

**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL**



**Análisis sísmico comparativo entre un edificio de gran altura con sistema  
convencional y disipadores de energía**

**TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE  
BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL**

**AUTOR**

**Mario Oblitas Gonzales**

**ASESOR**

**Jorge Enrique Alvarez Ruffrán**

<https://orcid.org/0000-0002-5321-8500>

**Chiclayo, 2024**

## Análisis sísmico comparativo entre un edificio de gran altura con sistema convencional y disipadores de energía

### INFORME DE ORIGINALIDAD



### FUENTES PRIMARIAS

1	<a href="http://hdl.handle.net">hdl.handle.net</a> Fuente de Internet	2%
2	<a href="http://tesis.usat.edu.pe">tesis.usat.edu.pe</a> Fuente de Internet	2%
3	<a href="http://repositorio.ucv.edu.pe">repositorio.ucv.edu.pe</a> Fuente de Internet	2%
4	<a href="http://repositorio.igp.gob.pe">repositorio.igp.gob.pe</a> Fuente de Internet	1%
5	<a href="http://apps2.unprg.edu.pe">apps2.unprg.edu.pe</a> Fuente de Internet	1%
6	<a href="http://repositorio.urp.edu.pe">repositorio.urp.edu.pe</a> Fuente de Internet	1%
7	<a href="http://uruae.org">uruae.org</a> Fuente de Internet	<1%
8	<a href="http://digitalcommons.odu.edu">digitalcommons.odu.edu</a> Fuente de Internet	<1%
9	<a href="http://www.slideshare.net">www.slideshare.net</a> Fuente de Internet	

## Índice

<b>Resumen .....</b>	<b>4</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>5</b>
<b>Introducción.....</b>	<b>6</b>
<b>Referencias.....</b>	<b>22</b>
<b>Anexos .....</b>	<b>23</b>

## Resumen

El Perú está ubicado en la franja del cinturón de fuego donde han sucedido más del 80% de sismos de gran magnitud. Entre los sismos más relevantes se tuvo en abril del 2016 en Manta Ecuador y el de Concepción Chile en febrero del 2010 donde colapsaron edificaciones de varios niveles ocasionando 602 y 525 muertes respectivamente. Por lo tanto, es de mucha importancia implementar sistemas de protección sísmica a las edificaciones para disipar la energía ante un evento sísmico moderado a severo y salvaguardar la vida de sus ocupantes. Teniendo en cuenta ello en la presente investigación se hace una comparación entre un sistema convencional y otro implementado con disipadores de fluido viscoso Chevron (DFVC) en un edificio de gran altura en la ciudad de Chiclayo. Como primer paso de la metodología se hizo la caracterización del sitio a través del ensayo de penetración estándar (SPT), estudios geofísicos de refracción sísmica (RS) y análisis multicanal de ondas superficiales (MASW). Posteriormente se realizó el modelado y análisis dinámico modal espectral (ADME) según la norma E.030 para la estructura convencional y el análisis tiempo historia no lineal (ATHNL) para la estructura implementada con DFVC con la Norma ASCE7-16. Como resultados se determinó un suelo  $S_2$ , los desplazamientos de la estructura con DFVC se redujeron en 66.66 % y 56.46 % estos disipadores absorben un 60.38 % y 61.26 % de la energía del sismo en dirección X-X e Y-Y respectivamente.

**Palabras clave:** Son SPT, ensayos geofísicos, análisis sísmico, modal espectral, tiempo historia, disipador Chevron

## Abstract

Peru is located in the belt of fire where more than 80% of large earthquakes have occurred. Among the most relevant earthquakes were in April 2016 in Manta Ecuador and Concepción Chile in February 2010 where multi-level buildings collapsed, causing 602 and 525 deaths respectively. Therefore, it is very important to implement seismic protection systems in buildings to dissipate energy in the event of a moderate to severe seismic event and save the lives of its occupants. Taking this into account, in the present investigation, a comparison is made between a conventional system and another implementation with Chevron viscous fluid dissipators (DFVC) in a high-rise building in the city of Chiclayo. As the first step of the methodology, the characterization of the site was carried out through the standard (SPT) penetration test, geophysical studies of seismic refraction (RS) and multichannel analysis of surface waves (MASW). Subsequently, spectral modal dynamic modeling and analysis (ADME) was carried out according to the E.030 standard for the conventional structure and the nonlinear time history analysis (ATHNL) for the structure implemented with DFVC with the ASCE7-16 Standard. As a result, a floor  $S_2$  is calculated, the displacements of the structure with DFVC were reduced by 66.66% and 56.46% these dissipators absorbed 60.38% and 61.26% of the earthquake energy in the X-X and Y-Y direction respectively. es el resumen traducido al idioma inglés.

**Keywords:** SPT, geophysical tests, seismic analysis, modal spectral, time history, Chevron heatsink

## Introducción

El planeta se encuentra cubierto por un conjunto de placas o placas tectónicas donde se asientan los continentes y océanos, estas representan la capa superficial fragmentada y rígida de la tierra llamada litosfera que está conformada por la corteza terrestre y la parte externa del manto. Las placas flotan sobre la parte superior de la capa blanda denominada astenosfera y es en esta zona donde se produce la tectónica de placas. Los movimientos de las placas tectónicas debido al incremento de calor interno de la tierra provocan el fenómeno de convección. Este proceso hace que las placas se aparten unos centímetros al año, pero con grandes consecuencias como deformaciones de la corteza terrestre, erupciones volcánicas y terremotos[1]. Se han identificado y estudiado los tipos de límites de placas que relacionan el movimiento con la actividad sísmica. Entre estos tenemos el de tipo de límite convergentes donde la placa más densa se sumerge debajo de la otra originando destrucción de la corteza, un ejemplo de convergencia se da entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, donde la primera por ser de mayor densidad se sumerge bajo la continental en un proceso llamado subducción desencadenando erupciones volcánicas y movimientos sísmicos [2]. El cinturón de fuego presenta una alta actividad de movimientos sísmicos, cerca del 90% de los terremotos que ocurren en la tierra y el 80 % de los terremotos de gran escala han sucedido en esta zona. Los terremotos como los sucedidos en el país de Chile en mayo del 1960 con una magnitud de 9.5 considerado como el terremoto más grande de la historia este ha dejado dos mil fallecidos y dos millones de damnificados, el más reciente de una magnitud de 8.8 también sucedió en el país sureño en febrero de 2010 con una duración de 4 minutos en áreas cercanas al epicentro donde se registraron 500 víctimas, más de dos millones de damnificados e infraestructura dañada con valor estimado de 6.401 millones de dólares de donde el mayor porcentaje de estructuras dañadas fue el de edificaciones representado por un 41.9 % [3].

El territorio peruano se sitúa en la zona del cinturón de fuego convirtiéndolo en un país altamente sísmico. Las ciudades costeras de todo el país han sufrido movimientos telúricos de menor a mayor grado de intensidad durante los últimos siglos. En el país a lo largo de su historia se han registrado numerosos movimientos telúricos entre estos tenemos el que sucedió en mayo de 1970 fue uno de los terremotos más destructores y mortíferos que acabó con la vida de más de 66 000 personas este tuvo una magnitud de 7.8 extinguiendo la ciudad de Yungay de la región Ancash, El 3 octubre de 1974 el movimiento sísmico de magnitud 8,0 se registró en la capital Lima, este movimiento también se sintió en la costa sur por más de un minuto, fallecieron 252 personas y 3600 heridos, Los más recientes sismos de gran magnitud

8.4 y 8.0 de escala que produjeron grandes pérdidas económicas y de infraestructura sucedieron en la región de Arequipa en el año 2001 y Pisco en el año 2007, estos sismos produjeron vibraciones en el suelo lo que generó aceleraciones de 0.4 g lo suficiente para causar daños y colapsos de las edificaciones [4]. Para la presente investigación se consideró la exploración en un suelo más desfavorable en cuanto a la capacidad portante según el mapa de microzonificación de la ciudad de Chiclayo, en este mapa geotécnico se identificó cuatro sectores que a continuación se describen, el sector I posee una capacidad portante de 1 a 2 kg/cm<sup>2</sup> y los tipos predominante de suelo son las arcillas CL y CH, En el sector II de 1 a 2 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia al corte del suelo, el sector III se diferencia de los anteriores porque posee un estrato blando a una profundidad de 2 a 5 m y capacidad portante de entre 0.5 a 1 kg/cm<sup>2</sup> y finalmente el sector IV que presenta de 0.05 a 0.5 kg/cm<sup>2</sup> de carga [5].

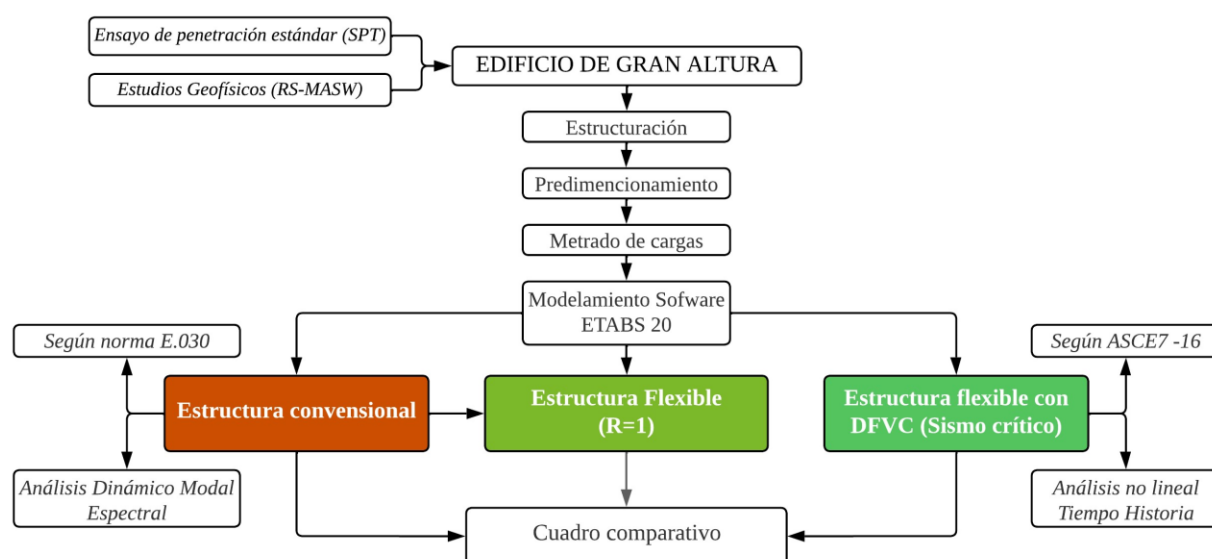
La ciudad de Chiclayo tiene una capacidad portante del suelo y es una limitación para realizar edificios en altura. En los últimos años se ha dado un crecimiento demográfico de la población provocando el aumento del precio de los terrenos, Lo que conlleva a las empresas inmobiliarias y constructoras a buscar crecer en altura de los edificios para sacar el máximo provecho de espacio en consecuencia se tiene cada vez edificios más altos por ende debe tener en cuenta la seguridad de la edificación frente a acciones sísmicas que puedan suceder incorporando sistemas de disipación de energía para salvaguardar y proteger las vidas humanas. Entre los sistemas pasivos para disipar energía sísmica se tiene los disipadores de fluido viscoso (DFV) que aportan amortiguamiento mas no rigidez mejorando la respuesta estructural. Se utilizan especialmente en estructuras de gran altura. El costo de los DFV se compensa en la reducción de elementos de la estructura y el volumen de concreto en la cimentación [6]. La filosofía del diseño sísmico convencional está basada para que la estructura tiene que resistir las cargas laterales como vientos y pequeños terremotos donde se puede dañar, pero no colapsar ante un sismo moderado o severo. La finalidad principal de implementación de DFV es que la estructura pueda mantener sin daño alguno y funcionando después de ser sometida ante un movimiento severo del suelo [7]. El diseño sismorresistente en el Perú está regulado por la norma E.0.30. Según esta norma se garantiza que los edificios no colapsen ante un eventual sismo severo, pero permite ciertos danos estructurales en sus elementos. Lo que conlleva a que la estructura después del sismo no pueda ser reparada y por ende deje de funcionar [8].

Actualmente en nuestro país no se tiene una norma que indique los procedimientos para la implementación de disipadores de energía. Por lo que se tiene que recurrir a normas

internacionales como la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE7-16). Se ha realizado investigaciones donde se ha planteado procedimientos de análisis y diseño de estructuras incorporando DFV. Es importante investigar sobre este tipo de tecnologías modernas de disipación de energía y aportar para que en el futuro más próximo se cuente con una norma propia acorde y en base a las características geográficas de nuestro territorio [9]. Se tienen diferentes disposiciones de dispositivos de fluido viscoso como la disposición simple y doble diagonal, la disposición Chevron y Chevron mejorado. En esta investigación se implementó con DFVC mejorado porque tienen mayor eficiencia en amortiguamiento según [10]. En la actualidad hay nuevas tecnologías de protección sísmica que mejoran la respuesta de la estructura contribuyendo al avance en la ingeniería sismorresistente; éstas ayudan y ofrecen un comportamiento seguro y confiable de las estructuras frente a terremotos [11].

## Materiales y Métodos

En la figura 1 se observa el esquema general de desarrollo de la investigación, comenzando por los estudios de mecánica de suelos (EMS) a través de ensayo de penetración estándar y estudios geofísicos que fueron necesarios para la caracterización del sitio y análisis sísmico, luego se hizo la estructuración, el predimensionamiento, el metrado de cargas y el modelamiento de las estructuras en software ETABS 20. Posteriormente se realizó el análisis sísmico a cada modelo estructural para finalmente presentar los resultados en un cuadro comparativo.



**Figura 1.** Esquema general del desarrollo

### **Descripción del edificio de gran altura**

El edificio de gran altura tiene una configuración irregular L en planta, Este edificio tiene un área construida de 838.30 m<sup>2</sup>, cuenta con tres sótanos de 3.2 m de altura cada uno, dos pisos para estacionamientos y catorce niveles para departamentos con 48.1 m de altura. La altura total de la edificación es de 51.3 m.

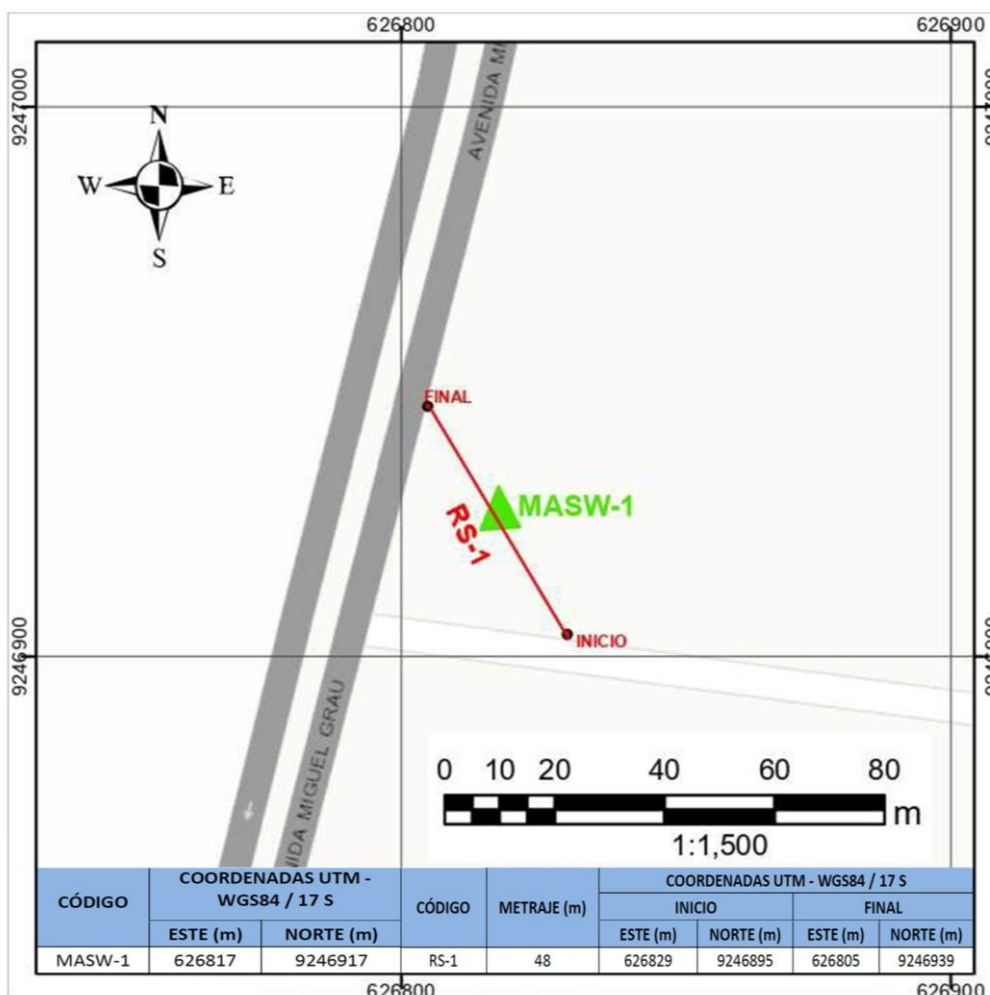
### **Caracterización de sitio para análisis sísmico**

El sitio de estudio se ubica en la provincia de Chiclayo en la región Lambayeque al norte del Perú que es una zona de alta sismicidad; se realizó EMS a través del ensayo de penetración estándar (SPT). El SPT se utiliza para identificar el tipo, estratigrafía y propiedades del suelo. El SPT es una técnica confiable de exploración directa del suelo [12].

La exploración del suelo en estudio siguió los lineamientos de la según la norma (E.050) de suelos y cimentaciones, la cual nos brinda la Tabla 1 tipo de edificación y la tabla 6 el número de puntos de exploración, con estas dos tablas determinamos que se debe realizar cuatro puntos de exploración, las coordenadas este-norte son las siguientes 0626811-9246932 (P1), 0626828-9246928(P2), 0626815-9246908(P3) y 0626809-9246912 (P4). Estos han sido ubicados estratégicamente donde el suelo soportará mayores cargas de servicio por parte de la estructura. Las profundidades de exploración alcanzadas son de 4.8m, 5.45m, 5.25m y 5.35m respectivamente, a dichas profundidades se alcanzó el rebote ya que se encontró con un estrato de grava. Se obtuvieron pruebas alteradas tipo Mab las que fueron codificadas y llevadas al laboratorio de suelos donde se hicieron ensayos de las propiedades físicas como el granulométrico, contenido de humedad, límites de Atterberg y la clasificación SUCS del suelo para determinar los perfiles estratigráficos. La clasificación SUCS fue suelo tipo SC (arena arcillosa), ML (limo arenoso) y CL (arcilla arenosa de baja plasticidad); el nivel freático está a 2.5m de profundidad, Finalmente, con el ensayo SPT y de acuerdo con la norma E.030 de diseño sismorresistente se clasifico el suelo como un suelo tipo blando (S\_3) con los parámetros de sitio: Zona 4, factor de uso 1, factor de suelo 1.1, periodo corto (TP) 1 y 1.6 periodo largo (TP). La capacidad admisible del suelo a 1.5 m de profundidad es 1.1 kg/cm<sup>2</sup> y a 5.45 m es de 2.71 Kg/cm<sup>2</sup>.

Los estudios geofísicos con fines de cimentación según estudios de Rivera Zeta et al., (2016) utilizados para la clasificación sísmica del suelo fueron el ensayo (RS) y MASW, a

través de estos métodos de investigación sísmica se realizó el análisis de la propagación de las velocidades de ondas de corte ( $V_s$ ) y se obtuvo los parámetros de las condiciones elásticas del suelo en estudio; para el procedimiento del ensayo de RS a una profundidad de 30m, primero se definió el eje de la línea de refracción de 96m de longitud, luego se ubicaron 24 geófonos a una equidistancia de 4m y se conectó a un equipo de cómputo para procesar los datos obtenidos a través de los softwares Pickwin y Plotrefa. Para generar las ondas sísmicas se manejó una comba de 20lb, Los SHOT realizados para RS son cinco, uno en cada extremo y tres en el interior de la línea y para MASW cuatro SHOT dos en cada extremo. Figura 2 se observa la ubicación de coordenadas UTM de la zona de estudio, para la línea de RS-1 626829-9246895 y MASW-1 626817-9246917 este y norte respectivamente.

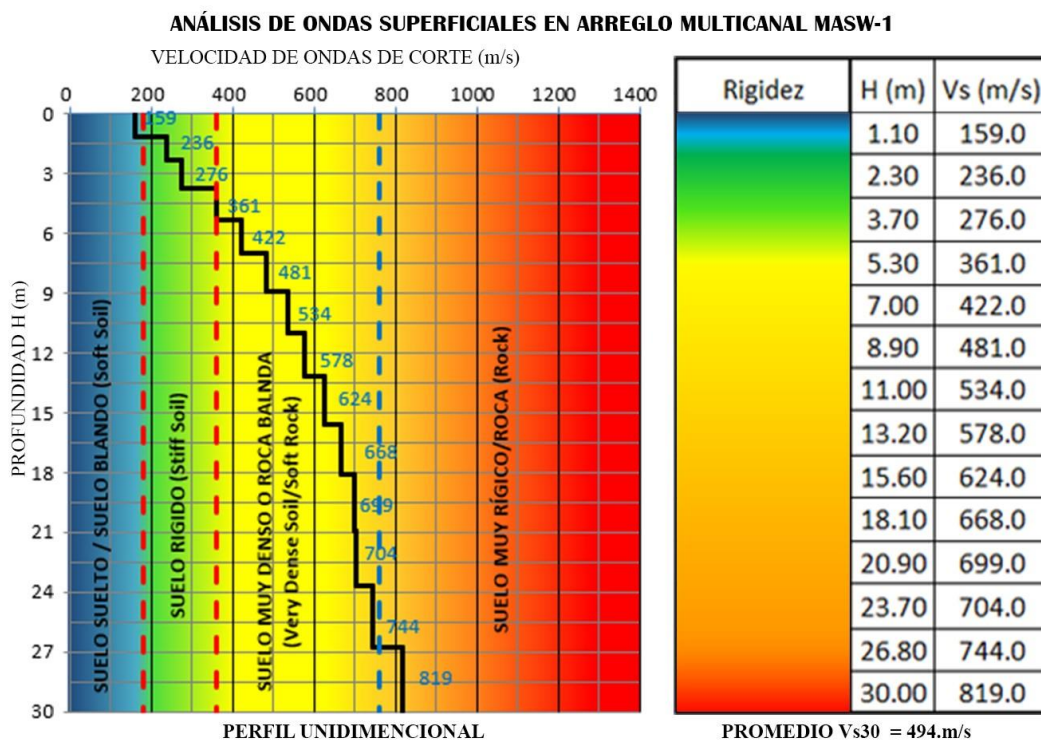


**Figura 2.** Mapa de ubicación de los ensayos geofísicos

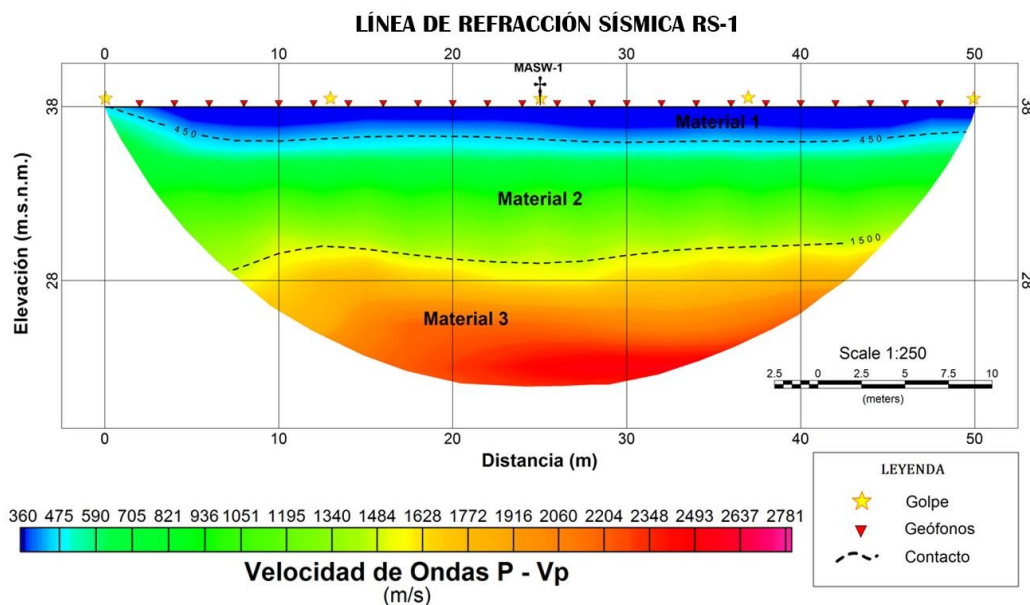
El promedio de velocidades de ondas de corte  $V_{si}$  (m/s) por cada capa y di espesor de capa de 0 m hasta 30 m de profundidad se determina a través de la siguiente formula (1) que nos brinda la norma E.30 en su capítulo II, definición de los perfiles del suelo.

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{si}}\right)} \quad (1)$$

En la Figura 3 y 4. Ensayos geofísicos que a continuación se presenta, se observa el análisis efectuado para las líneas sísmicas conformada por el perfil de refracción sísmica RS-1 y el sondaje MASW-1, presenta un espesor variable de 17 m. a 30 m., El primer estrato podría estar asociado a Suelo Blando a medianamente denso, compuesto por material orgánico, arenas y limos, con velocidades de onda P de 300 m/s a 450 m/s, velocidad de onda de corte (Vs) de 159 m/s. y este estrato posee un espesor variable de 1.1 m a 2.1 m. El segundo estrato podría corresponder a Suelo granular denso, compuesto por arcillas y arenas más compactas, con velocidades de onda P de 450 m/s a 1500 m/s, (Vs) en el rango de 236 m/s a 481 m/s. y este estrato posee un espesor variable de 5.6 m a 7.8 m. El tercer estrato podría corresponder a Suelo granular muy denso o Roca blanda, con velocidades de onda P de 1500 m/s a 2500 m/s, velocidades de ondas de corte (Vs) en el rango de 534 m/s a 813 m/s. y este estrato posee un espesor variable de 7.1 m a indeterminado. Para el sondaje MASW-1 también se observa que tiene velocidades de corte Vs a diferentes profundidades, con una mínima de 159 m/s y máxima de 819 m/s a 1.1 y 30 m de profundidad respectivamente. El promedio es de 494 m/s y esta entre el rango de 180 m/s y 500 m/s.



**Figura 3.** Ensayos geofísicos



**Figura 4.** Ensayos geofísicos

La clasificación del suelo de estudio según norma técnica E.030 en sus tablas N°1, N°2 N°3, N°4 y N°5 corresponde a un suelo intermedio  $S_2$  con los parámetros de sitio: Zona 4, 1 de factor de uso, 1.05 de factor de suelo, 0.6 de periodo corto (TP), 2.0 periodo largo (TP) y 1 por categoría de edificaciones comunes. Con la clasificación del sitio por ensayos geofísicos se realizará el análisis sísmico de la estructura convencional y la estructura flexible ( $R=1$ ), para luego ser implementada con disipadores de fluido viscoso en su disposición Chevron (DFVC) ya que esta norma anteriormente mencionada en su artículo 12 de condiciones geotécnicas nos menciona para cimentaciones profundas se debe conocer el perfil del suelo a 30m de profundidad para un análisis sísmico. Con el ensayo de SPT se realizó una correlación con los ensayos geofísicos para obtener las capacidades portantes del suelo a mayor profundidad ya que la estructura en estudio cuenta con una profundidad de desplante ( $D_f$ ) de 9.6m al contar con 3 sótanos.

### **Estructuración, predimensionamiento, metrado de cargas y modelamiento**

Para la estructuración en primer lugar se definió los ejes en ambas direcciones X-X e Y-Y en cada uno de los niveles del proyecto arquitectónico, luego se delimitó el perímetro de la edificación para visualizar las irregularidades en planta y así reforzar zonas críticas, a continuación, se verificó los ductos, ascensores y escaleras para visualizar el diafragma rígido de la losa. Posteriormente las vigas se ubicaron en espacio hay divisiones de tabiquería conservar la arquitectura.

Las operaciones empleadas para el predimensionamiento de elementos estructurales según (Antonio, 1991), se tubo para columnas centrales ( $A_c$ ) (2) y columnas esquinas o laterales ( $A_e$ ) (3), el peralte en vigas se tomó 1/10 de la luz libre entre caras de columna y su base 2/3 del peralte, la altura de losas aligeradas en dos direcciones es la longitud más corta del paño dividido entre 30 y los muros de concreto armado se dimensionó con una longitud mínima de 1.2m. La resistencia del concreto ( $f'_c$ ) se optó por 280 kg/cm<sup>2</sup>.

$$A_c = \frac{\text{Peso de servicio}}{(0.45 * f'_c)} \quad (2) \quad A_e = \frac{\text{Peso deservico}}{(0.35 * f'_c)} \quad (3)$$

El modelamiento estructural se realizó en el software ETABS 20, Se inicio dando las dimensiones a ejes tanto en planta como en altura en el sistema Grid de acuerdo con el plano predimensionado, el Df igual a -9.6 m respecto al nivel del terreno natural (NTN). Se definió los materiales con  $f'_c$  de 280 kgf/cm<sup>2</sup>, peso específico del concreto ( $\gamma_c$ ) de 2400 kg/m<sup>3</sup>, módulo de elasticidad ( $E_c$ ) de 15000\*SQR (280),  $f'_y$  de 4200 kgf/cm<sup>2</sup> y se procedió colocar los elementos estructurales con sus respectivas secciones y propiedades predimensionada anteriormente, con el modelo ya realizado se liberó los momentos en los elementos donde no se logró una longitud de desarrollo; se asignó diafragma rígido a cada uno de los niveles; luego se asignó brazo rígido viga columna. Finalmente se empotro los apoyos restringiendo los desplazamientos  $U_x$ ,  $U_y$ ,  $U_z$  y para los muros de sótanos de restringió  $U_x$ , y  $U_y$  dejando libre  $U_z$

### **Análisis dinámico espectral del sistema estructural convencional**

Para el ADME de la estructura convencional las dimensiones de los elementos estructurales en columnas son de 50x50 cm, el ancho de muros de concreto de 30 cm, el peralte de vigas 0.65 cm y losa aligerada de espesor de 0.25. Las propiedades de los materiales se definieron y mencionaron en la etapa de modelamiento de la estructura con Software ETBAS 20.0. Este análisis dinámico espectral se realizó de acuerdo con la norma E.030. en inicio se estimó el peso o masa sísmica según el artículo 26 que nos dice que para edificaciones comunes se toma el 25% de la carga viva y 100% carga muerta. Los parámetros para el presente análisis son los obtenidos y clasificados de acuerdo con los ensayos geofísicos anteriormente descritos. Los cuales nos sirvió para obtener el espectro de aceleración en ambas direcciones mediante la siguiente formula (4).

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g \quad (4)$$

Donde (Z), (U), (S), (C) y (R). Se evaluó y analizó cada una de las irregularidades en planta como en altura según norma E.030. En su artículo 20 nos menciona que el factor de irregularidad en planta ( $I_p$ ) y en altura ( $I_a$ ) se toma el menor valor de las irregularidades para ambas direcciones, si no existiese irregularidad el factor sería igual a la unidad. La estructura convencional presentó dos irregularidades en planta como la irregularidad de esquinas entrantes de factor 0.9 e irregularidad torsional de 0.75 de factor. Cabe señalar que la norma E.030 nos dice que para la zona 4 si se permite irregularidad torsional mas no una irregularidad torsional extrema en el tipo de edificación de categoría C en edificaciones comunes. El coeficiente reducción de fuerzas sísmicas (R) se calculó con la formula (5).

$$R = R_0 * I_a * I_p \quad (5)$$

Luego se verificó el sistema estructural y su coeficiente básico de reducción  $[(R)]_0$  de muros estructurales, sobre estos muros actúa más del 86% y 87% de la fuerza cortante en la base en las direcciones X-X e Y-Y respectivamente. Por tanto, le corresponde un  $R_0$  igual a 6. El R resultado 4.5 a este valor se multiplica 0.85 para determinar los desplazamientos laterales. Estos resultados inelásticos se obtienen multiplicando R por 0.85 lo que nos dio un valor 3.852 en ambas direcciones. En la Tabla 1 se observa los valores de los desplazamientos inelásticos por nivel.

**Tabla 1.** Desplazamientos laterales

Nivel	Altura (m)	Deriva X-X	Deriva Y-Y
16	48.1	0.003639	0.004258
15	45.1	0.003942	0.004532
14	42.1	0.004299	0.00486
13	39.1	0.004665	0.005205
12	36.1	0.005004	0.005538
11	33.1	0.005281	0.005838
10	30.1	0.005481	0.006092
09	27.1	0.005689	0.00628
08	24.1	0.005841	0.006391
07	21.1	0.005918	0.006405
06	18.1	0.005894	0.006301
05	15.1	0.005735	0.006051
04	12.1	0.005377	0.005605
03	9.1	0.004818	0.004963
02	6.3	0.00408	0.004137
01	3.5	0.002563	0.002621
<b>Deriva máxima</b>		<b>0.005919</b>	<b>0.006405</b>

El análisis para hallar la deriva crítica se realizó moviendo las masas en 5% de excentricidad. Este consistió en analizar la estructura cuando el sismo esta aplicado en dirección X-X se movió la masa en +Y e -Y. Para el sismo en dirección Y-Y se movió la masa en +X y -X donde se obtuvo la deriva critica cuando el sismo viene en dirección Y-Y y se mueve la masa en +X. la deriva con valor máximo de 0.006965 inferior a 0.007 de la norma E.030 como se mostró anteriormente en la Tabla 1. También se comprobó que los dos primeros modos sean traslacionales y el tercero rotacional con porcentajes de masas participativas de 0.6433, 0.6319 y 0.6212 respectivamente, los periodos fundamentales de 0.96 en X-X y 1.046 en Y-Y.

### **Análisis dinámico espectral del sistema estructural flexible**

La estructura convencional se flexibilizo en sus elementos estructurales como vigas, columnas y muros de concreto. Los muros de 0.3 m por 1.5 m se sustituyeron por las columnas de sección de 1x.40 cm y disminuyendo a un peralte de 0.65 cm a 0.60 cm. Para el ADME se realizó el mismo procedimiento de la estructura convencional. La estructura en análisis incremento las derivas sobrepasando el límite de la norma E.030 por lo cual se implementará con DFVC para cumplir con la norma mencionada. La deriva máxima en X-X es de 0.00654 e Y-Y de 0.007138. en cuanto a sus periodos crecieron a 1.09 y 1.12 en dirección X-X e Y-Y. Las irregularidades torsionales se incrementaron las ratios mayores de 1.3, pero no sobrepasaron el valor de 1.5 de irregularidad torsional extrema que no está permitido para edificios comunes en la zona 4 donde se está realizando la investigación.

### **Análisis no lineal tiempo historia del sistema estructural con DFVC**

Para este análisis se flexibilizo el modelo estructural convencional reduciendo los muros de corte y sustituyendo algunos por columnas de sección de 1x.40 cm y disminuyendo a un peralte de 0.65 cm a 0.60 cm generando mayores desplazamientos por tanto se incrementan las derivas, a este segundo modelo de estructura con menor rigidez. se inicia haciendo un análisis dinámico espectral con parámetros de sitio obtenidos mediante los ensayos geofísicos realizados, Las derivas que se presentaron en la dirección X-X es de 0.006546 y en la dirección Y-Y 0.007138 la cual superó la deriva de control de la norma E.030 de 0.007; luego se amplifico el espectro de respuesta considerando  $R=1$ , donde al aumentar el espectro de aceleración las derivas fueron superiores sobrepasando la deriva de control mencionada a 0.008664 y 0.009117 en dirección X-X e Y-Y correspondientemente. Por lo tanto, es una opción apropiada para implementar la estructura con DFVC para mejorar su comportamiento estructural. Se procedió a realizar un análisis tiempo historia no lineal (THNL). En la Figura

5 se presentan los registros sísmicos que se utilizaron para esta investigación, estos son el de Lima 1966, Ancash 1970 e Ica 2007. Las consideraciones para su elección fue que sean próximos al sitio y condiciones semejantes en cuanto al tipo de suelo en estudio.

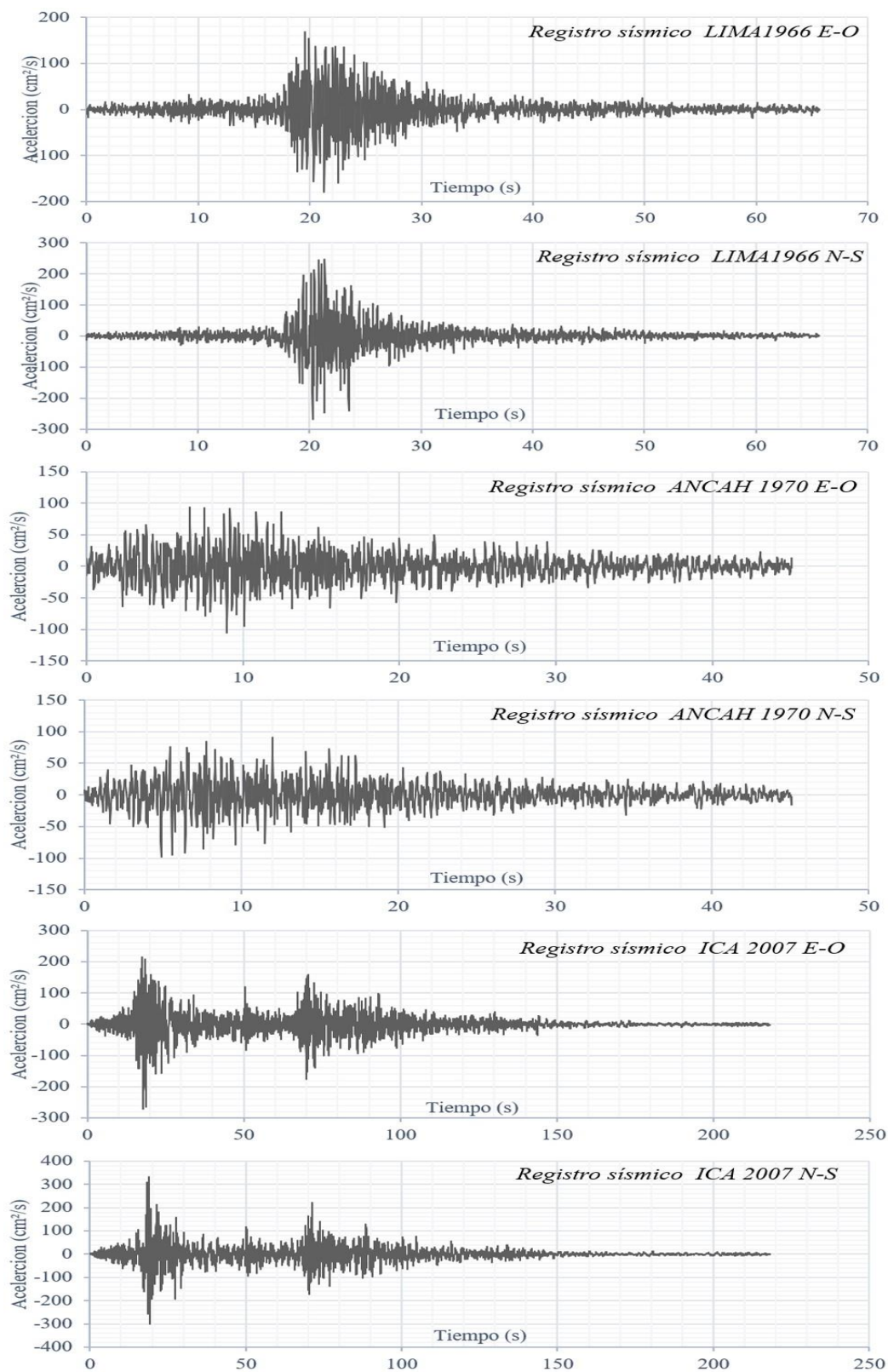


Figura 5. Registros sísmicos

A continuación de se realiza el procesamiento de las señales sísmicas para ello se empleó el software SeismoSignal 2023 que corrige la línea base y realiza el filtrado, Para el ajuste y escalado de estas señales se utilizó el SeismoMatch 2023. Las señales han sido corregidas y escaladas a un espectro de diseño según el código ASCE7-16 [14] para ambas direcciones Este-Oeste y Norte-Sur. Teniendo ya corregidos estos registros se realizó un ATHNL de la estructura con cada registro haciendo combinaciones de las direcciones del sismo al 100 % Este-Oeste y 30% Norte-Sur y 100 % Norte-Sur y 30% Este-Oeste. Posteriormente se compara las derivas en cada dirección con las derivas obtenidas con R=1 verificando que la máxima deriva es de 0.008631 en dirección X-X con el sismo Este-Oeste Ica 2007 y en dirección Y-Y una deriva máxima de 0.009539 con sismo Norte-Sur Ancash 1970 conformando así el sismo de diseño en ambas direcciones con el cual se realizó el análisis THNL. En cuanto al nivel de desempeño de la estructura frente a una excitación sísmica, esta deberá quedar operacional con un estado de daño entre leve a moderado. Los daños de sus elementos estructurales serán casi nulos protegiendo la vida de sus ocupantes. El periodo de retorno es de 475 años para un sismo de diseño raro. La deriva objetivo de 0.005 la obtenemos de la metodología HAZUS. Conociendo esta deriva, las derivas máximas críticas del análisis lineal tiempo historia en ambas direcciones X-X e Y-Y. Calculamos el factor de reducción de respuesta sísmica ( $\beta$ ) dividiendo la deriva máxima crítica entre la deriva objetivos y elegimos el mayor en cada dirección. Se obtuvo  $\beta_X$  de 1.7262 y  $\beta_Y$  de 1.9078. Posteriormente ya conocidos los factores de reducción  $\beta_X$  y  $\beta_Y$ . El amortiguamiento inherente de la estructura ( $\epsilon_i$ ) es 5% y a través de proceso de cálculo iterativo, calculamos el amortiguamiento efectivo ( $B_{eff}$ ) a través de la siguiente ecuación (2).

$$\beta = \frac{2.31 - 0.41 * \ln(\epsilon_i)}{2.31 - 0.41 * \ln(B_{eff})} \quad (7)$$

Se obtuvo  $B_{eff}(x)$  de 27.1833% y  $B_{eff}(y)$  igual a 33.9381%, restando el ( $\epsilon_i$ ) tendremos el amortiguamiento viscoso ( $\beta_H$ ) que va a aportar los disipadores, en la dirección X-X es de 22.1833% y en la dirección Y-Y es de 28.9381%, lo que está en el rango de 20% y 40% recomendados para la implementación de DFV. A continuación, se tomó el exponente de velocidad ( $\alpha$ ) no lineal inferiores a la unidad para obtener mayor fuerza de amortiguamiento con una velocidad menor, luego se evaluó la estructura con el  $\alpha$  igual a 0.25, 0.5 y 0.75 con su parámetro lambda ( $\lambda$ ) correspondiente de 3.7, 3.5 y 3.3. Conociendo los valores de  $\alpha$  y  $\lambda$  se procede realizar el cálculo para el coeficiente de amortiguamiento del disipador ( $C_j$ ) con la formula (3) siguiente.

$$\Sigma C_j = \frac{\beta_H * 2\pi A^{1-\alpha} * \omega^{2-\alpha} * (\Sigma_i m_i \phi_i^2)}{\lambda(\Sigma_j \phi_{rj}^{1+\alpha} * \cos^{1+\alpha} \theta_j)} \quad (8)$$

Donde (A) es la amplitud del desplazamiento del modo fundamental, ( $\omega$ ) es la frecuencia angular, ( $m_i$ ) es la masa de cada nivel del edificio, ( $\phi_i$ ) es desplazamiento modal en cada nivel del edificio, ( $\phi_{rj}$ ) es desplazamiento modal relativo entre ambos extremos del dissipador y ( $\theta_j$ ) es el ángulo de inclinación del dissipador. La rigidez del brazo metálico del dissipador se calculó en disposición de Chevron mejorado con las siguientes características HSS6.625x0.500 de AISC Construction manual 13th: HSS6.625x0.500. Empleando la ecuación (4) de la rigidez que a continuación se escribe para las direcciones X-X e Y-Y.

$$K = \frac{EA}{L} \quad (6)$$

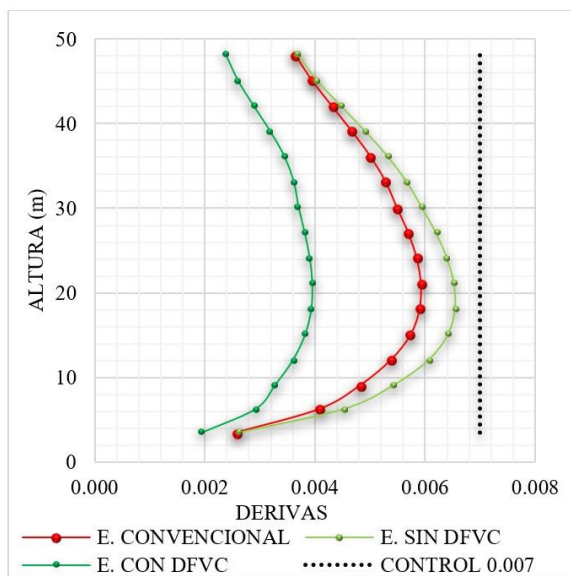
Luego se calculó las propiedades del DFVC: K de 33597.2454 Tnf/m para ambas direcciones, Cjx de 604.8476 Tnf\*s/m y Cjy de 663.6008 Tnf\*s/m y  $\alpha$  de 0.5. Para la implementación de los DFVC la norma ASCE 7-16 nos dice que como mínimo debe haber dos dispositivos por cada dirección, la estructura en análisis se consideró tres dissipadores por cada nivel en la dirección X-X y cuatro en dirección Y-Y.

## Resultados y Discusión

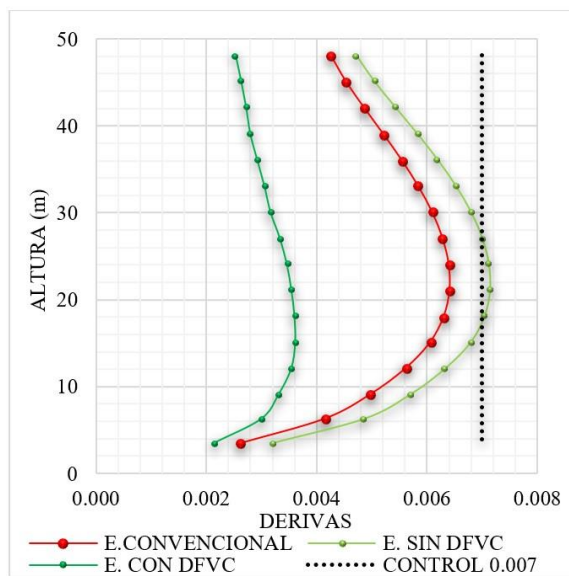
Con el estudio de mecánica de suelos a través de exploraciones de SPT se clasificó el suelo como un suelo S\_3 según la norma E.030. La profundidad máxima alcanzada fue de 5.45 m donde se obtuvo una capacidad portante del suelo de 2.71 kg/cm<sup>2</sup>. Los tipos de suelo encontrados son SC, ML y CL. Se realizó una correlación entre este ensayo y los realizados con métodos geofísicos como el RS y MASW obteniendo los parámetros elásticos y capacidades portantes que se podrán utilizar para diseñar las cimentaciones. Con la corrección de los ensayos se pudo conocer la capacidad portante de 2.86 kg/cm<sup>2</sup> a una Df de 9.6 m. Los resultados obtenidos de los estudios geofísicos del sitio de estudio que determino el ADME de la estructura clasifíco el suelo como un suelo tipo S\_2 según la norma de diseño sismorresistente (E.030). El ensayo de refracción sísmica y MASW se hicieron a una profundidad de 30 m, donde la V\_S promedio es de 494 m/s. Estos ensayos son análisis indirectos del suelo y tienen un alto grado de confiabilidad, pero deben ser corroborados con exploraciones directas como se ha hecho en este estudio con el ensayo directo del SPT. A través del análisis dinámico modal espectral realizado tanto para la estructura convencional como para la estructura flexible con R igual a 1 los resultados de los desplazamientos

máximos que se obtuvieron para la primera son de 0.23016 m en dirección X-X y 0.251474 m en la dirección Y-Y, las derivas máximas de 0.005918 y 0.006405 en ambas direcciones X-X e Y-Y. Para la segunda estructura los resultados de los desplazamientos máximos se incrementaron en 0.248931 m y 0.281473 m, en cuanto a las derivas aumentaron a 0.00654 y 0.007138 en dirección X-X e Y-Y respectivamente.

Como se pudo comprobar la estructura convencional cumple con todos los requisitos que establece la norma E.030 y la estructura flexibilizada supera las deriva de 0.007 en dirección Y-Y y para cumplir con la normatividad lo recomendable es implementar esta estructura con dispositivos que reduzcan los desplazamientos como son los disipadores de fluido viscoso. Para la tercera estructura analizada con el sismo de diseño crítico se obtuvieron derivas que superaron el límite de 0.007 por lo que se implementó con DFVC reduciendo significativamente los desplazamientos y en consecuencia las derivas. Lo resultados para esta tercera estructura con DFVC son los siguientes resultados 0.157263 m y 0.14567 m, 0.003945 y 0.003616 de desplazamientos y derivas en dirección X-X e Y-Y respectivamente. En las Figuras 6 y 7 se presenta la comparación de las derivas en ambas direcciones de las tres estructuras analizadas. Se observa que la estructura implementada con DFVC tiene derivas inferiores a la deriva objetivo de 0.005 y la estructura convencional inferiores a la deriva máxima 0.007 de la norma E.30.



**Figura 6.** Comparación de derivas en X-X

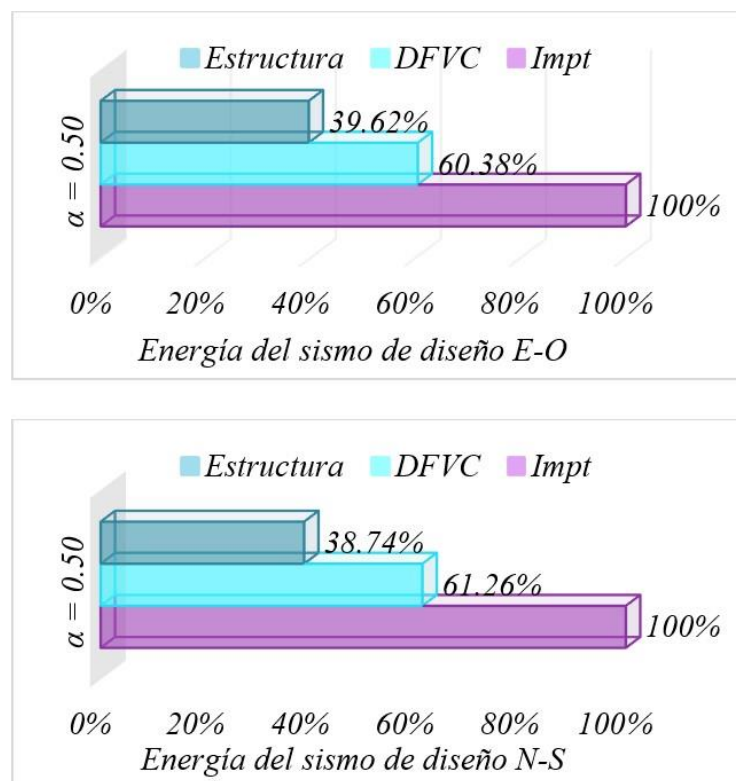


**Figura 7.** Comparación de derivas en Y-Y

La energía del sismo crítico que ingresa a la estructura con DFVC es de 7146.47 Tnf-m de este total de energía y con un exponente de velocidad de 0.5 los elementos de la estructura

absorben 2831.13 Tnf-m de la energía de ingreso y la energía que disiparon los DFVC es de 4315.35 Tnf-m para la dirección Este - Oeste. Para la dirección Norte - Sur la energía que ingresa es de 2977.85 Tnf-m de este total la estructura absorbió 1153.58 Tnf-m y los DFVC disipan 1824.28 Tnf-m de energía del sismo.

En la Figura 8 se observa la energía que absorbió cada uno de los sistemas de la estructura. El 100 % representa la cantidad de energía que entra a la estructura mediante la excitación del sismo. Los DFVC lograron disipar 60.38 % Los elementos como columnas, muros de concreto y vigas de la estructura disiparon el 39.62 % en dirección Este -Oeste. en cuanto a la dirección Norte - Sur del total de energía de ingreso el 38.74 % lo toma los elementos estructurales y el 61.26 % lo disipan los DFVC.

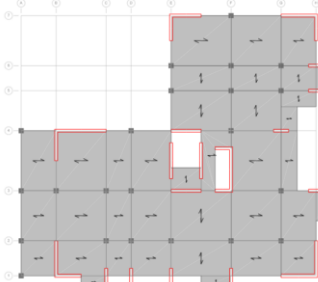
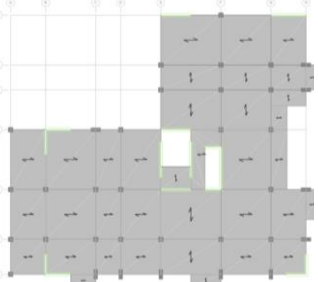
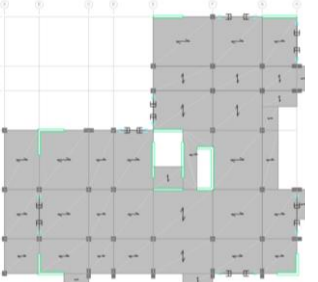
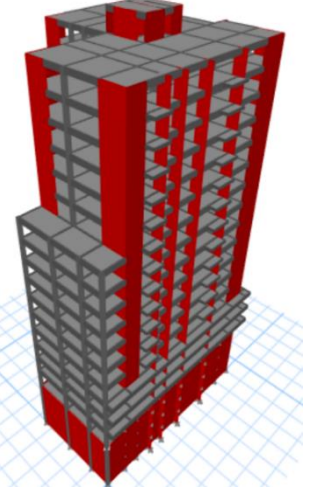
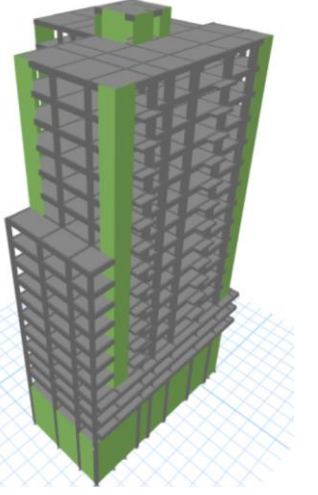
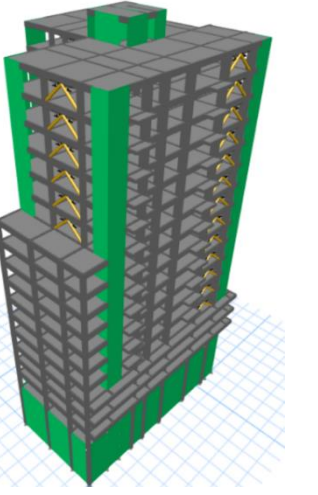


**Figura 7.** Energía absorbida en dirección X-X e Y-Y

El exponente de velocidad que se eligió fue el de 0.5 ya que con este logramos que los disipadores de energía DFVC absorban más porcentaje de energía que el sistema de elementos de la estructura con la finalidad de tener un mejor comportamiento ante un eventual sismo de gran magnitud. Es importante mencionar que al incorporar los DFVC estos no aportan rigidez, pero se amortiguamiento por ende los periodos fundamentales deben permanecer semejantes a los de la estructura sin la implementación de disipadores de energía. En este

análisis realizado los cambios de periodos estos no variaron significativamente por ende se obtuvieron periodos aceptables. Finalmente se presenta en la Tabla 2 un cuadro comparativo de las estructuras analizadas para el del edificio de gran altura, donde observamos las estructuras en planta como en perspectiva y los resultados que se han obtenido en el proceso de análisis sísmico, se tiene los periodos fundamentales, desplazamientos, y derivas en sus valores máximos.

**Tabla 2.** Cuadro comparativo de estructuras

	<i>Estructura Convencional (A)</i>		<i>Estructura sin DFV (B)</i>		<i>Estructura con DFVC (C)</i>	
						
	<i>Planta típica nivel 1-10</i>		<i>Planta típica nivel 1-10</i>		<i>Planta típica nivel 1-10</i>	
						
Dirección	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Periodo	0.96	1.046	1.036	1.173	1.034	1.171
Deriva Max	0.006445	0.006972	0.007364	0.00775	0.003945	0.003616
$\Delta$ Max (m)	0.251266	0.273888	0.248931	0.281473	0.157263	0.143132

La comparación de los resultados en la tabla 2 en cuanto a los periodos fundamentales de la estructura B y C no han variado significativamente ya que al implementar la estructura con DFVC no se agrega rigidez sino amortiguamiento, la deriva máxima de la estructura A en la dirección X-X es de 0.005918 y de la estructura con DFVC es de 0.003945 notando una reducción de 66.66%, la deriva máxima de la A en la dirección Y-Y es de 0.006405 y de la

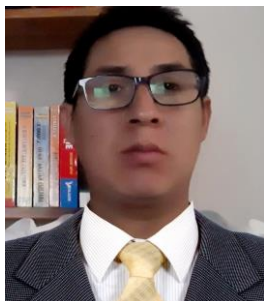
estructura con DFVC es de 0.003616 notando una reducción de 56.46%. Se concluye que según los resultados que se han obtenido mediante esta investigación demuestran que la estructura con DFVC es la más recomendable en base a los resultados descritos anteriormente ya que esta tendría la mejor respuesta estructural ante un sismo severo.

## Referencias

- [1] P. A. Guardia Anampa, “Determinación de la superficie de acoplamiento sísmico interplaca en el borde occidental del Perú,” 2011.
- [2] K. Steinmüller, “Tectónica de placas: una introducción con énfasis en la evolución geológica y metalogénica del Perú,” 2001.
- [3] P. Rozas, “Terremoto en Chile: los efectos sobre la infraestructura y el desarrollo,” 2012.
- [4] H. Tavera, “Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú,” 2014.
- [5] INDECI, *Plan de Prevención ante Desastres: Usos del Suelo y Medidas de Mitigación Ciudad de Chiclayo*. 2003.
- [6] A. Ras and N. Boumechra, “Seismic energy dissipation study of linear fluid viscous dampers in steel structure design,” *Alexandria Engineering Journal*, vol. 55, no. 3, pp. 2821–2832, 2016.
- [7] J.-S. Hwang and Y. Huang, “Seismic design of structures with viscous dampers,” *International Training Programs for Seismic Design of Building Structures*, vol. 1112, 2002.
- [8] M. de Vivienda, “Norma Técnica E. 030 Diseño Sismorresistente.” 2016.
- [9] J. C. Fuentes Sadowski, “Procedimientos para el análisis y diseño de estructuras con sistemas de disipación de energía en el Perú,” 2019.
- [10] M. Berquist *et al.*, “Fluid viscous dampers-general guidelines for engineers including a brief history,” *USA: Taylor Devices Inc*, 2019.
- [11] C. Genatios and M. Lafuente, “Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras.” CAF, 2016.
- [12] D. Sarker and M. Z. Abedin, “Applicability of Standard Penetration Test in Bangladesh and Graphical Representation of SPT-N Value,” *International Journal of Science and Engineering Investigations*, vol. 4, no. 41, pp. 55–59, 2015.
- [13] B. B. Antonio, “Estructuración y diseño de Edificaciones de Concreto Armado.” Lima, 1991.

- [14] A. S. of C. Engineers, “Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures,” American Society of Civil Engineers, 2017.

## BIOGRAFÍA



**Mario, Oblitas**, bachiller en la carrera profesional de Arquitectura de la Facultad de Ingeniería Civil, Sistemas y Arquitectura de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo (UNPRG) de Lambayeque; Estudiante del décimo ciclo en la carrera profesional de Ingeniería Civil Ambiental de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo (USAT). Correo: [43932057@usta.pe](mailto:43932057@usta.pe). [Orcid: https://orcid.org/0009-0009-5661-4144](https://orcid.org/0009-0009-5661-4144)



**Segundo, Carranza**, Ingeniero Civil, docente en la USAT en las áreas de Análisis Estructural y Análisis Matricial de Estructuras. Egresado de la escuela profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil, Sistemas y Arquitectura de la UNPRG Lambayeque. Correo: [scarranza@usat.edu.pe](mailto:scarranza@usat.edu.pe). [Orcid: https://orcid.org/0000-0001-9321-2501](https://orcid.org/0000-0001-9321-2501)

## Anexos

Anexo 01. Mapa de ubicación del área de estudio

