de distorsión de entrepiso para concreto armado).

4.2.5.4. FUERZA CORTANTE MININA

Para las edificaciones regulares según la norma E.030 indica, que la fuerza cortante mínima en la base no puede ser menor que el 80 % de la cortante calculada por el análisis estático. Por otro lado, menciona también, que para edificios irregulares la fuerza cortante mínima en la base no puede ser menor que el 90% de la cortante calculada por el análisis estático. Para el caso de la investigación se realiza la escala al 80% de la cortante basal puesto que la edificación califica como regular.

Tabla 37 Factor de corrección por fuerza cortante estático.

CASO	MODO	PERIODO SEC	UX	UY	UZ
Modal	1	1.575	0.6716	0	0
Modal	2	1.372	3.96E-05	0.5345	0
Modal	3	1.177	0.0001	0.1811	0
FUERZA CORTANTE MINIMA					
ANALISIS EN X-X			ANALISIS EN Y-Y		
Txx		1.5752	Tyy		1.3722
C calculado		0.95225	C calculado		1.093
C/R mínimo		0.125	C/R mínimo		0.125
Z		0.35	Z		0.35
U		1	U		1
S		1.15	S		1.15
Cx		0.95225	Cx		1.093
Rx		8	Rx		8
P		1822.31	P		1822.31
CORTANTE ESTÁTICO (MANUAL)					
Vxx		87.3070145	Vyy		100.211674
0.8*Vxx		69.8456116	0.8*Vyy		80.1693394
CORTANTE DINÁMICO (ETABS)					
Vxx		92.2645	Vyy		92.8084
FACTOR DE CORRECCIÓN POR FUERZA CORTANTE MÍNIMA					
Fxx=		1	Fyy=		1

Fuente: Elaboración propia

4.2.5.5. RESULTADO DEL ANALISIS SIN LA IMPLEMENTACION DE AMS

4.2.5.5.1. DESPLAZAMIENTOS LATERALES

$$\Delta = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i} \quad \text{Ecuación (56)}$$

$$\Delta_i = 0.75 * R_o * \Delta \dots \text{estructuras regulares} \quad \text{Ecuación (57)}$$

Tabla 38 Distorsión de entrepiso.

PISO	DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN X (M)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN Y (M)	DERIVAS ASTICAS XX	DERIVAS INELASTICAS XX	CONDICION	DERIVAS ELASTICAS YY	DERIVAS INELASTICAS YY	CONDICION
AZOTEA	0.000657833	0.000657833	0.000657833	0.003947	CUMPLE	0.000657833	0.002034	CUMPLE

PISO 15	0.0007105	0.0007105	0.0007105	0.004263	CUMPLE	0.0007105	0.002686	CUMPLE
PISO 14	0.0007675	0.0007675	0.0007675	0.004605	CUMPLE	0.0007675	0.00321	CUMPLE
PISO 13	0.000822167	0.000822167	0.000822167	0.004933	CUMPLE	0.000822167	0.003705	CUMPLE
PISO 12	0.00087	0.00087	0.00087	0.00522	CUMPLE	0.00087	0.004115	CUMPLE
PISO 11	0.000911833	0.000911833	0.000911833	0.005471	CUMPLE	0.000911833	0.004589	CUMPLE
PISO 10	0.000944333	0.000944333	0.000944333	0.005666	CUMPLE	0.000944333	0.004957	CUMPLE
PISO 9	0.000967167	0.000967167	0.000967167	0.005803	CUMPLE	0.000967167	0.005276	CUMPLE
PISO 8	0.0009805	0.0009805	0.0009805	0.005883	CUMPLE	0.0009805	0.005549	CUMPLE
PISO 7	0.000983667	0.000983667	0.000983667	0.005902	CUMPLE	0.000983667	0.005775	CUMPLE
PISO 6	0.000974	0.000974	0.000974	0.005844	CUMPLE	0.000974	0.005946	CUMPLE
PISO 5	0.0009465	0.0009465	0.0009465	0.005679	CUMPLE	0.0009465	0.006039	CUMPLE
PISO 4	0.000909833	0.000909833	0.000909833	0.005459	CUMPLE	0.000909833	0.006012	CUMPLE
PISO 3	0.000840167	0.000840167	0.000840167	0.005041	CUMPLE	0.000840167	0.00578	CUMPLE
PISO 2	0.000713833	0.000713833	0.000713833	0.004283	CUMPLE	0.000713833	0.005254	CUMPLE
PISO 1	0.00047	0.00047	0.00047	0.00282	CUMPLE	0.00047	0.004643	CUMPLE
SOTANO	0.000114	0.000114	0.000114	0.000684	CUMPLE	0.000114	0.000879	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

De tabla 38 se puede observar que los resultados de las derivas de entrepiso (distorsión) son menores a lo especificado la norma actual hasta en un 83.47% en la dirección transversal (eje X), en tanto en la dirección longitudinal (eje Y) las derivas de entrepiso (distorsión) al igual que en el eje X es menor de lo permitido por la norma actual hasta en 85.61 % ,por lo tanto la implementación del AMS será diseñado y analizado con el fin de controlar los desplazamientos laterales en la dirección transversal (eje X). Es lógico pensar que al realizar la implementación del AMS va reducir los desplazamientos para la dirección transversal tano para el eje X y Y.

4.2.5.5.2. PARTICIPACION MODAL, PERIODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACION

A continuación, se muestran los primeros 15 modos de vibración de la estructura con los periodos y masas participantes que les corresponde.

Tabla 39 Participación modal, periodos y frecuencias de vibración.

MODO	PERIODO (SEGUNDO)	FRECUENCIA (CICLOS/SEG)	MASA PARTICIPATIVA XX (%)	MASA PARTICIPATIVA YY (%)
1	1.575	0.635	67.16%	0.00%
2	1.372	0.729	0.00%	53.45%

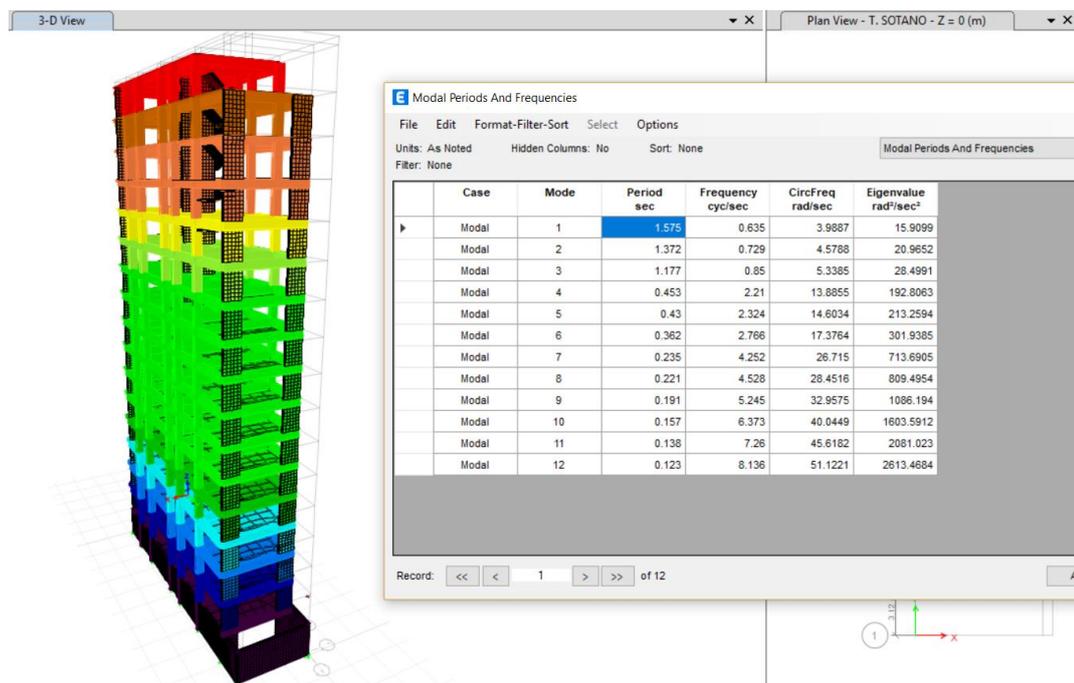
3	1.177	0.85	0.01%	18.11%
4	0.453	2.21	12.97%	0.17%
5	0.43	2.324	0.41%	7.53%
6	0.362	2.766	0.02%	2.88%
7	0.235	4.252	0.32%	2.49%
8	0.221	4.528	4.16%	0.33%
9	0.191	5.245	0.07%	1.05%
10	0.157	6.373	0.08%	1.31%
11	0.138	7.26	2.35%	0.19%
12	0.123	8.136	0.27%	0.61%

Fuente: Elaboración propia

4.3. PARAMETROS OPTIMOS DEL AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA (TMD)

Para conocer los parámetros, se necesita obtener anticipadamente los periodos de la edificación, que son extraídos del programa ETABS 2019 v19.1.0. y el peso de la estructura que ha sido determinada en líneas anteriores.

Figura 53 *Periodo de la estructura sin AMS.*



Fuente: Elaboración propia

Y en cumplimiento a lo estipulado en el ítem 2.2.7.1, este tipo de TMD es ideal para cuando se tiene que $T < 2.5$ seg. por lo que se aplica para realizar un TMD tipo traslación.

4.3.1. PESO Y DIMENSIONAMIENTO DEL AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA

La relación de masa, μ , entre la masa del TMD y una de las masas modales estructurales dominantes debe elegirse normalmente entre 0.01 y 0.1.

Esta relación de masa se hallará para el control de desplazamientos en la dirección X, puesto que según los resultados obtenidos de entrepiso son más de lo permitido en la norma.

$$\mu = 0.01 \quad \text{Ecuación (58)}$$

La ubicación del AMS en el techo de piso 15 será en el lugar donde controle de forma más eficiente tanto los desplazamientos en X y la torsión en planta del edificio existente, donde $M_p = 185.76 \text{ tn} * \frac{s^2}{m}$, y el $P_p = 1822.30 \text{ tn}$

$$\mu = \frac{m_d}{M_p} \quad \text{Ecuación (59)}$$

Donde la masa obtenida es $m_d = 1.86 \text{ tn} * \frac{s^2}{m}$, y el peso calculado es de:

$$m_d = 18.22 \text{ ton} \quad \text{Ecuación (60)}$$

4.3.2. DIMENSIONES DEL BLOQUE DE CONCRETO PARA EL AMS Y DE CADA APOYO

El TMD está considerado del material de concreto contando con 4 aisladores ubicados en cada esquina del TMD, que cumple el papel de protección pasivo de la masa rigidez y amortiguamiento de la edificación.

Con el resultado de la masa de AMS se puede hallar las dimensiones preliminares del bloque de concreto equivalente al de acero el cual debe ser igual o mayor al valor calculado con la ecuación 60.

Calculando volumen:

$$\frac{18.22 \text{ ton}}{2.4} = 7.60 \text{ m}^3 \quad \text{Ecuación (61)}$$

El bloque considerado de concreto debe cumplir con la masa que solicita el TMD, por lo que se trabaja con un peso específico de 2.4 ton/m³, obteniéndose:

$$a * b * h * 2.4 = 70.84 \text{ ton}$$

Ecuación (62)

Se considera:

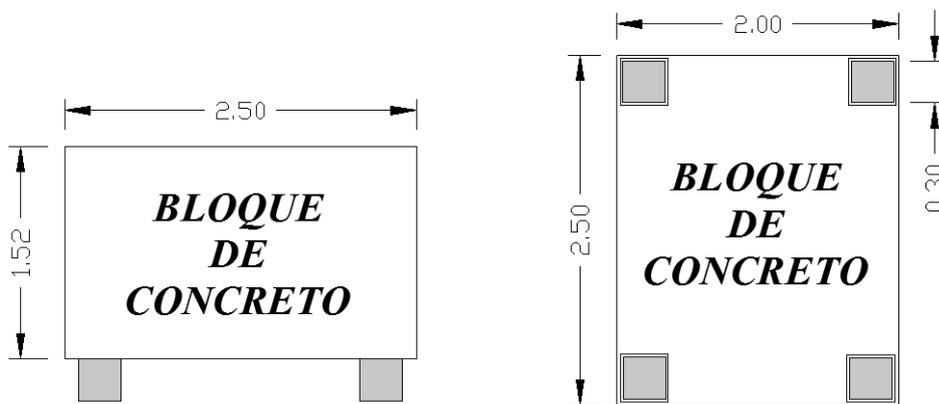
$$a = 2.00 \text{ m}$$

$$b = 2.50 \text{ m}$$

$$h = 1.52 \text{ m}$$

el bloque de concreto es de forma rectangular, ubicado en el último nivel de la edificación (piso 15), donde cumplirá el papel de un TMD en movimiento, las dimensiones son de 2*2.50 m, con altura de 1.52 m, Ver Figura 54.

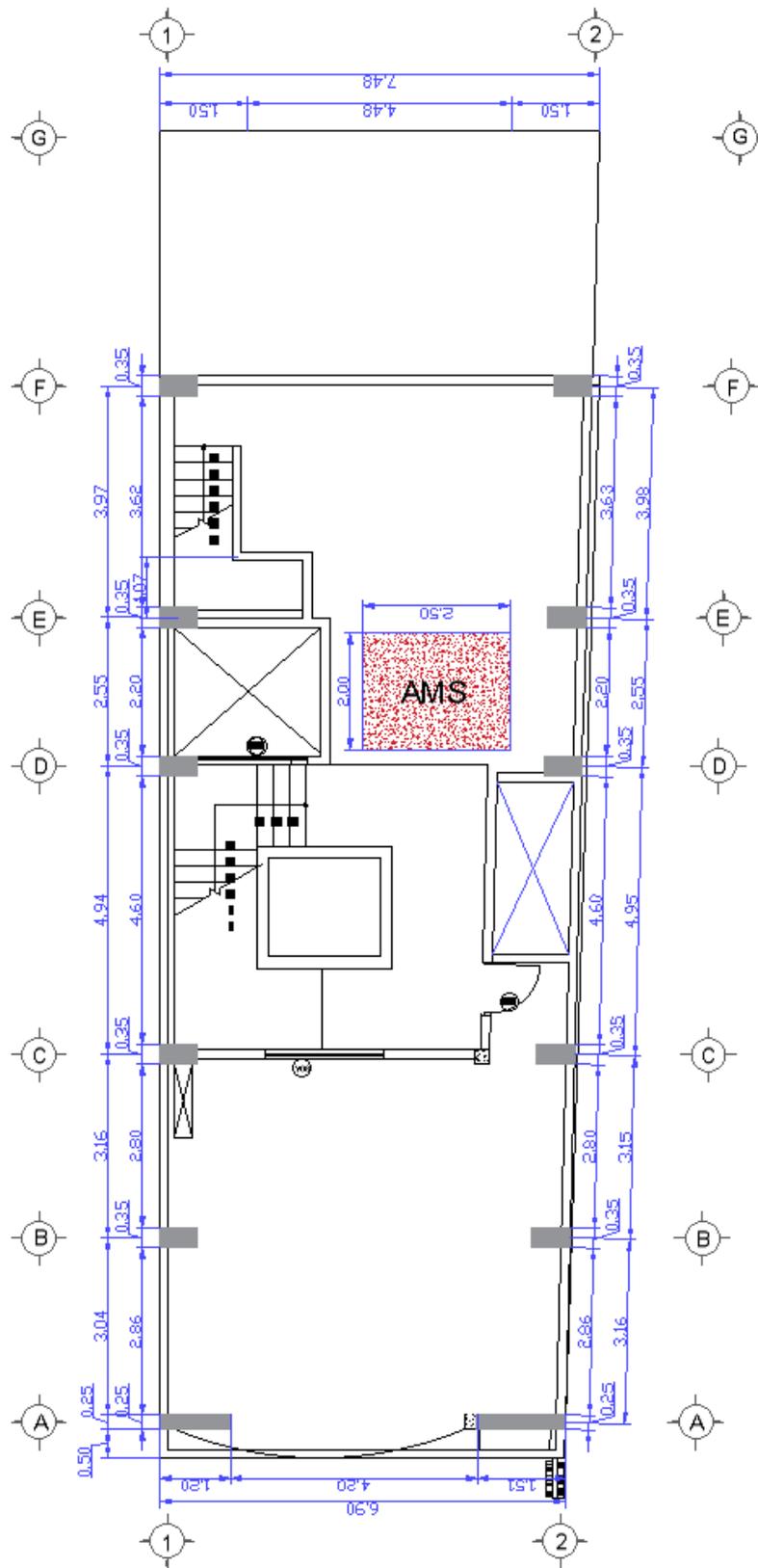
Figura 54 TMD de concreto.



Fuente: Elaboración propia.

La ubicación más eficiente que ayuda a controlar los desplazamientos laterales se da sobre la intersección de la posición mostrada en la figura N° 55

Figura 55 Ubicación del AMS en la azotea piso 15.



Fuente: Elaboración propia.

4.3.3. PROCEDIMIENTO DEL DISEÑO DEL TMD

- Una vez obtenida la relación de masas $\mu = 0.01$, se procede a determinar la relación de frecuencia de sintonización óptima f_{OPT} , donde se tiene:

$$f_{OPT} = \frac{1}{1 + \mu} = 0.99 \quad \text{Ecuación (63)}$$

- Calculo del periodo óptimo T_d

$$T_{d_opt} = \frac{T_{pr}}{f_{opt}} = 1.599 \text{ s} \quad \text{Ecuación (64)}$$

Calculando la ω_d

$$\omega_{d_opt} = \frac{2\pi}{T_{d_opt}} = 3.95 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

- Calculo del amortiguamiento óptimo del TMD

$$\zeta_{d_opt} = \sqrt{\frac{3 * \mu}{8 * (1 + \mu)^3}} = 6.03 \% \quad \text{Ecuación (65)}$$

- Calculo de la constante de amortiguamiento C_d del TMD

Los aisladores tienen un amortiguamiento inherente, este mismo que se adiciona al amortiguamiento inherente de la estructura principal, este amortiguamiento se calcula mediante la siguiente formula, para este caso se está considerando un amortiguamiento de 20% como lo menciona (Carranza S., 2012).

Donde m es el número de aisladores donde se apoyan el AMS

$$C_{d_opt} = 2 * C_{d_opt} * \omega_{d_opt} * m_d = 0.89 \text{ tonnef} * \frac{\text{s}}{\text{m}} \quad \text{Ecuación (66)}$$

Calculando la ω_d

$$K_{d_opt} = \omega_{d_opt}^2 * m_d = 28.981 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

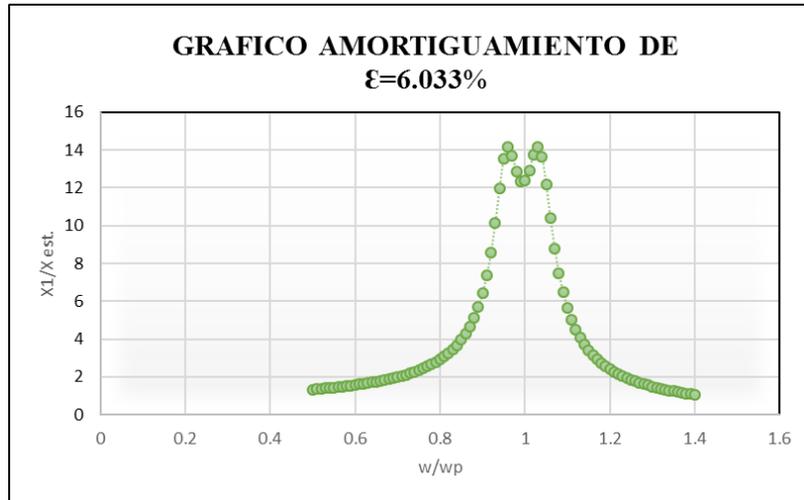
- se realiza los gráficos de la curva de amplificación dinámica con varias razones de amortiguamiento en el eje X-X

$$\zeta_1 = 0.06033$$

$$\frac{X_1}{\delta_{est}} = \left[\frac{(2\zeta_1 g)^2 + (g^2 - f^2)^2}{(2\zeta_2 g)^2 (g^2 - 1 + \mu g^2)^2 + \{\mu f^2 g^2 - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)\}^2} \right]^{1/2}$$

Ecuación (67)

Figura 56 Grafica de amplificación dinámica con amortiguamiento de 6.033%, usando TMD en la dirección X-X,



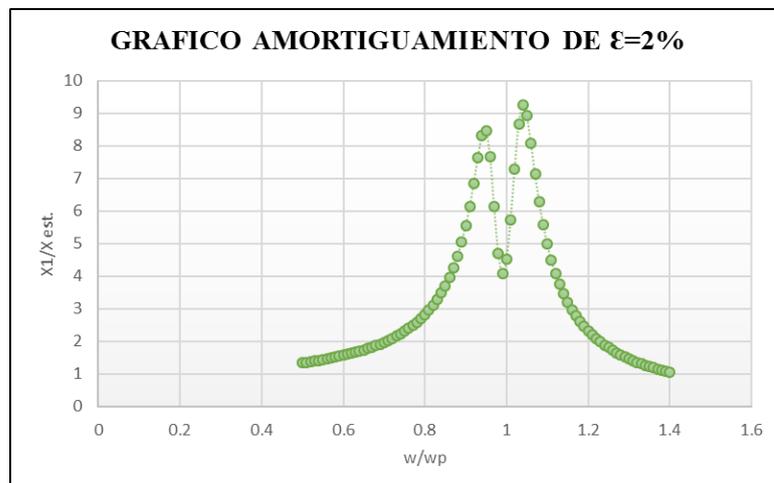
Fuente: Elaboración propia

$$\zeta_1 = 0.02$$

$$\frac{X_1}{\delta_{est}} = \left[\frac{(2\zeta_1 g)^2 + (g^2 - f^2)^2}{(2\zeta_2 g)^2 (g^2 - 1 + \mu g^2)^2 + \{\mu f^2 g^2 - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)\}^2} \right]^{1/2}$$

Ecuación (68)

Figura 57 Grafica de amplificación dinámica con amortiguamiento de 2%, usando TMD en la dirección X-X,



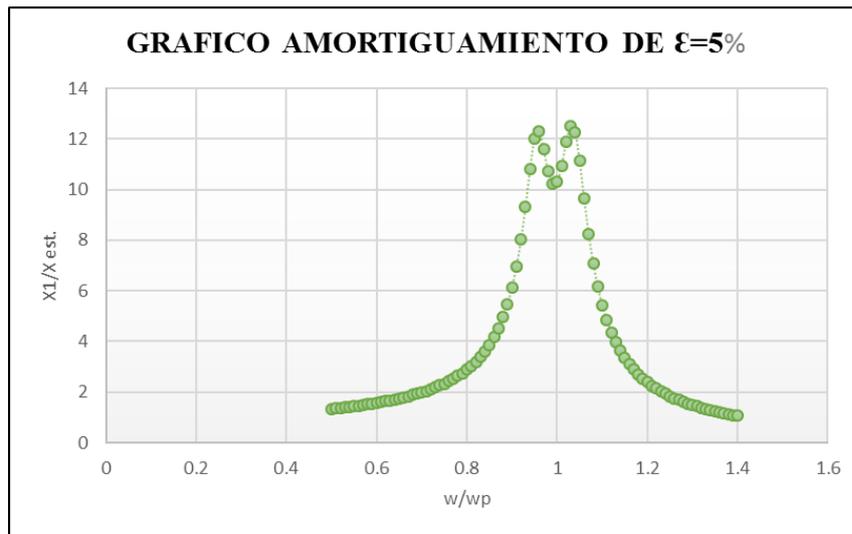
Fuente: Elaboración propia

$$\zeta_1 = 0.05$$

$$\frac{X_1}{\delta_{est}} = \left[\frac{(2\zeta_1 g)^2 + (g^2 - f^2)^2}{(2\zeta_2 g)^2 (g^2 - 1 + \mu g^2)^2 + \{\mu f^2 g^2 - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)\}^2} \right]^{1/2}$$

Ecuación (69)

Figura 58 Grafica de amplificación dinámica con amortiguamiento de 5%,
usando TMD en la dirección X-X,



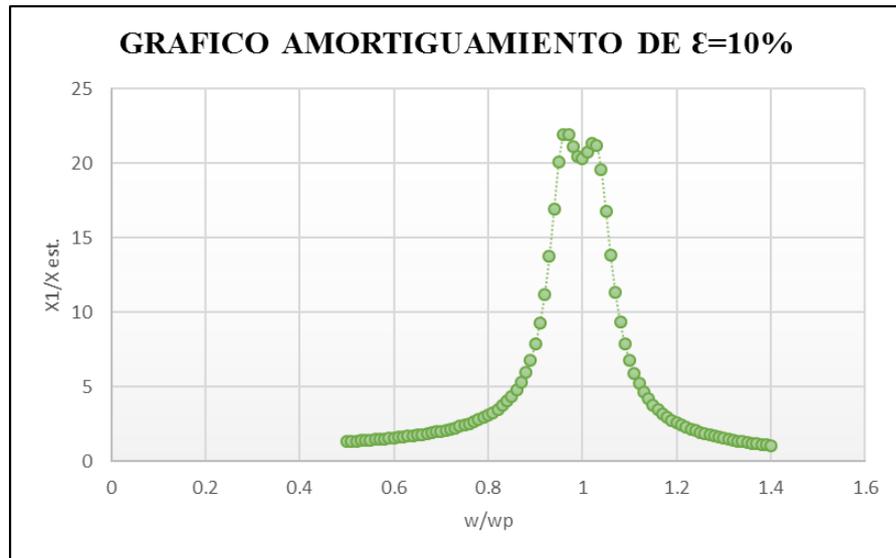
Fuente: Elaboración propia

$$\zeta_1 = 0.10$$

$$\frac{X_1}{\delta_{est}} = \left[\frac{(2\zeta_3 g)^2 + (g^2 - f^2)^2}{(2\zeta_3 g)^2 (g^2 - 1 + \mu g^2)^2 + \{\mu f^2 g^2 - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)\}^2} \right]^{1/2}$$

Ecuación (70)

Figura 59 Grafica de amplificación dinámica con amortiguamiento de 10%,
usando TMD en la dirección X-X,



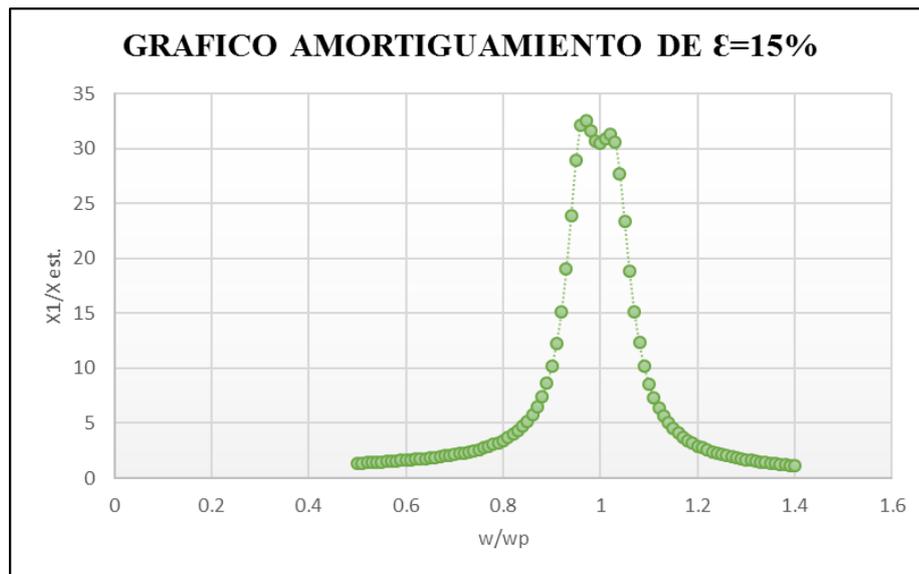
Fuente: Elaboración propia

$$\zeta_1 = 0.15$$

$$\frac{X_1}{\delta_{est}} = \left[\frac{(2\zeta_1 g)^2 + (g^2 - f^2)^2}{(2\zeta_1 g)^2 (g^2 - 1 + \mu g^2)^2 + \{\mu f^2 g^2 - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)\}^2} \right]^{1/2}$$

Ecuación (71)

Figura 60 Grafica de amplificación dinámica, con amortiguamiento de 15%,
usando TMD en la dirección X-X,

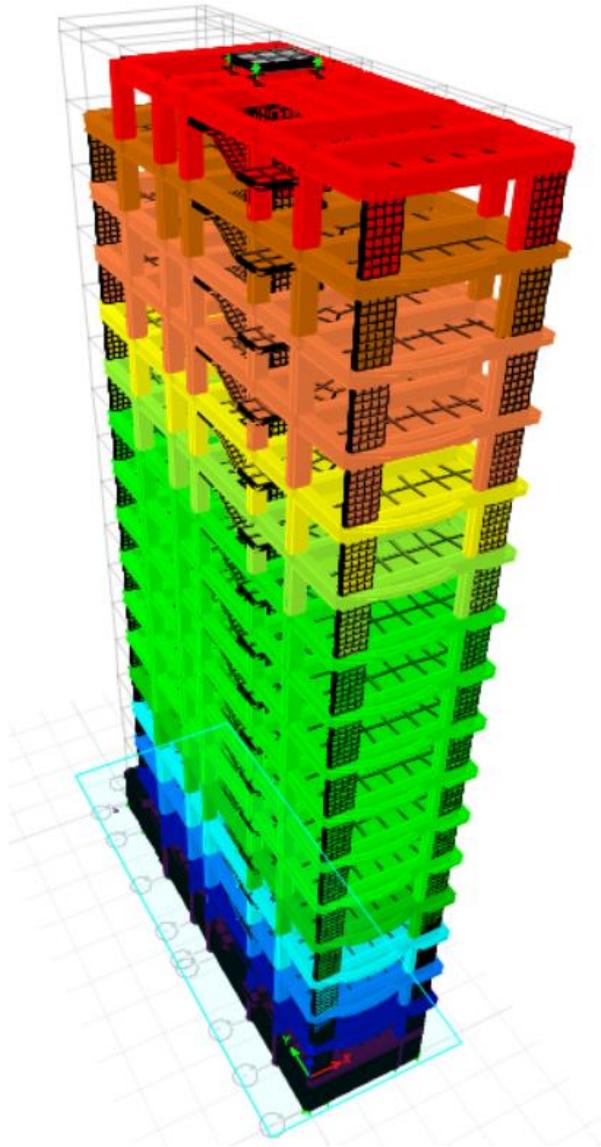


Fuente: Elaboración propia

4.4. MODELAMIENTO DE LA EDIFICACION CON AMS

4.4.1. MODELO ANALIZADO CON LA IMPLEMENTACION DEL AMS

Figura 61 *Modelo con AMS analizado en ETABS 2019 v19.1.0.*



Fuente: Elaboración propia.

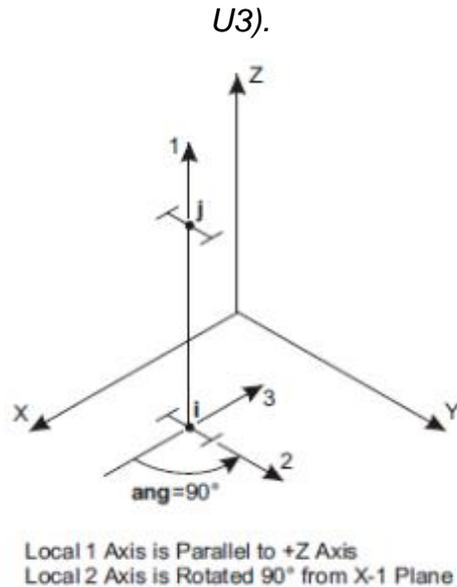
Para iniciar con el procedimiento de análisis de la edificación se va considerar la distribución de masas y además de otras características, la estructura planteada quedo como tal, pues no se añadió ni elimino ningún elemento estructural.

4.4.2. IMPLEMENTACION DE PRINCIPALES CARACTERISTICAS DEL AMS EN EL ETABS

- Definición e implementación de los apoyos elastoméricos reforzados del AMS

Para realizar el modelado de los apoyos del AMS se creó un soporte tipo Link descrito por AMS a la cual se asignó propiedades de aislador de caucho (Rubber Isolator). Para definir estas propiedades en cada eje global debemos de conocer la equivalencia de las coordenadas locales y las coordenadas globales que se utiliza en el programa de software (ETABS), esta coincidencia se puede ver representada en la siguiente figura:

Figura 62 Equivalencia de los ejes globales (X, Y, Z) y ejes locales (U1, U2, U3).



Fuente: Elaboración propia

De la figura 62 se puede observar que para el ETABS 2019, para el soporte link los grados de libertad son características de Rubber Isolator están considerados del siguiente modo.

U1→UZ: traslación en la dirección del eje local 1 o eje global Z

U2→UX: traslación en la dirección del eje local 2 o eje global X

U3→UY: traslación en la dirección del eje local 3 o eje global Y

R1→RZ: rotación en torno al eje local 1 o eje global Z

R2→RX: rotación en torno al eje local 2 o eje global X

R3→RY: rotación en torno al eje local 3 o eje global Y

4.5. RESULTADOS DE LA INVESTIGACION

En este capítulo se presenta ya los resultados obtenidos mediante gráficos que nos permitan su interpretación, este resultado de análisis modal espectral va en concordancia con la norma técnica sismo resistente E.030 del

2018, aplicado para una estructura sin y con implementación del AMS que se encuentra ubicado en el piso 15.

4.5.1. RESULTADOS DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Se presenta a continuación los desplazamientos laterales de la estructura principal, resultados que fueron obtenidos del análisis dinámico modal espectral con y sin la implementación del TMD.

Figura 63 Distorsiones en la dirección X e Y sin AMS

Nº de Piso	Derivas Inelásticas (Δ_{xx})	Desplazam. Maximos en X (cm)	Derivas Inelásticas (Δ_{yy})	Desplazam. Maximos en Y (cm)
AZOTEA	0.003947	4.4881	0.002034	3.5861
PISO 15	0.004263	4.2714	0.002686	3.4912
PISO 14	0.004605	4.0374	0.00321	3.3658
PISO 13	0.004933	3.7846	0.003705	3.216
PISO 12	0.00522	3.5138	0.004115	3.0431
PISO 11	0.005471	3.2272	0.004589	2.8511
PISO 10	0.005666	2.9269	0.004957	2.6369
PISO 9	0.005803	2.6158	0.005276	2.4056
PISO 8	0.005883	2.2972	0.005549	2.1594
PISO 7	0.005902	1.9742	0.005775	1.9004
PISO 6	0.005844	1.6502	0.005946	1.6309
PISO 5	0.005679	1.3294	0.006039	1.3534
PISO 4	0.005459	1.0176	0.006012	1.0716
PISO 3	0.005041	0.7179	0.00578	0.791
PISO 2	0.004283	0.4412	0.005254	0.5213
PISO 1	0.00282	0.2061	0.004643	0.2761
T. SOTANO	0.000684	0.0402	0.000879	0.044

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 63 nos muestra los resultados de las derivas inelásticas no permisibles para la dirección X están por debajo de lo permitido en la Norma Técnica E.030 (0.0070), siendo el máximo en el piso7 (0.005902) siendo menor en 15.71 %. Para la dirección Y las derivas inelásticas máximas están por debajo al permitido alcanzando un máximo en el piso 5 (0.006039) siendo menor 13.78 %. con la implementación del AMS se busca la disminución de las derivas inelásticas en las dos direcciones X y Y.

Figura 64 Distorsiones en la dirección X e Y con AMS.

N° de Piso	Derivas Inelásticas (Δ_{xx})	Desplazam. Maximos en X (cm)	Derivas Inelásticas (Δ_{yy})	Desplazam. Maximos en Y (cm)
AZOTEA	0.003081	3.3381	0.001749	2.7327
PISO 15	0.003255	3.169	0.002105	2.6511
PISO 14	0.003522	2.9903	0.002521	2.5529
PISO 13	0.003782	2.797	0.002892	2.4352
PISO 12	0.003986	2.5893	0.003173	2.3002
PISO 11	0.004126	2.3705	0.003504	2.1521
PISO 10	0.004198	2.144	0.003738	1.9886
PISO 9	0.004219	1.9135	0.003938	1.8142
PISO 8	0.004212	1.6819	0.004111	1.6304
PISO 7	0.004195	1.4506	0.004263	1.4386
PISO 6	0.00417	1.2203	0.00439	1.2397
PISO 5	0.004122	0.9914	0.004479	1.0348
PISO 4	0.00401	0.7651	0.004491	0.8258
PISO 3	0.003761	0.545	0.004359	0.6162
PISO 2	0.003251	0.3385	0.004027	0.4128
PISO 1	0.002184	0.16	0.003722	0.2249
T. SOTANO	0.000538	0.0316	0.000776	0.0388

Fuente: Elaboración propia.

La figura 64 nos muestra lo obtenido de las derivas inelásticas con la implementación del TMD, la disminución es notoria solamente comparando con los máximos descritos en el párrafo anterior, en la dirección X se obtuvo un máximo que se encuentra en el piso 7 (0.004195). Para la dirección Y las derivas inelásticas máximas es en el piso 4 (0.004491). si sin la implementación de AMS se tenía resultados por debajo de lo que especificaba la norma, con la implementación del AMS en la estructura se redujo aún más.

4.5.2. RESULTADOS PERIODOS Y FRECUENCIAS

Se presenta a continuación lo obtenido de los periodos y frecuencias que fueron obtenidas en el análisis dinámico modal espectral con y sin la implementación del TMD.

Figura 65 Periodos y frecuencias de los 15 primeros modos.

N° de Piso	Periodos SIN AMS	Periodos CON AMS	Frecuencias SIN AMS (cps)	Frecuencias CON AMS (cps)
1	1.575	1.667	0.635	0.6
2	1.372	1.549	0.729	0.645
3	1.177	1.423	0.85	0.703
4	0.453	1.333	2.21	0.75
5	0.43	1.172	2.324	0.853
6	0.362	0.452	2.766	2.213
7	0.235	0.43	4.252	2.326
8	0.221	0.362	4.528	2.766
9	0.191	0.235	5.245	4.253
10	0.157	0.221	6.373	4.53
11	0.138	0.191	7.26	5.246
12	0.123	0.157	8.136	6.374
13	0.116	0.138	8.653	7.261
14	0.096	0.123	10.403	8.136
15	0.093	0.116	10.795	8.653

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 65 se puede apreciar que el periodo de vibración natural de la edificación con AMS aumenta a medida que el modo de vibración sube. Los periodos fundamentales se acercan en valor a lo que es definido a la zona de investigación del factor C con desplazamiento constante (TL=2.00) considerado en el espectro inelástico de pseudoaceleraciones este acercamiento nos dice que la estructura tendrá como consecuencia la disminución tanto en la velocidad y aceleración de la edificación. Por otro lado, la frecuencia de vibración, se reduce en los modos de vibración mayores.

4.5.3. RESULTADOS DE VELOCIDADES Y ACELERACIONES

Se presenta a continuación los resultados de las velocidades y aceleraciones de los entrepisos de la estructura obtenidas del resultado de análisis dinámico modal espectral con y sin la implementación del TMD.

Figura 66 *Velocidad en la dirección X e Y.*

N° de Piso	Velocidad por Sismo en X sin AMS (m/s)	Velocidad por Sismo en X con AMS (m/s)	Velocidad por Sismo en Y sin AMS (m/s)	Velocidad por Sismo en Y con AMS (m/s)
AZOTEA	0.1809	0.1353	0.1626	0.1239
PISO 15	0.1695	0.1257	0.157	0.1193
PISO 14	0.1575	0.1148	0.1501	0.1141
PISO 13	0.1458	0.1047	0.1425	0.1084
PISO 12	0.1346	0.0959	0.1345	0.1024
PISO 11	0.1244	0.0887	0.1264	0.0964
PISO 10	0.1152	0.0834	0.1181	0.0901
PISO 9	0.107	0.0796	0.1096	0.0837
PISO 8	0.0991	0.0766	0.1008	0.0784
PISO 7	0.0911	0.0732	0.0915	0.0728
PISO 6	0.0823	0.0684	0.0814	0.0664
PISO 5	0.072	0.0619	0.0704	0.0588
PISO 4	0.0601	0.0532	0.0583	0.0499
PISO 3	0.0466	0.0422	0.045	0.0395
PISO 2	0.0319	0.0291	0.031	0.0277
PISO 1	0.0168	0.0153	0.0165	0.0149
T. SOTANO	0.0037	0.0034	0.0033	0.0031

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 66 son los valores de la velocidad del centro de masas por cada piso, los resultados muestran como la velocidad disminuye a medida que el número de pisos va incrementando para las dos direcciones (X e Y), esta disminución de la velocidad es más notoria en la dirección X (0.18 m/s a 0.13 m/s – azotea) teniendo una variación de 0.05 m/s , sin embargo en la dirección Y, la disminución de la velocidad es el resultado de la ubicación y masa que participa del AMS, por lo que en este sentido la disminución de la velocidad no es muy notoria siendo (0.16 m/s a 0.12 m/s – azotea) teniendo una variación de 0.04 m/s.

Figura 67 Aceleración en la dirección X y Y.

N° de Piso	Aceleración por Sismo en X sin AMS (m/s)	Aceleración por Sismo en X con AMS (m/s)	Aceleración por Sismo en Y sin AMS (m/s)	Aceleración por Sismo en Y con AMS (m/s)
AZOTEA	1.3608	1.1987	1.087	0.9594
PISO 15	1.0735	0.9568	0.9394	0.8133
PISO 14	0.8539	0.7142	0.8218	0.6794
PISO 13	0.7556	0.5785	0.7453	0.6036
PISO 12	0.6958	0.5513	0.6937	0.5651
PISO 11	0.6601	0.5562	0.6752	0.5513
PISO 10	0.6978	0.5857	0.6709	0.5631
PISO 9	0.7578	0.6514	0.6753	0.5933
PISO 8	0.7864	0.7229	0.6939	0.6162
PISO 7	0.8175	0.7727	0.7001	0.6419
PISO 6	0.8511	0.7758	0.6977	0.6617
PISO 5	0.8289	0.7627	0.6928	0.6512
PISO 4	0.7685	0.7498	0.6527	0.6217
PISO 3	0.7318	0.6976	0.5966	0.5873
PISO 2	0.6497	0.5558	0.5334	0.5032
PISO 1	0.4211	0.3266	0.3647	0.3172
T. SOTANO	0.1054	0.0795	0.0827	0.0718

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 67 nos muestra los valores de la aceleración del centro de masas de cada nivel, este resultado nos dice que a medida que la altura del edificio aumenta pues la aceleración aumenta para ambas direcciones (X e Y). La reducción más notoria es en la dirección X (0.075 m/s² a 0.105 m/s² – piso 1).

4.5.4. RESULTADOS DE FUERZAS CORTANTES

Se presenta a continuación los resultados de las cortantes de los entresijos de la estructura obtenidas del análisis dinámico modal espectral sin y con la implementación de amortiguadores de masa sintonizada (AMS)

Figura 68 fuerza cortante en la dirección X e Y.

N° de Piso	Fuerza cortante por Sismo en X sin AMS (m/s)	Fuerza cortante por Sismo en X con AMS (m/s)	Fuerza cortante por Sismo en Y sin AMS (m/s)	Fuerza cortante por Sismo en Y con AMS (m/s)
AZOTEA	11.595	10.8171	9.2966	8.0886
PISO 15	24.4696	21.9312	20.5881	18.2412
PISO 14	34.9358	30.4102	30.7598	27.1953
PISO 13	43.0077	36.1877	39.3966	34.5369
PISO 12	49.38	40.0794	46.8108	40.6491
PISO 11	54.4359	42.6639	53.2528	45.7922
PISO 10	58.6349	44.4002	58.9652	50.2404
PISO 9	62.4634	45.8637	64.1149	54.2613
PISO 8	66.3038	47.7609	68.8828	58.0353
PISO 7	70.3868	50.5453	73.4011	61.7205
PISO 6	74.7698	54.1811	77.6971	65.4342
PISO 5	79.2844	58.3766	81.7653	69.1187
PISO 4	83.6337	62.8201	85.4881	72.5957
PISO 3	87.5364	67.0879	88.6943	75.7471
PISO 2	90.5832	70.4756	91.2512	78.3649
PISO 1	92.362	72.4147	92.9057	80.0426
T. SOTANO	54.8071	43.3172	93.1248	80.2015

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 68 son los resultados de las fuerzas cortantes de cada piso para cada una de las direcciones (X e Y), la mayor reducción se da en la dirección X, y tal como lo menciona la Norma Técnica E.030 estos valores obtenidos no fueron escalados con el valor obtenido en la sección 4.1.6.4. Fuerza cortante mínima.

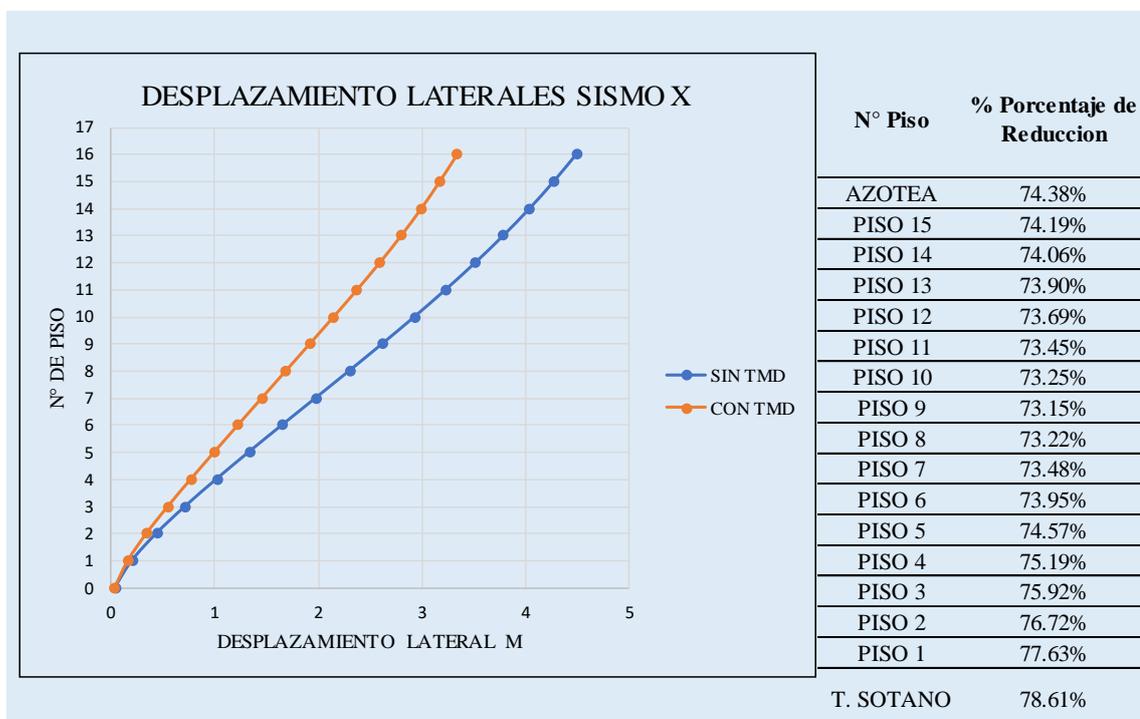
CAPITULO V: ANALISIS COMPARATIVO Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. ANÁLISIS COMPARATIVO

Las abreviaturas utilizadas en las tablas y/o figuras que precedes es la siguiente: SIN AMS (Estructura SIN la implementación de A.M.S.), CON AMS (Estructura CON la implementación de A.M.S.)

5.1.1. COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

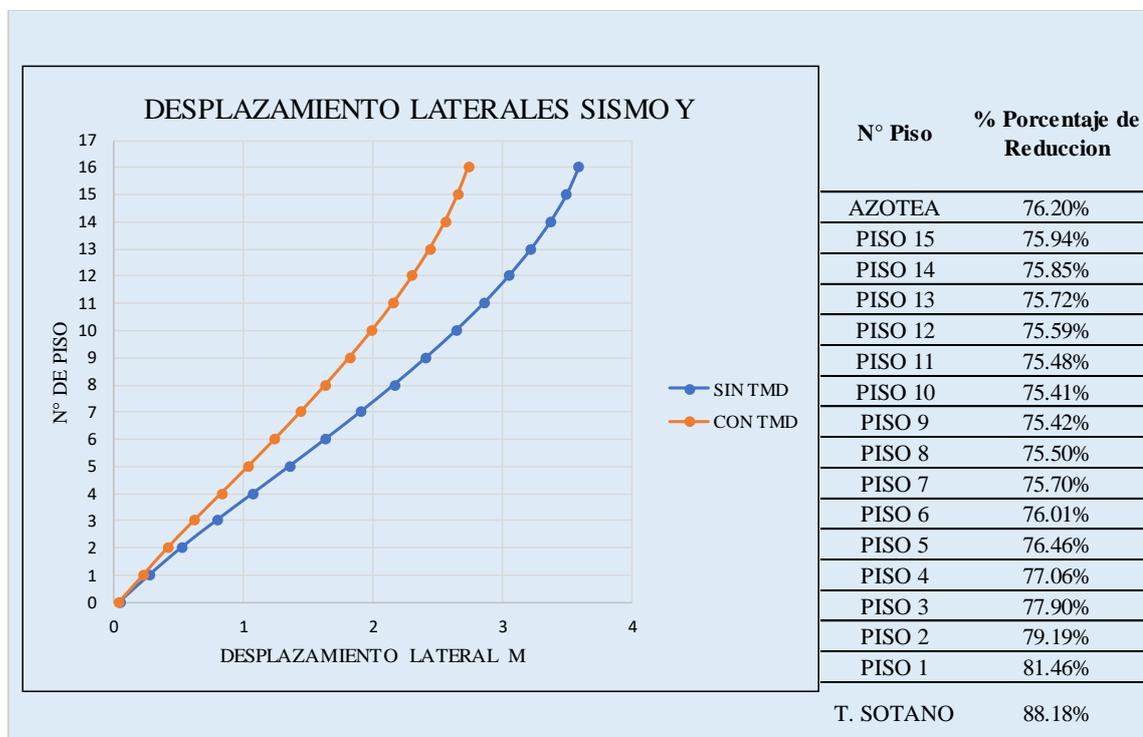
Figura 69 Desplazamientos laterales por sismo en X.



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 69 de acuerdo a los resultados obtenidos se puede ver la disminución de los desplazamientos laterales en la dirección X esto a que la acción sísmica que se produce en la misma dirección, con el uso de AMS (línea naranja), frente a la estructura sin AMS (línea celeste), arrojando un promedio de disminución de dichos desplazamientos en un 25.33%. De las figuras 63 y figura 64, se puede resaltar que el desplazamiento lateral máximo en la dirección X del piso 15 SIN AMS fue de 4.4881 cm, mientras que el desplazamiento lateral CON AMS del mismo piso fue de 3.169 cm reduciéndose de esta manera 1.3191 cm, el cual representa una reducción de 29.39%.

Figura 70 Desplazamientos laterales por sismo en Y.

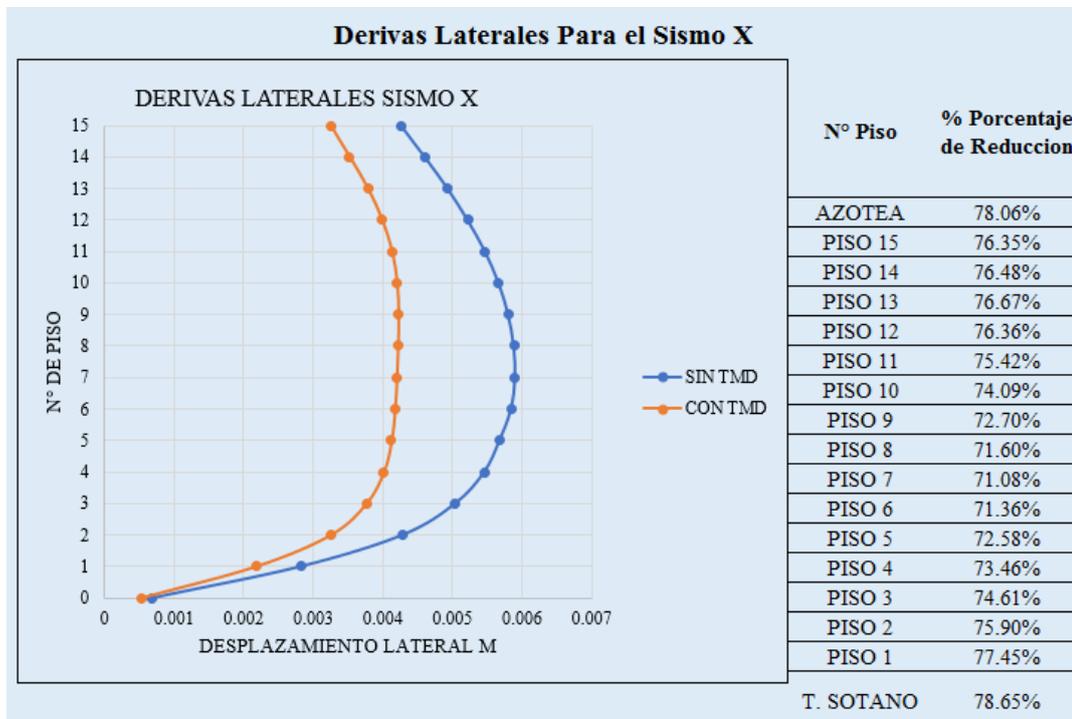


Fuente: Elaboración propia.

En la figura 70 de acuerdo a los resultados obtenidos se puede ver la disminución de los desplazamientos laterales en la dirección Y esto debido a la acción sísmica que se produce en la misma dirección, con el uso de AMS (línea naranja), frente a la estructura sin AMS (línea celeste), arrojando un promedio de disminución de dichos desplazamientos en un 22.7%. De las figuras 63 y figura 64, se puede resaltar que el desplazamiento lateral máximo en la dirección Y del piso 15 SIN AMS fue de 3.4912 cm, mientras que el desplazamiento lateral

CON AMS del mismo piso fue de 2.6511 cm reduciéndose de esta manera 0.8401 cm, el cual representa una reducción de 24.06%.

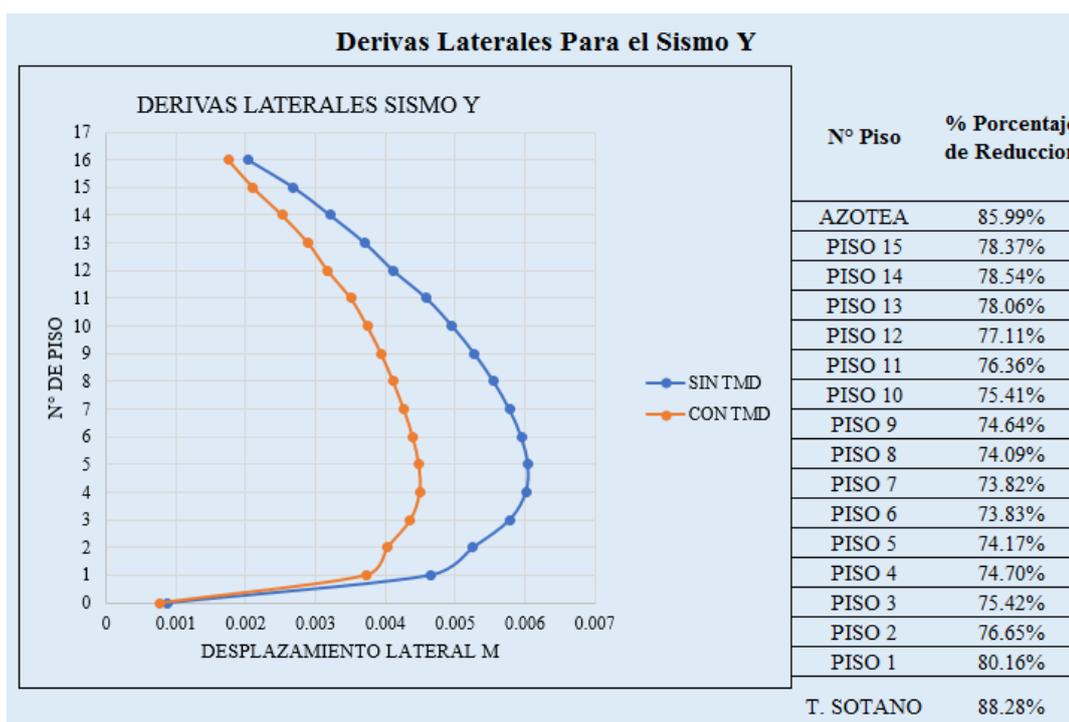
Figura 71 Derivadas inelásticas en el eje X.



Fuente: Elaboración propia.

la figura 71 muestra la comparación de resultados entre los valores de derivadas laterales en la dirección X halladas en las figuras 63 y figura 64, se puede ver la disminución de las derivadas, en promedio esta disminución es de 25.12%, la reducción más notoria es del piso 7 el cual tiene una reducción de 0.005902 a 0.004195 siendo este el 28.92 %. De la figura 64 se tiene que, que todos los niveles de pisos cumplen con estar debajo de lo que recomienda la Norma Técnica E.030.

Figura 72 Derivadas inelásticas en la dirección Y.

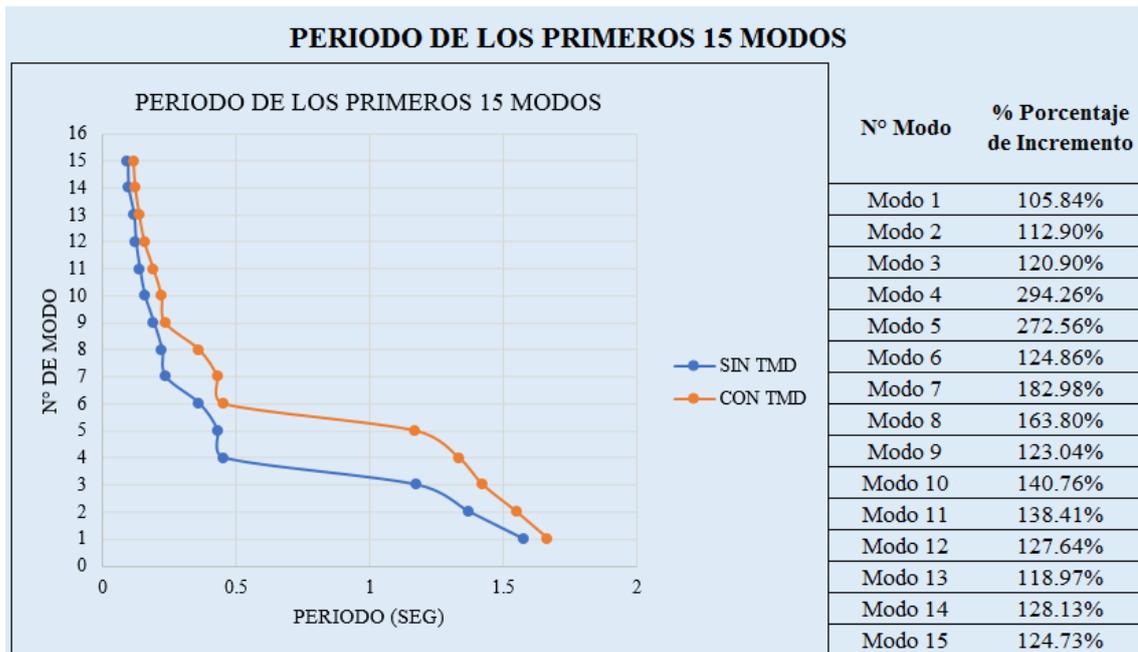


Fuente: Elaboración propia.

En la figura 72 se muestra la comparación de resultados entre los valores de derivas laterales en la dirección Y halladas en las figuras 63 y figura 64, se puede ver la disminución de las derivas, en promedio esta disminución es de 22.61%, la reducción más notoria es del piso 5 el cual tiene una reducción de 0.006039 a 0.004479 siendo este el 25.83%. figura 64 se tiene que, que todos los niveles de pisos cumplen con estar debajo de lo que recomienda la Norma Técnica E.030.

5.1.2. COMPARACIÓN DE PERIODOS Y FRECUENCIAS

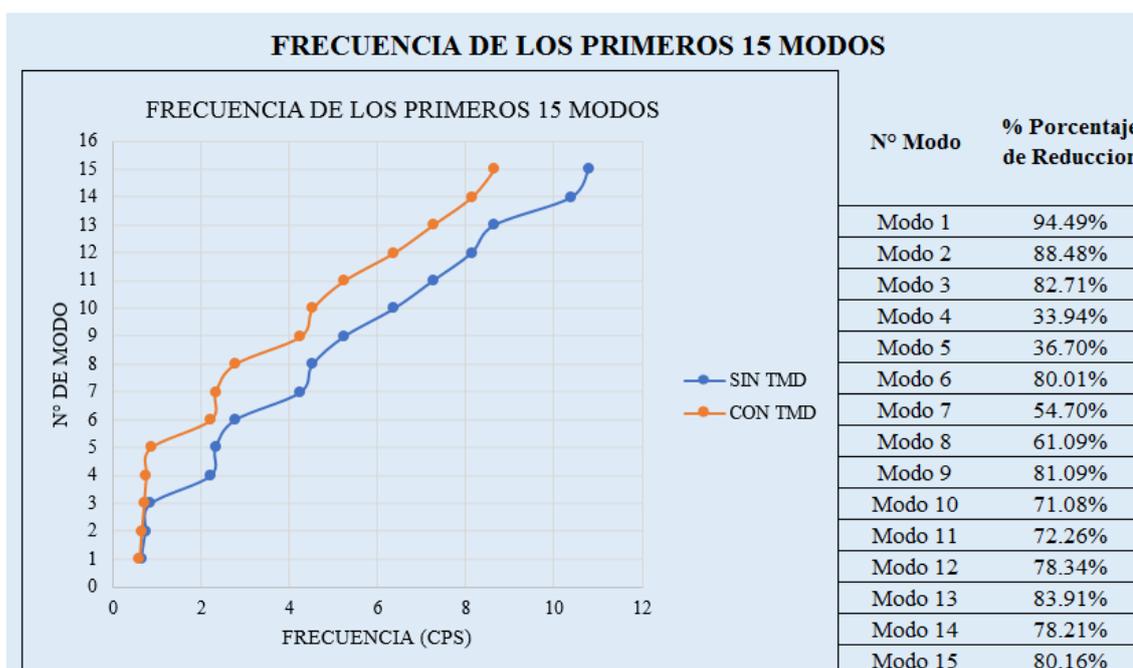
Figura 73 Periodo de vibración de los 15 primeros modos.



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 73 se presenta los resultados de los valores de los períodos de vibración de la edificación, se puede observar que la implementación de AMS hizo que los períodos subieran en 13.21 % en promedio (teniendo en consideración los 3 primeros modos de vibración), donde el primer modo incremento en 5.84%, el segundo se incrementó en 12.90% mientras el tercero, aumento en 20.90%. este incremento del periodo de vibración en la edificación es a consecuencia del uso del AMS que le añadió rigidez y amortiguamiento a la estructura principal el periodo de vibración es más evidente.

Figura 74 Frecuencia de vibración de los 15 primeros modos.

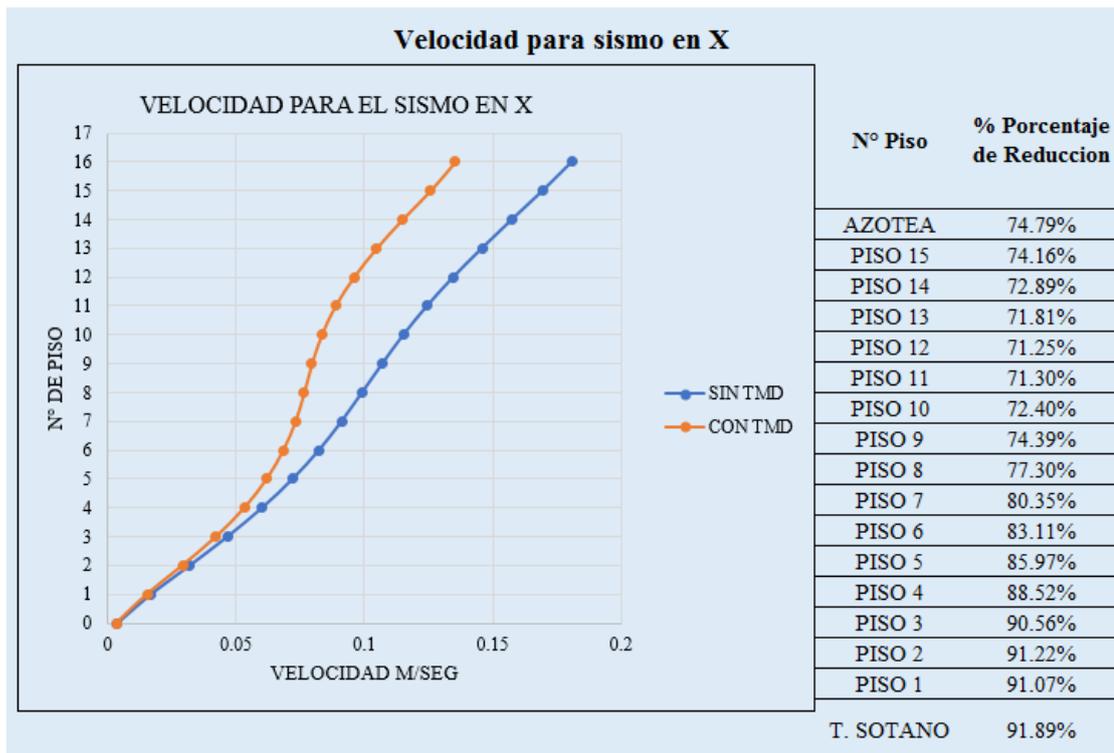


Fuente: Elaboración propia.

En la figura 74 se presenta los resultados de los valores de las frecuencias naturales de vibración de la edificación, se puede observar que la implementación de AMS hizo que los que la frecuencia de vibración se reduzca de manera considerable siendo en promedio 11.44 % en promedio (teniendo en consideración los 3 primeros modos de vibración), donde el primer modo disminuyo en 5.51 %, el segundo disminuyo en 11.52 % mientras el tercero, disminuyo en 17.29 % , esta disminución está directamente relacionada con el incremento de periodo, son inversamente proporcional, esta proporción es más notorio cuando el modo de vibración acrecienta.

5.1.3. COMPARACIÓN DE VELOCIDADES Y FRECUENCIAS

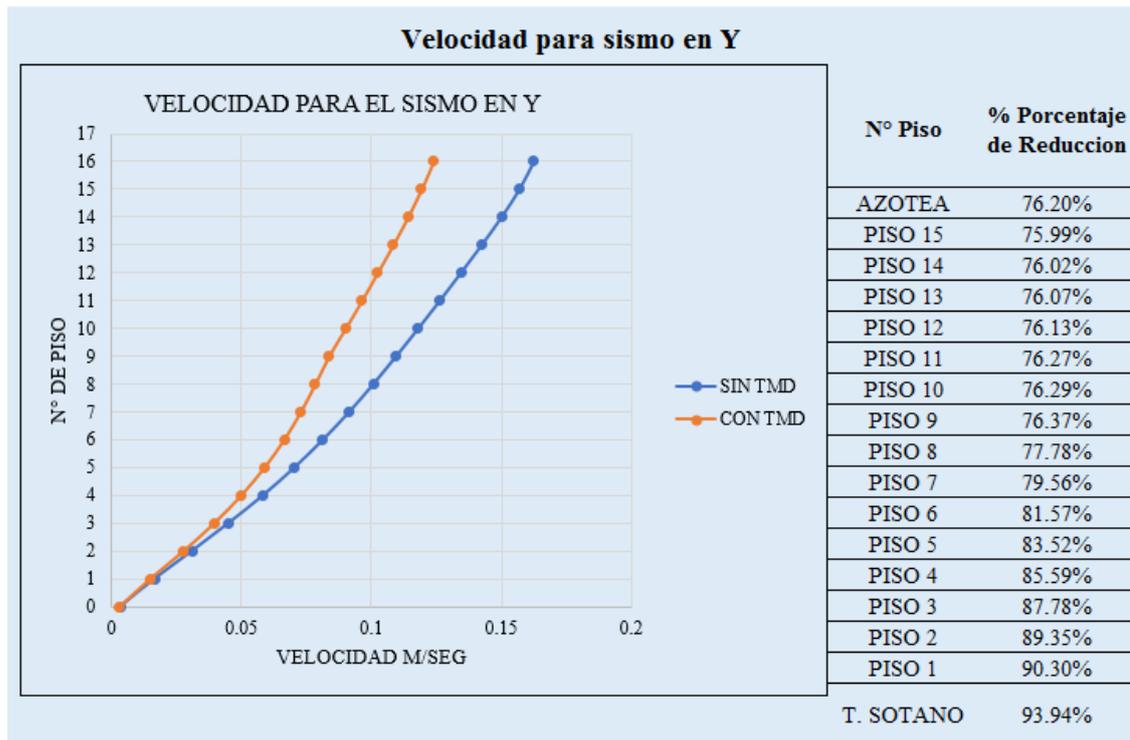
Figura 75 Velocidad Relativa por Sismo en X



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 75 se presenta los resultados obtenidos para la disminución de la velocidad relativa en la dirección X, de cada uno de los niveles de la estructura. Esta velocidad disminuyó en 19.82 %, a consecuencia de que la velocidad y aceleración están directamente relacionadas.

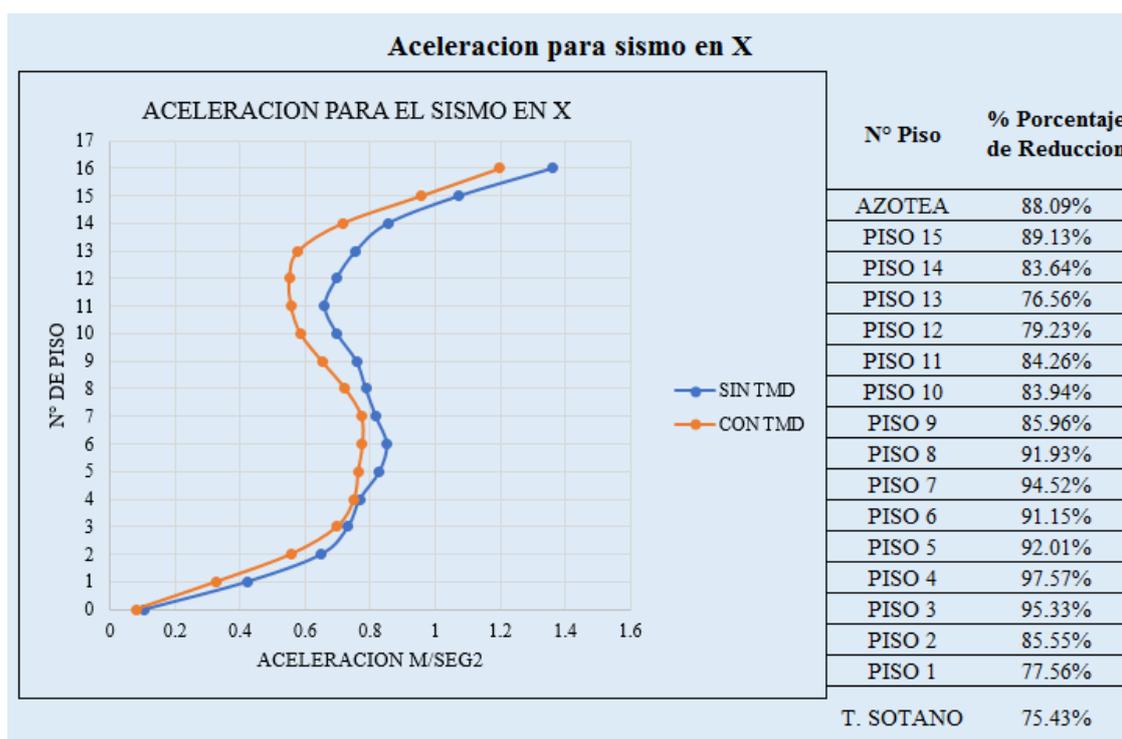
Figura 76 Velocidad Relativa por Sismo en Y



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 76 se presenta los resultados obtenidos para la disminución de la velocidad relativa en la dirección Y, de cada uno de los niveles de la estructura. Esta velocidad disminuyó en 18.89 %, a consecuencia de que la velocidad y aceleración están directamente relacionadas.

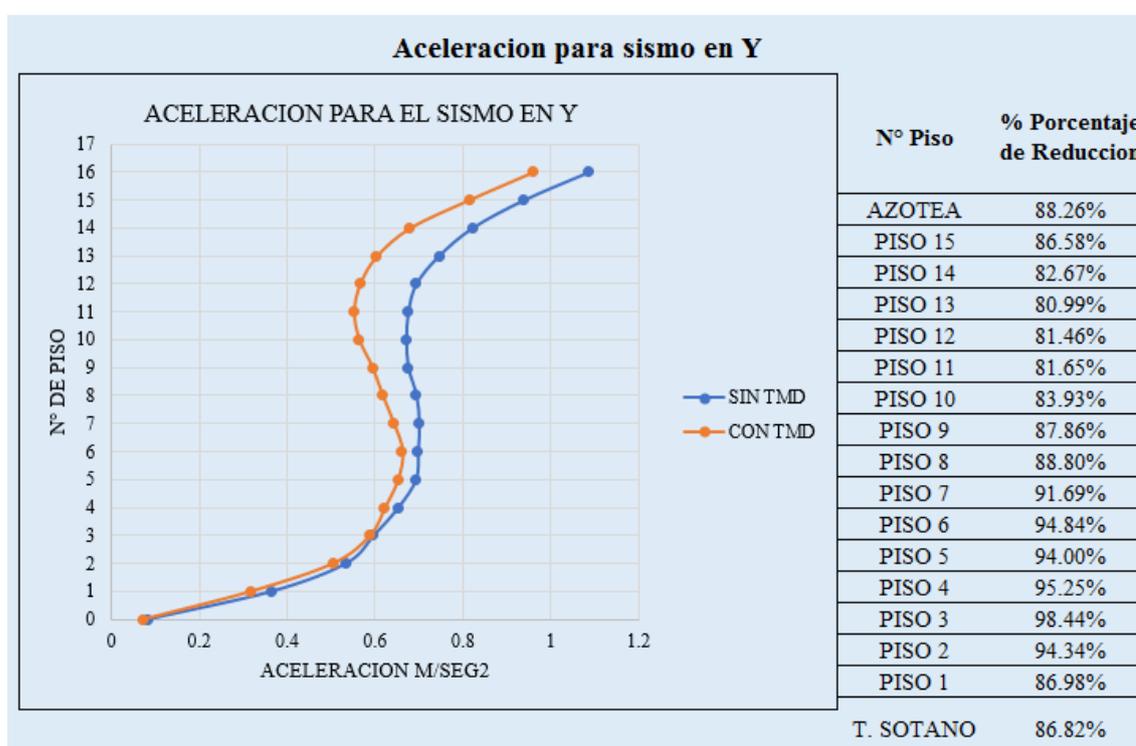
Figura 77 Aceleración por sismo en X.



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 77 se aprecia los resultados de aceleración en X de cada uno de los niveles de entrepiso de la edificación, esta reducción en promedio fue de 13.42 %. El dato de la aceleración está directamente relacionado con el periodo de vibración tal como muestra el grafico, la curva de espectro inelástico de pseudoaceleraciones, a medida que el periodo aumenta pues la aceleración, la velocidad y desplazamientos se reducen. Esta reducción en el eje X es más notorio que en el eje Y.

Figura 78 Aceleración por sismo en Y.

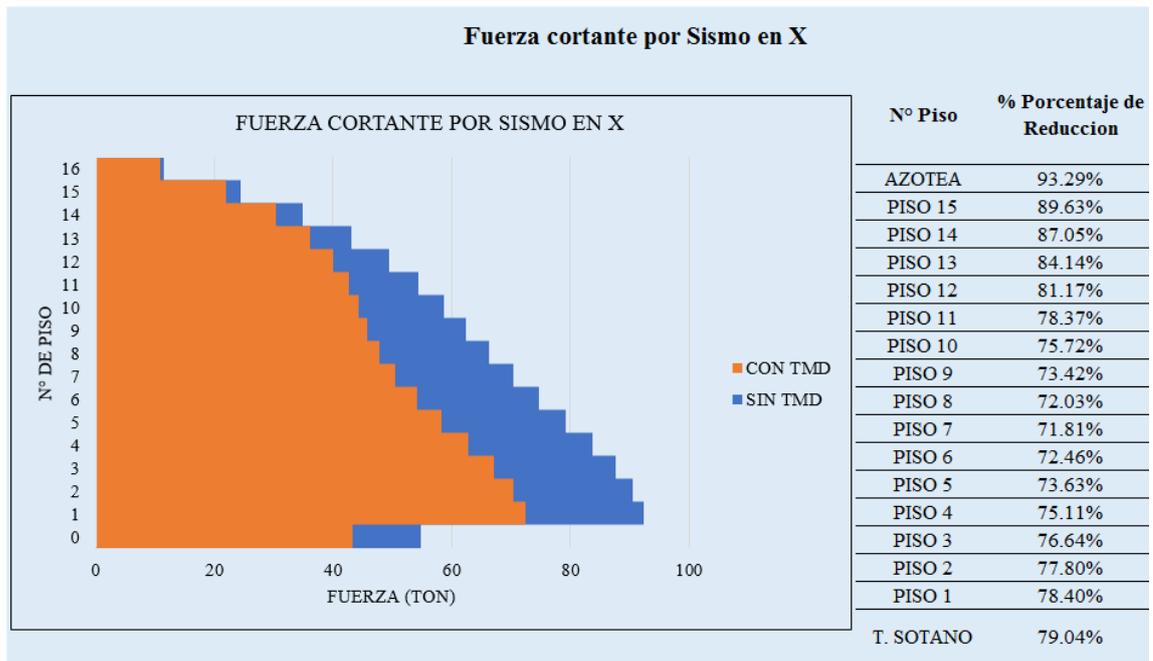


Fuente: Elaboración propia.

La figura 78 se aprecia lo obtenido de la aceleración en Y de cada uno de los niveles de entrepiso de la edificación, esta reducción en promedio fue de 11.49 %. El dato de la aceleración está directamente relacionado con el periodo de vibración tal como muestra el grafico, la curva de espectro inelástico de pseudoaceleraciones.

5.1.4. COMPARACIÓN DE CORTANTES

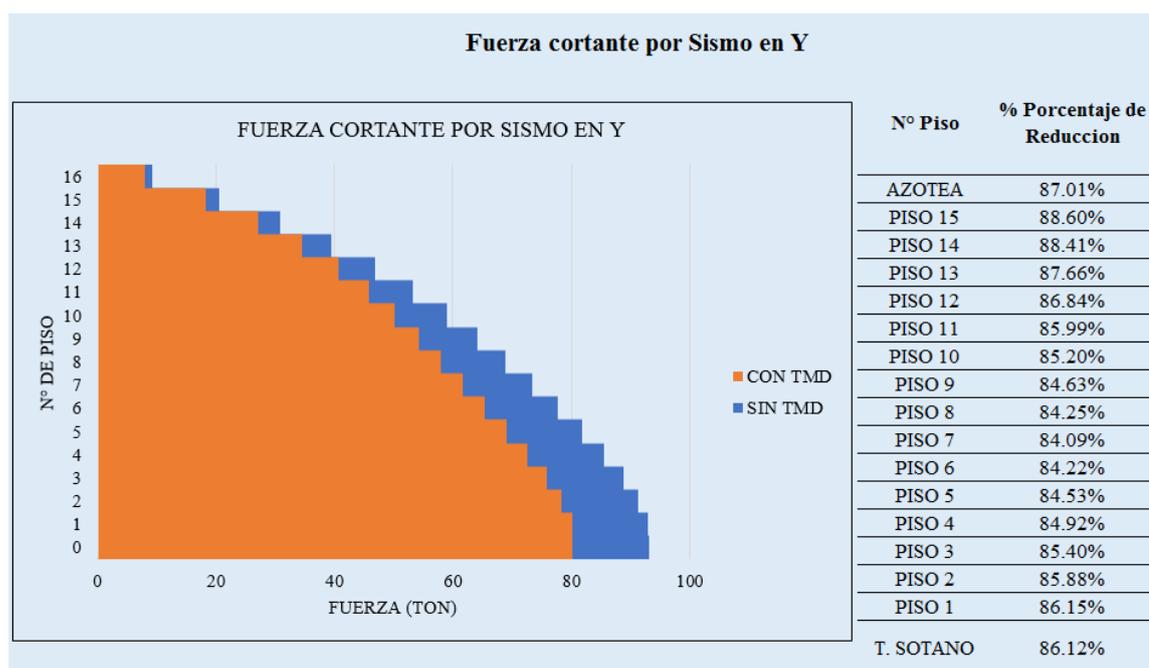
Figura 79 Fuerzas cortantes por sismo en X.



Fuente: Elaboración propia.

La figura 79 se presenta los resultados de los valores obtenidos de la fuerza cortante debido producido por el sismo en la dirección X, la disminución de las cortantes es de 21.19 %, la máxima reducción de la cortante basal es del piso 7 con 28.19 %, a consecuencia de esta disminución en la cortante hace que se reduzca la deformación lateral relativa de cada entrepiso por ende el esfuerzo generado en cada elemento se reduce como tal.

Figura 80 Fuerzas cortantes por sismo en Y.



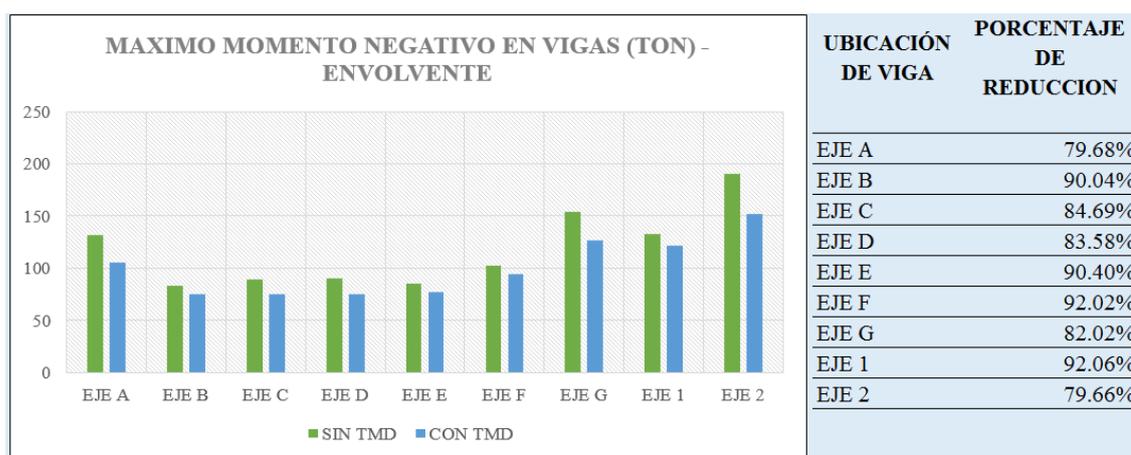
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 80 se presenta los resultados de los valores obtenidos de la fuerza cortante debido producido por el sismo en la dirección Y, la disminución de las cortantes es de 14.12 %, la máxima reducción de la cortante basal es del piso 7 con 15.95 %, a consecuencia de esta disminución en la cortante hace que se reduzca la deformación lateral relativa de cada entrepiso por ende el esfuerzo generado en cada elemento se reduce como tal.

A lo largo de los resultados presentados en las figuras antes descritas, los valores numéricos obtenidos en la dirección Y (desplazamientos laterales, derivas inelásticas, velocidades y fuerzas cortantes) son menores a los obtenidos en la dirección X, esto porque la respuesta estructural fue de laguna manera modificada por la implementación del AMS orientada en dicha dirección, de esta manera se mejora la respuesta estructural.

5.1.5. COMPARACION DE ESFUERZOS ACTUANTES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

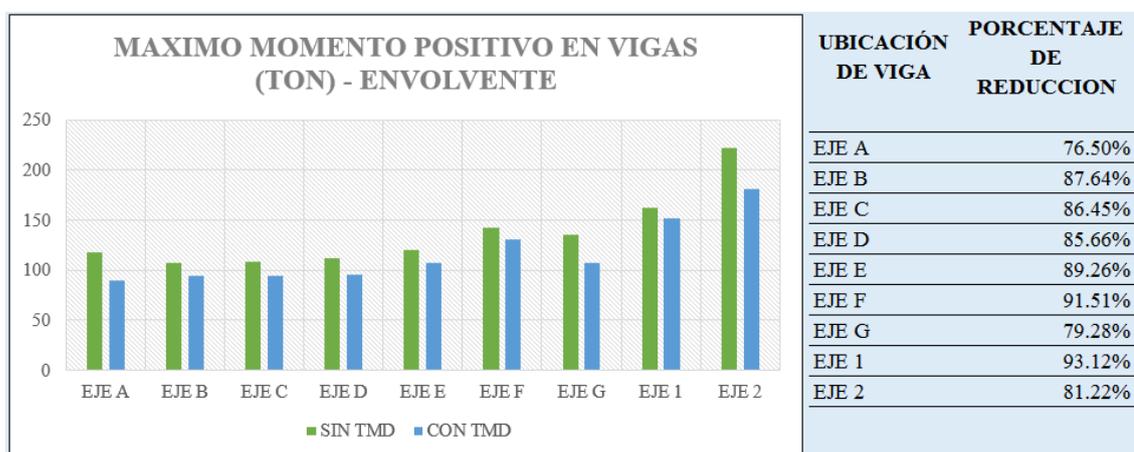
Figura 81 Momentos negativos en vigas para envolventes.



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 81 nos presenta los resultados obtenidos de los momentos negativos que actúan en cada de una de las vigas de la edificación debido a la envolvente de cargas, la implementación de AMS redujo los momentos negativos en 13.98 %. El análisis de los resultados en vigas es aplicable para todos los elementos y esta reducción corresponde al análisis de todos los niveles puesto que la deriva inelástica se encuentra debajo de lo que recomienda la norma E030.

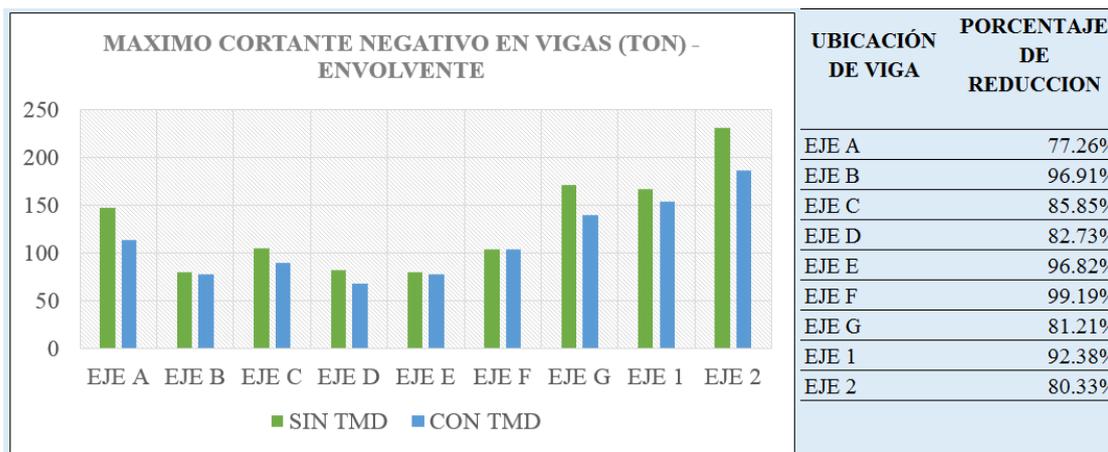
Figura 82 Momentos positivos en vigas para envolvente.



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 82 nos presenta los resultados obtenidos de los momentos positivos que actúan en cada de una de las vigas de la edificación debido a la envolvente de cargas, la implementación de AMS redujo los momentos positivos en 14.37 %.

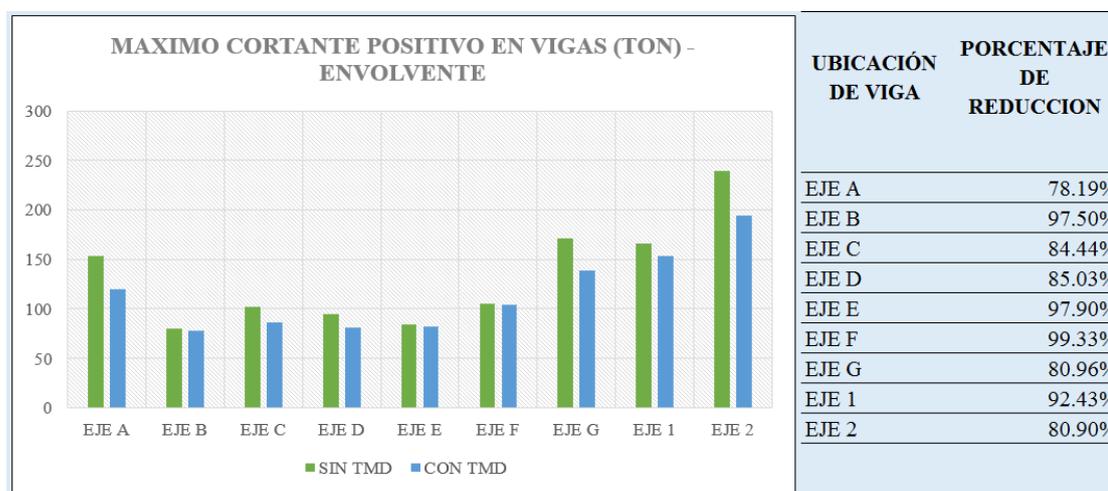
Figura 83 Cortantes negativas en vigas para envolvente.



Fuente: Elaboración propia.

La figura 83 nos presenta los resultados obtenidos de las fuerzas cortantes negativas actuantes en cada viga, se puede ver que la implementación del AMS redujo de manera considerable los cortantes negativos siendo en promedio 11.92 %.

Figura 84 Cortantes positivas en vigas para envolvente.

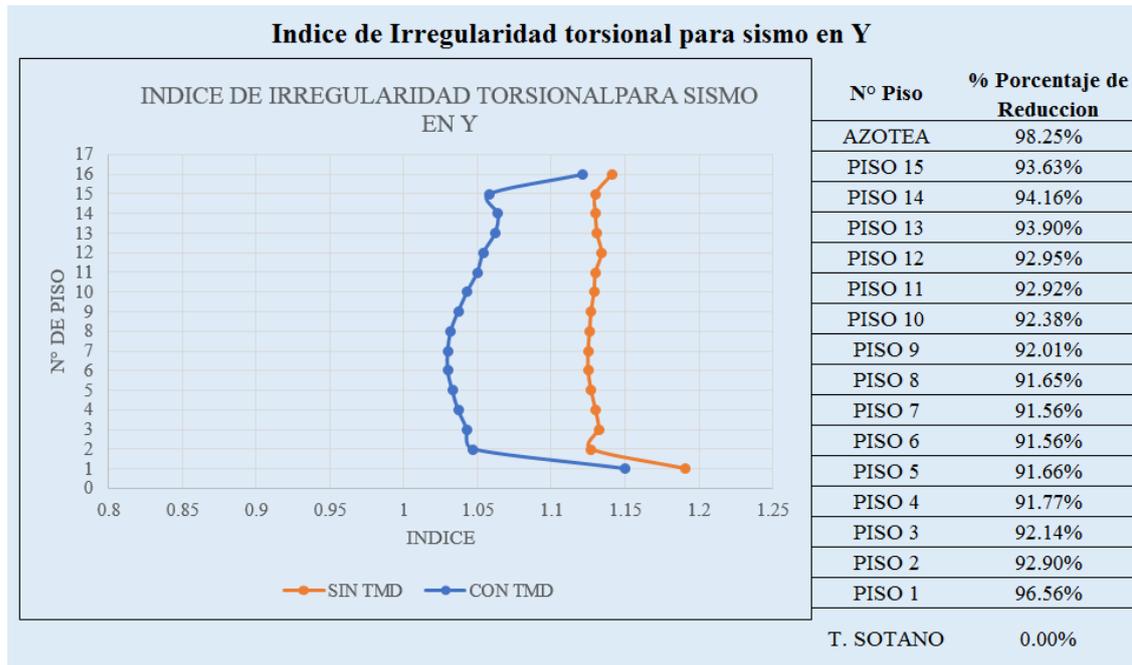


Fuente: Elaboración propia.

La figura 84 nos presenta los resultados obtenidos de las fuerzas cortantes positivas actuantes en cada viga de la edificación, se puede ver que la implementación del AMS redujo de manera considerable los cortantes positivos siendo en promedio 11.48 %.

5.1.6. CONTROL DE IRREGULARIDAD TORSIONAL EN PLANTA

Figura 85 Índice de irregularidad en planta para sismo en Y



Fuente: Elaboración propia.

La particularidad que tiene cada una de las edificaciones es su respuesta torsional esto se debe a la complejidad que tiene el comportamiento torsional y el gran número de parámetros que se tiene que controlar, por lo que los resultados obtenidos solo son válidos para el edificio “HIBRIDO” analizado en la presente tesis.

En la figura 85 se muestra los resultados comparativos de los índices de irregularidad torsional en la dirección X halladas en la figura 59 (desplazamientos laterales sismo en X). En estructuras simétricas, además de permitirnos cumplir y estar dentro del rango que especifica la norma E030, pues la implementación de AMS y en la posición adecuada trae consigo beneficios importantes para la estructura, beneficios con la disipación de energía ingresante a la estructura donde mejora la respuesta estructural (como disminución de desplazamientos, aceleraciones, etcétera) y otro de los beneficios es que aminora los esfuerzos torsionales, esta disminución se debe a que gracias a la implementación de AMS se produce momento torsional fuera de fase con el movimiento sísmico.

5.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.2.1. discusión 1- De la implementación del AMS en la edificación.

En un análisis lineal, el aporte de los AMS es significativo en una estructura, las edificaciones tienen por característica un amortiguamiento propio de la estructura y la relación de periodos de la estructura y el periodo predominante del terreno, ante esta situación se ve dos escenarios el primero referido a edificaciones que son rígidos y pesadas ante un movimiento ya sea por fuerza de sismo o viento de periodo corto resultan más afectados. Por otro lado, las edificaciones que son flexible y altas sometidos a movimientos de sismo o viento resultan más afectados cuando estos periodos son largos.

La base de una edificación es en primera estancia, el suelo porque de ello depende la respuesta estructural, para el caso del edificio "HIBRIDO" que se encuentra en etapa de diseño las características del suelo son:

- Perfil tipo S2(suelo intermedio)
- $T_p=0.60$ s

Para realizar la mejora de las condiciones de suelo se requiere la implementación de algún sistema de protección sísmica, generalmente esta implementación lo realizan en edificaciones que están construidas, que es válido, el único inconveniente es la dificultad a la hora de considerar el peso y la ubicación del AMS, en la presente investigación se está considerando la implementación del AMS desde la etapa de diseño, teniendo en consideración la masa de la estructura y del AMS.

Para manejar el concepto de como se conoce a nivel Sudamérica "AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA", se requiere la sintonía entre el frecuencia fundamental de la estructura y la frecuencia del AMS a ello se le llama sintonía perfecta con este hecho se busca que el AMS cumpla el papel de absorbedor parte de la energía que llega ingresar al sistema, en algunos de los casos cuando las edificaciones son altas se requiere implementar dos a tres AMS en ciertos niveles de la edificación, para el caso de la edificio HIBRIDO, cumple con todos los parámetros mencionado en la NORMA E030, por lo que lo que la implementación del AMS ha mejorado estas respuestas. En caso de que se tuviera una edificación totalmente desfavorable si se opta por la implementar el AMS está sintonía perfecta optimiza o mejora la respuesta estructural.

El edificio híbrido tal y como lo muestra en la figura 69, el periodo incrementa en un 13.21% y en la figura 70 la frecuencia se reduce 11.44 % para ambos casos considerando los 3 primeros modos, resultado que fue mejorado en la tesis de pregrado de Huaroc F. donde en su estudio para el edificio surquillo de 15 niveles se tuvo un aumento en el periodo en 25.0%, mientras que las frecuencias se redujeron en un promedio de 19.1%, para los primeros tres modos de vibración, mientras que en la tesis de pregrado cotacallapa T. para una edificación de 10 niveles el valor del periodo incrementa en un 36 % defiriendo totalmente con los dos autores anteriores , mientras que la frecuencia no fue calculada, para la tesis de pregrado de Quispe J. y Rojas A. para una edificación de 20 niveles el periodo se reduce en 0.67% con la implementación del AMS por lo que no se ve los beneficios del AMS en este último caso la frecuencia no fue calculada.

5.2.2. discusión 2- De los desplazamientos laterales.

Esta investigación realizada para la presente tesis ha sido realizada para una edificación que se encuentra en etapa de diseño, las consideraciones que se ha tenido en cuenta como las norma Técnica E030, diseño sismoresistente del reglamento nacional de edificaciones del 2018, ha sido actualizada, mientras que para las otras tesis de pregrado han sido elaboradas como acoplamiento del AMS a una estructura existente de más de 20 años de antigüedad.

La implementación de AMS confiere a la estructura amortiguamiento y por ende el desplazamiento lateral se reduce, los resultados mostrados en la figura 59 y figura 60 (derivadas laterales), están por debajo de lo permitido por la norma 2018, con la implementación del AMS estos resultados se reduce teniendo un mejor control de los desplazamientos laterales, con ello un mejor comportamiento estructural.

Uno de los parámetros considerados para el control de desplazamiento es justamente la relación de masa del edificio y masa del AMS, considerado esta relación como μ , que considerando sintonía perfecta sería 1% es decir $\mu = 0.001$ de la masa de la edificación encontrando ciertas divergencias con la tesis de pregrado Cotacallapa R. con su título “análisis de un edificio asimétrico de 10 niveles de concreto armado con amortiguadores de masa sintonizada” donde presenta su relación $\mu = 4.99\%$ (320 tnf) del peso total de la estructura,

adquiriendo así rigidez y amortiguamiento y finalmente la reducción de desplazamientos laterales hasta un 37%, mientras que para la presente tesis se manejó la relación de $\mu = 0.001$ (18.25 tnf), obteniéndose reducciones laterales en la dirección X= 25.33% y en Y=22.7%, en tanto en la tesis de pregrado de Huaroc F. con el título de: “control de desplazamientos laterales mediante el uso de amortiguadores de masa sintonizada – caso edificio surquillo en lima en el 2018”, de 15 niveles trabajo con la relación $\mu = 0.001$ (64.87 tnf), obteniendo reducciones laterales para la dirección X=21.4 % y en Y=2.7 %, en la tesis de pregrado de Quispe R. y Rojas A. de título “mejoramiento de la respuesta dinámica en un edificio de 26 niveles incorporando amortiguadores de masa sintonizada en Jesús María” trabajando con $\mu = 0.001$ (70.84 tnf), reduciéndose así los desplazamientos laterales de X=2.99 % y en Y=3.25 % .

Si bien cada edificación tiene características propias como son número de niveles, masas configuración de planta de las cuales de las 4 mencionadas anteriormente todas lograron que es manejar un mejor control del desplazamiento lateral lo cual lo han conseguido con la implementación del AMS.

5.2.3. Discusión 3: De las fuerzas cortantes.

La incorporación del TMD en la estructura , trae como consecuencia la disminución de la fuerzas cortantes obtenidos en los análisis dinámicos las cuales los resultados se relejan en la figura 75 para la dirección X disminuyendo el 21.19 % y la figura 76 para la dirección Y disminuyendo 14.12 % , mientras que en la tesis de pregrado de Quispe R. y Rojas A. de título “mejoramiento de la respuesta dinámica en un edificio de 26 niveles incorporando amortiguadores de masa sintonizada en Jesús María” se redujo 1.29 % de la fuerza cortante para el eje X y una reducción del 1.73% para el eje Y, en la tesis pregrado Cotacallapa R. con su título “análisis de un edificio asimétrico de 10 niveles de concreto armado con amortiguadores de masa sintonizada” donde presenta la reducción con el uso del TMD de 35 % en la dirección X (critico) y en Y de 24 % de reducción.

5.2.4. Discusión 4: De las velocidades y aceleraciones

Cuando la estructura se somete a excitaciones ya sea de viento o de sismo y esta es de larga duración, pues la estructura está sujeta a ciclos severos de vibración forzada, ante ello solo la respuesta estructural va depender de

cuanta energía disipa durante cada ciclo, estas características cinemáticas como son la velocidad y la aceleración, guardan relación directa con el perfil del suelo donde se cimienta, el sistema funciona del siguiente modo , la energía que ingresa al sistema debe ser disipado o absorbida por el AMS reduciendo de esta forma la energía cinética traducido en la disminución de velocidad y aceleración de los entrepisos, estos resultados están presentados en la figura 75 y figura 76, donde la velocidad relativa disminuye en 18.82 % para la dirección X mientras que para la dirección Y disminuyo 18.89 %, mientras que la aceleración para la dirección X disminuyó en 13.42 % este resultado puesto que el periodo se incrementa, para la dirección Y se reduce en 11.49 %.

Para la tesis de pregrado de Huaroc F. con el título de: “control de desplazamientos laterales mediante el uso de amortiguadores de masa sintonizada – caso edificio surquillo en lima en el 2018”, de 15 niveles arrojó una disminución de velocidad en $X=17.9\%$ mientras que para $Y= 4.4\%$ de la misma forma para la aceleración se disminuyó en la dirección $X=14.6 \%$, y para la dirección $Y=18.5\%$.

CONCLUSIONES

1. De todo lo señalado, se concluye que es fundamental la necesidad de la implementación de algún sistema de control sísmico y ser consideradas desde la etapa de diseño con el objetivo de mejorar el desempeño estructural, el edificio híbrido disminuyó las derivas de piso en el eje X desde 22.55% en el nivel 1, y hasta en un 21.94 %, en los niveles superiores; por otra parte, en la dirección de análisis en Y se disminuye las derivas desde 19.83% en el primer nivel hasta en un 14.01% en el nivel superior, cumpliendo con la hipótesis presentada.
2. Con la implementación del Amortiguador de masa sintonizada en el edificio híbrido de 15 niveles se obtuvo mayor rigidez y incremento de amortiguamiento de la estructura con la implementación del TMD, disminuyendo así los desplazamientos laterales en promedio se tiene, la reducción es del 25.33% en la dirección de análisis sísmico X y del 22.7% en la dirección de análisis sísmico Y, en el sentido X es mayor porque la rigidez incorporada del amortiguador de masa sintonizada masa participativa en la dirección X es mayor.
3. Con la implementación del amortiguador de masa, se reduce la fuerza cortante basal de 92.36 ton a 72.41 ton que representa una reducción de 21.59% en la dirección X y la dirección Y de una fuerza de corte basal de 92.90 ton a una fuerza cortante de 80.04 ton que representa una reducción de 13.84%.
4. En relación a la velocidad se reduce en promedio en 19.82% con respecto al análisis en la dirección X, y con respecto a la velocidad en dirección Y se reduce en un 18.89%; por otra parte, con respecto a la aceleración en promedio se reduce en un 13.42% en el análisis en la dirección X, y en el análisis en la dirección Y se reduce en un 11.49%, con lo cual se denota que la utilización de los amortiguadores de masa sintonizada brinda estructuras más seguras y estables.

RECOMENDACIONES

1. Actualmente en el Perú no se considera el diseño de algún tipo de disipador de energía, por lo que se recomienda plantear normativas, procedimientos y recomendaciones para poder incluirlas, estas deben contener ciertos criterios al menos básicos para la obtención de parámetros óptimos del AMS y ubicación correcta dentro de la edificación.
2. El análisis realizado en la presente investigación ha sido un análisis lineal, por lo que se recomienda realizar estos estudios empleando la no linealidad obteniendo resultados que nos permita saber si es beneficiosa la implementación de los AMS en las edificaciones.
3. El diseño de los elastómeros con refuerzo de acero que se considera como aisladores del bloque de AMS ante la estructura, las cuales en la presente investigación no se realiza el diseño ni cálculo de estos aisladores por lo que se recomienda realizar un estudio de investigación para ver el funcionamiento y trabajo de los elastómeros.
4. Para conseguir una edificación segura ante movimientos de sismo y viento se recomienda realizar la implementación del AMS, desde la etapa de diseño con el fin de considerar la masa excepcional del TMD de tal forma que en los dimensionamientos de los elementos estructurales se considere la masa del TMD, aplicando esta recomendación se consigue que el costo de instalación de un amortiguador de masa sintonizada sea menor al costo de reparación de la estructura dañada.

REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

- AGANZO, J. (2020). *IDENTIFICACIÓN MODAL EXPERIMENTAL DE ESTRUCTURAS CON*. UNIVERSIDAD DE VALLADOLID, VALLADOLID.
- Aguilar, P. A., & Valdivia, B. C. (2015). *MODELAMIENTO ESTRUCTURAL PARA EL ANÁLISIS COMPARATIVO DE MODELOS A ESCALA PARA ESTRUCTURAS PROVISTAS CON AMORTIGUADORES DE MASA CONCENTRADA*. UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA, Arequipa.
- Aiken, I. D., Nims, D. K., Whittaker, A. S., & Kelly, J. M. (1993). Testing of passive energy dissipation systems. *Earthquake Spectra*, 9(3).
- Aliante, E. (2009). tesis pregrado. *Control de efectos torsionales en un edificio asimétrico de hormigón armado con amortiguadores de masa sintonizada*. Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.
- ASCE, A. S. (2016). *Minimum design loads for buildings and*. Virginia.
- AYHUASI, N. R., & AÑAMURO, J. E. (2020). *Comparación de la respuesta estructural en un edificio de 20 niveles con amortiguadores de masa sintonizada de tipo convencional y pendular mediante modelos físicos a escala reducida*. UNIVERSIDAD PERUANA UNION, JULIACA, PERU.
- Balachandran, & Magrab. (2006). *Vibraciones*. Mexico: Thomson.
- Balendra, T., Wang, C., & Yan, N. (2001). Control de torres excitadas por el viento mediante amortiguador de columna de líquido sintonizado activo. *Engineering Structures*(23), 1054-1067.
- BARBAT H., A., & CANET Miquel, J. (1994). *Estructuras sometidas a acciones sísmicas, Cálculo por Ordenador* (Segunda ed.). Barcelona: CIMNE.
- Battista, R., Carvalho, E., & Souza, R. (2008). Dispositivos híbridos de control dinámico de fluidos para atenuar las oscilaciones de estructuras delgadas. *Engineering Structures*, 30, 3513-3522.
- BHARADWAJ, n. (2010). *APLICACIÓN DE LÍQUIDO SINTONIZADO DAMPER PARA CONTROLAR ESTRUCTURALES VIBRACIÓN*. INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA ROORKELA, ROORKELA.
- Bhattacharjee, Halder, & Sharma, P. (2013). Un estudio experimental sobre amortiguador líquido. *International Journal of Advance Structural Engineering*.
- BikramRana, A., Bista, S., & Sunagar, P. (2018). Análisis de amortiguador de líquido sintonizado (TLD) en el control de terremotos y Respuesta de un edificio usando SAP2000. *Revista internacional de investigación de ingeniería y tecnología (IRJET)*, 5(10).
- Blanco, A. (2010). *Evolución de las normas sísmicas en el Perú*. Lima, Perú.

- CABADA, C. (2016). *USO DE AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA PARA EL CONTROL DE LA RESPUESTA DE MODOS SUPERIORES EN EDIFICIOS ALTOS*. UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO, MEXICO.
- Cahis, X. (2000). *Desarrollo de un nuevo disipador de energia para diseño sismorresistente. Análisis numérico y validación experimental de su comportamiento*. Universidad politecnica de Cataluña.
- CASTAÑO, F. (2015). *Sistemas de mitigación de vibraciones basados en TLDs*. UNIVERSIDAD DE VALLADOLID, Valladolid.
- Chang, P., Lou, J., & Lutes, L. (1998). Identificación del modelo y control de un amortiguador líquido sintonizado. *Engineering Structures*, 20(3), 155-163.
- Chavez, J. (2017). Diseño sismorresistente de edificios con disipadores de fluido viscoso. *Grupo Universitario S.A.C.*
- Chen, Y. (2005). Amortiguador de columna de líquido sintonizado activo controlado por hélice. *Patente de EE. UU.*(6.857.231 B2).
- Chopra, A. (1995). *Dynamics of structures*. Prentice -Hall, New Jersey.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinamica de estructuras* (Cuarta ed.). Mexico: Pearson.
- Chopra, A., & Goel, R. (2000). Building period formulas for estimating seismic displacements. *Journal of Earthquake Spectra*, 16(2), 533-536.
- Constantinou, M. C., & Symans, M. D. (1992). Experimental and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid viscous dampers. *National Center for Earthquake Research*.
- Cortéz Pérez, J. J. (2012). *Comportamiento de estructuras ante acciones sísmicas utilizando amortiguadores viscosos como sistemas de disipación pasiva de energía*. Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.
- COTACALLAPA, R. P. (2017). *ANALISIS DE UN EDIFICIO ASIMETRICO DE 10 NIVELES DE CONCRETO ARMADO CON AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA*. UNIVERSIDAD NACIONAL SAN AGUSTIN, AREQUIPA, PERU.
- Daniel Bassoti, R. (2006). *Control de vibraciones torsionales en estructuras sismorresistentes*. Universidad Nacional de Tucumán, San Miguel de Tucumán.
- Dargush, G. F., & Soong, T. T. (1997). *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*. Wiley: EE.UU.
- Den Hartog, J. (1956). *Mechanical Vibrations* (4a edición ed.). Mc.Graw Hill Book Co. N.Y.
- DUQUE, E., GARCIA, V., & JOSE, A. (MAYO de 2016). EFICIENCIA DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA EN ESTRUCTURAS CON COMPORTAMIENTO ELASTO-PLÁSTICO SOMETIDAS A CARGAS SÍSMICAS. *REVISTA INTERNACIONAL DE DESASTRES NATURALES , ACCIDENTE E INFRAESTRUCTURA CIVIL.*, 15(1), 59. Obtenido de <https://www.researchgate.net/publication/309234696>

- Espinoza Mendez, J. L. (2011). *Uso de masas sólidas resonantes para controlar vibraciones inducidas por viento turbulento en edificios esbeltos*. Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- García, L. E. (1998). *Dinámica Estructural aplicada al Diseño Sísmico*. Bogotá: UNIVERSIDAD DE LOS ANDES.
- GILDA, E., DIEGO, N., & ALBERT, C. (30 de MAYO de 2018). ANALISIS DE UN AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADO OPTIMO EN ESTRUTURAS ASIMETRICAS NO LINEALES. *OBRAS Y PROYECTOS*, 23, 39-54.
- Goel, R., & C.A. Booker, C. (2001). Effects of Supplemental Viscous Damping on Inelastic Seismic Response of Asymmetric Systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30, 411-430.
- Gomez, D., Marulanda, J., & Thomson, P. (2008). sistemas de control para la protección de estructuras civiles sometidas a cargas dinámicas. *Dyna*(155), 77-89.
- Gowda, A., Shylaja, & Sindgi, A. K. (2020). Análisis sísmico de edificios de gran altura con amortiguador líquido sintonizado. *Revista internacional de comunicación y redes de generaciones futuras*, 13(3), 2843–2861.
- Hernández, J. J., & López, O. A. (2002). *Hernández, J. J.; López, O. A.* Boletín Técnico, 40(3).
- Higashino, M., & Okamoto, S. (September de 2006). Response control and seismic isolation of buildings.
- Horikawa, K. (1978). *Costal Engineering*. University of Tokyo Press.
- HUAROC, C. (2021). CONTROL DE DESPLAZAMIENTO MEDIANTE EL USO DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZAD-CASO EDIFICIO SURQUILLO EN LIMA EN EL 2018. *TESIS*. UNIVERSIDAD NACIONAL DEL CENTRO DEL PERU, LIMA, PERU.
- Hurtado Gómez, J. E. (2000). *Introducción a La Dinámica de Estructuras*. Universidad Nacional de Colombia, Manizales, Colombia.
- ISO 3010, I. S. (2017). *Bases for design of structures — Seismic actions on structures*.
- Jacob, N., MariyamVarkey, M., Michael, J., NithinMReji, Philip, V., & Mathew, A. (2018). Estudio de la acción combinada del amortiguador de masa y líquido acoplado sintonizado sobre la respuesta de edificios a terremotos. *Revista internacional de investigación de ingeniería y tecnología*, 5(10).
- JHAMEILLE THERESE, B., RUFF IMMANUEL, C., RHODELYN JOY, C., CENICA DALE, L., DANIKKO BRYAN, T., & ROBIE MARIE, Y. (2019). *DISEÑO DE AMORTIGUADOR LÍQUIDO SINTONIZADO DE UN ESTRUCTURA RC DE 40 PISOS*. Universidad del Instituto Tecnológico de Cebú, Ciudad de Cebú.
- Kareem, A. (1994). *The next generation of tuned liquid dampers*. Proceedings of the First World Conference on Structural Control.
- Kareem, A., & Sun, W. (1987). Respuesta estocástica de estructuras con apéndices que contienen fluidos. *Journal of Sound and Vibration*, 119(3), 389-408.

- Kim Young, M., You Ki, P., Cho Ji, E., & Hong Dong, P. (2006). El experimento de rendimiento de vibración del amortiguador de líquido sintonizado y el amortiguador de columna de líquido sintonizado. *Revista de ciencia y tecnología mecánicas*, 20(6), 795-805.
- Kitamura, H., Kitamura, Y., Ito, M., & Sakamoto, M. (Agosto de 2004). Analysis of the present situation of response control systems in Japan based on building survey database. *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*.
- Li, C., & Qu, W. (2006). Optimum Properties of Multiple Tuned Mass Dampers for Reduction of Translational and Torsional Response of Structures Subject to Ground Acceleration. *Engineering Structures*, 472-494.
- Lin, C., Ueng, J., & Huang, T. (1999). Seismic Response Reduction of Irregular Buildings Using Passive Tuned Mass Dampers. *Engineering Structures*, 22, 513-524.
- LOPEZ, Z. (2017). ESTUDIO E IDENTIFICACION DEL COMPORTAMIENTO Y EFICIENCIA DE UN AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA, DE RIGIDEZ CUBICA PARA SU UTILIZACION EN ESTRUTURAS CON INCERTIDUMBRE EN SU PERIODO. *TESIS*. UNIVERSIDAD DE CHILE, CHILE.
- Lozada, H., & Rivera, F. (2021). *REDUCCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES EN EDIFICIOS CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS DE 7 A 10 PISOS UTILIZANDO AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA*. UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA, AREQUIPA, PERU.
- Luft, R. (1979). Optimal Tuned Dampers for Buildings, *Journal of the Structural Division*. ASCE, 105(12), 2766-2772.
- Luis M, B. (2000). *Diseño Sismorresistente de edificios, Técnicas convencionales*. España: Editorial Reverte S.A.
- Magna V., C. (14 de 11 de 2014). *Scribd*. Obtenido de <https://es.scribd.com/doc/246584263/AmorTiguaMiento-de-CouLomb>
- MAJI, G., & SEFLA, E. (2010). *ESTUDIO DEL AMORTIGUADOR DE LÍQUIDO SINCRONIZADO (TLD)*. UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO, RIOBAMBA.
- Mamani, E. (2017). *Respuesta sísmica de tanques de concreto armado para almacenamiento de agua apoyados sobre un sistema de aislación del tipo péndulo friccional*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Meza Apaza, K. A. (Abril de 2017). *IMPLEMENTACIÓN DE OLAS VERDES PARA LA REDUCCIÓN DEL NIVEL DE CONGESTIONAMIENTO DESDE EL JIRON HUANCAS HASTA LA AVENDIDA HUANCVELICA EN LA AVENIDA GIRALDEZ Y PASEO LA BREÑA*. Huancayo: Universidad Continental. Obtenido de http://repositorio.continental.edu.pe/bitstream/continental/3454/1/INV_FIN_105_TE_Meza_Apaza_2017.pdf
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2018). *Norma técnica E.030 diseño*. Lima - Perú.
- Mishra, R. (2011). *Application of tuned mass damper for vibration control of frame structures under seismic excitations*. India, Rourkela: National Institute of Technology.

- Monje, A. (2011). *Metodología de la investigación cuantitativa y cualitativa*. Colombia: Universidad urcolombiana.
- Núñez, J. C., & Tortello, R. R. (2015). *Análisis y diseño experimental de un sistema estructural con amortiguadores de masa sintonizada (AMS) bajo carga armónica*. Universidad Industrial de Santander.
- Oviedo, J. A., & Duque, M. d. (Diciembre de 2006). SISTEMAS DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICACIONES. *Revista EIA*(6), 105-120.
- Pandey, D., Sharma, M., & Mishra, S. (2019). Un Amortiguador líquido sintonizado compatible para controlar la vibración sísmica de estructuras de período corto. *ELSEVIER*.
- Paredes Estacio, J. L. (2010). *Conceptos Basicos de Dinámica*. Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego.
- Peralta, H., Sánchez, S., & Arroyo, R. (2014). Incertidumbre en la evaluación de periodos en edificios de mampostería tipo INFONAVIT ubicados en Chilpancingo, Guerrero. *Investigación y Ciencia de la Universidad Autónoma de Aguascalientes*(63), 32-39.
- Pinkaew, T., Lukkunaprasit, P., & Chatupote, P. (2003). Seismic Effectiveness of Tuned Mass Dampers for Damage Reduction of Structures. *Engineering Structures*, 25, 39-46.
- Pinto Espejo, C. Y. (20 de Mayo de 2016). *Universidad Catolica de Santa Maria*. Obtenido de <http://tesis.ucsm.edu.pe/repositorio/handle/UCSM/5315>
- QUISPE ROJAS, J. A., & ROJAS ARQUIÑIGO, A. J. (2020). *MEJORAMIENTO DE LA RESPUESTA DINÁMICA EN UN EDIFICIO DE 26 NIVELES INCORPORANDO AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA EN JESÚS MARÍA*. UNIVERSIDAD RICARDO PALMA, Lima, Perú.
- Reboredo, A. (1996). *El analisis dinamico de construcciones sismo resistentes*. Argentina.
- Rios Ramires, R. R. (2017). *Metodología para la investigación y redacción* (Primera ed.). España: Servicios Academicos Intercontinentales S.L.
- RIVERA ASTO, C. B. (2018). *Influencia del tanque elevado en la respuesta sísmica de edificaciones aporticadas de concreto armado, Pueblo libre, Lima - 2018*. UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO, LIMA, PERU.
- Rozas Torres, L. A. (2009). *Reducción de la respuesta estructural por medio del uso de disipadores de masa sintonizada y disipadores de columna liquida sintonizada*. Universidad de Chile, Santiago.
- Sadek, F., B.Mohraz, A.W.Taylor, & R.M.Chung. (1997). A Method of Estimating the Parameters of Tuned Mass Dampers for Seismic Applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 617-635.
- Sakai, F., Takaeda, S., & Tamaki, T. (1989). Amortiguador de columna de líquido sintonizado - Dispositivo de nuevo tipo para la supresión de vibraciones de edificios. *Proc. De la conferencia internacional sobre edificios de gran altura*, 2.

- Sakai, F., Takaeda, S., & Tamaki, T. (1991). Dispositivo de amortiguación para estructura en forma de torre. *Patente de EE.UU. 5.070.663*.
- Salinas, R. (2012). *Fundamento del análisis dinámico de estructuras*. CISMID - FIC - UNI, Lima, Peru.
- Sampieri, R. H., & Mendoza, C. (2019). *METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION: LAS RUTAS CUANTITATIVAS, CUALITATIVAS Y MIXTAS*. Ciudad de Mexico: McGRAW- HILL INTERAMERICANA EDITORES, S. A.
- Saveedra, C. (29 de OCTUBRE de 2016). *SAVEEDRAONLINE*. Obtenido de <https://saavedraonline.wordpress.com/2016/10/29/verificacion-del-cortante-basal-segun-covenin-1756-2001/>
- Shang Chun, y., & Zhao Jin, c. (2008). Períodos y disipaciones de energía de un nuevo tanque rectangular TLD con deflectores de ángulo ajustable. *J. Shanghai Jiaotong Univ. (Sci.)*, 13(2).
- Shimazu, T., & Araki, H. (s.f.). Survey of actual effectiveness of mass damper systems installed in buildings. *Eleventh world conference on earthquake engineering*.
- Shum, K., Xu, Y., & Guo, W. (2008). Control de vibraciones inducidas por el viento de puentes atirantados de grandes luces utilizando múltiples amortiguadores de columna de líquido presurizados y sintonizados. *Journal of wind engineering and industrial aerodynamics*(96), 166-192.
- Singh, M., Singh, S., & L, M. (2001). Tuned Mass Damper for Response Control of Torsional Buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 749- 769.
- Soong, T., & Dargush, G. (1997). *Passive energy dissipation systems for structural engineering*. New York: Wiley and Sons.
- Tamayo, M. (2012). *El proceso de la investigación científica*. Mexico D. F.: Limusa.
- Tamura, Y. (1997). Application of Damping Devices to Suppress Wind-Induced Responses of Buildings. *Proceedings of the 2nd European and African Conference on Wind Engineering*, 45-60.
- URREGO, G. (2018). *COMPARACION DEL COMPORTAMIENTO ESTRUTURAL EN EDIFICACIONES CONTROLADAS SISMICAMENTE CON UN AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA (TUNED MASS DAMPER)*. UNIVERSIDAD EIA, ANTIOQUIA.
- Villareal, G., & Oviedo, R. (2009). *Edificaciones con disipadores de energía*. Lima.
- Villaverde, R. (3,5 de Agosto de 1994). Seismic Control of Structures with Damped Resonant Appendages. *Proc. 1stWorld Conference on Structural Control*, 113-119.
- Watkins, R. (1991). Pruebas en un amortiguador de vibraciones de columna líquida para estructuras altas. *Proc. En t. Conf. sobre estructuras de acero y aluminio*.

Wikipedia, c. (20 de Mayo de 2020). *Espectro de respuesta*. (L. e. Wikipedia, Editor) Recuperado el 20 de 05 de 2021, de https://es.wikipedia.org/w/index.php?title=Espectro_de_respuesta&oldid=126219986

ANEXO 1 MATRIZ DE CONSISTENCIA

TITULO: RESPUESTA SISMICA DE UNA EDIFICACION DE 15 NIVELES CON AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA EN EL DISTRITO DEL TAMBO-JUNIN.

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	METODOLOGIA
<p>Problema general: ¿En qué medida modifica la implementación de amortiguador de masa sintonizada en la respuesta sísmica de la edificación de 15 niveles en el distrito del tambo -Junín?</p> <p>Problemas específicos: •¿En qué medida modifica la implementación de amortiguador de masa sintonizada en los desplazamientos laterales de la edificación de 15 niveles en el distrito del tambo-Junín?</p> <p>•¿En qué medida modifica la implementación de amortiguador de masa sintonizada en las fuerzas cortantes de la edificación de 15 niveles en el distrito del tambo-Junín?</p>	<p>Objetivo general: Determinar en qué medida modifica la implementación de amortiguador de masa sintonizada en la respuesta sísmica de la edificación de 15 niveles en el distrito del tambo - Junín.</p> <p>Objetivo específicos: •Determinar en qué medida modifica la implementación de amortiguador de masa sintonizada en los desplazamientos laterales de la edificación de 15 niveles en el distrito del Tambo - Junín.</p> <p>•Determinar en qué medida modifica la implementación de amortiguador de masa sintonizada en las fuerzas cortantes de la edificación de 15 niveles en el</p>	<p>Hipótesis general: La implementación de amortiguador de masa sintonizada favorece significativamente en la respuesta sísmica de la edificación de 15 niveles en el distrito del tambo-Junín</p> <p>Hipótesis específicas: a. La implementación de amortiguador de masa sintonizada favorece significativamente en los desplazamientos laterales de la edificación de 15 niveles en el distrito del tambo-Junín.</p> <p>b. La implementación de amortiguador de masa sintonizada favorece significativamente en las fuerzas cortantes de la edificación de 15 niveles en el distrito del tambo-Junín.</p> <p>c. La implementación de amortiguador de masa sintonizada modifica significativamente en las</p>	<p>Variable Independiente: V1: Amortiguador de masa sintonizado</p> <p>Variable Dependiente: V2: Respuesta Sísmica</p>	<p>D1: RELACION DE MASA</p> <p>D2: RELACION DE PERIODO</p> <p>D1: DESPLAZAMIENTOS</p> <p>D2: FUERZAS CORTANTE</p>	<p>I1: Relación de masa entre el TMD y la estructura $< 0.5\%$ I2: Relación de masa entre el TMD y la estructura $0.5 < X < 2\%$ I3: Relación de masa entre el TMD y la estructura $> 2\%$</p> <p>I1: Relación de periodos naturales =1</p> <p>I1: Fuerzas laterales actuantes I2: Rigidez lateral I3: Peso total</p> <p>I1: Zonificación sísmica I2: Tipo de suelo I3: Uso de la Edificación I4: Factor de ductilidad R</p> <p>I1: Frecuencia I2: Masa</p>	<p>METODO hipotético deductivo</p> <p>TIPO Aplicada</p> <p>NIVEL Descriptivo - Explicativo</p> <p>DISEÑO No experimental</p> <p>POBLACION Edificaciones de Huancayo</p> <p>MUESTRA 1. Edificación Híbrido El tambo 2. Edificación Marro</p> <p>MUESTRAL No probabilística</p> <p>TECNICA DE RECOLECCION DE DATOS observación directa</p> <p>INSTRUMENTO DE RECOLECCION DE DATOS -modelos matemáticos -software de diseño estructural (Etabs, Sap2000)</p>

<p>•¿En qué medida modifica la implementación de amortiguador de masa sintonizada en los aceleración y velocidad de la edificación de 15 niveles en distrito del tambo-Junín?</p>	<p>distrito del Tambo - Junín. •Determinar en qué medida modifica la implementación de amortiguador de masa sintonizada en las aceleraciones y velocidades de la edificación de 15 niveles en el distrito del Tambo - Junín.</p>	<p>aceleraciones y velocidades de la edificación de 15 niveles en el distrito del tambo-Junín</p>		<p>D3: ACELERA CION Y VELOCIDA D</p>	<p>I3: Rigidez</p>	<p>-hoja de cálculo (Excel)</p>
---	---	---	--	--	--------------------	---------------------------------