



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“DISIPADORES DE ENERGÍA PARA EDIFICACIONES ESENCIALES:
CASO QUIRÓFANOS DEL HOSPITAL DEL IESS JOSÉ CARRASCO
ARTEAGA DE LA CIUDAD DE CUENCA”.**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO
CIVIL**

LUIS MIGUEL CARMILEMA GUANGA

Director: Ing. Msc. Juan Medardo Solá Quintuña

2016

DECLARACIÓN

Yo, Luis Miguel Carmilema Guanga, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

Luis Miguel Carmilema Guanga

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Luis Miguel Carmilema Guanga, bajo mi supervisión.

Ing. MSc. Juan Medardo Solá Quintuña

DIRECTOR

DEDICATORIA

A mis padres Luis y Haidee por saber guiarme y permitirme llegar a este momento tan importante en mi formación profesional.

A mis abuelos Aurelio y Rosa por inculcarme valores pero sobre todo por sus consejos y apoyo.

A mi esposa Ma. Dolores y mi hijo David que forma parte importante en mi vida y que todo mi esfuerzo y sacrificio es para y por ustedes.

A mis hermanos Juan y Gabriela por estar siempre conmigo.

A toda mi familia que a pesar de no estar cerca, siempre están conmigo en los buenos y malos momentos.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres principalmente por facilitarme los instrumentos necesarios que han hecho que haya llegado hasta aquí.

Un agradecimiento a mis profesores en especial al Ing. Juan Sola Q, director de este trabajo en especial por sus valiosas recomendaciones que han servido para la culminación de este trabajo de titulación.

Un especial agradecimiento a los Ingenieros que forman parte de la Red Sísmica del Austro, por sus comentario y principalmente por facilitarme la información que requería para culminar con la investigación

ÍNDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN.....	2
CERTIFICACIÓN.....	3
DEDICATORIA.....	4
AGRADECIMIENTOS.....	5
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	6
LISTA DE TABLAS	8
LISTA DE FIGURAS	10
LISTA DE ANEXOS	12
RESUMEN.....	13
ABSTRACT.....	14
CAPITULO 1: TEORÍA BÁSICA SOBRE DISIPADORES DE ENERGÍA.....	- 15 -
1.1 INTRODUCCIÓN.....	- 15 -
1.2 DISEÑO SISMO-RESISTENTE.....	- 16 -
1.2.1 ZONIFICACIÓN SÍSMICA.....	- 17 -
1.2.2 MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO DE LA NORMA NEC-SE-DS (2015)....	- 19 -
1.3 SISTEMAS DE CONTROL DE LA RESPUESTA DINÁMICA.....	- 33 -
1.3.1 CONTROL ESTRUCTURAL.....	- 34 -
1.3.2 TIPOS DE SISTEMAS MODERNOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.....	- 35 -
1.4 ESTRUCTURA CON DISIPADORES DE ENERGÍA Y VENTAJAS CON ESTRUCTURA TRADICIONAL.....	- 47 -
1.4.1 NO-LINEALIDADES DEL DISPOSITIVO DE DISIPACIÓN.....	- 47 -
1.4.2 VENTAJAS TÉCNICAS.....	- 47 -
1.4.3 VENTAJAS FUNCIONALES.....	- 48 -
1.4.4 VENTAJAS ECONÓMICAS.....	- 48 -

2 CAPITULO: APLICACIÓN DE DISEÑO DE DISIPADORES DE ENERGÍA EN ESTRUCTURA DE QUIRÓFANOS DEL HOSPITAL “JOSÉ CARRASCO ARTEAGA” DE LA CIUDAD DE CUENCA.....	- 49 -
2.1 REGISTRO SÍSMICO.	- 49 -
2.2 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA CON EL PROGRAMA SAP2000.	- 52 -
2.2.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.	- 52 -
2.2.2 DEFINICIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.	- 54 -
2.2.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	- 54 -
2.2.4 PRE DIMENSIONAMIENTO.	- 55 -
2.2.5 ESTADOS DE CARGA.	- 58 -
2.2.6 CALCULO DEL CORTANTE BASAL DE DISEÑO V.	- 67 -
2.2.7 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES.	- 70 -
2.2.8 PARÁMETROS INICIALES DE MODELACIÓN EN SAP2000.	- 70 -
2.2.9 ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL EN SAP2000.	- 77 -
2.3 DISEÑO DEL DISPOSITIVO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	- 82 -
2.3.1 DISEÑO DE DISIPADORES VISCOSOS NO LINEALES.	- 82 -
2.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS.	- 91 -
2.4.1 ANÁLISIS DE DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS.	- 91 -
3 CAPITULO: ANÁLISIS COMPARATIVO Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	- 93 -
3.1 COMPARACIÓN DEL MODELAMIENTO CON DISIPADORES VISCOSOS NO-LINEALES / MODELAMIENTO SIN DISIPADORES	- 93 -
3.1.1 COMPARACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA.	- 93 -
3.1.2 COMPORTAMIENTO DEL DISIPADOR VISCOSO.....	- 96 -
CONCLUSIONES.....	-98-
RECOMENDACIONES.....	-100-
BIBLIOGRAFÍA.....	-101-

LISTA DE TABLAS

TABLA 1: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	- 17 -
TABLA 2: Extracto de Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z.	- 22 -
TABLA 3: Tipo de suelo y factores de sitio Fa.....	- 23 -
TABLA 4: Tipo de suelo y factores de sitio Fd.....	- 24 -
TABLA 5: Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del suelo Fs.....	- 24 -
TABLA 6: Extracto de tabla para obtener el coeficiente del tipo de edificio.	- 26 -
TABLA 7: Extracto de valores del coeficiente de respuesta estructural R.	- 26 -
TABLA 8: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	- 27 -
TABLA 9: Niveles de amenaza sísmica.....	- 27 -
TABLA 10: Coeficientes de irregularidad en planta y elevación.....	- 28 -
TABLA 11: Coeficiente k en función del periodo de vibración de la estructura T.....	- 29 -
TABLA 12: Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso.....	- 30 -
TABLA 13: Propiedades de los materiales.	- 54 -
TABLA 14: Propiedades de la mampostería de ladrillo.....	- 55 -
TABLA 15: Propiedades de la mampostería de ladrillo.....	- 56 -
TABLA 16: Dimensiones de pre diseño de vigas.....	- 57 -
TABLA 17: Dimensiones de pre diseño de columnas.....	- 57 -
TABLA 18: Características de la mampostería.....	- 59 -
TABLA 19: Pesos muertos adicionales.....	- 59 -
TABLA 20: Tabla de resumen de cargas muertas en losa de primer piso.....	- 60 -
TABLA 21: Tabla de resumen de cargas muertas en losa de segundo piso.....	- 61 -
TABLA 22: Tabla de resumen de cargas muertas en losa del tercer piso.....	- 62 -
TABLA 23: Tabla de resumen de peso propio de vigas del primer piso.....	- 63 -
TABLA 24: Tabla de resumen de pesos propios de vigas del segundo piso.....	- 64 -
TABLA 25: Tabla de resumen de pesos propios de vigas del tercer piso.....	- 65 -
TABLA 26: Tabla de resumen de pesos propios de columnas del primer piso.....	- 65 -
TABLA 27: Tabla de resumen de pesos propios de columnas del segundo piso.....	- 66 -
TABLA 28: Tabla de resumen de pesos propios de columnas del tercer piso.....	- 66 -
TABLA 29: Cargas muertas D por piso.....	- 66 -

TABLA 30: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, Lo, y concentradas Po.	- 67 -
TABLA 31: Valores del Espectro elástico de diseño.....	- 69 -
TABLA 32: Calculo del cortante basal Estático.	- 69 -
TABLA 33: Distribución de fuerzas laterales por piso.....	- 70 -
TABLA 34: cargas equivalentes distribuidas a las vigas del primer piso.....	- 73 -
TABLA 35: Cargas equivalentes distribuidas a las vigas del segundo piso	- 75 -
TABLA 36: Cargas equivalentes distribuidas a las vigas del segundo piso	- 76 -
TABLA 37: Cargas definidas.....	- 78 -
TABLA 38: Masas traslacionales y rotacionales.....	- 78 -
TABLA 39: Periodos, frecuencias y masas participativas.....	- 80 -
TABLA 40: Control de derivas de piso.....	- 81 -
TABLA 41: Fuerzas internas máximas de las columnas en el eje X	- 81 -
TABLA 42: Fuerzas internas máximas de las columnas en el eje Y	- 81 -
TABLA 43: Fuerzas internas máximas de las vigas en el eje X	- 81 -
TABLA 44: Derivas máximas por piso resultado del análisis paso a paso en el tiempo	- 84 -
TABLA 45: Derivas máximas por piso resultado del análisis paso a paso en el tiempo	- 85 -
TABLA 46: Parámetro de λ que depende del exponente α	- 86 -
TABLA 47: Cálculos para obtener el coeficiente de amortiguamiento en el eje X.	- 86 -
TABLA 48: Cálculos para obtener el coeficiente de amortiguamiento en el eje Y.	- 86 -
TABLA 49: Derivas y desplazamientos de los análisis con y sin disipadores.	- 91 -
TABLA 50: Fuerzas internas de las columnas en el eje X de los análisis con y sin disipadores.	- 91 -
TABLA 51: Fuerzas internas de las vigas en el eje X de los análisis con y sin disipadores.	- 91 -
TABLA 52: Fuerzas internas de las columnas en el eje Y de los análisis con y sin disipadores.	- 92 -
TABLA 53: Fuerzas axiales y deformaciones máximas de los disipadores por eje.	- 92 -

LISTA DE FIGURAS

Fig 1: Mapa de zonificación para diseño sísmico.	- 18 -
Fig 2: Curvas de peligro sísmico para Cuenca.	- 22 -
FIG 3: Curva de espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.	- 23 -
Fig 4: Sistemas Modernos de Protección sísmica.	- 35 -
Fig 5: Dispositivo de disipación semiactivos (Variable Hydraulic Damper).	- 37 -
Fig 6: Comportamiento de sistema pasivo con aislamiento base.	- 38 -
Fig 7: Edificio “One Rincon Hill” en San Francisco con amortiguamiento de líquido sintonizado.	- 39 -
Fig 8: Disipador metálico ADAS.	- 40 -
Fig 9: Disipador metálico ADAS.	- 40 -
Fig 10: Dispositivo de fricción por golillas.	- 40 -
Fig 11: Vista longitudinal de disipador de energía viscoelástico.	- 42 -
Fig 12: Vista transversal de disipador de energía viscoelástico.	- 42 -
Fig 13: Disipador viscoso de energía marca Taylor.	- 42 -
Fig 14: Funcionamiento del disipador viscoso de energía.	- 43 -
Fig 15: Comportamiento fuera de base de un disipador viscoso.	- 44 -
Fig 16: Disposición Chevron en obra.	- 44 -
Fig 17: Disposición diagonal en obra.	- 45 -
Fig 18: Diferentes configuraciones que se emplean para disipadores viscosos.	- 45 -
Fig 19: Componentes de un disipador viscoso Taylor.	- 46 -
Fig 20: Registro sísmico acelerográfico longitudinal del 16/04/16 (Sin escalar).	- 50 -
Fig 21: Registro sísmico acelerográfico transversal del 16/04/16 (Sin escalar)	- 51 -
Fig 22: Registro sísmico acelerográfico longitudinal del 16/04/16 (Escalado 0.25g)	- 51 -
Fig 23: Registro sísmico acelerográfico transversal del 16/04/16 (Escalado 0.25g)	- 51 -
Fig 24: Distribución en planta del primer piso del hospital del IESS	- 52 -
Fig 25: Distribución en planta del segundo piso del hospital del IESS.	- 53 -
Fig 26: Distribución en planta del segundo piso del hospital del IESS.	- 53 -
Fig 27: Fotografía satelital del hospital del IESS “JOSÉ CARRASCO ARTEAGA”	- 54 -
Fig 28: Propiedades de la mampostería de ladrillo.	- 55 -

Fig 29: Grafica para pre dimensionamiento de vigas de hormigón.	- 56 -
Fig 30: Gráfica para pre dimensionamiento de vigas de columnas de hormigón.....	- 57 -
Fig 31: Gráfica para pre dimensionamiento de vigas de columnas de hormigón.....	- 58 -
Fig 32: Espectro elástico de diseño.	- 69 -
Fig 33: Geometría del Hospital José Carrasco Arteaga.	- 70 -
Fig 34: Materiales definidos.	- 71 -
Fig 35: Definición de vigas y columnas.....	- 71 -
Fig 36: Elementos definidos.....	- 71 -
Fig 37: Secciones de los elementos del primer piso.....	- 72 -
Fig 38: Secciones de los elementos del segundo piso	- 72 -
Fig 39: Secciones de los elementos del tercer piso.....	- 72 -
Fig 40: Área tributaria para distribución de carga equivalente.....	- 73 -
Fig. 41: Cargas definidas.	- 77 -
Fig 42: Asignación de masas traslacionales y rotacionales en SAP2000 en el tercer piso.	- 78 -
Fig. 43: Espectro de diseño con la norma NEC-SE-DS 2015.	- 79 -
Fig 44: Definición de parámetros del espectro de diseño con la norma NEC-SE-DS 2015.....	- 79 -
Fig 45: Casos de cargas definidos.	- 79 -
Fig 46: Casos de cargas definidos.	- 80 -
Fig 47: Disposición de los disipadores viscosos en diagonal en el eje Y.	- 87 -
Fig 48: Disposición de los disipadores viscosos en diagonal en el eje X.	- 87 -
Fig 49: Asignación de las propiedades del disipador.....	- 88 -
Fig 50: Asignación de las propiedades del disipador.....	- 89 -
Fig 51: Asignación de casos de carga.	- 90 -
Fig 52: Distribución de energía en edificación sin disipadores eje X.....	- 94 -
Fig 53: Distribución de energía en edificación con disipadores eje X.	- 94 -
Fig 54: Distribución de energía en edificación sin disipadores eje Y.....	- 95 -
Fig 55: Distribución de energía en edificación con disipadores eje Y	- 95 -
Fig 56: Curva Histeretica del disipador viscoso del primer piso del eje X	- 96 -
Fig 57: Curva Histeretica del disipador viscoso del primer piso del eje Y	- 96 -

LISTA DE ANEXOS

Anexo A Planos	102
Anexo B Cálculos en hoja de cálculo Excel.....	109

RESUMEN

La gran cantidad de construcciones que existen en la ciudad de Cuenca sin criterios sismo-resistentes es preocupante, más aun para las edificaciones esenciales en este caso los hospitales, que no cuentan con dispositivos de disipación de energía en caso de un sismo, siendo esto uno de los aspectos a tomar en cuenta en la realización de un diseño sismo-resistente. En este caso se analizó una aplicación de disipadores de energía viscoso no lineal, al bloque de quirófanos en el hospital "JOSÉ CARRASCO ARTEAGA" de la ciudad de Cuenca.

En base a esto se investigara y aplicara la normativa vigente en el país, principalmente en lo que se requiere con el diseño sísmico con la NEC-SE-DS, que guía al diseñador sobre los distintos parámetros a tomar en cuenta.

Además se dará a conocer los diferentes tipos de dispositivos de disipación sísmica, con un resumen de sus características más importantes y ahondando más en lo que se refiere a disipadores viscosos y su respectivo diseño y modelamiento.

Para el modelamiento de la estructura planteada se utilizó el programa SAP2000 y se escogió el método DBF (basado en fuerzas) y para el diseño de los disipadores viscosos se elaborara un análisis paso a paso en el tiempo con la utilización de acelerogramas sísmicos, lo que nos dará una mayor confiabilidad de resultados.

Los resultados del modelamiento de la estructura con disipadores serán comparados con los correspondientes sin disipadores, obteniendo importantes conclusiones sobre los mismos, pasando así al diseño estructural final de todos los elementos conformantes de la estructura analizada.

Palabras clave: DISEÑO SISMO RESISTENTE, DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOSOS, ANÁLISIS PASO A PASO EN EL TIEMPO, EDIFICACIÓN ESENCIAL.

ABSTRACT

The large number of buildings that exist in the city of Cuenca without criteria concerned with seismic-resistant, even more critical for buildings such as hospitals, which do not have any energy dissipating devices in an event of an earthquake, being this one of the aspects to be considered when carrying out a seismic-resistant design. In this case an application of nonlinear viscous energy dissipaters was analyzed, to the "JOSÉ ARTEAGA CARRASCO" hospital's operating rooms in the city of Cuenca.

Based on this we will investigate and apply the current regulations in the country, primarily on what is required with seismic design related with NEC-SE-DS, which guides the designer about the various parameters to be taken in consideration.

In addition knowing the different types of seismic dissipation devices, with a summary of its most important features and delving more on what it refers to viscous dissipaters and their design and modeling.

For the modeling of the proposed structure the program SAP2000 is used and choosing the DBF method (based on forces) and for the design of viscous dissipating it is proposed to elaborate a step by step analysis in time with the use of accelerated seismic programs, which will give us a better reliability in the results.

The results of the modeling of the structure with dissipaters are compared with the corresponding non dissipaters, obtaining important conclusions about them and proceeding to the final structural design of all the elements of the analyzed structure.

Keywords: EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN, VISCOUS ENERGY DISSIPATERS, STEP BY STEP ANALYSIS IN TIME, BUILDING ESSENTIAL.

CAPITULO 1: TEORÍA BÁSICA SOBRE DISIPADORES DE ENERGÍA

1.1 INTRODUCCIÓN.

El desempeño sismo-resistente de una edificación es uno de los principales aspectos a tomar en cuenta en el análisis de los elementos estructurales conformantes, por tal motivo es de suma importancia un correcto diseño sismo-resistente que sea capaz de absorber y disipar de una manera estable la energía y las fuerzas laterales que se producen en un evento sísmico.

A través de los últimos 25 años, el diseño sismo-resistente a tenido un auge con el desarrollo de investigaciones, y aplicaciones de diferentes criterios técnicos en lo que se refiere al aislamiento sísmico, llegando a desarrollar dispositivos que mejoran el desempeño estructural de una edificación a los efectos de ciertas fuerzas como son los sismos, e incluso de fuerzas de viento en edificaciones de gran altura.

En el Ecuador, a lo largo de toda su historia se han registrado una gran variedad de sismos e incluso grandes terremotos, como es el caso del último terremoto que sufrió el país, siendo la parte más afectada la costa ecuatoriana por tratarse de un país que se encuentra en una zona geológica muy propicia a desarrollar sismos de una magnitud considerable, aun así son pocas las edificaciones protegidas estructuralmente a estos fenómenos, sin embargo las construcciones sin criterios sismo-resistentes en zonas de riesgo van en aumento cada año exponiendo a la población a peligros que pueden ser prevenidos, si se aplicaran los esfuerzos necesarios para el desarrollo y aplicación de tecnologías y dispositivos de disipación de energía, aplicaciones que ya se encuentran con varios años de estudio y han sido ya ampliamente aplicadas en varias partes del mundo.

En el código NEC-SE-RE (2015) se establece que:

El Ecuador tiene una larga historia de actividad sísmica que, en los últimos 460 años, ha provocado la destrucción de ciudades enteras como Riobamba e Ibarra, con la muerte de más de 60 000 personas (Yépez H. et al 1998). Escenarios sísmicos probables evaluados en Quito (EPN et al 1994), Guayaquil (Argudo J. et al, 1 999) y Cuenca (García E. et al 2 000), muestran la necesidad urgente por emprender en programas para la mitigación del riesgo sísmico.

En el presente trabajo se desarrolla el reforzamiento de una estructura esencial con la aplicación de disipadores de energía viscosos, para lo cual me baso en la correcta aplicación de las normas y recomendaciones de la NEC, así como criterios de varios autores entendidos en el tema de disipación de energía sísmica, obteniendo conclusiones muy importantes que se espera aporten a futuras posibles nuevas líneas de investigación que se ramifiquen sobre el tema tratado.

1.2 DISEÑO SISMO-RESISTENTE.

Durante un evento sísmico existen fuerzas que actúan principalmente de forma lateral sobre las estructuras, obligando a realizar un diseño sismo-resistente, el cual sea capaz de soportar dichas fuerzas de manera eficiente.

Un caso crítico sobre este diseño es el de las edificaciones llamadas esenciales o de ocupación especial, que no pueden cesar sus actividades luego de un sismo, sobre todo cuando el desastre natural ha causado el colapso de otras edificaciones, con heridos, muertos y refugiados. Entre estas edificaciones se encuentran los hospitales o centros de salud, algunos centros educativos, edificios de bomberos, instituciones de socorro, destacamentos militares, de policía y gobierno, etc.

Para conseguir un comportamiento adecuado de las estructuras ante estos eventos sísmicos, en el país se optaba por el llamado diseño tradicional, el cual se trata de llevar a las estructuras a trabajar dentro del rango inelástico, construyendo edificaciones que además de ser suficientemente rígidas, también sean dúctiles.

En la NEC-SE-DS (2015) se dan los requisitos establecidos para el diseño sísmico de todo tipo de edificaciones, las cuales son de cumplimiento obligatorio a nivel nacional y que los profesionales tienen la obligación de cumplirlas y hacer cumplirlas. Sobre esto la norma establece lo siguiente: “La producción de terremotos incluye fuerzas y desplazamientos que según las estructuras, presentan comportamientos (respuestas) lineales y no lineales:

- Si la estructura tiene la capacidad resistente suficiente, la relación fuerzas/desplazamientos es lineal, dada por la rigidez elástica del sistema.
- Caso contrario: relación fuerzas/desplazamientos (no lineal), depende de la rigidez elástica, de las propiedades inelásticas y de la historia de los desplazamientos impuestos en la estructura.

Todas las estructuras deberán diseñarse para una resistencia tal que puedan soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia, la sobre resistencia estructural inherente y la ductilidad de la estructura. Pero en las estructuras denominadas **edificaciones esenciales**, se aplicarán verificaciones de comportamiento inelástico para diferentes tipos y niveles de terremotos y sismos, asegurando así su correcto funcionamiento en estos fenómenos.

Es por esto que se esperara que la estructura trabaje en el límite de su capacidad resistente elástica, es decir que la estructura en general no sufre mayor daño, pero sí hay daño en los elementos no estructurales.

Estas consideraciones sobre el diseño sismo-resistente evidencian que en los últimos años se ha dado grandes avances a nivel nacional en lo que respecta al diseño sismo-resistente, el cual se ve reflejado en las ultimas normas NEC en vigencia, pero en los casos en los que el diseño tradicional no es suficiente, como es el caso de edificaciones de varios pisos o edificaciones esenciales, además de eventos sísmicos de gran magnitud, es necesario aplicar otro tipo de diseño que contrarreste los efectos del sismo para que la acción inelástica sea mínima.

Es en estos casos es donde son aplicables los llamados dispositivos de disipación de energía los cuales son un complemento al diseño convencional, otorgando a las edificaciones un aumento del amortiguamiento la cual puede ser la diferencia en un evento sísmico de gran escala.

La NEC-SE-DS (2015), define también ciertos criterios básicos que se deben conocer, para entender de mejor manera el método que vamos a utilizar para el diseño sísmico con disipadores de energía aplicada en edificaciones esenciales, hay que recalcar que en esta norma no se establece las pautas para el diseño de disipadores de energía, lo que si establece es que para su aplicación estos deben ser diseñados por profesionales competentes y especializados en el diseño y aplicación de estos dispositivos de disipación de energía, es por tal motivo que se detallaran a manera de resumen solo los criterios relacionados directamente con el tema en estudio, tomando en su mayoría como base la norma NEC-SE-DS (2015).

1.2.1 ZONIFICACIÓN SÍSMICA

El Ecuador se caracteriza por tener una zonificación sísmica muy variada, ya que consta de seis zonas sísmicas, por tal razón para clasificarlas se usa un factor denominado Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del oriente norte cuya amenaza sísmica está catalogada como intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

TABLA 1: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

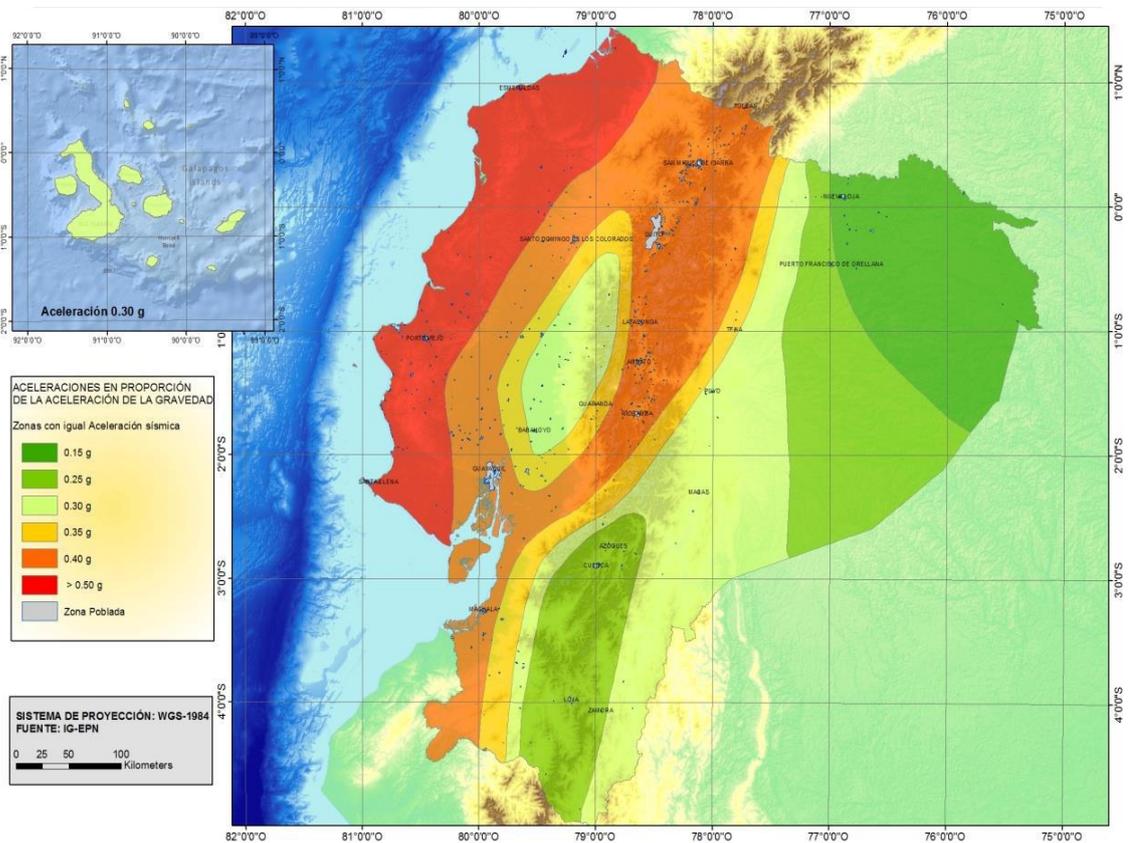
Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC de cargas sísmicas y diseño sismo resistente

Por lo general los sismos de los que se tienen registro, y los más comunes son superficiales y precisamente son los que causan mayor daño. Es por esto que se puede concluir que la Costa ecuatoriana es la de mayor peligrosidad sísmica, seguida por la Sierra y finalmente el Oriente, todo esto mostrado en el “Mapa De Zonificación Para Diseño Sísmico”.

Según el mapa de zonificación sísmica para diseño, dice que del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca, en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. Además se puede apreciar que en que el área de estudio, es decir la provincia del Azuay, en específico la ciudad de Cuenca, se encuentra en un sector de peligrosidad alta de acuerdo al mapa de la Figura 1.

Fig 1: Mapa de zonificación para diseño sísmico.



FUENTE: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC de cargas sísmicas y diseño sismo resistente.

Con los datos de los diferentes sismos registrados a través del tiempo en el país, se observa que existen zonas en las cuales la actividad sísmica es muy baja, como la región oriental y otras regiones donde existe una alta concentración de eventos sísmicos denominada como nidos sísmicos.

En su estudio Aguiar (2008) dice que:

En el Ecuador, existen dos nidos sísmicos localizados el uno en el sector del Puyo y el otro en Galápagos. El Nido del Puyo, se caracteriza principalmente por un predominio de sismos de magnitud entre 4.0 y 4.9 con profundidades focales mayores a 100 kilómetros. El Nido de Galápagos, tuvo una gran actividad sísmica entre el 11 y 23 de Junio de 1968. (p.8)

De este estudio se puede concluir que en el Ecuador existen zonas en las que la magnitud de los sismos son bajas, pero la actividad sísmica es muy alta (nidos sísmicos), en cambio en las zonas donde se presentan sismos de gran magnitud, estos tienen una actividad muy baja por lo que se debe tener cuidado en estas zonas ya que se presenta una acumulación alta de energía que puede presentarse en cualquier momento como un sismo de gran magnitud.

1.2.2 MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO DE LA NORMA NEC-SE-DS (2015).

El diseño estructural de una edificación a efectos de un sismo debe considerar la resistencia a soportar las cargas a gravedad propias de la estructura, pero además debe tener la suficiente rigidez para soportar las cargas laterales de un evento sísmico para esto la estructura debe disipar la energía sísmica adquirida tomando en cuenta las normas específicas que existen al momento, las cuales nos guían con diferentes métodos de análisis sísmico.

Existen muchos métodos de análisis sísmico, pero la NEC-SE-DS (2015), menciona tres principales:

- Diseño Basado en Fuerzas (DBF): método estático utilizado según condiciones de regularidad.
- Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DBD): método lineal equivalente (elasto-plástico). Para estructuras irregulares, se privilegiara el DBD
- Método de cálculo estático de fuerzas sísmicas para estructuras compuestas de sistemas específicos (sistemas de control y aislamiento a la base). Además, el diseñador se apoyara sobre los capítulos 13 y 15 del BSSC (2004). (p. 46).

Estos procedimientos son propios de la norma y son basados en varios métodos de diseño sísmico, es por eso que la norma recalca esto permitiendo usar otros métodos con las siguientes recomendaciones.

La NEC-SE-DS (2015), menciona al respecto:

Se permite la utilización de otros procedimientos de cálculo sísmico, tales como los análisis no lineales (estáticos o dinámicos), que requieren de la aplicación de principios avanzados de Dinámica de Estructuras y de Ingeniería Sísmica, que podrán ser aplicados por profesionales con los suficientes conocimientos de estas disciplinas. No se describen estos métodos la presente norma. Deberán ser aplicados por especialistas, justificando de la experiencia necesaria (p. 46)

1.2.2.1 Método DBF (basado en fuerzas)

El método DBF (Basado en Fuerzas), es el método que utilizaremos para nuestro análisis ya que tiene dentro de su metodología utiliza los métodos de análisis que se detallan a continuación:

- **El Método Estático.-** Este método como su nombre lo indica, toma a la estructura que está sometida a efectos de un sismo de forma estática, y transforma la fuerza sísmica dinámica a una fuerza equivalente lateral denominada como cortante basal, dicha fuerza equivalente depende del peso de la estructura, el tipo de suelo, etc. Y esta fuerza es aplicada en el centro de gravedad de cada piso de la estructura para su posterior modelación.
Este método es recomendable para ser empleado en estructuras pequeñas o medianas con uniformidad vertical y de poca importancia ya que al analizar a la estructura de forma estática es un método aproximado a la realidad.
- **Métodos No Lineales:**
 - **Análisis Dinámico Espectral.-** Este método corresponde a los llamados análisis dinámicos o modales, los cuales determinan la respuesta de la edificación al ser sometida a la acción de fuerzas dinámica. Utiliza espectros de diseño que corresponden a eventos sísmicos de diseño que consideran al tiempo del evento y utilizan como parámetro de respuesta máxima la aceleración. Por lo tanto, presenta una modelación más real en comparación con el análisis estático, y más recomendable para edificaciones de varios pisos y de gran importancia.
 - **Análisis paso a paso en el tiempo.-** También llamado análisis Tiempo-Historia utiliza acelerogramas que son una serie cronológica de datos correspondientes a la aceleración, magnitud y tiempo este método es el más apegado a la realidad ya que presenta una buena aproximación.

1.2.2.1.1 Procedimiento del método DBF, transcrito de la NEC-SE-DS, 2015

El procedimiento del método se encuentra muy detallado en la norma NEC-SE-DS (2015), y esta se debe respetar en todos sus aspectos, es por tal motivo que se transcribió todos los pasos de este método que constan en la norma antes mencionada.

Sobre el procedimiento de cálculo del método DBF, la NEC-SE-DS (2015), establece lo siguiente:

Se precisa que en el caso del DBF, se considera que la respuesta estructural se constituye principalmente del primer modo de vibración (modo fundamental). De hecho, se determinan las sollicitaciones sísmicas considerando solamente este primer modo.

- Determinación del espectro de diseño $S_a(T)$ de acuerdo con las características geotectónicas del lugar de emplazamiento de la estructura.
- Cálculo aproximado del período fundamental de vibración aproximado T_a .
- Determinación del cortante de base V con los resultados de los pasos anteriores,
- Determinación de las distribuciones vertical y horizontal de V .
- Dirección de aplicación de estas fuerzas sísmicas y verificación de que los índices de deriva no sobrepasen el valor permitido.

1.2.2.1.2 Cortante basal de diseño V .

El cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_P \phi_E} W \quad \text{Ec. (1)}$$

Dónde:

- **$S_a(T_a)$** : Espectro de diseño en aceleración.
- **ϕ_P y ϕ_E** : Coeficientes de configuración en planta y elevación.
- **I** : Coeficiente de importancia.
- **R** : Factor de reducción de resistencia sísmica.
- **V** : Cortante basal total de diseño.
- **W** : Carga sísmica reactiva.
- **T_a** : Periodo de vibración. (NEC-SE-DS, 2015, p. 64)

1.2.2.1.3 Espectro de diseño en aceleración S_a (T_a).

Para estructuras de ocupación normal, se diseñará la curva S_a (T) mediante el factor Z .

Para la obtención del valor Z , nos remitimos a la sección 10.2 de la NEC-SE-DS (2015), que incluye un listado de algunas poblaciones del país con el valor correspondiente, a continuación se muestra un extracto de la tabla en cuestión en la que se muestra solo el valor Z de la Ciudad de Cuenca, y sus poblaciones más cercanas para futuras referencias.

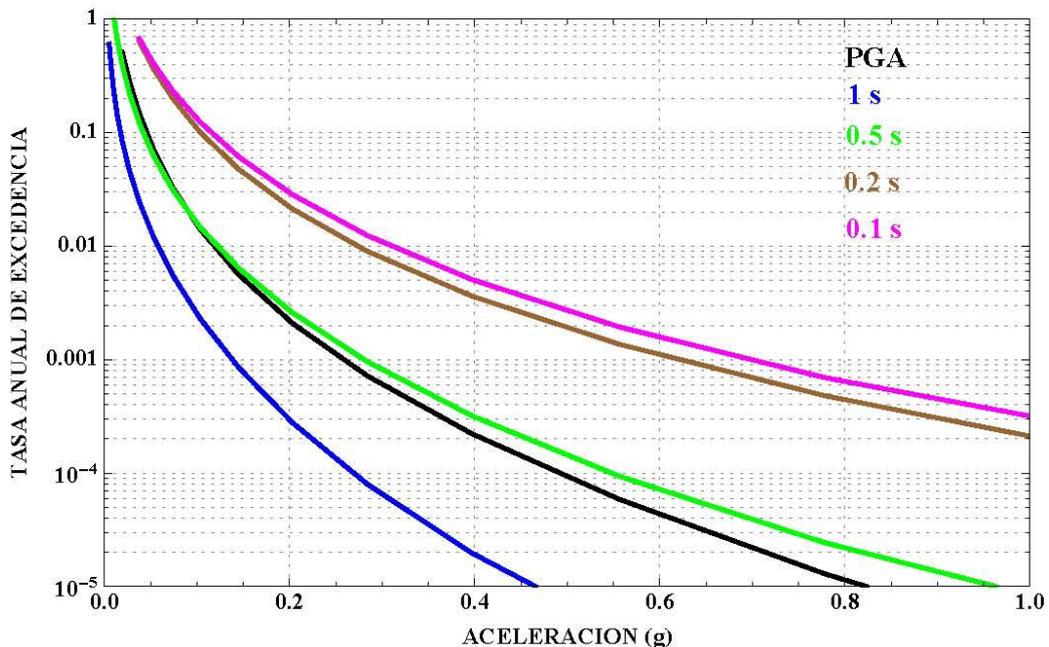
TABLA 2: Extracto de Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z .

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
CUENCA	CUENCA	CUENCA	AZUAY	0.25
CHORDELEG	CHORDELEG	CHORDELEG	AZUAY	0.25
GUALACEO	GUALACEO	GUALACEO	AZUAY	0.25
SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	AZUAY	0.25
EL PAN	EL PAN	EL PAN	AZUAY	0.25
PAUTE	CHICAN (GUILLERMO ORTEGA)	PAUTE	AZUAY	0.25

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC de cargas sísmicas y diseño sismo resistente, sección 10.2.

Para estructuras esenciales o de ocupación especial, se determinarán los valores de aceleración mediante las curvas para los distintos modos de vibración; estos valores se sustituirán al factor Z para diseñar la curva S_a (T). (NEC-SE-DS, 2015, p. 64)

Fig 2: Curvas de peligro sísmico para Cuenca.



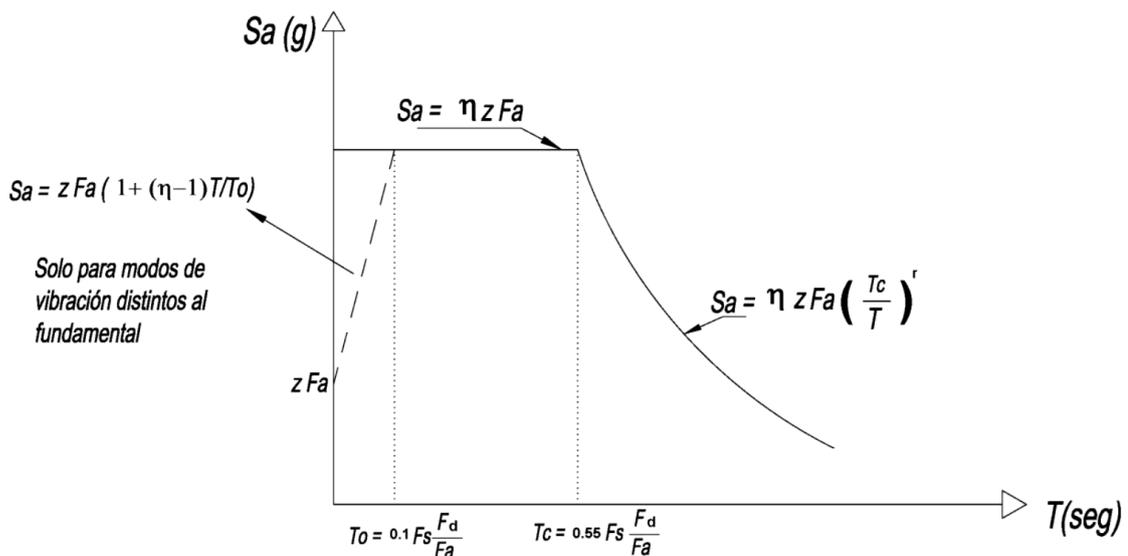
FUENTE: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC de cargas sísmicas y diseño sismo resistente, Sección 10.4.

1.2.2.1.4 Determinación del periodo de vibración T_a .

El periodo de vibración aproximativo de la estructura T_a , para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los 2 métodos descritos en la norma NEC-SE-DS, la cual solo se detallara el primer método.

T_a , permite determinar el valor S_a del espectro en aceleraciones mediante el grafico expuesto en la sección 3.3.1, (NEC-SE-DS, 2015, p. 65)

FIG 3: Curva de espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.



FUENTE: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC de cargas sísmicas y diseño sismo resistente, Sección 3.3.1.

- **Fa:** Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó.

En la Tabla 4 se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

TABLA 3: Tipo de suelo y factores de sitio F_a .

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC de cargas sísmicas y diseño sismo resistente, Sección 3.2.2. (a)

- **Fd:** desplazamientos para diseño en roca.

En la Tabla 5 se presentan los valores del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. (NEC-SE-DS, 2015, p. 31)

TABLA 4: Tipo de suelo y factores de sitio Fd.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC de cargas sísmicas y diseño sismo resistente, Sección 3.2.2. (b)

- **Fs:** comportamiento no lineal de los suelos

En la Tabla 6 se presentan los valores del coeficiente Fs, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. (NEC-SE-DS, 2015, p. 32)

TABLA 5: Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del suelo Fs.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC de cargas sísmicas y diseño sismo resistente, Sección 3.2.2. (c)

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos: (NEC-SE-DS, 2015, p. 33)

- Para $T > T_c$

$$S_a = \eta Z F a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{Ec. (2)}$$

Donde:

- η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

Se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

- r : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

$r = 1$ para tipo de suelo A, B o C

$r = 1.5$ para tipo de suelo D o E.

Los límites para el periodo de vibración T_c y T_L (éste último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos), se obtienen de las siguientes expresiones: (NEC-SE-DS, 2015, p. 34)

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. (3)}$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. (4)}$$

$$T_L = 2.4 \quad \text{Ec. (5)}$$

Donde:

- T_0 = Es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- T_c = Es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- T_L = Es el periodo límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos. (NEC-SE-DS, 2015, p. 35)

Para estructuras de edificación, el valor de T_a puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T_a = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ec. (6)}$$

Dónde:

- h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
- T_a : Periodo de vibración
- C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio, que se extrae de la siguiente tabla. (NEC-SE-DS, 2015, p. 65)

TABLA 6: Extracto de tabla para obtener el coeficiente del tipo de edificio.

Tipo de estructura	C_t	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.047	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.049	0.75

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC de cargas sísmicas y diseño sismo resistente, Sección 6.3.3.

1.2.2.1.5 Factor de reducción de resistencia sísmica R .

Los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de algunas variables, tales como:

- tipo de estructura.
- tipo de suelo,
- periodo de vibración considerado.
- factores de ductilidad. (NEC-SE-DS, 2015, p. 67)

TABLA 7: Extracto de valores del coeficiente de respuesta estructural R .

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R , Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC de cargas sísmicas y diseño sismo resistente, Sección 6.3.4.

1.2.2.1.6 Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.

Al determinar las fuerzas a partir de las curvas de peligro sísmico, dichas fuerzas no requieren ser modificadas por el factor de importancia I.

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 9 y se adoptará el correspondiente factor de importancia I.

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. (NEC-SE-DS, 2015, p. 41)

TABLA 8: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC de cargas sísmicas y diseño sismo resistente, Sección 4.1.

- Niveles de amenaza sísmica

Se clasifican los sismos según los niveles de peligro y periodo medio de retorno tal como en la tabla siguiente: (NEC-SE-DS, 2015, p. 42)

TABLA 9: Niveles de amenaza sísmica.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.0004

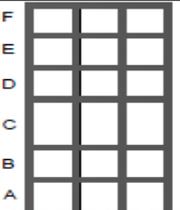
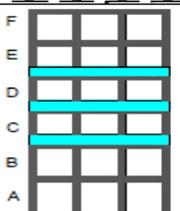
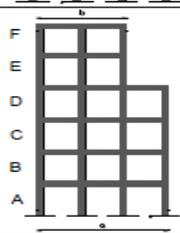
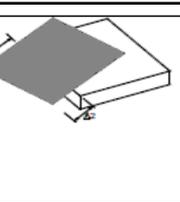
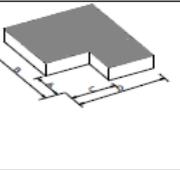
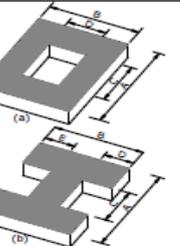
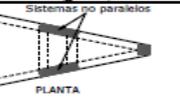
FUENTE: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC de cargas sísmicas y diseño sismo resistente, Sección 4.2.2.

1.2.2.1.7 Regularidad en planta y elevación.

Una estructura se considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en la Tabla 11.

Se permitirá utilizar el procedimiento DBF únicamente en los casos en que las estructuras presentan regularidad tanto en planta como en elevación (es decir cuando $\phi_P = \phi_E = 1$). (NEC-SE-DS, 2015, p. 51)

TABLA 10: Coeficientes de irregularidad en planta y elevación.

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{E1}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_0 $Rigidez < 0.80 \frac{(K_{D1} + K_{D2} + K_{D3})}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{E2}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{E3}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{T1}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{T2}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{T3}=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{T4}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC de cargas sísmicas y diseño sismo resistente, Sección 5.3.3.

1.2.2.1.8 Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del periodo fundamental de vibración T_a .

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones: (NEC-SE-DS, 2015, p. 69)

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V \quad \text{Ec. (7)}$$

Dónde:

- **V:** Cortante total en la base de la estructura.
- **F_i:** Fuerza lateral aplicada en el piso *i* de la estructura.
- **F_x:** Fuerza lateral aplicada en el piso *x* de la estructura.
- **n:** Número de pisos de la estructura
- **W_x:** Peso aginado al piso o nivel *x* de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva *W* (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).
- **W_i:** Peso aginado al piso o nivel *i* de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva *W* (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).
- **h_x:** Altura del piso *x* de la estructura.
- **h_i:** Altura del piso *i* de la estructura.
- **k:** Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura *T*.

TABLA 11: Coeficiente *k* en función del periodo de vibración de la estructura *T*

Valores de T(s)	k
≤ 0.5	1
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.5T
> 2.5	2

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC de cargas sísmicas y diseño sismo resistente, Sección 6.3.5.

El cortante de piso V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso. En sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición.

La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada de una distancia igual al 5% de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares.

El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales. (NEC-SE-DS, 2015, p. 70)

1.2.2.1.9 Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso Δ_M).

Se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivadas inelásticas máximas de piso. El diseñador deberá comprobar que la estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual.

Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utilizará secciones agrietadas.

Para la revisión de las derivadas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura, causada por el sismo de diseño.

Las derivadas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas. (NEC-SE-DS, 2015, p. 72)

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

TABLA 12: Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC de cargas sísmicas y diseño sismo resistente, Sección 5.1.

Se usarán en particular las secciones agrietadas en los métodos no lineales de las fuerzas sísmicas. (NEC-SE-DS, 2015, p. 48)

En el caso de estructuras de hormigón armado, el cálculo de la rigidez y de las derivadas máximas se deberá utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- 0.5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- 0.8 I_g para columnas
- 0.6 I_g para muros estructurales. (NEC-SE-DS, 2015, p. 58)

1.2.2.2 Modelamiento matemático.

El modelo matemático de la estructura incluirá:

- Todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente.
- La distribución espacial de las masas y rigideces en la estructura, con una aproximación tal que sea capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico.
- Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional (de acuerdo a la complejidad de la respuesta estructural).
- Para estructuras de hormigón armado y de mampostería: en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales. (NEC-SE-DS, 2015, p. 60)

1.2.2.2.1 Análisis espectral.

Espectro de respuesta.- Se usará el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones. Con las curvas de peligro sísmico.

Número de modos.- Se deben considerar en el análisis:

- Todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios periodos de vibración integrados en las curvas de peligro sísmico.
- Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

Combinación de modos.- Cuando se utilicen modelos tri-dimensionales, los efectos de interacción modal deben ser considerados cuando se combinen los valores modales máximos. (NEC-SE-DS, 2015, p. 61)

1.2.2.2.2 Análisis pasó a paso en el tiempo.

Constituye un análisis de la respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo, cuando la base de la misma está sujeta a un acelerograma específico.

Casos de aplicación, y revisión del diseño por un profesional.

- Se realizará un análisis no lineal paso a paso con el fin de justificar un diseño estructural que no pueda ser justificado con el método de diseño estático o no lineal espectral.

- En este caso, se deberá realizar una revisión del diseño de la estructura por parte de un profesional independiente con experiencia en métodos de análisis sísmicos inelásticos.

Registros de aceleración:

- Acelerogramas gravados

Los análisis paso a paso en el tiempo se realizarán utilizando las dos componentes horizontales de registros de acelerogramas apropiadamente seleccionados y escalados a partir de los registros de no menos de 3 eventos sísmicos.

Se obtendrán los acelerogramas consultando los equipos especializados de la Red Nacional de Acelerógrafos (RNA).

Estos acelerogramas deben poseer las características de magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo, consistentes con aquellos parámetros que controlen el sismo de diseño. (NEC-SE-DS, 2015, p. 62)

Si se realizan los análisis para los 3 pares de registros, se tomarán para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés.

Si se realizan 7 o más análisis paso a paso en el tiempo, se utilizará para el diseño el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés.

Componentes de los acelerogramas

Para cada par de componentes horizontales de los acelerogramas, debe construirse la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros característicos del sitio, para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 5,00%.

Los acelerogramas deben ser escalados de tal forma que el valor promedio de los espectros provenientes de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de los registros no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5% del sismo de diseño para periodos entre 0.2 T y 1.5 T.

Ambas componentes de los acelerogramas deben aplicarse simultáneamente al modelo, a fin de considerar efectos torsionales. Los parámetros de interés deben calcularse para cada paso de tiempo del registro dato. (NEC-SE-DS, 2015, p. 63)

1.3 SISTEMAS DE CONTROL DE LA RESPUESTA DINÁMICA.

El diseño tradicional de todas las edificaciones en el pasado solo se basaba en que la estructura en sí, soporte las cargas gravitacionales, llegando así a edificar grandes construcciones a través del tiempo con estos criterios, muchas de las cuales perduran hasta nuestros días. Pero se ha llegado a la necesidad de la realización de estudios técnicos e investigaciones que buscan encontrar la mejor manera de diseñar estructuras que soporten las cargas sísmicas, llegando a muchas conclusiones y criterios que ahora son bases para varios códigos de diseño de muchos países del mundo.

Las fuerzas sísmicas al contrario de las gravitacionales actúan de manera horizontal, es por tal razón que no se pueden diseñar de igual manera que las cargas verticales, ante este hecho se han llegado a desarrollar varias innovaciones para la protección estructural ante estas fuerzas, planteando alternativas al diseño sismo resistente tradicional, teniendo al día de hoy varias estrategias y dispositivos que permiten y ayudan a la estructura a disipar su respuesta dinámica.

Estos estudios han llegado a la conclusión de que las estructuras no vibran indefinidamente una vez que entran en contacto por un movimiento sísmico, y esto en su mayoría se debe a la presencia de fuerzas de fricción que actúan como amortiguamiento, dichas fuerzas siempre se presentan en cualquier sistema en movimiento por la llamada tercera ley de Newton, que explica este suceso.

Las fuerzas de fricción que aparecen en una estructura en movimiento tienen un efecto de disipación de la energía sísmica, que constituyen un mecanismo en el cual la energía mecánica que existe en el sistema como la energía cinética o potencial, se transforma en calor.

La energía que se introduce en un sistema se transforma, y eventualmente se disipa, esto se muestra claramente en la relación de la conservación de la energía:

$$E = E_K + E_S + E_H + E_D$$

Ec. (8)

Donde:

- **E:** Energía de entrada hecho por la fuerza de corte en la cimentación debido al desplazamiento del terreno.
- **E_K:** Energía cinética.
- **E_S:** Energía de deformación elástica recuperable.
- **E_H:** Energía irrecuperable, disipada por el sistema estructural a través de la inelasticidad u otras formas de acción.
- **E_D:** Energía disipada por los dispositivos de amortiguamientos suplementarios.

Estas fuerzas contrarrestan la energía de entrada en cantidades limitadas, y no generan una gran disipación en presencia de grandes sismos, es por eso que se puede mejorar el desempeño de amortiguamiento estructural con algún tipo de dispositivo suplementario que ayude a la estructura a la disipación de energía.

El objetivo de introducir disipadores a la edificación es reducir la energía cinética E_K , y transformar parte de esta energía en calor, aumentando la energía de amortiguamiento E_D , a base de la aplicación de dispositivos disipadores de energía.

1.3.1 CONTROL ESTRUCTURAL.

A través de los años, el concepto control estructural de una edificación ha sido utilizado cada vez, en mayor medida para hablar sobre la aplicación de conceptos idealizados para manejar fuerzas producidas por sismos, estos conceptos han servido para varios códigos de diseño que han considerado a las cargas horizontales desde el punto de vista dinámico y que presentan una alternativa mucho más eficaz al diseño convencional.

Como resultado de esto se desarrollaron una amplia gama de dispositivos e innovaciones propuestas, como son los llamados sistemas de aislación y disipación, que han sido incorporadas a las estructuras para mitigar su respuesta dinámica con resultados satisfactorios.

En su libro Villareal y Oviedo (2008) mencionan que:

La disipación de energía ocurre en regiones de rótulas plásticas dúctiles espacialmente detalladas en las vigas y en las columnas, las cuales también forman parte del sistema de carga por gravedad. Las rótulas plásticas son regiones de daño concentrado del pórtico de gravedad, el cual frecuentemente es irreparable. Estas características de diseño son aceptables por sus consideraciones económicas, por supuesto, que el colapso estructural es prevenido y que la seguridad de la vida de las personas está asegurada. (p.10)

Los sistemas de aislación y disipación de energía sísmica son sistemas y dispositivos adaptados a las estructuras que, al modificar las características dinámicas de las mismas, controlan y disipan parte de la energía de entrada de un sismo y permiten reducir la respuesta sísmica global de la estructura y mitigar su daño ante sismos severos.

Esta tecnología de disipación de energía fue desarrollada principalmente para la industria militar y la industria pesada, pero ahora es muy aplicada a edificaciones.

En su libro Villareal y Oviedo (2008) mencionan que:

La disipación de energía en el sistema de aislamiento de base es útil y limitada a la respuesta de desplazamiento y a evitar las resonancias. Por otro lado, los sismos con gran cantidad de períodos largos, no son posibles de proveer suficiente flexibilidad para la reflexión de la energía sísmica. En este caso, la absorción de energía juega un papel importante. (P. 12).

El mejoramiento en el desempeño de la respuesta sísmica y el control de daños, los sistemas suplementarios de disipación de energía trabajan muy bien. En estos sistemas, dispositivos mecánicos son incorporados en el pórtico de la estructura y disipadores energía a lo largo de toda la altura de la estructura.

1.3.2 TIPOS DE SISTEMAS MODERNOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.

Los modernos sistemas de aislamiento sísmico incorporan mecanismos de disipación de energía, por ejemplo podemos hablar de los sistemas elastoméricos de gran amortiguamiento, también de los disipadores de acero o de los disipadores de fluido viscoso y disipadores por fricción, trabajando en conjunto con los sistemas de aislamiento de base.

Según Villareal y Oviedo (2008) en su libro clasifica a estos dispositivos en 4 grupos que se detallan a continuación.

Fig 4: Sistemas Modernos de Protección sísmica.



FUENTE: Edificaciones con disipadores de energía, Villareal y Oviedo, 2008

Los sistemas de control estructural utilizados para el diseño sismo resistente no convencional están clasificados en:

- Sistemas De Disipación Activo.
- Sistemas De Disipación Híbridos.
- Sistemas De Disipación Semiactivos
- Sistemas De Disipación Pasiva De Energía.

Además toda estructura que utilice en su diseño sistemas de control sísmico deberá poseer los siguientes sistemas resistentes básicos:

- Sistemas Estructurales Dúctiles (sistemas duales y pórticos resistentes a momentos).
- Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada (pórticos resistentes a momento y muros estructurales portantes).

Estos sistemas de disipación de energía aplicada para edificaciones, no sólo son estrategias de diseño sino también de reforzamiento de las mismas, permitiendo aumentar el nivel de desempeño de la edificación durante un sismo.

Los costos que conllevan el diseño, fabricación e instalación de estos dispositivos son compensados no tanto por minimizar la rigidez de la edificación sino porque se logran mejores desempeños y una mayor seguridad para los usuarios, de esta manera se compensa la inversión.

1.3.2.1 Sistemas de disipación activo.

Los sistemas de control activos son dispositivos que monitorean en tiempo real y base de sensores dispuestos en la estructura, cualquier tipo de movimiento externo o respuesta estructural producida, para que con la recolección de estos datos, procesarlos y calcular la fuerza requerida para contrarrestar la fuerza producida por el sismo, cabe recalcar que es un proceso inmediato.

Estos sistemas funcionan en su mayoría a base de alimentación externa para producir la energía necesaria que contrarreste el movimiento cuando se requiera, por lo que su costo de utilización es muy elevado al estar en constante funcionamiento, y por la misma razón la hacen una de las mejores alternativas de control sísmico por su respuesta inmediata y en tiempo real, por otra parte estos dispositivos presentan una respuesta dinámica de edificios con muchos grados de libertad, lo que puede producir un comportamiento lineal impredecible.

1.3.2.2 Sistema de disipación híbridos

Los sistemas de control híbridos son una combinación de los sistemas activos y los sistemas pasivos, los cuales tiene la característica de que si el sistema activo falla por algún motivo, el sistema pasivo sigue en normal funcionamiento al no depender de energía externa, por lo que aligera los costos generados en cuanto a gastos energéticos, uno de los sistemas más importantes es el Hibrid Mass Damper (HMD), que dispone como dispositivo pasivo una masa oscilante que reduce la respuesta dinámica del edificio y que a su vez tiene un funcionamiento como sistema activo.

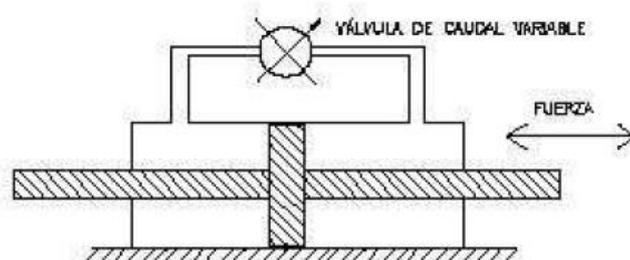
1.3.2.3 Sistemas de disipación semiactivos.

Los sistemas de control semiactivos son muy parecidos a los sistemas activos, ya que al igual que estos últimos, cuentan con un mecanismo de registro y monitoreo en tiempo real con la diferencia de que los semiactivos modifican y controlan en tiempo real las propiedades mecánicas del disipador para obtener un control más exacto en las propiedades dinámicas de la estructura reduciendo así los costos de operación.

Existen varios sistemas de control semiactivos que disipan la energía de formas distintas como son los:

- Amortiguadores con fluidos de viscosidad controlable a partir de campos eléctricos o magnéticos.
- Movimiento de masa de líquido en el interior de tanques llamado (Tuned Sloshing Dampers) o columnas dentro del edificio (Tuned Liquid Column Dampers).
- Dispositivo de amortiguamiento variable (Variable Hydraulic Damper), a través de una válvula de flujo variable, la cual permite modificar la pérdida de carga entre ambas cámaras de un cilindro hidráulico.

Fig 5: Dispositivo de disipación semiactivos (Variable Hydraulic Damper).



FUENTE: Edificaciones con disipadores de energía, Villareal y Oviedo, 2008

1.3.2.4 Sistemas de disipación pasiva.

Los sistemas de control pasivo de disipación de energía se caracterizan por ser dispositivos mecánicos, que actúan ante la acción sísmica de forma reactiva es decir, que reaccionan al movimiento sísmico de forma inercial, alterando el comportamiento dinámico de la estructura y reduciendo su respuesta estructural, por tal motivo no son controlables como otros sistemas y no necesitan de una fuente de energía para funcionar, por lo que lo hacen de los dispositivos de control más económicos.

Los sistemas de control pasivo principalmente se pueden clasificar en:

- Sistemas pasivos con aislamiento en la base.
- Sistemas inerciales acoplados.
- Sistemas pasivos con disipadores de energía.

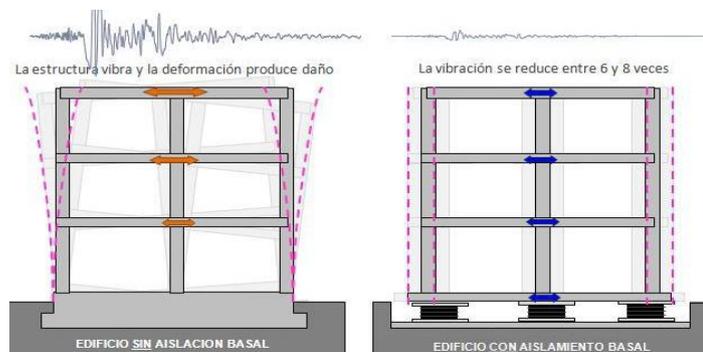
Los sistemas de disipación pasiva son los dispositivos de protección sísmica más utilizados, y es por esta razón que serán objeto de nuestro estudio, ya que entre estos se encuentran los disipadores de energía, los cuales se basan en reducir la respuesta dinámica a base de líquidos viscosos diseñados para disipar la energía por medio del calor.

1.3.2.4.1 Sistemas pasivos con aislamiento base

Como su nombre lo indica este tipo de sistema se fundamenta en lograr un aislamiento entre la estructura y el suelo base, obteniendo de esta manera limitar en gran medida la energía de entrada y reduciendo la respuesta dinámica de la estructura.

Para lograr este aislamiento suelo-estructura se utilizan dispositivos flexibles al movimiento horizontal y rígido al desplazamiento vertical, estos se ubican en la base en específico entre los cimientos. Logrando de esta manera que su período fundamental se alargue, por lo cual parcialmente la estructura queda aislada del movimiento del suelo.

Fig 6: Comportamiento de sistema pasivo con aislamiento base.



FUENTE: Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos, Díaz, 2014

1.3.2.4.2 Sistemas inerciales acoplados

Estos sistemas funcionan introduciendo masas que oscilen a la misma frecuencia que la del edificio al estar sometido a un sismo, pero en sentido contrario, disipando así la fuerza del sismo a través de deformación inelástica y fricción de los aisladores.

Generalmente estos dispositivos trabajan mejor en la parte superior de los edificios, además que ocupan mucho espacio ya que requiere de una gran masa para su instalación, como es el caso del “Tuned Mass Damper”, pero para compensar este problema se dispone de amortiguadores de líquido sintonizado, que son tanques que utilizan agua para ser usados como masas pendulares de tal manera que en un sismo este líquido fluya en correspondencia con la oscilación del edificio, pero en su trayectoria serán detenidos por deflectores llamados baffles, que de este modo disiparan la energía.

Fig 7: Edificio “One Rincon Hill” en San Francisco con amortiguamiento de líquido sintonizado.



FUENTE: Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos, Díaz, 2014

1.3.2.4.3 Sistemas pasivos con disipadores de energía

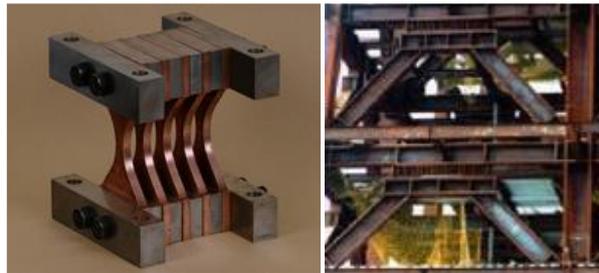
La principal característica de estos disipadores es que dependiendo del tipo disipan una gran cantidad de energía por medio de distintos comportamientos, como son la fricción entre superficies, plasticidad entre metales dúctiles, deformaciones de polímeros o la pérdida de energía través de fluidos viscoso, evitando de una manera muy eficiente que la estructura sea sobre exigida.

La cantidad y tipos de disipadores que existen obligan a clasificarlos de muchas maneras, siendo una de las más comunes la clasificación proporcionada por el ASCE 7-10 que en su capítulo 8 propone una clasificación según su comportamiento.

En disipadores Históricos, Viscosos y Viscoelásticos.

- **Disipadores Históricos.-** Estos dependen del desplazamiento para disipar la energía a través de la plastificación de metales deformados dentro del rango inelástico, también existen los que utilizan el rozamiento y el deslizamiento entre superficies. Entre los más empleados tenemos los siguientes:
 - Disipador ADAS. (Added Damping And Stiffness)
 - Este sistema consiste en un conjunto de placas paralelas de forma ahusada de modo que la fluencia sea uniforme en la altura.

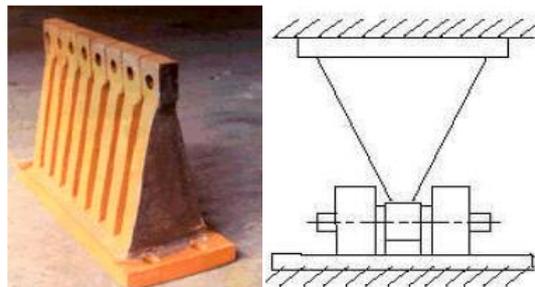
Fig 8: Disipador metálico ADAS.



FUENTE: Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos, Díaz, 2014

- Disipador TADAS (Triangular-plate Added Damping and Stiffness).
 - Conjunto de placas triangulares dispuestas a flexión fuera de su plano.

Fig 9: Disipador metálico ADAS.



FUENTE: Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones, Oviedo - Pilar, 2006

- Dispositivo de fricción por golillas.
 - En este caso la disipación se logra por la fricción producto del giro relativo entre placas metálicas.

Fig 10: Dispositivo de fricción por golillas.



FUENTE: <http://www.sigweb.cl/biblioteca/DisipacionEnergia.pdf>, 05/2016.

- **Disipadores solidos viscoelásticos.-** Estos disipadores de energía viscoelásticos se colocan entre dos columnas adyacentes desde el piso inferior de la columna al piso superior de la otra columna, en diagonal.

En su Tesis Jiménez (2007) define:

Los disipadores de energía viscoelásticos tienen una configuración general constituida por placas metálicas unidas por medio de un material viscoelástico, después de un proceso de vulcanización, dispuestas en geometrías distintas pero que todas ellas hacen que el material trabaje conjuntamente para resistir esfuerzos de corte presentando ciclos histéricos característicamente elípticos, su acción disipativa se basa en el aumento del amortiguamiento estructural. (p.2)

También se incrementa la rigidez de la estructura pero lo fundamental es aumentar el amortiguamiento.

A nivel mundial, existen varios diseños de estos disipadores siendo uno de los más usados los de caucho, que tienen un excelente desempeño y resistencia a cambios de temperatura.

En el país, el Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejército en el 2006, han desarrollado 2 disipadores viscoelásticos, el primero se trata de un disipador diagonal viscoelástico desarrollado para reforzar pequeñas edificaciones, y el segundo es el denominado muro viscoelástico.

El CEINCI – ESPE, describe a los disipadores de la siguiente manera:

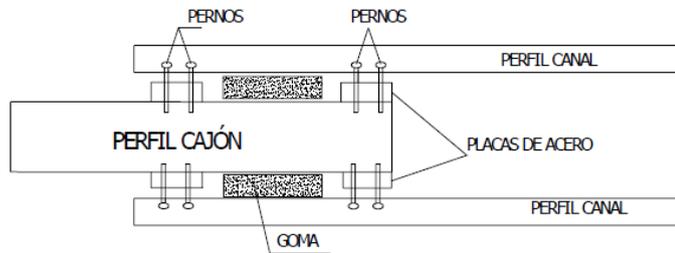
El disipador diagonal está compuesto por un perfil tubular de lámina delgada doblado en frío, en su parte central, rodeando al perfil cajón se tiene la goma y tapando la goma se tiene un perfil canal “U” en cada cara, para una mayor fijeza en los extremos se coloca una placa de acero debidamente empernada y entre la placa y la goma existe una distancia para permitir las deformaciones por corte de la goma. La goma está vulcanizada a los perfiles de lámina delgada, de tal manera que ante movimientos sísmicos no se desprenda.

El perfil de acero debe ser diseñado para que ante la acción de un sismo severo trabaje en el rango elástico, de esta manera se garantiza que la goma va a disipar energía en forma viscoelástica. Los ciclos de histéresis que se obtuvieron en laboratorio son regulares, no se tuvo degradación de resistencia. Aguiar (2008).

El muro viscoelástico está compuesto por una plancha de acero central, la misma que va unida a las vigas superior e inferior de un piso, en forma apernada.

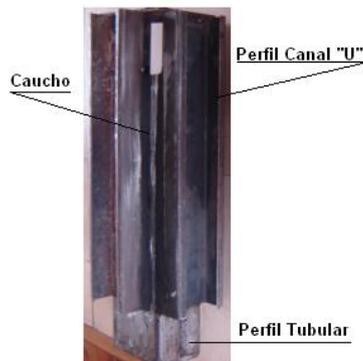
A los dos lados de la plancha de acero se tiene goma y recubriendo a la goma se tiene otras planchas de acero. De igual manera trabaja a corte la goma y es la que disipa energía. Aguiar (2008).

Fig 11: Vista longitudinal de disipador de energía viscoelástico.



FUENTE: Disipadores viscoelástico desarrollados en el CEINCE - ESPE.

Fig 12: Vista transversal de disipador de energía viscoelástico.



FUENTE: Disipadores viscoelástico desarrollados en el CEINCE-ESPE.

- **Disipadores Viscosos.-** Esta tecnología fue desarrollada principalmente para la industria militar cuya característica principal de estos disipadores es la de generar amortiguamiento a base de la respuesta elástica de un líquido viscoso, entre los fluidos viscosos más utilizados están las siliconas y aceites, que han sido usados con grandes resultados.

Fig 13: Disipador viscoso de energía marca Taylor.



FUENTE: <http://www.taylordevices.com/>, 2015.

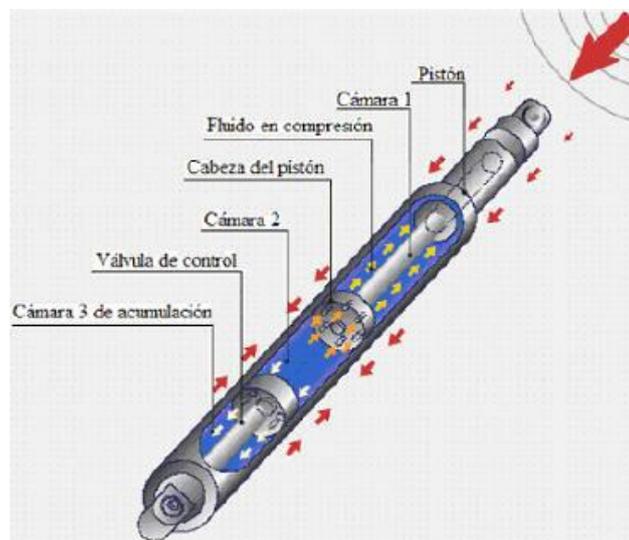
La función más relevante del fluido viscoso es la de absorber través del rozamiento con el fluido una cantidad de porción de energía externa que produce el sismo, para esto se han desarrollado diferentes modelos de disipadores viscosos que utilizan la función disipativa del fluido de diferentes maneras.

Uno de los disipadores de fluidos viscosos de mayor uso es el dispositivo compuesto por un pistón inmerso en un fluido viscoelástico. Al generarse un desplazamiento interno del pistón, el fluido es forzado a pasar por un grupo de pequeños orificios, lo que da como resultado disipación de energía (Oviedo & Duque, 2006).

Un amortiguador de fluido viscoso disipa la energía empujando el líquido a través de un orificio, produciendo una presión de amortiguamiento que crea una fuerza, la cual no aumenta significativamente las cargas sísmicas para un grado comparable de la deformación estructural. (Burgos, 2014)

- **Funcionamiento de un Disipador Viscoso.**- En su gran mayoría son fabricados de acero inoxidable, cuya acción de disipación es otorgada por el paso del fluido viscoso (generalmente aceite), den una cámara a otra por la acción de una cabeza de un pistón que por la acción de la fuerza sísmica, es introducido dentro de un cilindro formando presión entre estos, originando la fuerza de amortiguamiento.

Fig 14: Funcionamiento del disipador viscoso de energía.

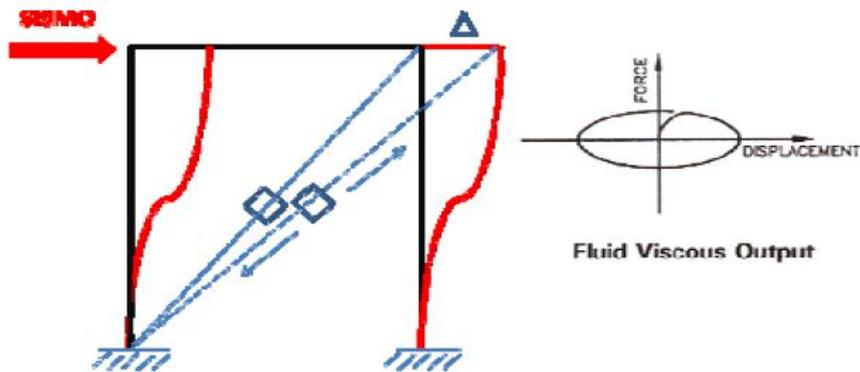


FUENTE: Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos, (2014).

Cuando la edificación alcanza su máxima deflexión y por tanto su máxima fuerza lateral, en ese momento la fuerza en el disipador viscoso es mínima, a esto se le llama comportamiento fuera de base (Burgos, 2014).

Sin embargo; este comportamiento no sucede con otros tipos de disipadores:

Fig 15: Comportamiento fuera de base de un disipador viscoso.



FUENTE: CDV Representaciones.

- **Formas de Instalación.-** Los disipadores viscosos se pueden instalar como miembros en forma de diagonales de varias disposiciones como:

En su Tesis Díaz (2014) define las siguientes formas de instalación:

- **DISPOSICIÓN CHEVRON:**

La eficiencia que se logra con esta configuración es del 100%, esto debido a que en esta posición, los disipadores absorben las fuerzas horizontales directamente, es decir, que se emplea toda la capacidad de estos para controlar los movimientos laterales producidos por la excitación sísmica. (Díaz, p.42)

Fig 16: Disposición Chevron en obra.



FUENTE: Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos, 2014).

○ DISPOSICIÓN DIAGONAL.

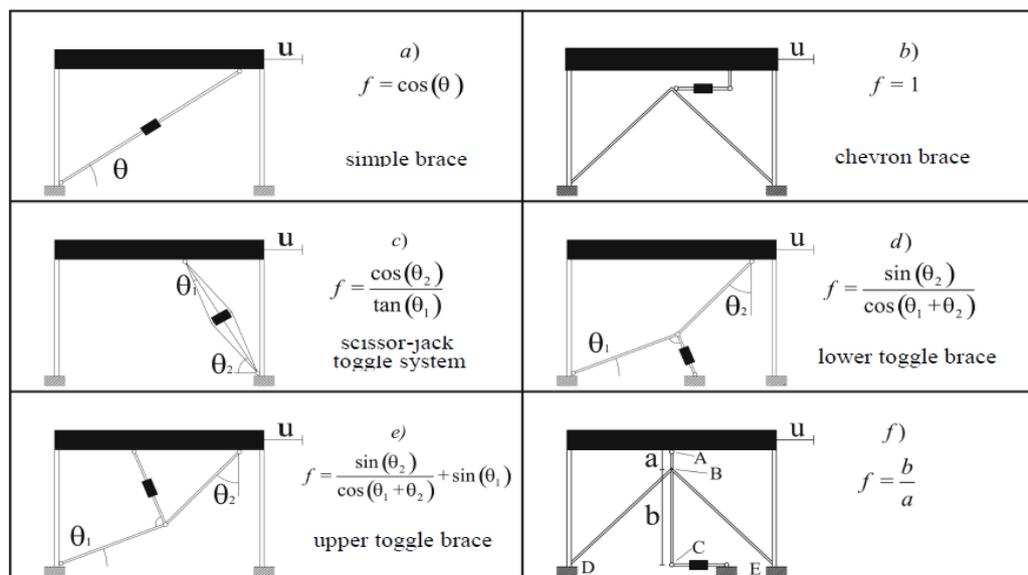
En esta disposición el disipador viscoso se orienta en el ángulo diagonal del pórtico en el cual será ubicado. El arreglo diagonal tiene menor eficiencia que el Chevron, ya que en este caso solo la componente horizontal participa en la absorción de fuerzas horizontales, no se requiere de ningún refuerzo adicional en ningún elemento del pórtico, siendo así la disposición más económica, pues solo requiere de extensores (brazos metálicos) para la instalación de los disipadores. Este tipo de arreglo puede ser diseñado e instalado tanto para nuevas estructuras como para las ya existentes que requieran de reforzamiento, siendo así muy efectivo para fines de rehabilitación. (Díaz, p.43)

Fig 17: Disposición diagonal en obra.



FUENTE: Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos, (2014).

Fig 18: Diferentes configuraciones que se emplean para disipadores viscosos.



FUENTE: Passive control of linear structures equipped with nonlinear viscous dampers and amplification mechanisms -M. Di Paola, G. Navarra.

- **Fabricantes.-** A nivel mundial se han desarrollado una variada gama de dispositivos y cada uno aporta algo diferente, en cuanto a diseño, tecnología, funcionamiento, entre otras características, lo que hace muy complicado elegir el dispositivo más acorde a cada caso.

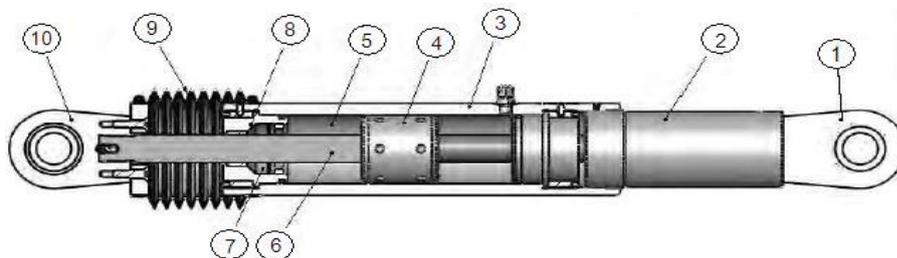
Actualmente en el mundo los fabricantes con más experiencia en la distribución y fabricación de estos dispositivos son Kajima Corporation de Japón y Taylor Devices Incorporation de Estados Unidos, que producen dispositivos para disipar energía mediante el flujo forzado de un fluido (ya sea aceite o silicona).

Hasta la fecha más de 240 estructuras están empleando estos amortiguadores viscosos marca Taylor Devices Inc., para obtener un mejor comportamiento estructural ante excitaciones sísmicas o de viento. (Díaz, p.26)

Como respuesta a este problema algunos países desarrollados han planteado distintos manuales para el diseño y construcción de estructuras con control pasivo, los cuales tratan de resumir y ordenar las distintas tipologías de dispositivos más utilizadas. Un ejemplo de estos manuales es el “Manual for Design and Construction of Passively-Controlled Buildings” realizado por la Sociedad Japonesa de Aislación Sísmica (JSSI) (Kasai et al., 2004).

- **Componentes de los disipadores viscosos.-** En su Tesis Díaz (2014) expone:

Fig 19: Componentes de un disipador viscoso Taylor.



FUENTE: Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos, 2014).

- 1.- Horquilla final.- con tratamiento térmico de aleaciones de acero.
- 2.- Extender.- acero al carbono forjado en aluminio con protección a la corrosión.
- 3.- Cilindro con tratamiento térmico de aleaciones de acero, protegido a la corrosión a través de placas y/o pintura.
- 4.- Cabeza del pistón de acero sólido o de bronce.
- 5.- Fluido viscoso, silicona incompresible.
- 6.- Vástago de acero inoxidable.
- 7.- Sellos / rodamientos de sello, juntas dinámicas
- 8.- Tapa con tratamiento térmico de aleaciones de acero.
- 9.- Fuelle, nylon reforzado de inicio de neopreno.
- 10.- Cojinete esférico forjado con acero de calidad aeronáutica. Díaz (p. 31)

1.4 ESTRUCTURA CON DISIPADORES DE ENERGÍA Y VENTAJAS CON ESTRUCTURA TRADICIONAL.

La principal diferencia de las edificaciones con disipadores, es que estos reducen la deformación y los esfuerzos producidos por el sismo, para esto utilizan el aumento del amortiguamiento estructural. Como resultado los dispositivos disipadores colocados en la estructura llegan a disipar hasta un 50% de los esfuerzos, en comparación con los correspondientes a la estructura sin disipadores, con esto logra minimizar los daños estructurales en presencia de un sismo.

1.4.1 NO-LINEALIDADES DEL DISPOSITIVO DE DISIPACIÓN.

En su libro Villareal (2008) dice que:

Una estructura tradicional se comporta linealmente o no linealmente (debido a la fluencia) bajo una condición de carga dada, una estructura con disipadores generalmente exhibe comportamiento no-lineal porque la dinámica del disipador generalmente es no-lineal en velocidades y desplazamientos locales. Esto complica los procedimientos del análisis estructural. A pesar de que un riguroso análisis tiempo-historia no-lineal sea realizado, es necesario verificar el diseño final, con suficiente aproximación, siendo necesarios para el diseño preliminar los métodos simples aproximados del análisis estructural. (p. 44)

1.4.2 VENTAJAS TÉCNICAS.

- La seguridad estructural generalmente se aumenta entre un 50 y un 100% más que un edificio convencional.
- Se evita la paralización de actividades post-sismo, importante en edificaciones esenciales.
- Se pueden utilizar tanto en edificios como en equipos industriales para el control de vibraciones.
- Reducen los desplazamientos y esfuerzos máximos de la estructura.
- Disipan entre un 20% y 40% la energía sísmica, dependiendo del diseño y tipo de disipador utilizado.

- Ideales para aplicaciones en edificios nuevos, pero además son muy recomendable para reforzamientos de estructuras ya construidas.
- No necesitan de mucho espacio para su instalación y pueden ser fácilmente encubiertos visualmente en la edificación.

1.4.3 VENTAJAS FUNCIONALES.

- Son estéticos y a la vista dan más confiabilidad.
- Fácil montaje e instalación.
- Retornan a su posición inicial luego de un fuerte sismo.

1.4.4 VENTAJAS ECONÓMICAS.

- No requieren mantenimiento.
- Permiten reducir las dimensiones de columnas y vigas, además se reduce el volumen de concreto y acero, con menores espesores de placas,
- Disminuyen daños en equipamiento y elementos no estructurales.
- No requieren reemplazo, salvo excepciones muy puntuales.

2 CAPITULO: APLICACIÓN DE DISEÑO DE DISIPADORES DE ENERGÍA EN ESTRUCTURA DE QUIRÓFANOS DEL HOSPITAL “JOSÉ CARRASCO ARTEAGA” DE LA CIUDAD DE CUENCA.

Según la norma ecuatoriana, el diseño sísmico de edificios con sistemas de disipación pasiva de energía, tales como los amortiguadores sísmicos, utilizará como requerimientos mínimos las especificaciones del Capítulo 15 del BSSC (2004) "NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures" (FEMA 450).

Es por tal motivo que para esta tesis se han tomado varias normas y códigos que fueron utilizados para el diseño sísmico de la edificación, y además el diseño de los disipadores viscosos de energía.

- NEC-SE-CG (2015): Cargas y Materiales – Norma Ecuatoriana de la Construcción – Cargas (No Sísmicas)
- NEC-SE-HM (2015): Hormigón - Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de Hormigón Armado.
- NEC-SE-DS (2015): Cargas Sísmicas – Norma Ecuatoriana de la Construcción – Diseño Sismo Resistente.
- Norma ACI318-14 para diseño de elementos de hormigón armado.

2.1 REGISTRO SÍSMICO.

Para este análisis se ha tomado un registro sísmico del último terremoto que sufrió el Ecuador, para analizar el comportamiento dinámico de la estructura en el programa SAP 2000, utilizando el análisis no lineal paso a paso en el tiempo, o también conocido como análisis tiempo-historia.

Según el CSI Analysis Reference Manual (p. 407) y usado anteriormente por Villarreal & Oviedo (2008), el análisis no lineal que se utiliza para modelar los disipadores viscoelásticos es el Análisis No Lineal Modal Tiempo-Historia (FNA), que es una extensión del Fast Non Linear Analysis (FNA) que fue desarrollado por Wilson (Ibrahimbegovic and Wilson, 1989; Wilson, 1993). El método es extremadamente eficiente y es diseñado para ser usado principalmente para sistemas estructurales que son linealmente elásticos, pero que tienen un número limitado de elementos no lineales predefinidos. Para el método FNA, toda la no linealidad es impuesta por los disipadores. (Lama, 2013)

La NEC-SE-DS (2015) dice que el espectro de diseño debe referirse a un terremoto con un periodo de retorno de 475 años, mientras que el espectro máximo considerado se refiere a un periodo de retorno de 2500 años.

Para el análisis Paso a Paso en el Tiempo de la estructura con disipadores se va a utilizar el registro sísmico del acelerógrafo ubicado en la Universidad de Cuenca, correspondiente al evento sísmico ocurrido el 16/Abril/2016 a las 18:58:37, con una magnitud de 7.8 (Mw) y a una profundidad de 19.2 km, cabe recalcar que este acelerógrafo está ubicado en un suelo tipo B que corresponde al mismo tipo de suelo de la estructura en análisis.

El siguiente acelerograma ha sido proporcionado por la Red Sísmica del Austro (RSA), este documento contiene los datos del acelerogramas en tres aceleraciones, que son Aceleración Vertical, Aceleración Este-Oeste y Aceleración Norte-Sur, además consta de 37400 pasos con un intervalo de tiempo de 0.005 seg, que dan una duración total de 186.995 seg.

Este registro sísmico da una buena aproximación esperada en la ciudad de Cuenca, por ser tomada en un suelo tipo B, pero para considerar la situación más crítica la norma NEC establece que el registro debe ser escalado a la aceleración máxima esperada en la ciudad de Cuenca, que es igual a:

$$Sa = Z * Fa$$

Ec. (9)

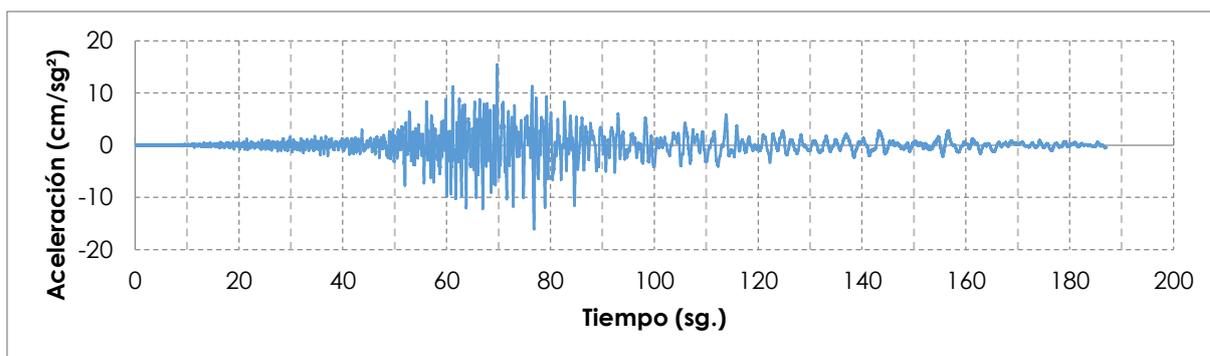
$$Sa = 0.25 * 1$$

$$Sa = 0.25 g$$

Como se puede apreciar, se debe escalar el registro a una aceleración máxima de 0.25 g, cabe recalcar que los valores de Z y Fa están establecidas en las Tablas 2 y 3 respectivamente.

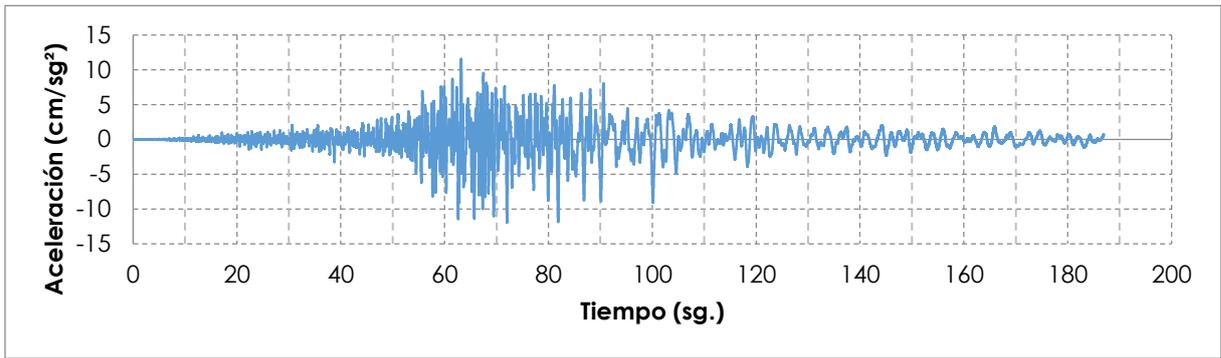
A continuación se muestra los registros en sus 2 direcciones con y sin escalar.

Fig 20: Registro sísmico acelerográfico longitudinal del 16/04/16 (Sin escalar) – Estación Universidad de Cuenca.



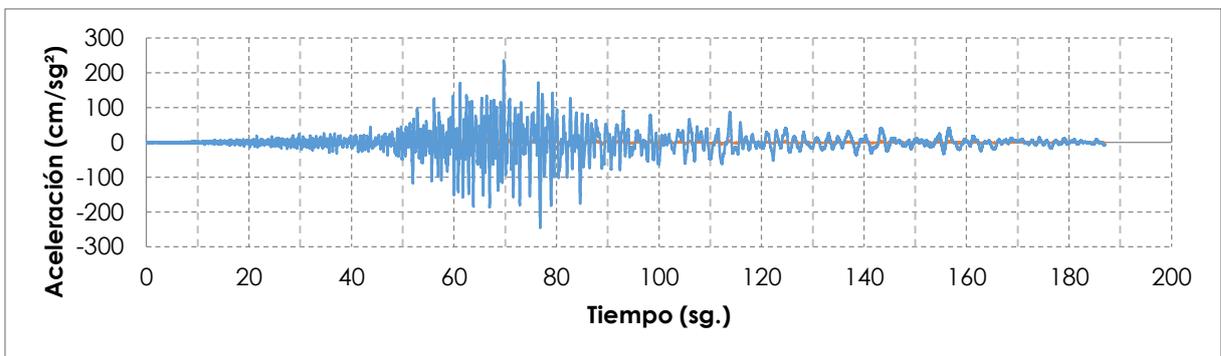
FUENTE: Red Sísmica del Austro (RSA).

Fig 21: Registro sísmico acelerográfico transversal del 16/04/16 (Sin escalar) – Estación Universidad de Cuenca



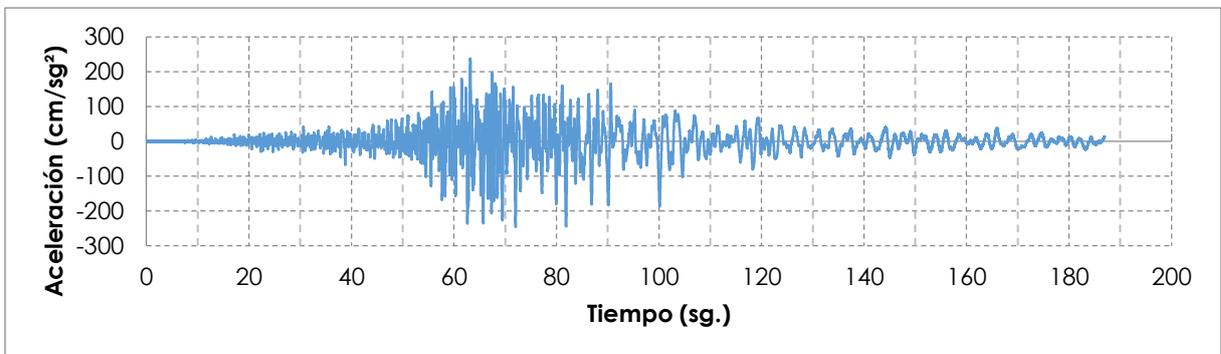
FUENTE: Red Sísmica del Austro (RSA).

Fig 22: Registro sísmico acelerográfico longitudinal del 16/04/16 (Escala 0.25g) – Estación Universidad de Cuenca



FUENTE: Red Sísmica del Austro (RSA).

Fig 23: Registro sísmico acelerográfico transversal del 16/04/16 (Escala 0.25g) – Estación Universidad de Cuenca



FUENTE: Red Sísmica del Austro (RSA).

Cabe mencionar que los acelerogramas proporcionados por la RSA ya habían sido corregidos y filtrados de tal manera que estaban listos para su utilización.

Para la aplicación del espectro en el análisis tiempo historia para disipadores viscosos, se recomienda escalarlos a una aceleración de 0.6g, por motivos de que estos dispositivos deben trabajar en presencia de sismo de gran magnitud, en este caso solo utilizaremos la escala 0.25g que es la de la zona en estudio.

2.2 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA CON EL PROGRAMA SAP2000.

Como principal objetivo de la modelación de la estructura, es verificar que la edificación cumpla con los parámetros de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para su posterior reforzamiento con disipadores viscosos de energía.

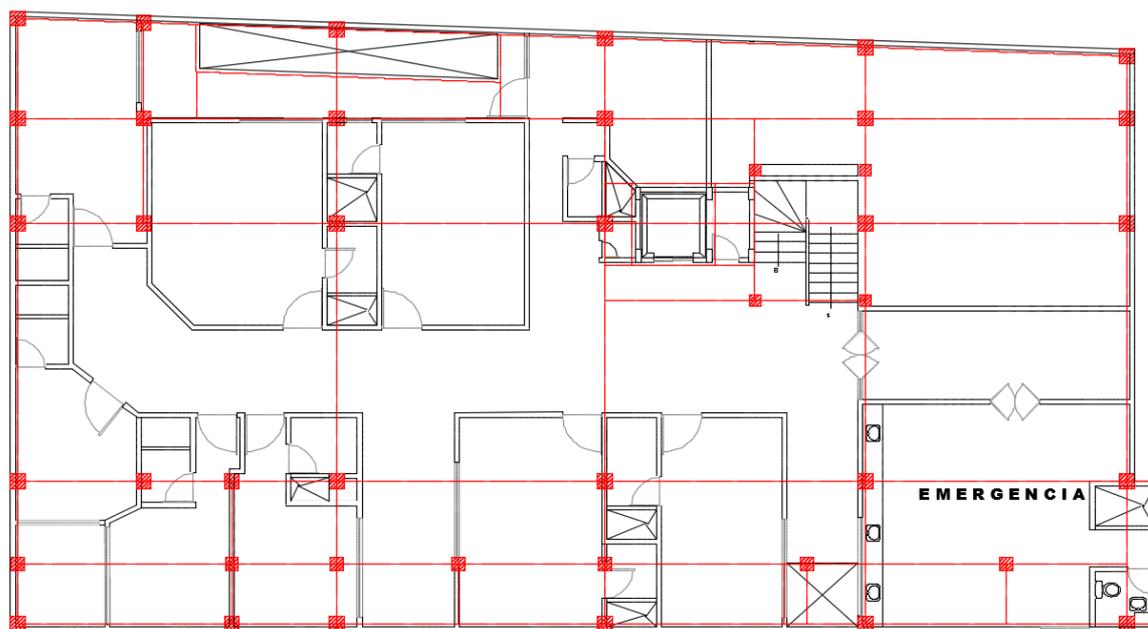
2.2.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

La edificación en estudio es el hospital del IESS “JOSÉ CARRASCO ARTEAGA” de la ciudad de Cuenca, que consta de 3 pisos y por ser un hospital se tomara en cuenta el aspecto de ser una edificación esencial.

A continuación se muestran la distribución de cada uno de los pisos tomados de los planos arquitectónicos.

- **PRIMER PISO.**

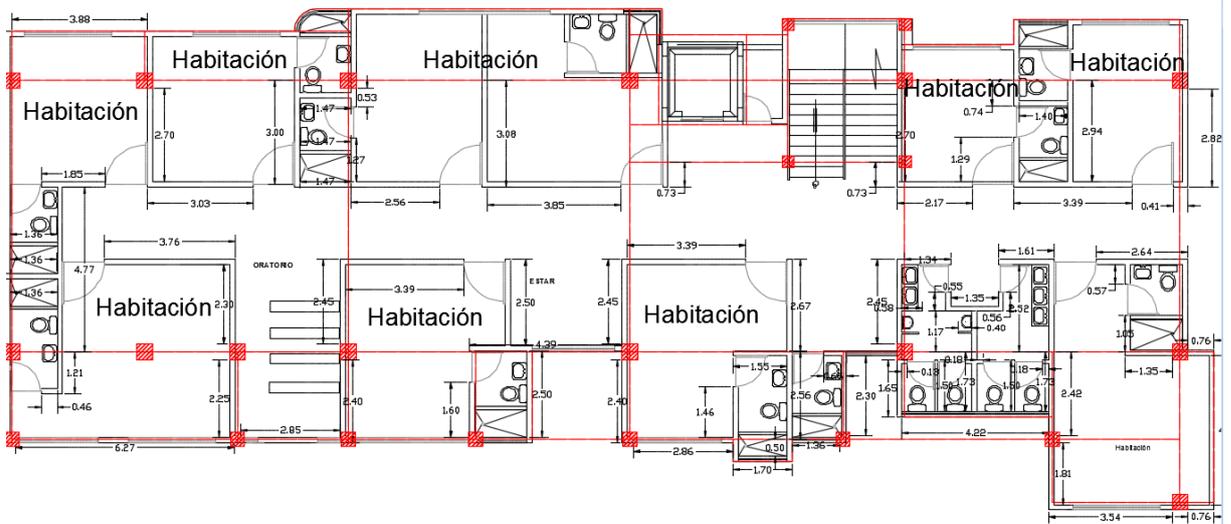
Fig 24: Distribución en planta del primer piso del hospital del IESS



FUENTE: Planos Arquitectónicos

- Características del primer piso:
 - Altura del piso: 4 metros
 - Lado de planta: 34.43 metros
 - Base de planta: 18.45 metros
 - Uso proyectado: Quirófanos, Sala de emergencia

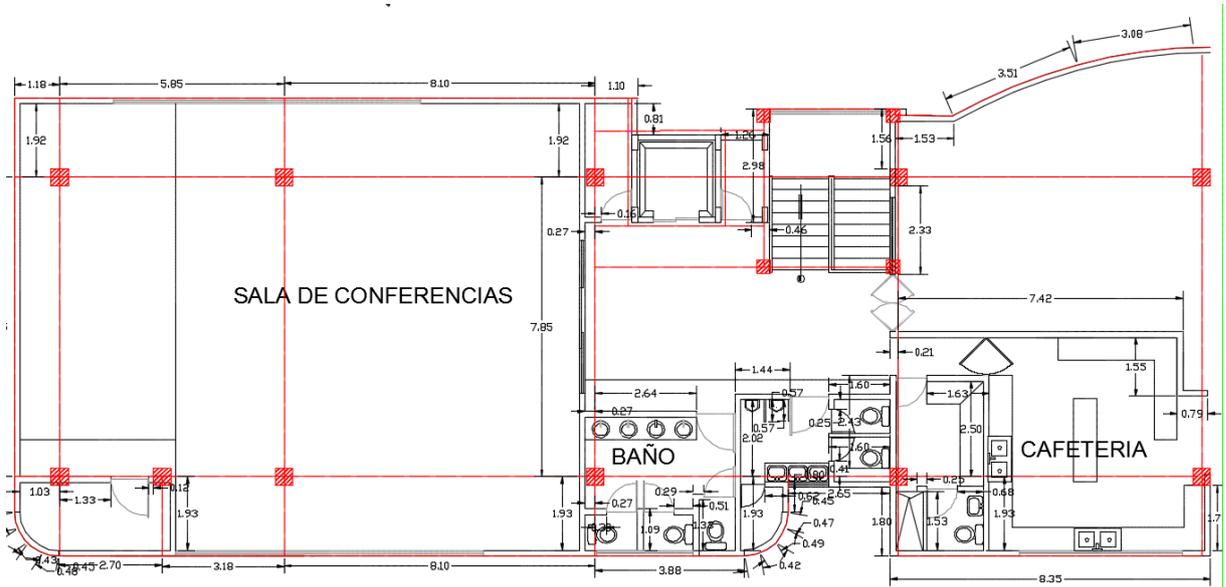
Fig 25: Distribución en planta del segundo piso del hospital del IESS.



FUENTE: Planos Arquitectónicos

- Características del segundo piso:
 - Altura del piso: 3.70 metros
 - Lado de planta: 34.43 metros
 - Base de planta: 12.28 metros
 - Uso proyectado: Habitaciones.

Fig 26: Distribución en planta del segundo piso del hospital del IESS.



FUENTE: Planos Arquitectónicos

- Características del segundo piso:
 - Altura del piso: 3.70 metros
 - Lado de planta: 30.75 metros
 - Base de planta: 11.65 metros
 - Uso proyectado: Sala de conferencia, Cafetería.

2.2.2 DEFINICIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.

El modelamiento se lo realizara en dos pórticos de la zona de quirófanos del hospital del IESS “JOSÉ CARRASCO ARTEAGA” de la ciudad de Cuenca, ubicada en la Avenida Huayna Cápac, entre las calles La Republica y Juan José Flores.

Fig 27: Fotografía satelital del hospital del IESS “JOSÉ CARRASCO ARTEAGA”



FUENTE: <https://maps.google.com> (Al día 14 enero 2016)

- **Coordenadas WGS84:**

COORDENADAS X: 722724

COORDENADAS Y: 9679342

- **Tipo de Suelo:** Suelo tipo B, correspondiente a la zona.
- Edificación de Hormigón Armado.
- Losas Alivianadas con casetones de 60*60 y Bloques de 40*40, 20*20.

La información aquí presentada es obtenida a base de los planos arquitectónicos, para su posterior análisis estructural y pre dimensionamiento de vigas, columnas, para que soporten las cargas y respeten las normas NEC 2015.

2.2.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

TABLA 13: *Propiedades de los materiales.*

f' c columnas =	240	kg/cm2
f' c vigas =	210	kg/cm2
f' y =	4200	kg/cm2
β =	0.85	
Peso Específico Hormigón =	2400	kg/m3
Peso Específico Bloque =	800	kg/m3

FUENTE: Autoría propia.

TABLA 14: Propiedades de la mampostería de ladrillo

MAMPOSTERÍA		
h=	4.2	m
e=	0.15	m
Peso Específico Ladrillo	1800	kg/m ³

FUENTE: Autoría propia.

2.2.4 PRE DIMENSIONAMIENTO.

Para los respectivos pre dimensionamientos se tomó como referencia el Código ACI 318-14.

2.2.4.1 Pre dimensionamiento de losas.

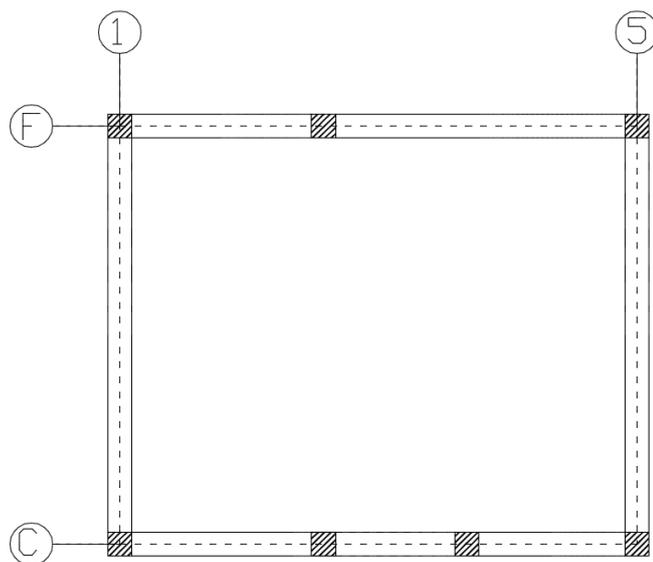
En primer lugar para el respectivo pre dimensionamiento se debe tomar en cuenta si la losa en estudio trabaja como unidireccional o bidireccional para lo cual se establece la relación:

$$Si \frac{Long. Mayor}{Long. Menor} > 2 = \text{Losa Unidireccional} \quad Ec. (10)$$

$$Si \frac{Long. Mayor}{Long. Menor} \leq 2 = \text{Losa Bidireccional} \quad Ec. (11)$$

Cabe recalcar que para el cálculo para el pre dimensionamiento de losas se tomó como referencia al tablero más crítico, siendo este, el tablero que se muestra en la figura N.- 28, además se aclara que los cálculos se elaboraron en Excel por lo que a continuación se presentan tablas con los respectivos cálculos realizados.

Fig 28: Propiedades de la mampostería de ladrillo



FUENTE: Autoría propia, planos estructurales.

TABLA 15: *Propiedades de la mampostería de ladrillo.*

TABLERO MAYOR		
L MAYOR	9.65	m
L menor	7.85	m
In Mayor	9.2	m
In menor	7.4	m
L MAYOR/L Menor	1.23	< 2

LOSA BIDIRECCIONAL

FUENTE: Autoría propia.

Se puede apreciar que se trata de una losa Bidireccional, por lo que tomaron este dato para calcular su altura de pre diseño con la siguiente formula:

$$h = \frac{Ln(800 + 0.071 * fy)}{36000} \quad \text{Ec. (12)}$$

$$h = \frac{920 * (800 + 0.071 * 4200)}{36000}$$

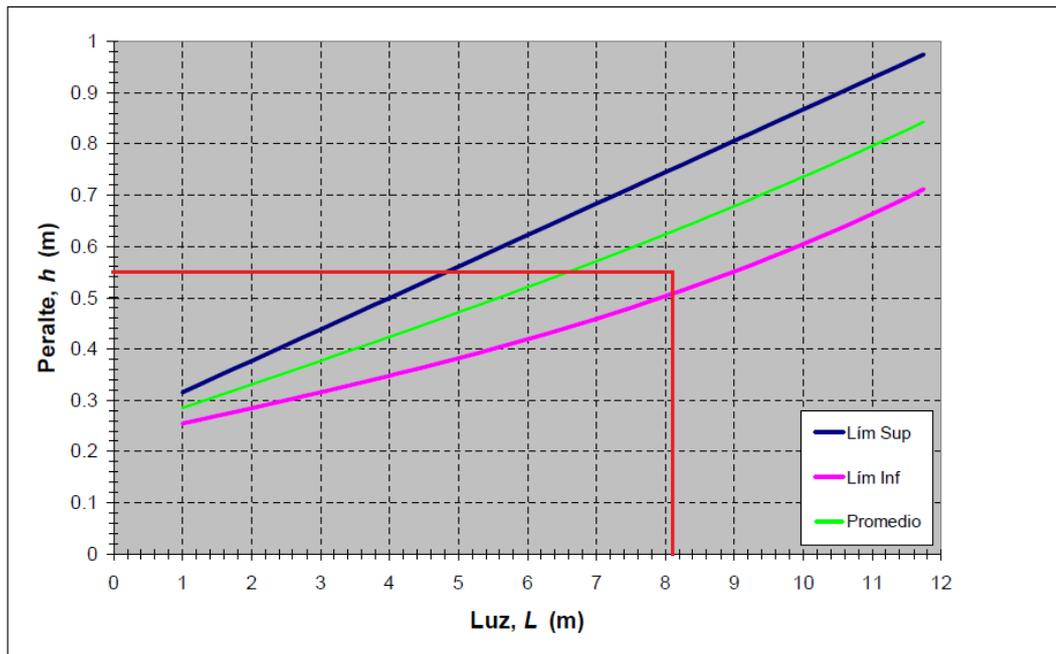
$$h = 28.07 \approx 35\text{cm}$$

Como se puede apreciar nos da una h=28.07cm, que por razones constructivas y de diseño se aumenta a una h=35cm, siendo esta la altura que asumiremos.

2.2.4.2 Pre dimensionamiento de vigas.

Para el pre dimensionamiento de vigas se tomó en cuenta los gráficos proporcionados por la siguiente tabla:

Fig 29: *Grafica para pre dimensionamiento de vigas de hormigón.*



FUENTE: Argimiro Castillo Gandica

De la siguiente gráfica se puede obtener una aproximación del pre dimensionamiento de vigas, para su utilización se necesita la luz de la viga para que corte con una de las curvas que representan los limites superior e inferior, además de una promedio, tomando de esta el valor de la altura, en este caso se tomó la luz máxima de 8.10m obteniendo una $h=55\text{cm}$, a continuación se muestran las dimensiones de las vigas utilizadas en el diseño.

TABLA 16: Dimensiones de pre diseño de vigas.

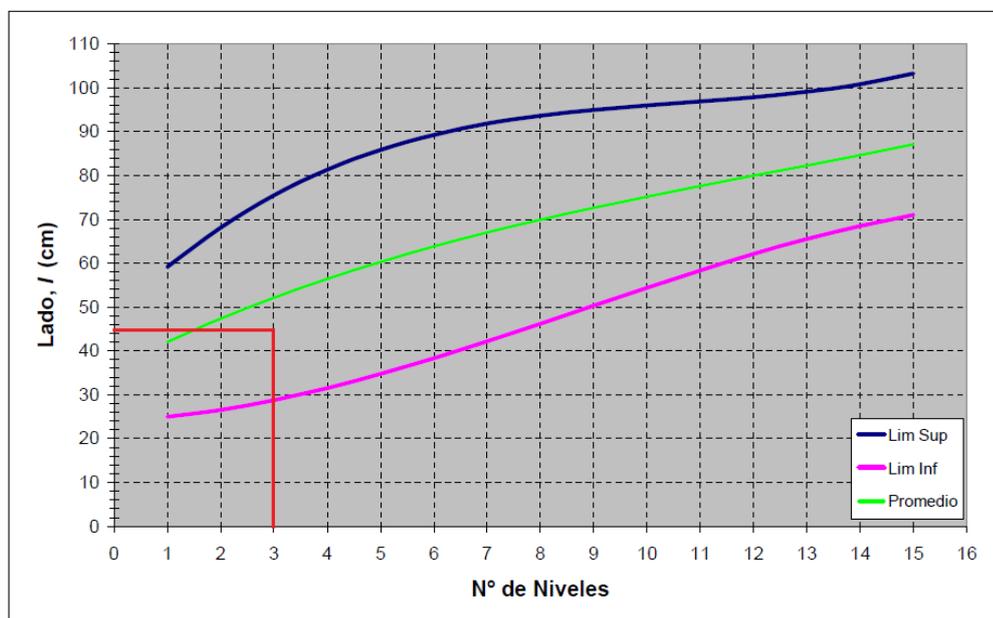
b (cm)	h (cm)
45	55
20	30
35	45
20	35
40	55
35	55

FUENTE: Autoría propia.

2.2.4.3 Pre dimensionamiento de columnas.

Al igual que con las vigas, se tomó como referencia las mismas graficas pero esta vez para pre dimensionamiento de columnas, con la diferencia que se utiliza el número de pisos

Fig 30: Gráfica para pre dimensionamiento de vigas de columnas de hormigón.



FUENTE: Argimiro Castillo Gandica

TABLA 17: Dimensiones de pre diseño de columnas.

COLUMNAS
45x45
40x40
35x35

FUENTE: Autoría propia.

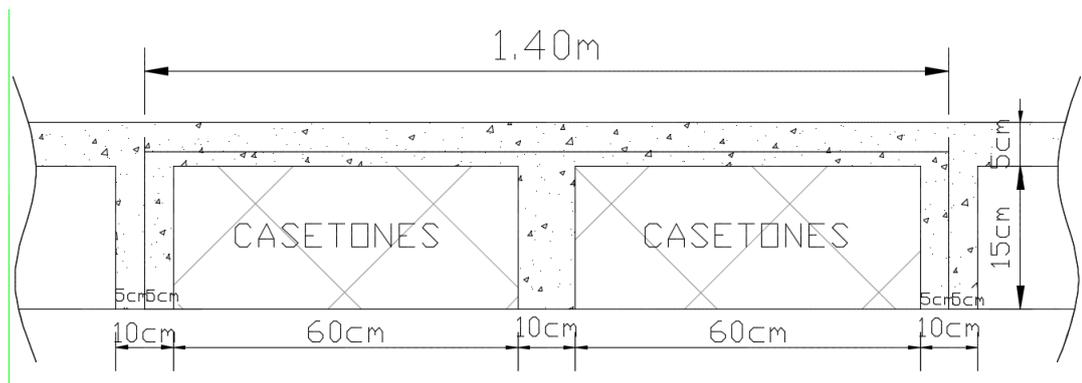
2.2.5 ESTADOS DE CARGA.

2.2.5.1 Cálculo de carga muerta (D).

2.2.5.1.1 Carga muerta de losa.

La carga muerta (D) consta del peso propio de los elementos estructurales, para lo cual se asume el peso de las vigas, columnas y losa, esta última se deben descontar el volumen de los casetones, a continuación se detalla las dimensiones de la losa alivianada.

Fig 31: Gráfica para pre dimensionamiento de vigas de columnas de hormigón.



FUENTE: Autoría propia, planos estructurales.

Para el cálculo de la carga muerta de la losa se debe tomar en cuenta la distribución de los casetones de cada tablero, para lo cual se sigue el siguiente procedimiento que se realizara al tablero de mayor influencia

- **Determinación de casetones por tablero.**

- **Eje x:**

$$L_n = 9.65 - 0.45$$

$$L_n = 9.20\text{m}$$

$$\# \text{ Casetones} = \frac{9.20}{(0.6 + 0.1)} = 13.14$$

Casetones = 13 Casetones y 12 Nervios

- **Eje y:**

$$L_n = 7.85 - 0.45$$

$$L_n = 7.40\text{m}$$

$$\# \text{ Casetones} = \frac{7.40}{(0.6 + 0.1)} = 10.57$$

Casetones = 10 Casetones y 9 Nervios

- **Volumen total de losa.**

$$VL = 9.20 * 7.40 * 0.35$$

$$VL = 23.83 \text{ m}^3$$

- **Volumen de casetones.**

$$VC = 0.6 * 0.6 * (0.35-0.05) * (13 * 10)$$

$$VC = 14.04 \text{ m}^3$$

- **Peso del hormigón en tablero.**

$$VT = \frac{(VL - VC) * 2400}{\text{Area Tablero}}$$

$$VT = \frac{(23.83 - 14.04) * 2400}{68.08} = 345.05 \text{ kg/m}^2$$

- **Peso de los bloques.**

El peso de los bloques se incluye cuando por motivos constructivos se utilizan bloques, para llenar los vacíos que deja el casetón por sus dimensiones, para esto se toma en cuenta que el peso específico del bloque es de 800kg/m³, además solo se utilizaron bloques de 40*20 y 20*20

- **Peso de mampostería.**

La mampostería utilizada es de ladrillo y se utiliza el volumen de las paredes, a continuación se muestran las características de la mampostería.

TABLA 18: Características de la mampostería.

h=	4.2	m
espesor pared=	0.15	m
Peso Específico Ladrillo	1800	kg/m ³

FUENTE: Autoría propia.

Por último se suman todos los pesos obtenidos, además de otras cargas que se detallan a continuación:

TABLA 19: Pesos muertos adicionales.

Peso Malla Electro-soldada R-84	1.72	kg/m ²
Peso Rasante y Piso	88	kg/m ²
Peso Instalaciones Eléctricas e Hidrosanitarias	10	kg/m ²
Peso Cielo Raso	20	kg/m ²

FUENTE: Autoría propia.

A continuación se muestra una tabla que resume el cálculo de las cargas muertas para cada tablero y piso.

TABLA 20: Tabla de resumen de cargas muertas en losa de primer piso.

TABLERO	Ln _x	Ln _y	volumen de losa	Peso del H ^o (kg/m ²)	Peso del bloque (kg/m ²)	PESO DE MAMPOSTERÍA DE LADRILLO (kg/m ²)	D (MUERTA) (kg/m ²)	W D LOSA (kg)	
I	3.35	2.47	2.97	317.87	51.99	1124.05	1613.63	13707.02	
II	1.28	2.47	1.11	441.42	51.33	485.10	1097.56	3489.43	
III	3.92	0.95	1.43	389.10	44.62	1120.74	1674.18	6843.70	
IV	4.64	0.78	1.31	400.14	30.87	1437.20	1987.93	7419.22	
V	2.82	1.99	2.01	137.79	98.64	847.26	1203.41	6909.83	
VI	7.45	1.72	4.85	326.16	40.22	806.02	1292.12	17888.12	
VII	7.45	1.45	4.19	371.32	12.02	844.17	1347.23	16143.12	
VIII	3.35	2.75	3.22	364.82	45.85	553.92	1084.31	9989.22	
IX	5.40	2.75	5.20	370.67	34.26	890.40	1415.05	21013.48	
X	7.65	2.75	7.36	314.31	10.95	1031.18	1476.16	31054.73	
XI	0.52	2.30	0.41	621.17	72.94	3695.43	4509.27	5341.23	
XII	4.14	1.67	2.41	413.83	79.38	327.38	940.32	6481.71	
XIII	4.14	0.74	1.07	518.20	107.27	0.00	745.19	2267.53	
XIV	0.92	2.30	0.74	470.51	123.16	2414.03	3127.42	6581.65	
XV	2.96	1.18	1.22	477.20	46.72	1090.88	1734.53	6058.35	
XVI	7.45	2.75	7.17	333.94	0.00	152.21	605.87	12412.76	
XVII	9.20	7.40	23.83	345.05	0.00	703.42	1168.19	79530.56	
XVIII	7.65	7.40	19.81	351.61	10.17	416.06	897.56	50810.93	
XIX	7.45	5.05	13.17	365.39	20.41	363.51	869.03	32695.11	
XX	7.45	7.40	19.30	369.84	0.00	477.63	967.18	53320.84	
XXI	6.02	2.11	4.44	328.64	6.82	1035.38	1490.55	18888.45	
XXII	2.73	2.11	2.01	343.85	30.07	424.26	917.90	5274.87	
XXIII	7.65	2.11	5.64	324.92	10.73	547.17	1002.54	16144.19	
XXIV	7.45	2.11	5.49	327.62	5.51	692.74	1145.59	17965.49	
XXV	7.45	2.11	5.49	344.15	0.00	358.66	822.54	12899.21	
XXVI	6.02	1.40	2.94	325.59	6.86	1477.27	1929.43	16203.19	
XXVII	2.73	1.40	1.33	340.89	30.25	812.90	1303.76	4965.17	
XXVIII	7.65	1.40	3.74	321.85	10.79	1248.58	1700.94	18151.99	
XXIX	5.11	1.40	2.49	330.44	0.00	2280.27	2730.43	19444.70	
XXX	7.45	1.40	3.64	341.19	0.00	1343.20	1804.11	18749.67	
XXXI	0.56	3.90	0.76	387.61	150.80	3704.03	4362.16	9441.89	
PESO D TOTAL LOSA PRIMER PISO								548087.38	kg
PESO D TOTAL LOSA PRIMER PISO								548.09	Ton

FUENTE: Autoría propia.

TABLA 21: Tabla de resumen de cargas muertas en losa de segundo piso.

TABLERO	Lnx	Lny	volumen de losa	Peso del Hº (kg/m2)	Peso del bloque (kg/m2)	PESO DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE (kg/m2)	D (MUERTA) kg/m2	W LOSA (kg)	
I	3.35	0.85	1.00	415.21	20.23	1782.24	2337.39	6655.72	
II	5.40	0.85	1.61	425.88	6.27	1564.88	2116.76	9715.92	
III	0.49	0.30	0.15	635.26	68.25	4663.58	5486.81	2315.43	
IV	7.65	1.50	4.02	358.12	10.04	1375.53	1863.41	21382.59	
V	0.52	2.30	0.41	572.55	89.15	2800.07	3581.48	4242.27	
VI	4.15	0.74	1.07	518.98	107.01	379.92	1125.62	3433.43	
VII	0.92	2.30	0.74	470.51	123.16	1632.96	2346.35	4937.89	
VIII	7.45	0.47	2.28	494.48	48.73	2271.05	2933.98	19075.24	
IX	9.20	7.40	23.83	345.05	0.00	549.54	1014.31	69054.29	
X	7.65	7.40	19.81	351.61	10.17	423.88	905.38	51253.73	
XI	7.45	5.05	13.17	365.39	20.41	264.74	770.26	28979.10	
XII	7.45	7.40	19.30	369.84	0.00	625.17	1114.73	61454.86	
XIII	6.02	2.11	4.44	328.64	6.82	992.53	1447.71	18345.48	
XIV	2.73	2.11	2.01	343.85	30.07	912.66	1406.30	8081.52	
XV	3.25	2.11	2.39	346.70	50.59	741.49	1258.51	8596.51	
XVI	1.12	2.11	0.83	400.23	36.65	1703.42	2260.02	5328.22	
XVII	5.70	2.11	4.20	321.08	0.00	1262.50	1703.30	20419.15	
XVIII	3.82	1.46	1.94	373.04	0.00	2339.65	2832.41	15722.24	
XIX	3.24	2.11	2.38	383.24	0.00	553.07	1056.03	7191.21	
XX	3.24	1.42	1.58	380.51	0.00	1184.32	1684.55	7602.10	
XXI	0.56	3.90	0.76	387.61	150.80	2695.38	3353.51	7258.67	
XXII	1.30	0.35	0.16	586.81	84.40	5928.13	6719.06	3057.17	
PESO D TOTAL LOSA SEGUNDO PISO								384102.74	kg
PESO D TOTAL LOSA SEGUNDO PISO								384.10	Ton

FUENTE: Autoría propia.

TABLA 22: Tabla de resumen de cargas muertas en losa del tercer piso.

TABLERO	Lnx	Lny	volumen de losa	Peso del Hº (kg/cm2)	Peso del bloque (kg/cm2)	PESO DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE (kg/cm2)	D (MUERTA) (kg/m2)	W LOSA (kg)	
I	0.60	1.49	0.31	453.42	128.86	3464.09	4166.10	3724.49	
II	5.40	1.49	2.82	367.52	7.16	726.34	1220.74	9822.06	
III	7.65	1.49	3.99	354.88	10.11	878.18	1362.89	15534.95	
IV	0.52	2.30	0.41	621.17	72.94	1745.83	2559.66	3031.92	
V	4.15	0.74	1.07	518.98	107.01	0.00	745.70	2274.59	
VI	0.92	2.30	0.74	470.51	123.16	2231.08	2944.47	6196.63	
VII	7.45	1.04	5.27	369.50	19.13	642.20	1150.55	17324.98	
VIII	0.60	7.40	1.55	450.81	129.73	1766.25	2466.51	10951.31	
IX	5.40	7.40	13.99	364.32	7.21	0.00	491.25	19630.41	
X	7.65	7.40	19.81	351.61	10.17	148.06	629.56	35639.36	
XI	7.45	5.05	13.17	365.39	20.41	435.21	940.73	35392.68	
XII	7.45	7.40	19.30	369.84	0.00	293.92	783.48	43193.14	
XIII	0.60	0.53	0.27	540.78	99.74	4878.23	5638.47	4341.62	
XIV	2.22	1.50	1.17	424.86	34.59	1245.00	1824.18	6074.52	
XV	2.73	1.50	1.43	375.82	28.13	1246.62	1770.29	7249.34	
XVI	7.65	1.50	4.02	358.12	10.04	896.71	1384.58	15888.09	
XVII	3.49	1.50	2.30	374.63	10.24	1793.94	2298.53	15078.38	
XVIII	7.45	1.50	3.91	376.11	0.00	1451.79	1947.62	21764.63	
PESO D TOTAL LOSA TERCER PISO								273113.10	kg
PESO D TOTAL LOSA TERCER PISO								273.11	Ton

FUENTE: Autoría propia.

2.2.5.1.2 Carga muerta de vigas.

Luego del pre dimensionamiento de vigas se pueden obtener el peso propio de todas estas. A continuación se muestra el peso de todas las vigas por piso.

TABLA 23: Tabla de resumen de peso propio de vigas del primer piso.

W VIGA				LONGITUD VIGA	W VIGA (kg)
VIGA	b	h			
EJE X	V-2P-1	0.35	0.55	10.31	4763.22
	V-2P-2	0.35	0.45	3.36	1270.08
	V-2P-3	0.35	0.45	4.59	1735.02
	V-2P-4	0.35	0.55	9.65	4458.30
	V-2P-5	0.2	0.35	4.55	764.40
	V-2P-6	0.35	0.45	3.31	1251.18
	V-2P-7	0.45	0.55	17.75	10543.50
	V-2P-8	0.45	0.55	7.90	4692.60
	V-2P-9	0.2	0.35	4.55	764.40
	V-2P-10	0.45	0.55	4.55	2702.70
	V-2P-11	0.45	0.55	34.43	20451.42
	V-2P-12	0.2	0.35	4.24	712.32
	V-2P-13	0.4	0.55	14.84	7835.52
	V-2P-14	0.4	0.55	6.12	3231.36
	V-2P-15	0.4	0.55	3.66	1932.48
	V-2P-16	0.2	0.3	1.50	216.00
	V-2P-17	0.4	0.55	4.54	2397.12
EJE Y	V-2P-18	0.45	0.55	11.63	6908.22
	V-2P-19	0.45	0.55	1.25	742.50
	V-2P-20	0.45	0.55	2.53	1502.82
	V-2P-21	0.45	0.55	12.28	7294.32
	V-2P-22	0.4	0.55	2.53	1335.84
	V-2P-23	0.4	0.55	2.53	1335.84
	V-2P-24	0.45	0.55	12.05	7157.70
	V-2P-25	0.2	0.35	3.19	535.92
	V-2P-26	0.2	0.3	0.55	79.20
	V-2P-27	0.2	0.35	2.50	420.00
	V-2P-28	0.2	0.3	0.55	79.20
	V-2P-29	0.35	0.45	3.97	1500.66
	V-2P-30	0.4	0.55	2.53	1335.84
	V-2P-31	0.45	0.55	11.25	6682.50
	V-2P-32	0.35	0.45	0.71	268.38
	V-2P-33	0.4	0.55	4.35	2296.80
	V-2P-34	0.45	0.55	13.78	8185.32
	V-2P-35	0.2	0.35	4.35	730.80
				PESO D VIGAS SEGUNDO PISO	118113.48 kg
					118.11 Ton

FUENTE: Autoría propia.

TABLA 24: Tabla de resumen de pesos propios de vigas del segundo piso.

W VIGA				LONGITUD VIGA	W VIGA (kg)
VIGA	b	h			
EJE X	V-2P-1	0.35	0.55	10.31	4763.22
	V-2P-2	0.35	0.45	3.36	1270.08
	V-2P-3	0.35	0.45	4.59	1735.02
	V-2P-4	0.35	0.55	9.65	4458.30
	V-2P-5	0.2	0.35	4.55	764.40
	V-2P-6	0.35	0.45	3.31	1251.18
	V-2P-7	0.45	0.55	17.75	10543.50
	V-2P-8	0.45	0.55	7.90	4692.60
	V-2P-9	0.2	0.35	4.55	764.40
	V-2P-10	0.45	0.55	4.55	2702.70
	V-2P-11	0.45	0.55	34.43	20451.42
	V-2P-12	0.2	0.35	4.24	712.32
	V-2P-13	0.4	0.55	14.84	7835.52
	V-2P-14	0.4	0.55	6.12	3231.36
	V-2P-15	0.4	0.55	3.66	1932.48
	V-2P-16	0.2	0.3	1.50	216.00
	V-2P-17	0.4	0.55	4.54	2397.12
EJE Y	V-2P-18	0.45	0.55	11.63	6908.22
	V-2P-19	0.45	0.55	1.25	742.50
	V-2P-20	0.45	0.55	2.53	1502.82
	V-2P-21	0.45	0.55	12.28	7294.32
	V-2P-22	0.4	0.55	2.53	1335.84
	V-2P-23	0.4	0.55	2.53	1335.84
	V-2P-24	0.45	0.55	12.05	7157.70
	V-2P-25	0.2	0.35	3.19	535.92
	V-2P-26	0.2	0.3	0.55	79.20
	V-2P-27	0.2	0.35	2.50	420.00
	V-2P-28	0.2	0.3	0.55	79.20
	V-2P-29	0.35	0.45	3.97	1500.66
	V-2P-30	0.4	0.55	2.53	1335.84
	V-2P-31	0.45	0.55	11.25	6682.50
	V-2P-32	0.35	0.45	0.71	268.38
	V-2P-33	0.4	0.55	4.35	2296.80
	V-2P-34	0.45	0.55	13.78	8185.32
	V-2P-35	0.2	0.35	4.35	730.80
				PESO D VIGAS SEGUNDO PISO	118113.48 kg
					118.11 Ton

FUENTE: Autoría propia.

TABLA 25: Tabla de resumen de pesos propios de vigas del tercer piso.

W VIGA				LONGITUD VIGA	W VIGA (kg)
VIGA	b	h			
EJE X	V-3P-1	0.35	0.55	8.22	3797.64
	V-3P-2	0.35	0.45	3.36	1270.08
	V-3P-3	0.35	0.55	15.86	7327.32
	V-3P-4	0.2	0.35	4.55	764.40
	V-3P-5	0.45	0.55	14.95	8880.30
	V-3P-6	0.45	0.55	7.90	4692.60
	V-3P-7	0.2	0.35	4.55	764.40
	V-3P-8	0.45	0.55	4.55	2702.70
	V-3P-9	0.45	0.55	30.75	18265.50
	V-3P-10	0.35	0.55	20.30	9378.60
	V-3P-11	0.35	0.55	7.90	3649.80
EJE Y	V-3P-12	0.35	0.55	12.23	5650.26
	V-3P-13	0.45	0.55	11.64	6914.16
	V-3P-14	0.45	0.55	1.90	1128.60
	V-3P-15	0.45	0.55	11.64	6914.16
	V-3P-16	0.45	0.55	11.64	6914.16
	V-3P-17	0.2	0.35	3.18	534.24
	V-3P-18	0.2	0.35	2.50	420.00
	V-3P-19	0.35	0.45	4.12	1557.36
	V-3P-20	0.45	0.55	11.52	6842.88
	V-3P-21	0.45	0.55	13.00	7722.00
PESO D VIGAS TERCER PISO					106091.16 kg
					106.09 Ton

FUENTE: Autoría propia.

2.2.5.1.3 Carga muerta de columnas.

Se utiliza las dimensiones de pre dimensionamiento de las columnas para calcular su peso propio.

TABLA 26: Tabla de resumen de pesos propios de columnas del primer piso.

COLUMNAS	# DE COLUMNAS	LADO (m)	ALTURA DE PISO (m)	PESO TOTAL DE COLUMNAS (kg)
45x45	31	0.45	3.85	58004.10
40x40	7	0.40	3.85	10348.80
35x35	4	0.35	3.85	4527.60
PESO TOTAL COLUMNAS PRIMER PISO				72880.50 kg
				72.88 Ton

FUENTE: Autoría propia.

TABLA 27: Tabla de resumen de pesos propios de columnas del segundo piso.

COLUMNAS	# DE COLUMNAS	LADO (m)	ALTURA DE PISO (m)	PESO TOTAL DE COLUMNAS (kg)	
45x45	14	0.45	3.7	25174.8	
40x40	7	0.4	3.7	9945.6	
35x35	4	0.35	3.7	4351.2	
PESO TOTAL COLUMNAS SEGUNDO PISO				35120.4	kg
				35.12	Ton

FUENTE: Autoría propia.

TABLA 28: Tabla de resumen de pesos propios de columnas del tercer piso.

COLUMNAS	# DE COLUMNAS	LADO (m)	ALTURA DE PISO (m)	PESO TOTAL COLUMNAS (kg)	
45x45	12	0.45	1.85	10789.2	
35x35	4	0.35	1.85	2175.6	
PESO TOTAL COLUMNAS TERCER PISO				12964.8	kg
				12.9648	Ton

FUENTE: Autoría propia.

2.2.5.1.4 Carga muerta por piso.

Luego de obtener los pesos propios de losa, columnas y vigas, a continuación se obtienen las cargas muertas por piso, sumando las cargas ya obtenidas

TABLA 29: Cargas muertas D por piso.

CARGA MUERTA D POR PISO		
PESO D PRIMER PISO	806591.56	kg
	806.59	Ton
PESO D SEGUNDO PISO	537336.62	kg
	537.34	Ton
PESO D TERCER PISO	392169.06	kg
	392.17	Ton
CARGA MUERTA TOTAL DE LA ESTRUCTURA	1773957.24	kg
	1773.96	Ton

FUENTE: Autoría propia.

2.2.5.2 Cálculo de carga viva (L).

Conociendo de antemano que a la edificación se le dará un uso hospitalario, de acuerdo con la norma NEC-SE-CG-2015, se tiene una carga 2.90kN/m^2 para el caso de sala de quirófanos, que se escogió de la siguiente tabla proporcionada por la NEC, para la aplicación en el diseño sísmo resistente se toma el 25% de la carga viva.

TABLA 30: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, Lo, y concentradas Po.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m^2)	Carga concentrada (kN)
Hospitales		
Sala de quirófanos, laboratorios	2.90	4.50
Sala de pacientes	2.00	4.50
Corredores en pisos superiores a la planta baja	4.00	4.50

FUENTE: Tomado de la NEC-SE-CG (2015).

2.2.6 CALCULO DEL CORTANTE BASAL DE DISEÑO V.

Para el cálculo del cortante basal se utiliza la metodología explicada en la norma NEC-SE-DS y resumida en el capítulo anterior, en la sección 1.2.2.1.2, ecuación 1.

El cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi_P\phi_E} W$$

Dónde:

- ϕ_P y ϕ_E : Coeficientes de configuración en planta y elevación, se obtiene de la tabla 10, según la norma si la edificación no consta en la tabla se toma como:
 - $\phi_P = 1$
 - $\phi_E = 1$
- I: Coeficiente de importancia, se obtiene de la tabla 8, como se trata de una edificación esencial tomamos:
 - $I = 1.5$
- R: Factor de reducción de resistencia sísmica, se obtiene de la tabla 7, tomando el valor correspondiente a “pórticos especiales sísmo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas “.
 - $R = 6$
- W: Carga sísmica reactiva, correspondiente al peso de toda la edificación.
 - $W = 1773957.24 \text{ kg} \approx 1773.96 \text{ Ton}$

- **Sa (Ta):** Espectro de diseño en aceleración, este valor depende del periodo de vibración T, para esto utilizamos la ecuación.

$$Ta = Ct^{h_n^\alpha}$$

Para el valor de Ct y α , nos remitimos a la tabla 6.

Tomamos que la estructura es sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, obteniendo los valores correspondientes y despejando el valor de Ta, a continuación se muestra los valores obtenidos para el cálculo.

Ct=	0.047	TABLA 6	Ta = 0.047 * 11.4^{0.9}
hn=	11.4	m	
α=	0.9	TABLA 6	<u>Ta = 0.42</u>

Para la obtención del espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones se utilizan las formulas de la Figura 3, que se detallan a continuación y además serán necesarios los siguientes valores:

Z =	0.25	Ver tabla 2
Fa =	1	Ver tabla 3
Fd =	1	Ver tabla 4
η =	2.48	pag.24 región sierra
r =	1	Pag.24 Suelo tipo B
TIPO DE PERFIL DEL SUELO =	B	Del estudio de suelos
Fs =	0.75	Ver tabla 5

Con los valores anteriormente obtenidos procedemos a encontrar los valores de Tc (Ec. 4), To (Ec. 3), TL (Ec. 5), y Sa (Ec 2), necesarios para elaborar el espectro de diseño.

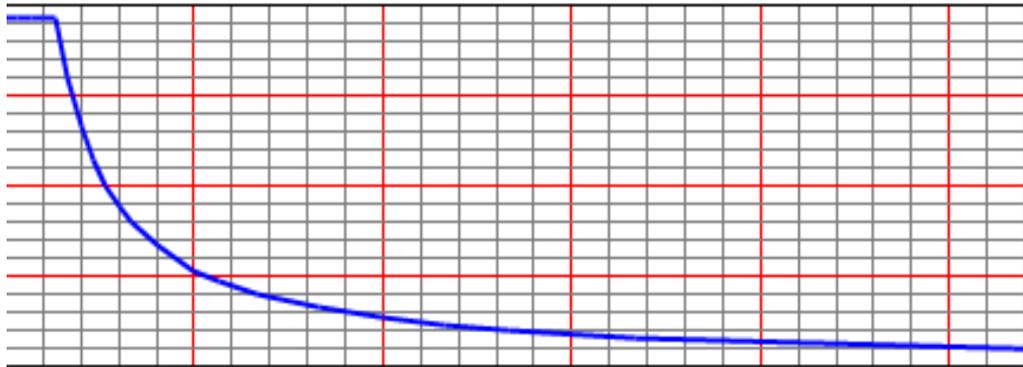
$Tc = 0.55F_s \frac{Fd}{Fa}$	$Tc = 0.55 * 0.75 \frac{1}{1}$	<u>Tc = 0.41 < T</u>
$To = 0.10F_s \frac{Fd}{Fa}$	$To = 0.10 * 0.75 \frac{1}{1}$	<u>To = 0.08</u>
		<u>TL = 2.4</u>

- Para T > Tc

$$Sa = \eta Z F a \left(\frac{Tc}{T} \right)^r \quad Sa = 2.48 * 0.25 * 1 \left(\frac{0.41}{0.42} \right)^1 \quad \underline{Sa = 0.61}$$

Con estos datos procedemos a realizar la curva de respuesta elástica.

Fig 32: Espectro elástico de diseño.



FUENTE: Autoría propia

TABLA 31: Valores del Espectro elástico de diseño.

PERIODO	ACELERACIÓN	PERIODO	ACELERACIÓN
0	0.155	1.5	0.0426
0.1	0.155	1.7	0.0376
0.2	0.155	2	0.032
0.3	0.155	2.5	0.0256
0.4	0.155	3	0.0213
0.5	0.1279	3.5	0.0183
0.6	0.1066	4	0.016
0.7	0.0913	5	0.0128
0.8	0.0799	8	0.00799
0.9	0.071	11	0.005813
1	0.0639	15	0.004263
1.2	0.00533		

FUENTE: Autoría propia

Luego de obtener todos los datos necesarios se procede al cálculo de la cortante basal como se muestra a continuación.

TABLA 32: Calculo del cortante basal Estático.

$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi_P\phi_E} W$		$V = \frac{1.5*0.61}{6*1*1} * 1729.86 \text{ Ton}$		V=	270014.18	kg
					270.01	Ton
I=	1.5	TABLAS	ϕP=	1	TABLAS	
Sa(Ta)=	0.61		ϕE=	1	TABLAS	
R	6	TABLAS	W=	1773957.24	kg	

FUENTE: Autoría propia

2.2.7 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES.

Luego de obtener la cortante basal, esta tiene que distribuirse a cada piso del edificio en forma de cargas laterales en proporción a sus rigideces, para esto se utiliza la ecuación 7, tomada de la norma NEC

Cabe recalcar que el valor de k depende del periodo T, para esto se utiliza la tabla 11, de la que se obtiene un valor de k = 1.

TABLA 33: Distribución de fuerzas laterales por piso.

F	W	h	k	$W_X h_X^k$	$F_X = \frac{W_X h_X^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V$			
F1	806591.56	4.00	1.00	3226366.23	73611.76	kg	73.61	Ton
F2	537336.62	7.70	1.00	4137491.99	94399.72	kg	94.40	Ton
F3	392169.06	11.40	1.00	4470727.25	102002.71	kg	102.00	Ton
			Σ=	11834585.47	270014.18	kg	270.01	Ton

FUENTE: Autoría propia

2.2.8 PARÁMETROS INICIALES DE MODELACIÓN EN SAP2000.

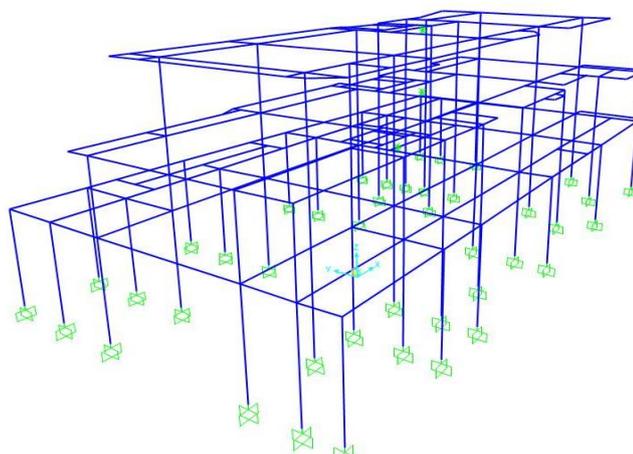
2.2.8.1 Unidades.

El programa SAP posee una amplia gama de unidades métricas en este caso usaremos las del sistema internacional (SI), para el diseño de acero usaremos AISC360-10 y para el diseño de hormigón armado usaremos ACI318-14.

2.2.8.2 Definición de la geometría del edificio

Para definir la geometría del edificio se utilizó la opción grilla, basándonos en los planos arquitectónicos, se ingresaron las dimensiones de la estructura.

Fig 33: Geometría del Hospital José Carrasco Arteaga.

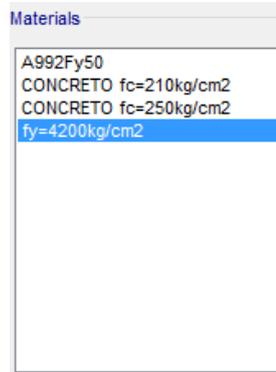


FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

2.2.8.3 Definición de materiales.

Se definieron los siguientes tipos de materiales:

Fig 34: Materiales definidos.



FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

2.2.8.4 Definición de secciones de elementos.

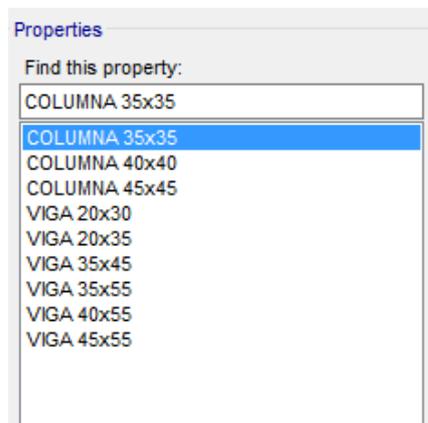
Se definen las secciones de los elementos como vigas y columnas, estableciendo como materiales un $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ respectivamente.

Fig 35: Definición de vigas y columnas.



FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

Fig 36: Elementos definidos.

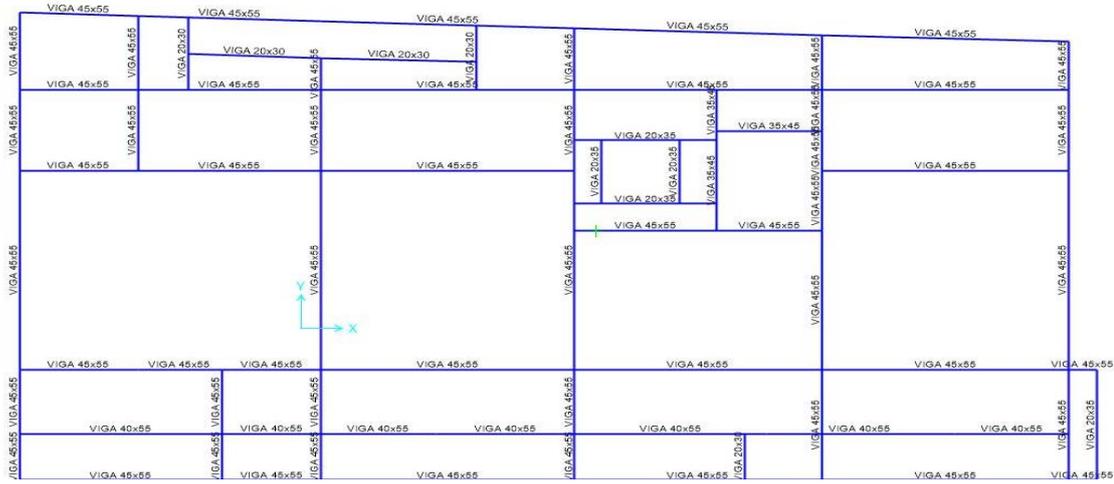


FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

2.2.8.5 Asignar secciones.

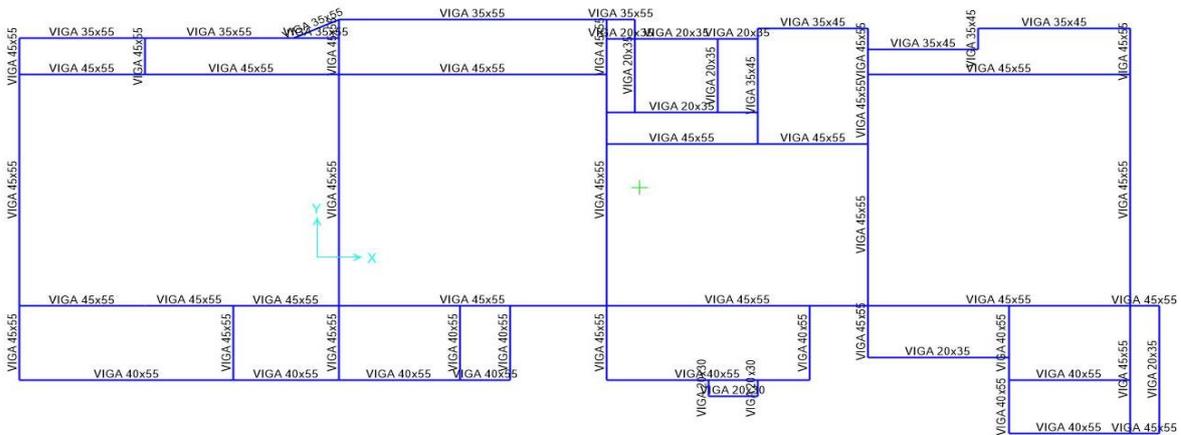
Luego de la definición de los elementos se procede a definirlos al modelo previamente dibujado como se puede apreciar a continuación se estableció a cada elemento su respectiva viga o columna.

Fig 37: Secciones de los elementos del primer piso



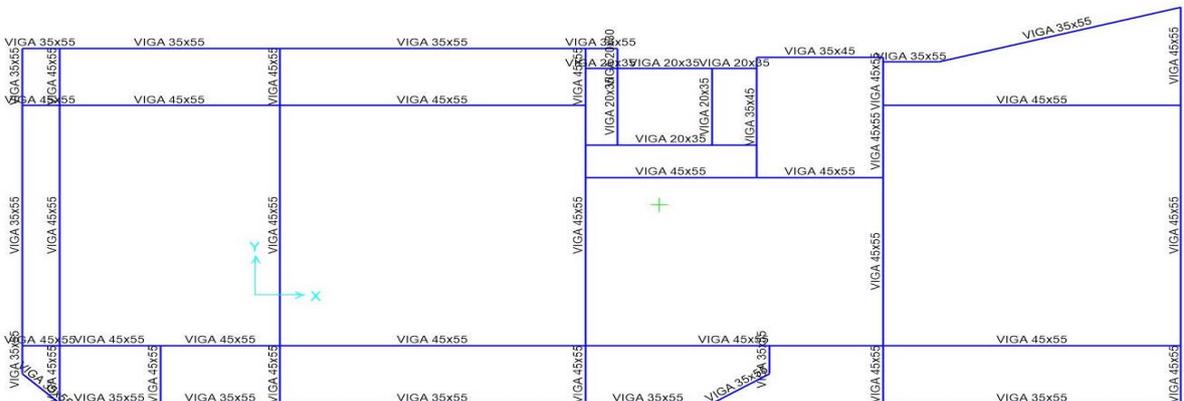
FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

Fig 38: Secciones de los elementos del segundo piso



FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

Fig 39: Secciones de los elementos del tercer piso

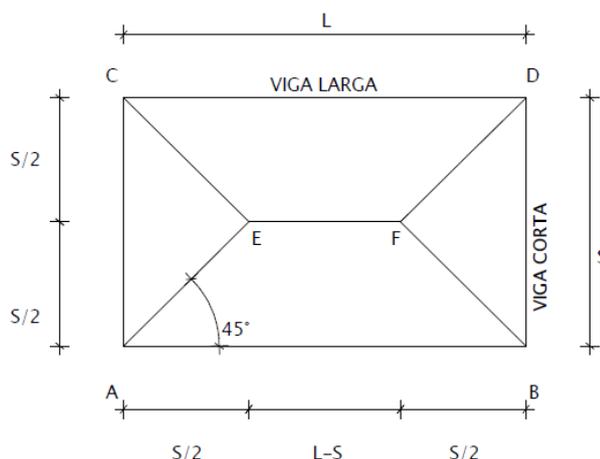


FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

2.2.8.6 Cargas actuantes sobre vigas.

Ya que en este caso no estamos considerando el modelamiento de la losa, es necesario ingresar una carga correspondiente al peso muerto de la losa, de tal manera que esta se distribuya a cada una de las vigas con una carga equivalente en función de su área tributaria, para esto se ha tomado la siguiente distribución.

Fig 40: Área tributaria para distribución de carga equivalente



FUENTE: Análisis y diseño estructural de edificios, Vasco 2013.

Cabe recalcar que la carga muerta ingresada para cada viga será tal que no considere el peso propio de la viga, ya que el programa SAP ya lo ingresa por defecto, a continuación se presentan las cargas equivalentes que serán ingresadas a cada viga en forma de cargas distribuidas, además se realizara el mismo proceso para la aplicación de las cargas vivas.

TABLA 34: cargas equivalentes distribuidas a las vigas del primer piso

VIGA		TRAMO	LONGITUD	CARGA VIGA TOTAL (kg)	μ D TRAMO DE VIGA (kg/m)	μ L TRAMO DE VIGA (kg/m)
EJE X	V-1P-1	v J1-J2	3.80	4566.59	1201.73	220.23
		v J2-J5	5.85	482.93	82.55	22.24
		v J5-J7	8.10	2358.69	291.20	71.56
		v J7-J12	7.90	8631.37	1092.58	250.05
		v J12-J13	7.90	7881.27	997.63	218.98
	V-1P-2	V I3-I5	4.24	2896.33	683.10	120.66
		V I5-I6	4.96	2913.07	587.31	103.74
	V-1P-3	v H1-H2	3.80	7160.91	1884.45	414.79
		v H2-H5	5.85	10836.72	1852.43	377.61
		v H5-H7	8.10	18515.61	2285.88	447.23
		v H7-H12	7.90	11189.88	1416.44	366.47
	V-1P-4	V H12-H13	7.90	11620.00	1470.89	494.86
		V G`10-G`12	3.36	2428.34	722.72	123.22
	V-1P-5	V G7-G10	4.54	3577.09	787.90	198.67
	V-1P-6	v F1-F2	3.80	10951.45	2881.96	744.75
		v F2-F5	5.85	23607.51	4035.47	962.48
		v F5-F7	8.10	25861.61	3192.79	848.83
	V-1P-7	V F12-F13	7.90	18483.53	2339.69	832.13
	V-1P-8	V E7-E10	4.54	2008.22	442.34	108.78
	V-1P-9	V D7-D10	4.54	7744.73	1705.89	593.39
V D10-D12		3.36	4101.82	1220.78	415.42	

	V-1P-10	v C1-C2	3.80	12786.80	3364.95	782.88	
		v C2-C4	2.67	13688.20	5126.67	1236.04	
		v C4-C5	3.18	6708.83	2109.70	569.12	
		v C5-C7	8.10	20079.99	2479.01	787.13	
		v C7-C12	7.90	18520.59	2344.38	717.59	
		v C12-C13	7.90	18960.18	2400.02	771.49	
			V C13-C14	0.88	348.97	396.56	26.88
	V-1P-11	v B1-B4	6.47	14958.19	2311.93	408.61	
		v B4-B5	3.18	3466.85	1090.20	295.72	
		v B5-B5`	3.67	6751.83	1839.74	421.42	
		v B5`-B7	4.43	8472.37	1912.50	438.57	
		v B7-B11	6.12	14843.57	2425.42	420.87	
		v B11-B12`	6.02	8877.70	1474.70	359.09	
			v B12`-B13	3.66	6413.84	1752.41	421.76
	V-1P-12	v A1-A4	6.47	7177.49	1109.35	170.03	
		v A4-A5	3.18	1851.34	582.18	132.05	
		v A5-A7	8.10	8266.56	1020.56	177.43	
		v A7-A12	7.90	8437.03	1067.98	115.67	
		v A12-A13	7.90	8515.40	1077.90	176.68	
		v A13-A14	0.88	348.97	396.56	26.88	
	V-1P-13	v A1-B1	1.82	945.42	519.46	79.62	
		v B1-C1	2.53	1654.51	653.96	129.74	
		v C1-F1	7.85	15992.56	2037.27	515.72	
		v F1-H1	3.20	2049.35	640.42	174.66	
		v H1-J1	3.05	2452.73	804.17	147.38	
	V-1P-14	v F2-H2	3.20	4723.79	1476.19	349.32	
v H2-J2		2.92	3703.95	1268.48	269.39		
V-1P-15	V H3-J3	2.86	1602.80	560.42	139.59		
V-1P-16	v A4-B4	1.82	1584.26	870.47	159.23		
	v B4-C4	2.53	2673.39	1056.68	259.49		
V-1P-17	v A5-B5	1.82	1472.30	808.96	159.23		
	v B5-C5	2.53	2131.70	842.57	259.49		
	v C5-F5	7.85	28280.17	3602.57	1031.44		
	v F5-H5	3.20	5464.39	1707.62	349.32		
		v H5-I5	1.27	822.41	647.56	104.78	
V-1P-18	V H6-J6	2.55	1442.51	565.69	132.20		
V-1P-19	v A7-B7	1.82	2171.37	1193.06	159.23		
	v B7-C7	2.53	2384.43	942.46	259.49		
	v C7-F7	7.85	20123.06	2563.45	774.90		
	v F7-H7	3.20	5901.34	1844.17	238.42		
		v H7-J7	2.44	2134.63	874.85	208.46	
V-1P-20	V E8-G8	2.50	2344.82	937.93	61.51		
V-1P-21	V E9-G9	2.50	2627.03	1050.81	99.36		
V-1P-22	V D10-G`10	3.97	2731.36	688.00	73.00		
	V G`10-H10	1.58	1255.90	794.88	194.65		
V-1P-23	V A10`-B10`	1.82	1337.91	735.12	79.62		
V-1P-24	V A12-C12	4.35	3068.64	705.43	184.23		
	V C12-D12	5.50	16599.33	3018.06	957.60		
	V D12-F12	2.35	1369.27	582.67	284.39		
	V F12-G`12	1.62	1647.80	1017.16	173.42		
	V G`12-H12	1.58	1182.66	748.52	243.31		
		v H12-J12	2.17	1643.81	757.51	170.35	
V-1P-25	v A13-C13	4.35	6202.81	1425.93	177.43		
	v C13-F13	7.85	13240.75	1686.72	515.72		
	v F13-H13	3.20	1145.09	357.84	174.66		
	v H13-J13	1.90	700.56	368.71	80.93		
V-1P-26	V A14-C14	4.35	4405.78	1012.82	68.66		

FUENTE: Autoría propia

TABLA 35: Cargas equivalentes distribuidas a las vigas del segundo piso

VIGA	TRAMO	LONGITUD	CARGA VIGA TOTAL (kg)	μ TRAMO DE VIGA (kg/m)	μ L TRAMO DE VIGA (kg/m)		
EJE X	V-2P-1	V L3'-L8	10.31	10616.43	1029.72	154.31	
	V-2P-2	V M10-M12	3.36	0.00	0.00	0.00	
	V-2P-3	V M12'-M14	4.59	6249.37	1361.52	137.23	
	V-2P-4	V K1-K4	9.65	8023.14	831.41	106.34	
	V-2P-5	V J7-J10	4.55	743.44	163.39	18.20	
	V-2P-6	V I12-I12'	3.31	2083.12	629.34	63.43	
	V-2P-7	v H1-H2	3.80	9846.40	2591.16	629.57	
		v H2-H4	5.85	18169.70	3105.93	789.60	
		v H4-H7	8.10	22889.14	2825.82	722.87	
	V-2P-8	V H12-H14	7.90	23804.89	3013.28	625.88	
	V-2P-9	V G7-G10	4.55	2308.05	507.26	108.54	
	V-2P-10	V F7-F10	4.55	7511.02	1650.77	592.09	
		V F10-F12	3.36	3627.92	1079.74	414.54	
	V-2P-11	v E1-E2	3.80	11580.69	3047.55	782.10	
		v E2-E3	2.67	12195.17	4567.48	1236.04	
		v E3-E4	3.18	6897.49	2169.02	569.12	
		v E4-E7	8.10	16831.87	2078.01	629.04	
		v E7-E12	7.90	17894.15	2265.08	648.34	
		v E12-E14	7.90	24380.78	3086.18	689.89	
	V-2P-12	v E14-E15	0.88	268.28	304.86	26.88	
		V D12-D13	4.24	6344.61	1496.37	156.23	
		V-2P-13	v C1-C3	6.47	7557.03	1168.01	238.59
			v C3-C4	3.18	2475.09	778.33	163.67
	v C4-C5		3.67	2894.57	788.71	185.33	
	V-2P-14	v C5-C6	1.52	700.61	460.92	60.31	
		V C7-C11	6.12	9319.98	1522.87	243.05	
	V-2P-15	V C13-C14	3.66	5421.09	1481.17	329.66	
V-2P-16	V B16-B17	1.50	1007.86	671.91	29.57		
V-2P-17	v A13-A14	3.66	2998.51	819.26	143.82		
	v A14-A15	0.88	268.28	304.86	26.88		
EJE Y	V-2P-18	v C1-E1	2.53	1606.95	635.16	129.74	
		v E1-H1	7.85	13885.92	1768.91	515.72	
		v H1-K1	1.25	420.73	336.58	42.58	
	V-2P-19	V H2-K2	1.25	801.75	641.40	85.17	
	V-2P-20	V C3-E3	2.53	3167.95	1252.15	259.49	
	V-2P-21	v C4-E4	2.53	2957.94	1169.15	259.49	
		v E4-H4	7.85	26280.61	3347.85	1031.44	
		v H4-L4	1.90	1534.26	807.51	118.29	
	V-2P-22	V C5-E5	2.53	3340.56	1320.38	230.26	
	V-2P-23	V C6-E6	2.53	1943.61	768.23	100.52	
	V-2P-24	v C7-E7	2.30	1890.67	822.03	142.72	
		v E7-H7	7.85	18433.54	2348.22	771.51	
		v H7-L7	1.90	2511.92	1322.06	150.97	
	V-2P-25	V G8-L8	3.19	1862.37	583.82	48.21	
	V-2P-26	V B16-C16	0.55	134.38	244.33	10.75	
	V-2P-27	V G9-J9	2.50	1970.93	788.37	99.36	
	V-2P-28	V B17-C17	0.55	134.38	244.33	10.75	
	V-2P-29	V F10-M10	3.97	2128.52	536.15	73.00	
	V-2P-30	V C11-E11	2.53	1890.67	747.30	129.74	
	V-2P-31	v D12-E12	1.78	1501.18	843.36	88.05	
		v E12-F12	5.50	17670.98	3212.91	958.67	
		V F12-H12	2.35	2519.28	1072.03	284.39	
		v H12-M12	1.62	176.04	108.67	10.95	
	V-2P-32	V I12'-M12'	0.71	616.13	867.80	87.47	
	V-2P-33	v A13-C13	1.82	825.43	453.53	79.62	
		v C13-E13	2.53	2673.37	1056.67	191.69	
	V-2P-34	v A14-E14	4.35	5384.67	1237.85	177.43	
v E14-H14		7.85	15260.60	1944.03	515.72		
v H14-M14		1.58	1026.89	649.93	65.51		
V-2P-35	V A15-E15	4.35	3387.05	778.63	68.66		

TABLA 36: Cargas equivalentes distribuidas a las vigas del segundo piso

VIGA	TRAMO	LONGITUD	CARGA VIGA TOTAL (kg)	μ TRAMO DE VIGA (kg/m)	μ L TRAMO DE VIGA (kg/m)	
EJE X	V-3P-1	V I8-I9	8.22	6880.29	837.02	215.13
	V-3P-2	V H7-H8	3.36	0.00	0.00	0.00
	V-3P-3	v G1-G2	1.00	374.95	374.95	26.61
		v G2-G3	5.85	4248.17	726.18	175.92
		v G3-G4	8.10	7032.53	868.21	188.38
		V G4-G5	0.91	179.18	196.90	22.75
	V-3P-4	V F4-F7	4.55	797.51	175.28	18.20
	V-3P-5	v E1-E2	1.00	596.93	596.93	53.23
		v E2-E3	5.85	7829.39	1338.36	544.43
		v E3-E4	8.10	16236.69	2004.53	722.14
	V-3P-6	V E8-E9	7.90	18341.75	2321.74	762.51
	V-3P-7	V D4-D7	4.55	1654.87	363.71	103.99
	V-3P-8	V C4-C7	4.55	8298.98	1823.95	592.09
		V C7-C8	3.36	4440.25	1321.50	415.42
	V-3P-9	v B1-B2	1.00	729.45	729.45	53.23
		v B2-B10	2.67	3475.44	1301.66	452.99
		v B10-B3	3.18	4750.12	1493.75	538.43
		v B3-B4	8.10	16376.30	2021.77	722.87
		v B4-B8	7.90	18115.61	2293.12	570.10
		v B8-B9	7.90	20671.19	2616.61	707.86
	V-3P-10	v A2-A10	2.67	2006.60	751.53	121.83
v A10-A3		3.18	2637.73	829.48	138.56	
v A3-A4		8.10	7172.14	885.45	189.11	
v A4-A11		6.35	7378.29	1161.94	149.49	
V-3P-11	V A8-A9	7.90	9815.99	1242.53	188.66	
EJE Y	V-3P-12	v A1-B1	2.49	1804.31	724.62	38.00
		v B1-E1	7.85	5278.33	672.40	80.62
		v E1-G1	1.89	1499.79	793.54	56.33
	V-3P-13	v A2-B2	1.90	3051.39	1606.00	143.19
		v B2-E2	7.85	11512.31	1466.54	558.67
		v E2-G2	1.89	2183.41	1155.24	143.95
	V-3P-14	V A10-B10	1.90	2012.90	1059.42	174.32
	V-3P-15	v A3-B3	1.90	1766.73	929.86	174.32
		v B3-E3	7.85	14852.65	1892.06	993.77
		v E3-G3	1.89	1446.83	765.52	175.24
	V-3P-16	v A4-B4	1.90	2062.55	1085.55	174.32
		v B4-E4	7.85	14620.54	1862.49	775.28
		v E4-G4	1.89	1812.68	959.09	151.77
	V-3P-17	V C5-G5	3.18	387.77	121.94	48.36
	V-3P-18	V C6-F6	2.50	2502.80	1001.12	100.54
	V-3P-19	V C7-H7	4.12	3739.47	907.64	91.16
	V-3P-20	v A8-B8	1.90	1090.67	574.03	87.16
		v B8-C8	5.50	14957.02	2719.46	957.60
		V C8-E8	2.35	1770.66	753.47	284.39
		v E8-H8	1.77	310.65	175.51	45.11
	V-3P-21	v A9-B9	1.90	1090.67	574.03	87.16
v B9-E9		7.85	10725.81	1366.35	515.72	
v E9-I9		3.25	2324.11	715.11	183.80	

FUENTE: Autoría propia

2.2.8.7 DEFINIR CARGAS D Y L EN SAP2000.

Las cargas ingresadas en primera instancia serán las correspondientes a la carga muerta D y carga viva L.

En lo que respecta a la carga muerta solo se trata de la carga distribuida equivalente del peso de la losa sobre la viga que ya se obtuvo en la sección anterior, al igual de la carga viva.

Fig. 41: Cargas definidas.

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DEAD	DEAD	1	
DEAD LIVE	DEAD LIVE	1 0	

FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

2.2.8.8 CONSIDERACIONES FINALES.

Previo al análisis se debe recalcar ciertas consideraciones que se tomaron en cuenta para el modelamiento.

- Las conexiones entre vigas se consideraron como brazos rígidos, para lo cual en el programa SAP se escogió la opción “End Length Offsets” con un valor de 0.3 de inicio a fin y un valor de zona rígida de 1 y se asignaron a las columnas unos brazos rígidos y empotrados en las uniones con el suelo de 0.225.
- Las vigas y columnas fueron modeladas como elementos tipo “Frame”.
- Se agregaron diafragmas rígidos horizontales para cada piso, de tal manera que cumpla con la distribución de desplazamientos homogéneos para todos los nudos por piso.

2.2.9 ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL EN SAP2000.

A manera demostrativa se procede con el análisis dinámico espectral siguiendo con el siguiente procedimiento.

2.2.9.1 Definir cargas dinámicas.

Para este análisis es necesario definir otros estados de carga, que servirán para ingresar las masas participativas necesarias para el cálculo, estas son:

- Sismo X
- Sismo Y

Ambos son estados de carga dinámicos para el eje X e Y.

2.2.9.2 Definir centro de masa y excentricidad accidental.

El cálculo del centro de masa se obtuvo con ayuda del programa AutoCAD, pero además según la norma se debe tomar una excentricidad accidental que equivalen al 5% de las longitudes totales, teniendo los siguientes excentricidades para cada piso.

TABLA 37: Cargas definidas.

EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL			
PRIMER PISO	$e_x = 0.05 * 34.43m =$	1.72	m
	$e_y = 0.05 * 18.45m =$	0.92	m
SEGUNDO PISO	$e_x = 0.05 * 34.43m =$	1.72	m
	$e_y = 0.05 * 12.28m =$	0.61	m
TERCER PISO	$e_x = 0.05 * 30.75m =$	1.54	m
	$e_y = 0.05 * 11.65m =$	0.58	m

FUENTE: Autoría propia

Con estos valores se ingresaron al SAP tomando como punto (0,0) al centro de masa anteriormente calculado, de tal manera que sea en ese punto donde se aplicaran las cargas de sismo.

TABLA 38: Masas traslacionales y rotacionales.

PISO	ALTURA (m)	PESO (T)	MASA TRASLACIONAL (T.s ² /m)	MASA ROTACIONAL (T.s ² .m)
1	4.00	806.59	82.22	10454.63
2	3.70	537.34	54.77	6099.23
3	3.70	392.17	39.98	3602.16

FUENTE: Autoría propia

Las masas traslacionales se calculan dividiendo el peso para la gravedad, y las rotacionales son igual a la multiplicación de la masa con la suma de los cuadrados de las dimensiones del edificio, estas se asignan al centro de masa anteriormente definido, asignándolas a cada piso.

Fig 42: Asignación de masas traslacionales y rotacionales en SAP2000 en el tercer piso.

Mass

Translation Global X: 39.98 tonf-s²/m

Translation Global Y: 39.98 tonf-s²/m

Translation Global Z: 0 tonf-s²/m

Mass Moment of Inertia

Rotation about Global X: 0 tonf-m-s²

Rotation about Global Y: 0 tonf-m-s²

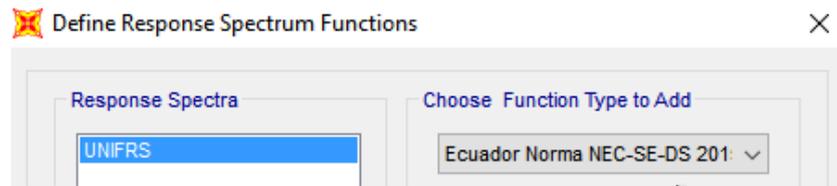
Rotation about Global Z: 3602.16 tonf-m-s²

FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

2.2.9.3 Ingresar espectro de diseño.

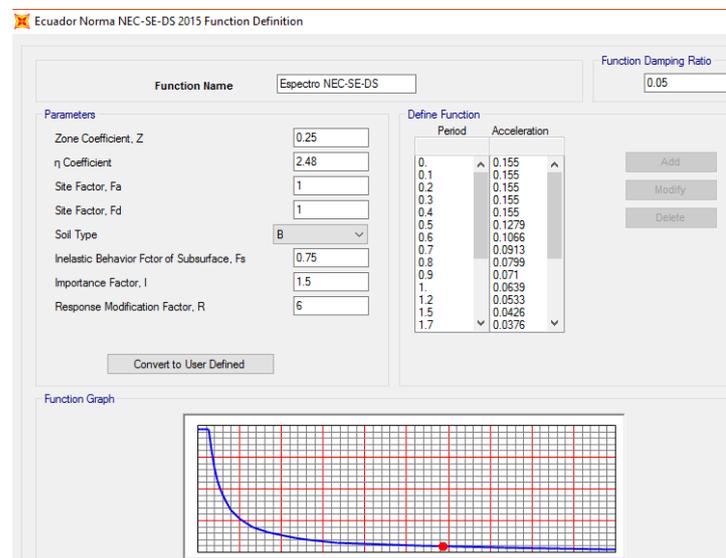
Para ingresar el espectro de diseño el programa SAP nos ofrece varias opciones, en nuestro caso para la versión que usamos que es la v18.1.1 nos da la opción de ingresar un nuevo espectro con base en la NEC-SE-DS-2015, permitiéndonos así ingresar los valores anteriormente obtenidos en la sección 2.2.6.

Fig. 43: Espectro de diseño con la norma NEC-SE-DS 2015.



FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

Fig 44: Definición de parámetros del espectro de diseño con la norma NEC-SE-DS 2015.



FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

2.2.9.4 Definir casos de carga.

Para el análisis dinámico espectral es necesario definir los siguientes estados de cargas:

- Estado de carga MODAL.- En este caso tendrán 10 modos.
- Estado de carga SISMO X e Y.- Estos estados serán de tipo “Response Spectrum”, SRSS, combinación modal “CQC”, y un factor de escala 9.8, porque estamos trabajando con el espectro de diseño en fracción de la gravedad y de esta manera tenemos la aceleración en m/s^2 .

Fig 45: Casos de cargas definidos.

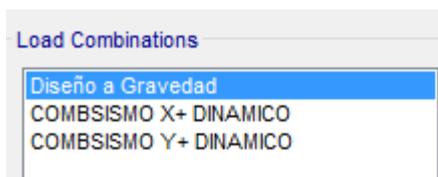
Load Case Name	Load Case Type
DEAD	Linear Static
LIVE	Linear Static
SISMO X+	Response Spectrum
SISMO Y+	Response Spectrum
MODAL	Modal

FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

2.2.9.5 Definir combinaciones de carga.

Usamos estas combinaciones de carga para la amplificación de los desplazamientos que la norma recomienda, para esto ingresamos una combinación para cada eje, cabe recalcar que se deben establecer un factor de escala igual a $0.75R$, que en este caso será $0.75 \cdot 6$, que nos da un factor de 4.5.

Fig 46: Casos de cargas definidos.



FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

Ingresados estos valores se procede a correr el programa y analizar sus resultados.

2.2.9.6 Análisis de resultados.

2.2.9.6.1 Comprobación de masas participativas.

En la tabla 39, podemos observar las masas participativas y podemos ver que en el caso de X, en el modo 5 ya supera el 90% del total de masas participativas, y en el eje Y, supera en el modo 4, por lo que cumple con la norma en este caso ya que se elaboraron 9 modos y en el modo 5 cumplió con este parámetro.

TABLA 39: Periodos, frecuencias y masas participativas.

PERIODOS, FRECUENCIAS Y MASAS PARTICIPATIVAS								
Modo	Periodo (s)	Frecuencia (cic/s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.827	1.209	0.021	0.735	0.127	0.021	0.735	0.127
2	0.775	1.290	0.850	0.032	0.001	0.872	0.767	0.129
3	0.624	1.602	0.018	0.096	0.690	0.890	0.863	0.819
4	0.345	2.898	0.006	0.098	0.008	0.895	0.961	0.827
5	0.326	3.065	0.078	0.018	0.051	0.973	0.979	0.879
6	0.298	3.357	0.017	0.009	0.105	0.990	0.988	0.984
7	0.205	4.888	0.001	0.006	0.002	0.991	0.995	0.986
8	0.192	5.199	0.007	0.003	0.001	0.999	0.998	0.986
9	0.169	5.917	0.001	0.002	0.014	1.000	1.000	1.000

FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

2.2.9.6.2 Derivas de piso.

Una deriva de piso es la deformación que sufre el piso a causa del sismo por su fuerza horizontal, la norma NEC determina que las derivas obtenidas deben ser multiplicadas por $0.75R$, y que la deriva se obtiene restando los desplazamientos en cada centro de masa de pisos consecutivos y dividiendo por la altura de entrepiso.

TABLA 40: Control de derivas de piso.

PISO	DESPLAZAMIENTO		h (cm)	DISTORSIÓN		< 0.02	
	X max (cm)	Y max (cm)		ΔM (X)	ΔM (Y)		
3	7.421	7.414	370	0.0051	0.006	OK	OK
2	5.518	5.206	370	0.0062	0.006	OK	OK
1	3.221	2.994	400	0.0081	0.0075	OK	OK

FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

Como se puede observar la estructura cumple con las derivas pero presenta valores mayores a 0.007 que podrían demostrar que exista una posible irregularidad torsional en el eje Y.

2.2.9.6.3 Fuerzas internas máximas.

En las tablas 41 y 42, podemos observar las fuerzas internas máximas en lo que se refiere a las columnas del edificio tanto en el sentido X e Y respectivamente.

En la tabla 43, se muestra las fuerzas internas con respecto a las vigas en el eje X del edificio.

TABLA 41: Fuerzas internas máximas de las columnas en el eje X

FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS DE LAS COLUMNAS EN EL EJE X		
N max (T)	V max (Ton)	M max. (Ton.m)
16.38	7.59	14.22

FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

TABLA 42: Fuerzas internas máximas de las columnas en el eje Y

FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS DE LAS COLUMNAS EN EL EJE Y		
N max (T)	V max (Ton)	M max (Ton.m)
20.09	9.62	19.34

FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

TABLA 43: Fuerzas internas máximas de las vigas en el eje X

FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS DE LAS VIGAS EN EL EJE X		
N max (T)	V max (Ton)	M max (Ton.m)
0	9.05	16.12

FUENTE: Autoría propia – modelamiento en SAP2000

De estos valores podemos recalcar que las mayores fuerzas internas son las aplicadas por el sismo en el eje Y.

2.3 DISEÑO DEL DISPOSITIVO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.

Luego de aplicar el diseño convencional sismo resistente y después de realizado el análisis espectral, pudimos apreciar que existen aspectos que se deben mejorar para que la estructura tenga un mejor comportamiento sísmico, como la aplicación de placas, muros estructurales o incrementando el $f'c$, etc.

Para este caso se aplicaran dispositivos viscosos de energía para aumentar el amortiguamiento en la estructura, de esta manera corregir las derivas de manera que estas disminuyan. Para esto se calcularan las propiedades del disipador para ingresarlos en el modelamiento en SAP2000 y luego con estas características se aplicara el análisis paso a paso en el tiempo (Tiempo-Historia), ya que con este análisis se obtendrán resultados más precisos y además ciertos resultados que con el análisis espectral no se obtienen.

Dentro de la norma ecuatoriana de la construcción no existe metodología relacionada al diseño de disipadores, pero si recomienda que se deben diseñar a base de la normativa del FEMA 450, por tal motivo para el diseño del disipador viscoso se seguirán los parámetros establecidos en el libro "Edificaciones con dispositivos pasivos de disipación de energía", Villareal y Oviedo. 2008, en donde se hace mención al diseño de estos dispositivos basándose en el FEMA 450.

También se realizara un análisis Paso a Paso en el Tiempo de la estructura sin disipadores, a manera de que nos sirva como línea base y de comparación con los resultados del análisis con la aplicación de disipadores viscosos.

2.3.1 DISEÑO DE DISIPADORES VISCOSOS NO LINEALES.

Se utilizara el registro sísmico proporcionado por el RSA, el cual ya se encuentra escalado previamente como se mostró en la sección 2.1 de este capítulo, y será este registro en sus 2 componentes horizontales las que se utilizara como sismo de diseño, cabe recalcar que la NEC, especifica que se deben tener 3 registros sísmico y se debe realizar una comparación entre estas para la selección del sismo de diseño, escogiendo la que más afecte a la estructura, además se deben realizar análisis con combinaciones de los registros en N-S y E-O, aplicados en cada eje para determinar en qué dirección el registro sísmico es más desfavorable, pero por motivos prácticos se utilizara directamente el registro anteriormente mencionado como sismo de diseño para el análisis.

En este caso por motivos prácticos se obviado estos análisis y se ha escogido como sismo de diseño a la componente de registro transversal para que actúe en el eje X y el registro longitudinal actuara en el sentido del eje Y de la estructura analizada.

Se utilizara los periodos modales del análisis dinámico espectral para el diseño del disipador, ya que una de las principales características de este es que no influye en la inercia y por ende en los periodos de vibración de la estructura.

2.3.1.1 Características del disipador viscoso

En su libro Villarreal y Oviedo establecen las siguientes características para el diseño.

2.3.1.1.1 Determinación de la amplitud de desplazamiento.

Se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$D_{roof} = \frac{10gr_1S_{d1}T_1}{4\beta_{1D}\pi^2} \quad Ec. (13)$$

Donde:

- **Droof:** amplitud de desplazamiento en mm.
 - **g:** aceleración de la gravedad.
 - **r1:** factor de participación del modo fundamental de vibración.
 - **Sd1:** aceleración espectral del sismo de diseño.
 - **T1:** período del primer modo de vibración.
 - **β1D:** coeficiente de amortiguamiento. (p.84)
- Valores para determinación de la amplitud:
 - **g.-** Se utiliza la aceleración de la gravedad en cm/s².
g = 981 m/s²
 - **r1.-** Se utiliza el periodo del primer modo de vibración del análisis sin disipador, y multiplicándolo por un coeficiente que puede ser 1.4 (Perú), 1.5 (Chile), pero siempre debe estar en el siguiente rango. (Referencia, Bermúdez)
 $r_1 = (1,2 \text{ a } 1,6) * T$
r1 = 1.5 * 0.827 = 1.2405
 - **Sd1.-** Es la aceleración espectral del sismo de diseño, que fue determinado a base de la norma NEC.
Sd1 = 0.61
 - **T1.-** Es el periodo del primer modo de vibración en estado empotrado, es decir en el análisis sin disipador.
T1 = 0.827
 - **β1D.-** Este coeficiente de amortiguamiento es una constante para el tipo de disipadores viscosos.
β1D: 1.2

$$D_{roof} = \frac{(10)(981)(1.2405)(0.61)(0.827)}{(4)(1.20)(3.14)^2}$$

$$D_{roof} = 129.72 \text{ mm.}$$

2.3.1.1.2 Determinación del coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente.

$$C_d = \frac{\beta_{vi}(D_{roof})^{1/2} [\sum(\omega_i \phi_{r1}^2)] * 322.46}{(\lambda/2\pi)(T_1/2\pi)^{3/2}(10g)(\cos \theta^{3/2})(\sum\{\phi_{r1}\}^{3/2})} \quad \text{Ec. (14)}$$

Donde:

- **Cd**: coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente (Ts/m)
 - **βvi**: radio de amortiguamiento proveído por el sistema de amortiguamiento.
 - **ωi**: peso tributario por piso.
 - **φr1**: desplazamiento del primer modo de vibración.
 - **λ**: parámetro dependiente del exponente.
 - **θ**: ángulo de inclinación de los disipadores.
- Valores del disipador viscoso para determinación del coeficiente de amortiguamiento:

βvi.- Es el radio de amortiguamiento que se espera que trabaje el disipador para la determinación de este factor es necesario seguir los siguientes pasos.

Basándonos en el análisis Paso a Paso en el Tiempo de la estructura sin disipadores, encontramos las siguientes derivas en ambos ejes.

TABLA 44: Derivas máximas por piso en cada eje resultado del análisis paso a paso en el tiempo

PISO	DESPLAZAMIENTO		h (cm)	DISTORSIÓN		< 0.007	
	X max (cm)	Y max (cm)		ΔM (X)	ΔM (Y)		
3	13.170	12.44	370	0.0092	0.0097	NO	NO
2	9.750	8.849	370	0.0109	0.0104	NO	NO
1	5.717	4.99	400	0.0143	0.0125	NO	NO

FUENTE: Autoría propia.

Como podemos apreciar en la tabla 44, la estructura presenta derivas mayores a la deriva máxima para estructuras de hormigón armado que es del 0.007, pero en este caso por ser una edificación esencial nos basamos en la información presentada por el comité VISION 2000 y el FEMA que dice:

La relación existente entre Daño y Deriva en edificios ha sido estudiada y cuantificada por el FEMA Mitigation Division del gobierno estadounidense en su documento Multihazard Loss Estimation Methodology HAZUS. Este documento presenta los estados de daño y sus correspondientes derivas características de diversos sistemas estructurales.

En este caso en el capítulo 5 del documento antes mencionado presentan varios tipos de edificaciones para su análisis de derivas llegando a la conclusión de que para la estructura analizada le corresponde el modelo C1L: Pórtico de concreto armado de baja altura (1 a 3 niveles), con esto me remito a la tabla 45 y en base a la norma NEC, que da el nivel de desempeño para edificaciones esenciales en un sismo raro (475 años) que es de colapso tenemos la siguiente deriva objetivo para la edificación.

TABLA 45: Derivas máximas por piso en cada eje resultado del análisis paso a paso en el tiempo

	COLAPSO	DAÑO	SERVICIO
C1L	0.005	0.0087	0.06

FUENTE: Autoría propia.

- Factor de reducción de respuesta.- se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$B = \frac{D_{max}}{D_{objetivo}} \quad \text{Ec. (15)}$$

$$B_{xx} = \frac{0.0143}{0.0087} = 1.64 \quad \quad \quad B_{yy} = \frac{0.0125}{0.0087} = 1.44$$

A partir de estos resultados, despejo el amortiguamiento efectivo de la siguiente formula.

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_o)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})} \quad \text{Ec. (16)}$$

$$1.64 = \frac{2.31 - 0.41 \ln(5)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{effxx})} \quad \quad \quad 1.44 = \frac{2.31 - 0.41 \ln(5)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{effyy})}$$

$$\beta_{effxx} = 24.05\%$$

$$\beta_{effyy} = 17.10\%$$

Al amortiguamiento calculado debemos reducirle un 5% del amortiguamiento inherente de la estructura quedando así.

$$\beta_{effxx} = 19.05\%$$

Este parámetro podemos de 19.05% que es el mayor de los 2, debemos aumentarle a los parámetros de los fabricantes de los disipadores que deben estar entre el 20 y 40%, y por motivos que aseguren el resultado no queda.

$$\beta_{effxx} = 25\%$$

- **ω_i** : Se debe escoger el peso tributario al cual va ser sometido cada disipador.
- **ϕ_{r1}** : Se escoge el desplazamiento del primer modo empotrado, es decir sin disipador y para cada piso.

- λ : parámetro dependiente del exponente.
El parámetro λ es dependiente del valor del exponente de velocidad (α), donde $\alpha = 0.5$, que es constante para los disipadores viscosos; El FEMA 274 nos facilita la siguiente tabla:

TABLA 46: Parámetro de λ que depende del exponente α

Exponente " α "	Parámetro " λ "
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3
1.50	2.9

FUENTE: Parámetros - FEMA 274

Para este caso con un $\alpha = 0.5$ nos da un $\lambda = 3.5$

- θ : El ángulo de inclinación se toma entre la base y la diagonal del disipador.

TABLA 47: Cálculos para obtener el coeficiente de amortiguamiento en el eje X.

PISO	θ (rad)	Wi (Ton)	$\phi r1$	Wi $\phi r12$	$\cos 3/2 \theta$ (rad)	Cd (T.s/m)
1	0.458	806.59	0.022	390.39	0.849	62.317
2	0.428	537.34	0.204	22361.80	0.867	61.024
3	0.428	392.17	0.29	32981.42	0.867	61.024
$\Sigma=$			0.516	55733.61		

FUENTE: Autoría propia

TABLA 48: Cálculos para obtener el coeficiente de amortiguamiento en el eje Y.

PISO	θ (rad)	Wi (Ton)	$\phi r1$	Wi $\phi r12$	$\cos 3/2 \theta$ (rad)	Cd (T.s/m)
1	0.47	806.59	0.114	10482.46	0.841	58.092
2	0.44	537.34	0.204	22361.8	0.86	56.809
3	0.44	392.17	0.29	32981.42	0.86	56.809
$\Sigma=$			0.608	65825.68		

FUENTE: Autoría propia

Como podemos observar el mayor coeficiente de amortiguamiento será en el eje X con un valor de 62.32 que lo redondearemos a:

$$Cd = 65 \text{ T.s/m}$$

2.3.1.1.3 Determinación de la rigidez del disipador.

$$K_d = \frac{C_d}{10(\Delta t)}$$

Ec. (17)

Donde:

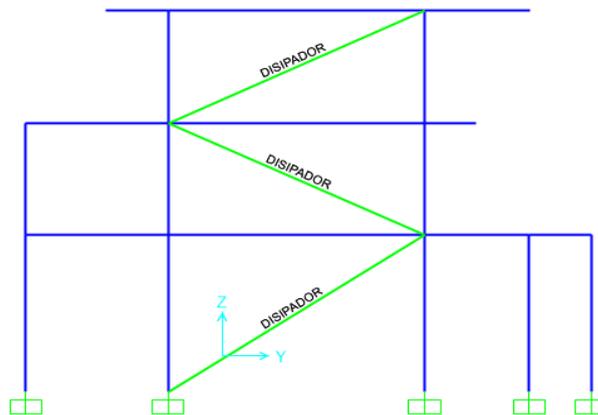
- **K_d**: rigidez del disipador.
- **Δt**: intervalo de tiempo del registro sísmico, que en este caso es de 0.005.

$$K_d = \frac{65}{10(0.005)} \quad K_d = 1300 \text{ T/m}$$

2.3.1.2 Modelamiento del disipador viscoso en SAP2000.

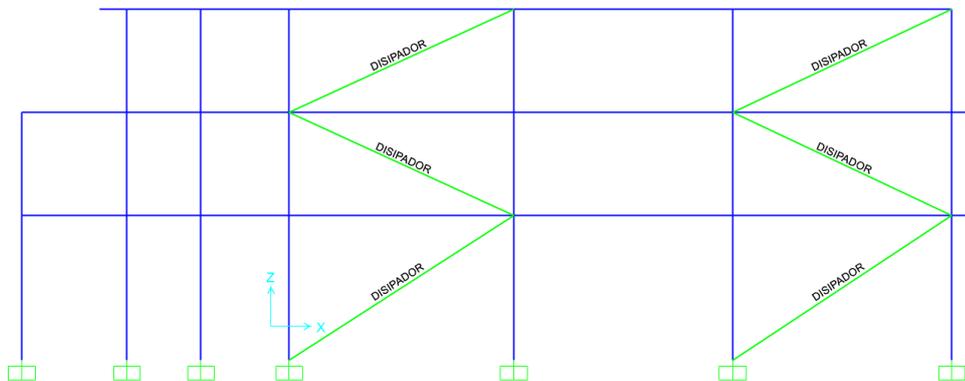
Como primer paso es necesario definir la disposición de los disipadores en la estructura, para esto el código ASCE 7-10 nos da ciertos parámetros para la colocación de los disipadores, en primer lugar estos disipadores trabajan de mejor manera en edificaciones regulares y simétricas, es por eso que su disposición también debe respetar este aspecto, el ASCE exige mínimo 2 disipadores por dirección de análisis en cada piso, además se deben colocar en los pórticos exteriores de tal manera que queden alejados del centro de masa, para que trabajen en las zonas de máximas velocidades en donde los disipadores viscosos mejor trabajan.

Fig 47: Disposición de los disipadores viscosos en diagonal en el eje Y.



FUENTE: Autoría propia – Modelamiento en SAP2000

Fig 48: Disposición de los disipadores viscosos en diagonal en el eje X.



FUENTE: Autoría propia – Modelamiento en SAP2000

Cabe recalcar que la disposición final queda a criterio del diseñador de manera que la estructura funcione de la mejor manera, en este caso al ser una edificación que no es del todo simétrica, se decidió poner disipadores en los pórticos que influían en todos los pisos, cabe recalcar que mientras más lejano este el disipador del centro de masa, mejor será su amortiguamiento ya que trabajara en los lugares donde existe mayores velocidades.

Para el modelamiento en SAP2000 del disipador es necesario dibujarlo como un elemento tipo LINK en 2 puntos y para asignar sus propiedades escogemos la opción "Link/Support Property Data", en donde escogeremos un amortiguamiento tipo DAMPER-Exponential y se trabajara solo con el eje axial U1, que es el eje en el que trabaja el disipador, para al final ingresar las características del disipador previamente calculadas.

Fig 49: Asignación de las propiedades del disipador.

Identification	
Property Name	DISIPADOR
Direction	U1
Type	Damper - Exponential
NonLinear	Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases	
Effective Stiffness	1300.
Effective Damping	65.

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases	
Stiffness	1300.
Damping Coefficient	65.
Damping Exponent	0.5

FUENTE: Autoría propia – Modelamiento en SAP2000

Luego de dibujadas los elementos tipo LINK seleccionamos todas y le asignamos las propiedades anteriormente ingresadas quedando así modelada la estructura con disipadores.

2.3.1.3 Análisis sísmico dinámico paso a paso en el tiempo con disipadores viscoso de energía.

Luego de tener modelada la estructura con sus respectivos disipadores en la disposición que se desee y que ya estén asignadas sus propiedades, continuamos con el análisis PASO A PASO EN EL TIEMPO, que se aplicara para el cálculo de los desplazamientos, fuerzas internas y otros resultados que solo este método de diseño nos puede proveer.

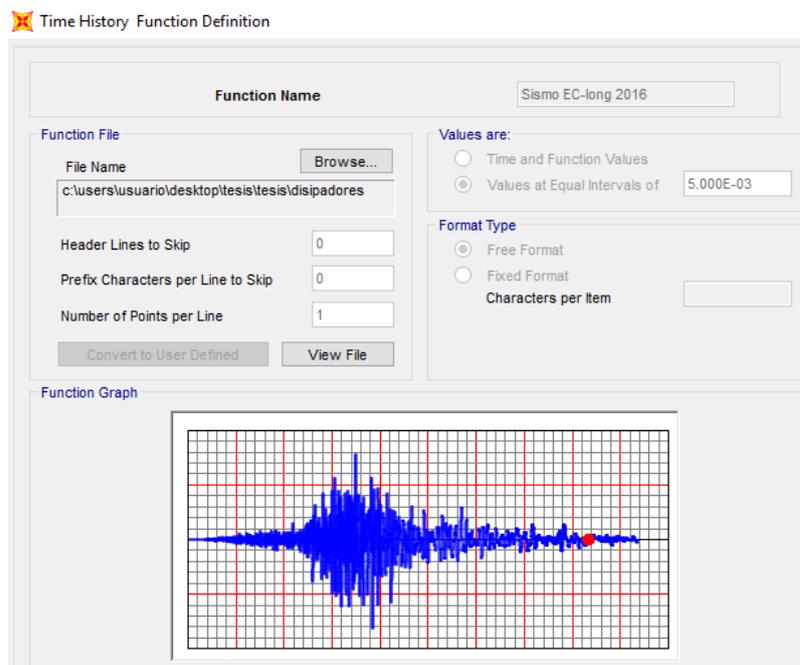
El análisis paso a paso en el tiempo utiliza registros sísmicos de acelerogramas de sismos reales para su análisis, se agradece a la Red Sísmica del Austro por

facilitarnos los registro de acelerogramas del sismo de 7.8 que ocurrió este 2016 en el Ecuador.

2.3.1.3.1 Ingreso del registro sísmico al SAP2000.

La RSA nos proporcionó la información en un archivo de Excel, por lo que se copiaron los registros de las dos componentes horizontales a un archivo de texto de formato .txt, luego se define una función tiempo – historia y se carga el registro sísmico proporcionando el número de puntos por línea utilizados en este caso una sola fila y el intervalo de tiempo del registro, para este caso 0.005.

Fig 50: Asignación de las propiedades del disipador.



FUENTE: Autoría propia – Modelamiento en SAP2000

Luego se define el espectro en la otra dirección horizontal de la misma manera obteniendo dos espectros sísmicos una para cada dirección.

2.3.1.3.2 Definir casos de carga.

Para este análisis se necesita definir un caso de carga modal del tipo “Eigen Vectors”, en la cual se debe definir el número de modos necesarios, la norma nos dice que se deben hacer mínimo 3 modos, o hasta que la masa participativa sea más del 90%, en este caso cumplió en el modo 5.

Además se deben crear 2 casos de carga, uno para cada dirección a analizar, en este caso se han designado los casos con los siguientes nombres.

MODAL
Tiempo-Historia X
Tiempo - Historia Y

Modal
Nonlinear Modal History (FNA)
Nonlinear Modal History (FNA)

Cada caso posee varias características que debemos asignar, en este caso debemos asignar el tipo de caso como Tiempo – Historia, el tipo de análisis como No-lineal, el sentido seleccionamos U1 y en función designamos al registro transversal, por ultimo asignamos un factor de escala de 0.01 lo que convertirá al registro de cm/s² a m/s². Seguimos el mismo proceso para el otro caso, con la diferencia que se escogerá el sentido U2 y en función asignamos al registro longitudinal, por ultimo establecemos el número de pasos y el tiempo del registro.

Fig 51: Asignación de casos de carga.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Time Factor	Arrival Time	Coord Sys	Angle
Accel	U1	Sismo EC-tranv 2016	0.01	1.	0.	GLOBAL	0.

FUENTE: Autoría propia – Modelamiento en SAP2000

Con todos estos parámetros ingresados podemos correr el programa y analizar los resultados.

2.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS.

Luego de realizados los análisis paso a paso en el tiempo de la edificación tanto con o sin disipadores, podemos comparar y analizar los resultados.

2.4.1 ANÁLISIS DE DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS.

En la tabla 49 se muestran los desplazamientos de obtenido de los análisis paso a paso en el tiempo de la edificación con y sin disipadores.

TABLA 49: Derivas y desplazamientos de los análisis con y sin disipadores.

	PISO	DESPLAZAMIENTO		h (cm)	DISTORSIÓN	
		X max (cm)	Y max (cm)		ΔM (X)	ΔM (Y)
SIN DISIPADORES	3	13.170	12.44	370	0.009	0.010
	2	9.750	8.849	370	0.011	0.010
	1	5.717	4.99	400	0.014	0.012
CON DISIPADORES	3	8.86	11.06	370	0.005	0.008
	2	7.00	8.00	370	0.007	0.009
	1	4.28	4.58	400	0.011	0.011

FUENTE: Autoría propia – Modelamiento en SAP2000

En la tabla 50 podemos apreciar los resultados del análisis con disipadores y sus respectivas fuerzas internas como axiales, cortantes y momentos máximos de las columnas de la edificación, comparándolo con las mismas pero en el análisis sin disipadores.

TABLA 50: Fuerzas internas de las columnas en el eje X de los análisis con y sin disipadores.

FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS DE LAS COLUMNAS EN EL EJE X			
ANÁLISIS	N max (T)	V max (Ton)	M max (Ton.m)
TH-SD	134.3	59.61	111.4
TH-DV	64.65	39.05	72.93

FUENTE: Autoría propia – Modelamiento en SAP2000

Se puede apreciar las reducciones de las fuerzas internas de la estructura del análisis sin disipadores (TH-SD), con respecto del análisis con disipadores viscosos (TH-DV).

TABLA 51: Fuerzas internas de las vigas en el eje X de los análisis con y sin disipadores.

FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS DE LAS VIGAS EN EL EJE X			
ANÁLISIS	N max (T)	V max (Ton)	M max (Ton.m)
TH SD	0	71.61	127.6
TH-DV	0	50.48	89.93

FUENTE: Autoría propia – Modelamiento en SAP2000

TABLA 52: Fuerzas internas de las columnas en el eje Y de los análisis con y sin disipadores.

FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS DE LAS COLUMNAS EN EL EJE Y			
ANÁLISIS	N max (T)	V max (Ton)	M max (Ton.m)
TH SD	131.5	77.68	156.9
TH-DV	113.2	63.82	135.4

FUENTE: Autoría propia – Modelamiento en SAP2000

En la tabla 53 podemos apreciar los resultados de las fuerzas internas a las que está sometido el disipador de mayor sollicitación sísmica en la estructura para cada eje.

TABLA 53: Fuerzas axiales y deformaciones máximas de los disipadores por eje.

DISIPADORES VISCOSOS NO LINEALES	EJE	NOMENCLATURA DEL DISIPADOR	FUERZA AXIAL (Ton)	DEFORMACIÓN (cm)
	X-X	LINK 11	30.49	3.6
	Y-Y	LINK 18	40.34	5.85

FUENTE: Autoría propia – Modelamiento en SAP2000

Como es lógico las deformaciones máximas en los ejes de masa suceden en el piso superior, en este caso el tercer piso, tanto para los análisis con disipadores y sin los mismos.

Las fuerzas internas máximas se dan en este caso tanto en el primer piso como en el segundo, para el eje X la fuerza axial máxima se da en el primer piso en la columna denominada 211 y la cortante y momentos máximos se dan en la columna 68 del segundo piso. Para el eje Y, la axial máxima se da en la columna del segundo piso denominada 80, y para el cortante y momento máximo se presentan en la columna 773 del primer piso.

En el caso de vigas presentan valores máximos en el eje X, en específico en la viga 1108 correspondiente al primer piso.

Por ultimo las fuerzas axiales y deformaciones máximas de los disipadores para cada eje se presentan en el disipador 11 para el eje X y 18 para el eje Y, cabe recalcar que esta fuerza axial máxima y su deformación son esenciales al momento de elegir un disipador, ya que los proveedores de estos dispositivos se basan en estos parámetros para escoger el disipador más acorde a las características.

3 CAPITULO: ANÁLISIS COMPARATIVO Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

3.1 COMPARACIÓN DEL MODELAMIENTO CON DISIPADORES VISCOSOS NO-LINEALES / MODELAMIENTO SIN DISIPADORES

- Se observa que los periodos y frecuencias no cambian entre análisis, esto comprueba que el disipador no interfiere en la inercia de la edificación.
- La disminución del desplazamiento del eje X en cada piso fue de, 32.73% para el tercer piso, de 28.21% para el segundo piso y de 25.14% para el primero.
- La disminución del desplazamiento del eje Y en cada piso fue de, 11.09% para el tercer piso, de 9.59% para el segundo piso y de 8.22% para el primero.
- Las fuerzas axiales máximas en las columnas sufrieron una reducción del 51.86% en el eje X, y del 13.92% en el eje Y.
- Las cortantes máximas en las columnas sufrieron una reducción del 34.49% en el eje X, y del 17.84% en el eje Y.
- Los momento máximos en las columnas sufrieron una reducción del 34.53% en el eje X, y del 13.70% en el eje Y.
- Las fuerzas axiales máximas no se redujeron en vigas.
- Las cortantes máximas en las vigas sufrieron una reducción del 29.51% en el eje X.
- Los momento máximos en las vigas sufrieron una reducción del 29.52% en el eje X.

3.1.1 COMPARACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA.

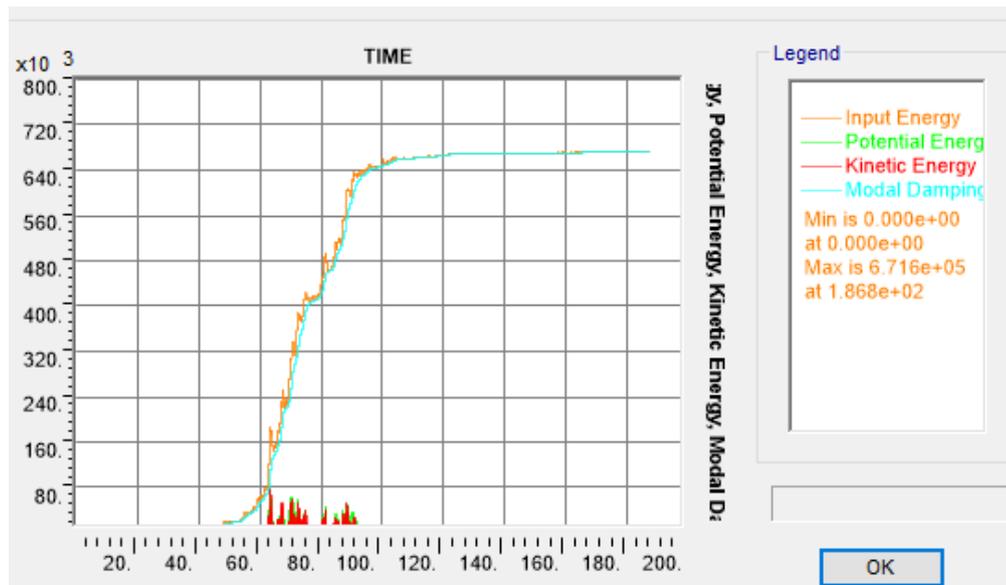
Como explicamos anteriormente la energía sísmica de entrada es disipada por distintos tipos de energía que aparecen al instante del sismo, estas ilustran de mejor manera cómo funciona la estructura en un evento sísmico.

Las gráficas que se muestran a continuación fueron obtenidas del SAP2000, y representan la distribución de la energía tanto con disipadores como sin los mismos. El programa muestra la distribución de la energía bajo la siguiente nomenclatura:

Energía de entrada del sismo (Input Energy), energía cinética (Kinetic Energy), energía potencial (Potencial Energy), energía modal del amortiguamiento inherente de la estructura (Modal Damping), energía del disipador viscoso (Link Damper).

En la figura 52 podemos observar la distribución de la energía en el eje X sin la aplicación de disipadores en donde podemos ver que la energía modal de amortiguamiento es la que asume la mayoría de la energía de entrada.

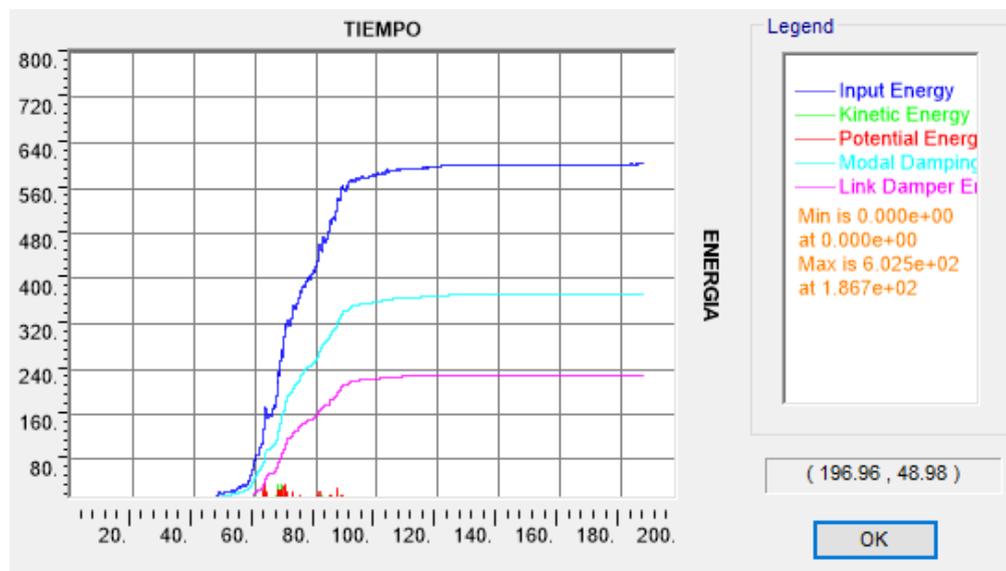
Fig 52: Distribución de energía en edificación sin disipadores eje X.



FUENTE: Autoría propia – Modelamiento en SAP2000

En la figura 53 podemos apreciar ahora la distribución de energía en el eje x del modelo con disipadores en la cual observamos que ahora además de la energía modal, ingresa la energía del disipador para asumir una parte del amortiguamiento en este caso es un 40%.

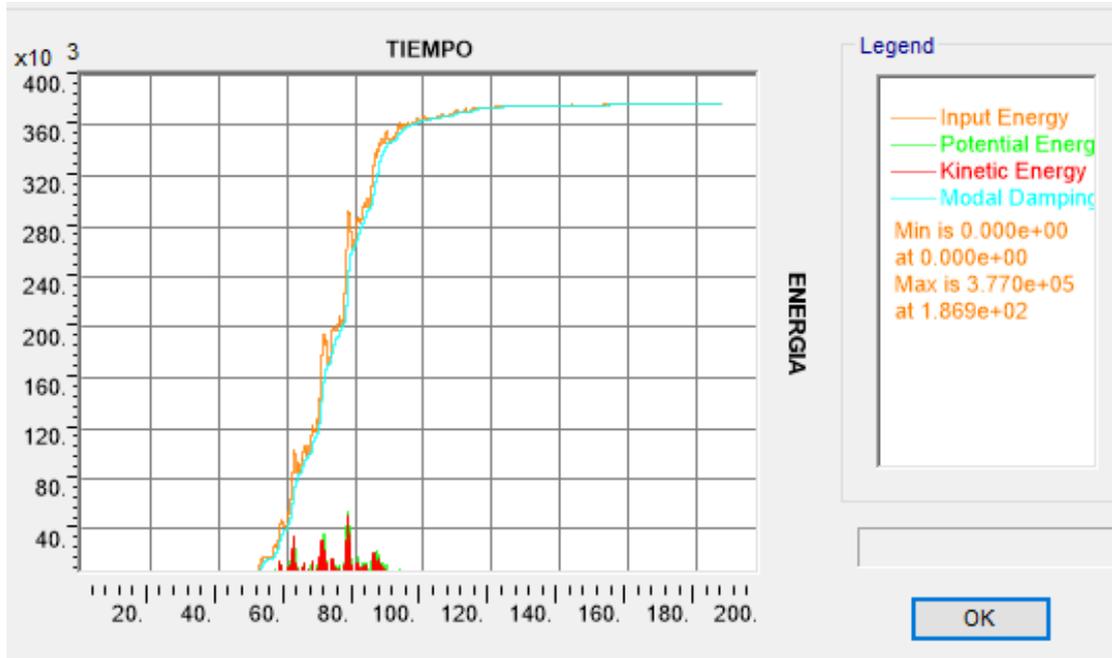
Fig 53: Distribución de energía en edificación con disipadores eje X.



FUENTE: Autoría propia – Modelamiento en SAP2000

Al igual que en el eje X, en el eje Y se presentan resultado parecidos, a continuación para su análisis se presentan las distribuciones de energía del eje Y con y sin disipadores.

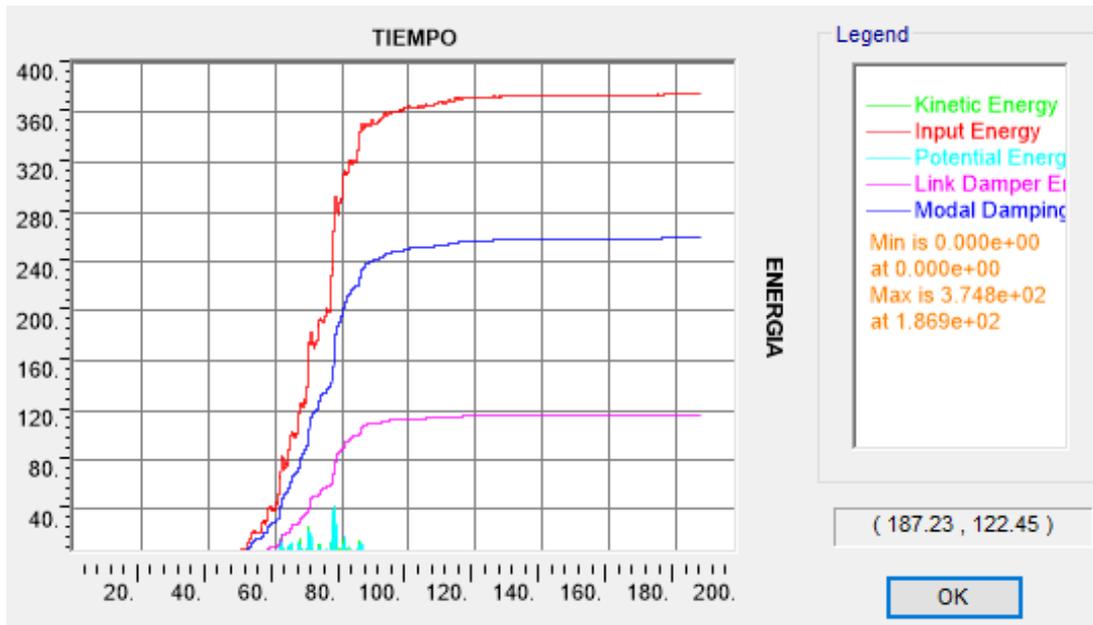
Fig 54: Distribución de energía en edificación sin disipadores eje Y



FUENTE: Autoría propia – Modelamiento en SAP2000

En este caso en la figura 55, para la distribución de energía con disipadores el porcentaje de amortiguamiento que aporta el disipador es de 32%.

Fig 55: Distribución de energía en edificación con disipadores eje Y

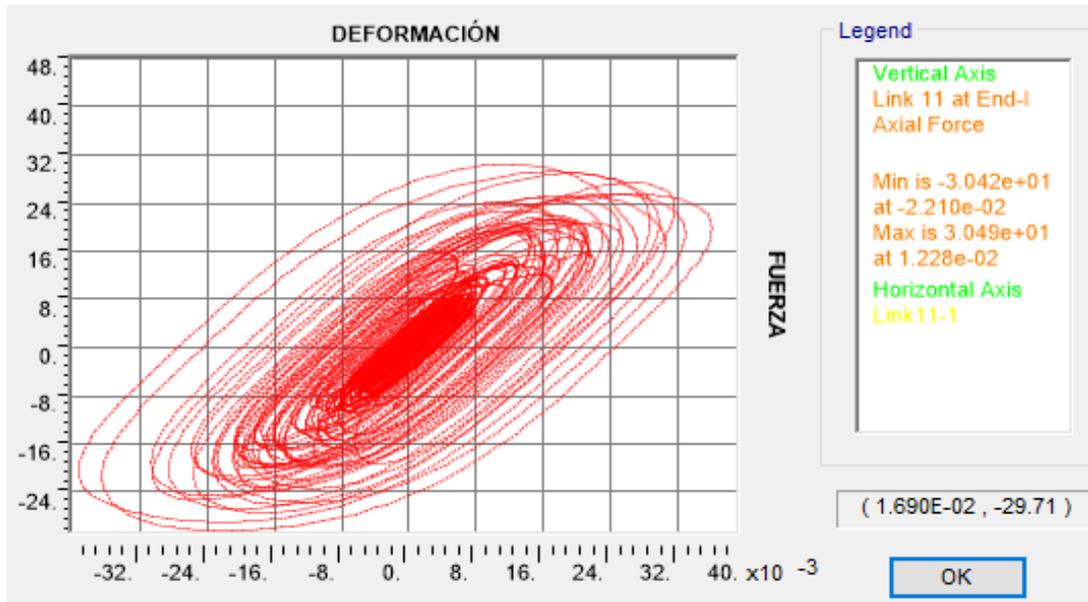


FUENTE: Autoría propia – Modelamiento en SAP2000

3.1.2 COMPORTAMIENTO DEL DISIPADOR VISCOSO.

En las figuras 56 – 57 se muestra la curva histerética del disipador viscoso, la cual relaciona la fuerza axial y la deformación del disipador del primer piso y de mayor influencia sísmica, su forma refleja la manera en que trabaja el disipador, siendo están muy características para cada tipo de disipador.

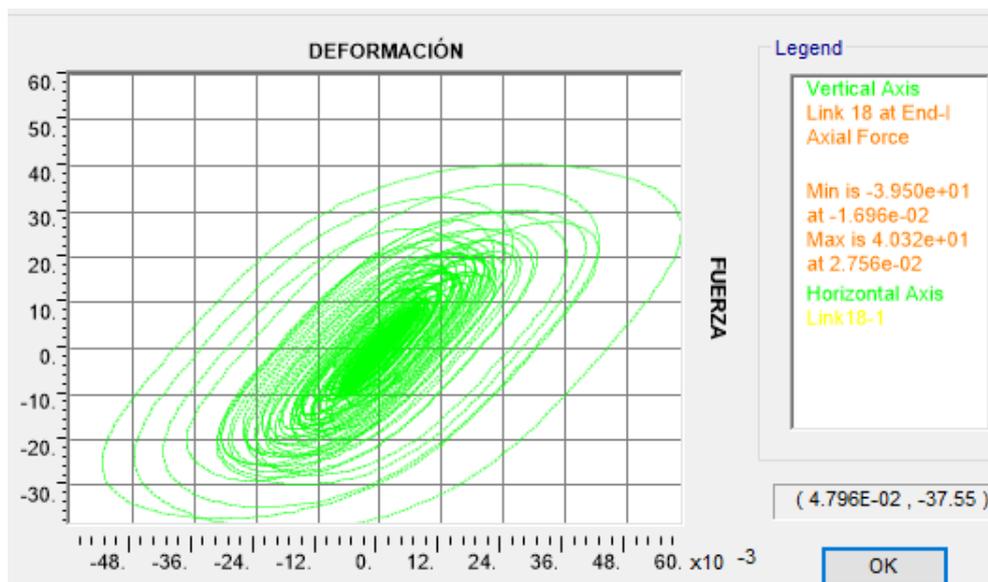
Fig 56: Curva Histeretica del disipador viscoso del primer piso del eje X



FUENTE: Autoría propia – Modelamiento en SAP2000

La curva presenta una fuerza máxima de 30.49 T y una deformación de 1.23 cm para la dirección en X.

Fig 57: Curva Histeretica del disipador viscoso del primer piso del eje Y



FUENTE: Autoría propia – Modelamiento en SAP2000

La curva presenta una fuerza máxima de 40.32 T y una deformación de 2.75 cm en la dirección de Y.

CONCLUSIONES.

- La inclusión de los disipadores de energía, dan como resultado un aumento importante al amortiguamiento de la estructura por tal motivo se buscó aplicar estos dispositivos a la edificación en estudio obteniendo resultados que fueron de gran importancia para entender cómo funcionan los disipadores.
- Los diferentes tipos de análisis que recomienda la norma NEC-DS-SE, para el estudio diseño sísmico de estructuras son las más utilizadas en la mayoría de países, además presenta su propia metodología basada en diferentes normas.
- En lo que se refiere a análisis sísmicos estáticos y dinámicos, la norma NEC recomienda el uso de los análisis estáticos para edificaciones de poca importancia, dejando los análisis dinámicos a estructuras de mayor importancia como son las edificaciones esenciales.
- El país al momento posee de varios registros sísmicos que pueden ser de ayuda para determinación de sismos de diseño para diferentes estructuras en lo que se refiere a los análisis espectrales y tiempo – historia.
- El análisis Tiempo – Historia o Paso a Paso en el Tiempo como en la NEC se lo denomina, es que se adapta de mejor manera para el modelamiento y análisis de estructuras con disipadores, ya que utiliza registros de sismos reales obteniendo de esta manera resultados más fieles a la realidad, por tal motivo se aplicó este método en este estudio con grandes resultados.
- Los disipadores viscosos de energía son los más utilizados en la región y distribuidos a la mayoría de países de América, ya que el fabricante más importante de estos y otros disipadores es la marca TAYLOR que se encuentra ubicada en EEUU, y abastece a varios distribuidores locales en Sudamérica.
- La aplicación de disipadores viscosos no influyo en los periodos de vibración de la estructura sin disipadores, ya que por su funcionamiento no cambian las características de rigidez de la estructura, si no que se centran en trabajar con la disminución a base de la velocidad.
- El disipador viscoso aplicado a la estructura absorbió un 40% de la energía de entrada del sismo de diseño, cabe recalcar que se puede subir este porcentaje con una correcta disposición de los disipadores en la estructura, y que esta sea lo más simétrica y regular posible para que la disposición de estos también lo sea, de esta manera trabajaran a su máxima capacidad logrando así una mayor reducción.

- En el caso de la edificación analizada se trataba de un hospital que necesitaba ser diseñado como una edificación esencial es decir para que soporte los sismos más fuertes y siga en funcionamiento, pero se trataba de una edificación poco simétrica y que era regular entre pisos, por tal motivo no se podía disponer a los disipadores de la manera más correcta, por lo que se llega a la conclusión de que es necesario otro tipo de disipador o dispositivo para que trabaje de mejor manera en la estructura.
- A pesar de que la aplicación de los disipadores redujeron las derivas de piso en un 32 % y las fuerzas internas de la estructura en un 51.86% en fuerzas axiales, 34.5% en cortante y 34.53% en momento en general por la disposición de los disipadores no se pudo hacerlos trabajar a su máxima capacidad, por lo que se esperaba una mayor reducción en cuanto a derivas de piso.
- Se comprobó que la aplicación del análisis Paso a Paso en el Tiempo con la utilización de registros de sismos reales obtuvo los resultados deseados, corroborando que este se trata del mejor método para el análisis de edificaciones sometidas a diseño sismo resistente.
- Al día de hoy la aplicación de estos dispositivos presentan una de las mejores maneras de diseñar estructuras que resistan sismos fuertes, trayendo consigo seguridad para la vida de las personas que lo ocupan, también pueden prevenir de grandes pérdidas económicas en el caso de que la estructura colapse.

RECOMENDACIONES.

- Explicar de mejor manera en la norma NEC-SE-DS, sobre el coeficiente de reducción de la fuerza sísmica para derivas obtenidas con el análisis Paso a Paso en el Tiempo, para su correcta utilización.
- Como principal inconveniente en la elaboración de este trabajo de titulación fue la obtención de registros sísmico de la región que estuvieran corregidos y filtrados, por tal razón se recomienda como futura investigación el tratamiento que se le debe dar a los registros sísmicos de manera que estén listos para su utilización en los diferentes casos de aplicación.
- Para los análisis sísmicos dinámicos se utilizó el programa SAP2000, recomendando el uso de la última versión disponible (v.18.1.1), que ya cuenta con espectros de diseño de País y sus aplicaciones a base de la norma NEC-SE-DS.
- Realizar estudios referentes al diseño sismo resistente de una estructura con aplicación de disipadores de energía y aisladores de energía, para observar su comportamiento en combinado.

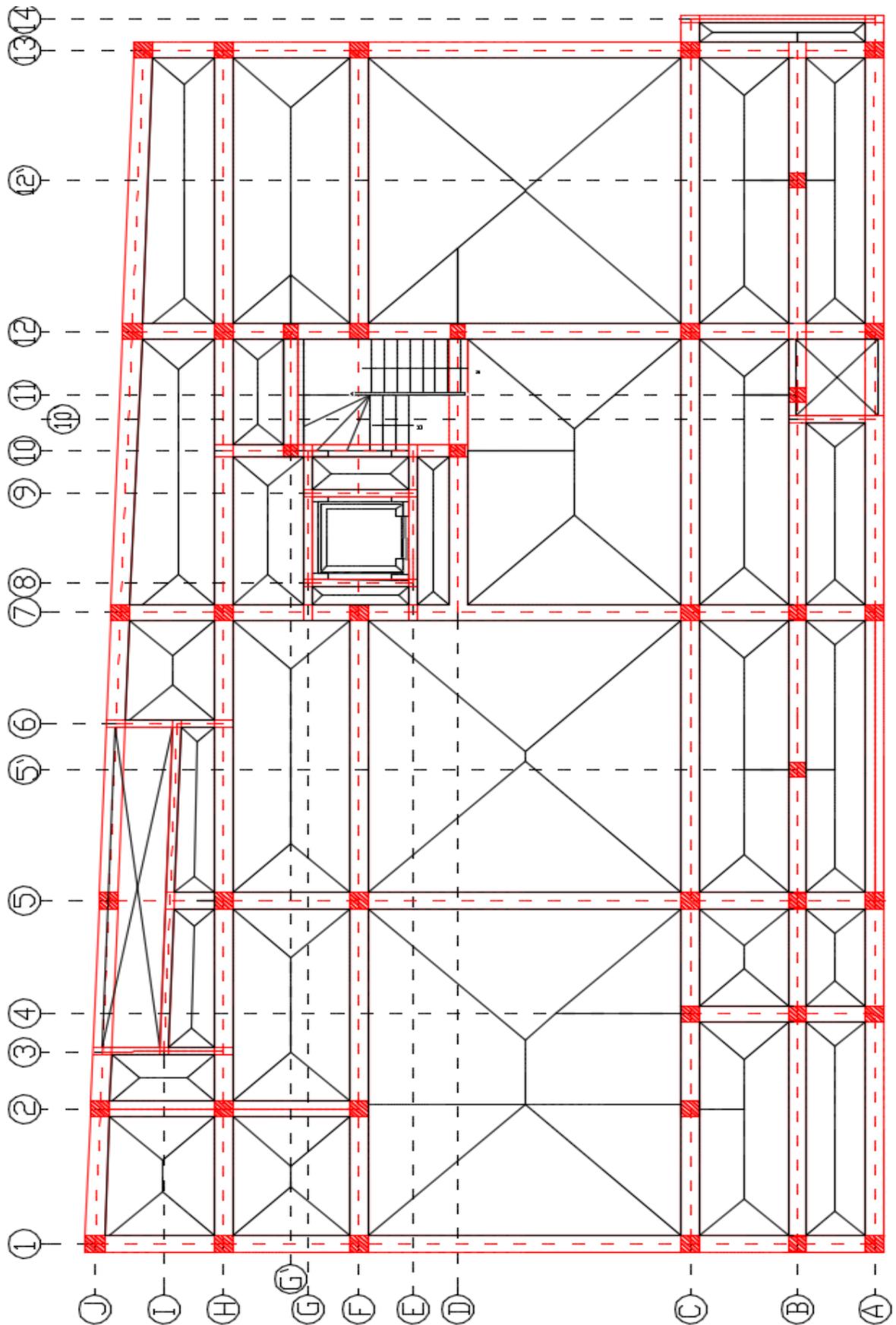
BIBLIOGRAFÍA.

- Stuardi, J. E. (2004). Dispositivos viscoelásticos para protección sísmica. *Revista BiT: La Revista Técnica de la Construcción*, 10(34), 58-61.
- Aguiar R. (2008) Análisis sísmico de edificios. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 322 p., Quito, Ecuador.
- Carranza y Calderón. (2015) Reforzamiento de una estructura a porticada con disipadores de fluido viscoso para un mercado en la ciudad de Trujillo, Tesis de la Universidad Antenor Orrego, 96 p., Trujillo, Perú.
- Guevara D y Torres P. (2012) Diseño de un edificio a porticado con amortiguadores de fluido-viscoso en disposición diagonal, Tesis de la Universidad Católica del Perú, 94 p., Lima, Perú.
- Aguilar K. (2015) Estudio comparativo de edificios de acero de gran altura con diagonales excéntricas, concéntricas y diagonales con amortiguadores en la ciudad de Quito. Tesis De La Pontificia Universidad Católica Del Ecuador, 162 p., Quito, Ecuador.
- NEC-15, NEC-SE-CG, Norma Ecuatoriana de la Construcción – Seguridad Estructural- Cargas (no sísmicas), Norma Ecuatoriana de la Construcción, diciembre 2014.
- NEC-15, NEC-SE-DS, Norma Ecuatoriana de la Construcción – Seguridad Estructural- Diseño Sismo resistente, Norma Ecuatoriana de la Construcción, diciembre 2014.
- NEC-15, NEC-SE-HM, Norma Ecuatoriana de la Construcción – Seguridad Estructural- Estructuras de Hormigón Armado, Norma Ecuatoriana de la Construcción, diciembre 2014.
- ACI 318, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural, (ACI 318S-14), American Concrete Institute, USA, segunda impresión, enero 2015
- FEMA 273. (1997). *Nehrp Guidelines For The Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C.
- Vintimilla J. (2013). *Ingeniería Sismo Resistente de Edificios de Acero*. Quito, Ecuador.

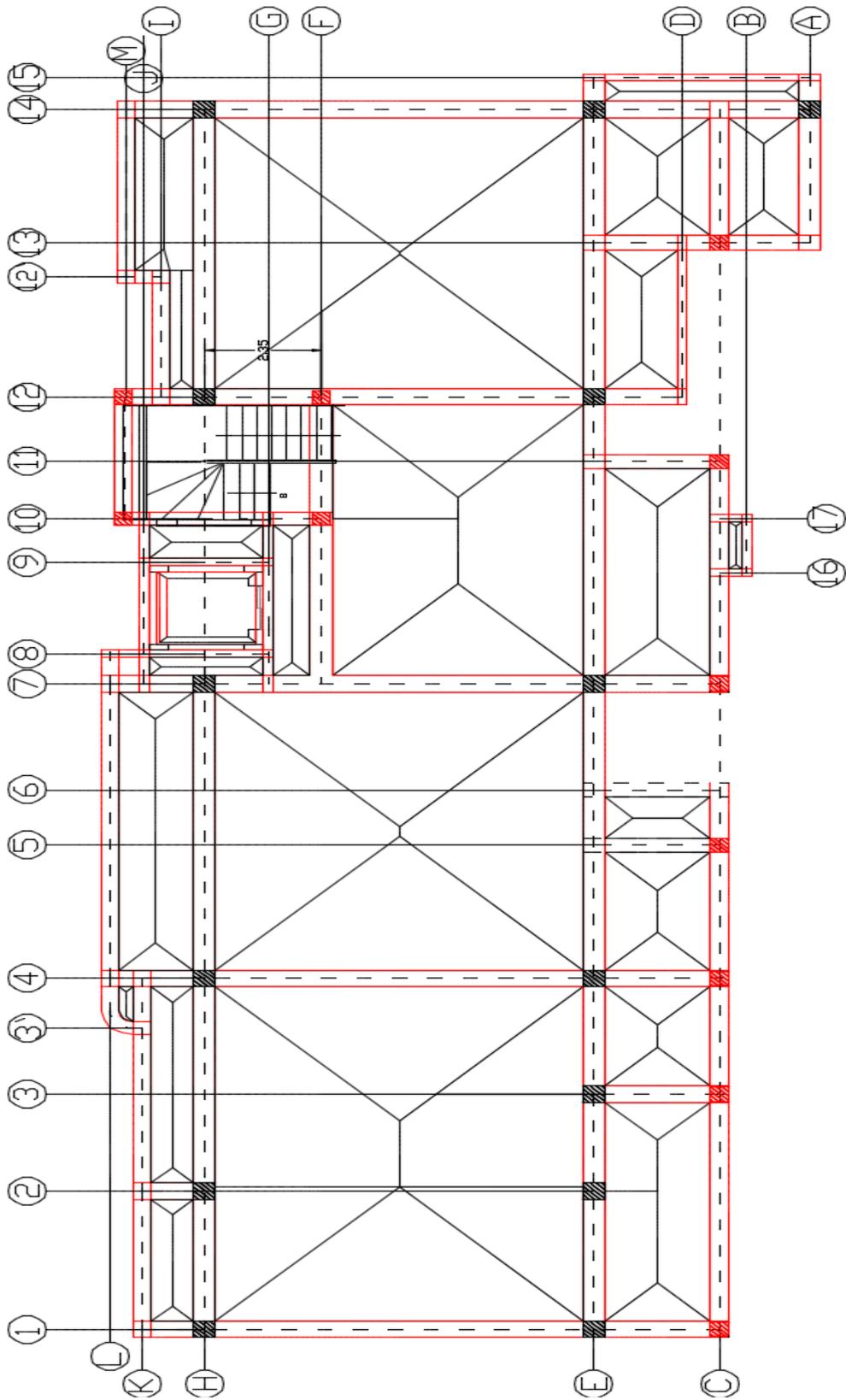
- Oviedo, J. A., & Pilar, D. M. (2006). Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. Revista EIA (Escuela de Ingeniería de Antioquía), 105-120.
- Vasco P. (2003). Guía para Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Hormigón Armado. Centro de Investigaciones Científicas, 175 p, Ambato, Ecuador.
- SAP 2000 Structural Analysis Program Computers & Structures Inc. 2002.
- Chong L & Waleón F. (2013). Análisis y Diseño de estructuras de acero con disipadores viscoelásticos para la ciudad de Guayaquil. Tesis de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil., 203 p, Guayaquil, Ecuador.
- Lagos P. (2015). Estudio De Los Registros Sísmicos Existentes En El Ecuador, Caso Red Sísmica Del Austro Y Su Incidencia En El Análisis Estructural, Vulnerabilidad Y Desempeño Sísmico De Edificios De Mediana Altura. Tesis de la Universidad de Técnica de Ambato., 277 p. Ambato, Ecuador

ANEXOS

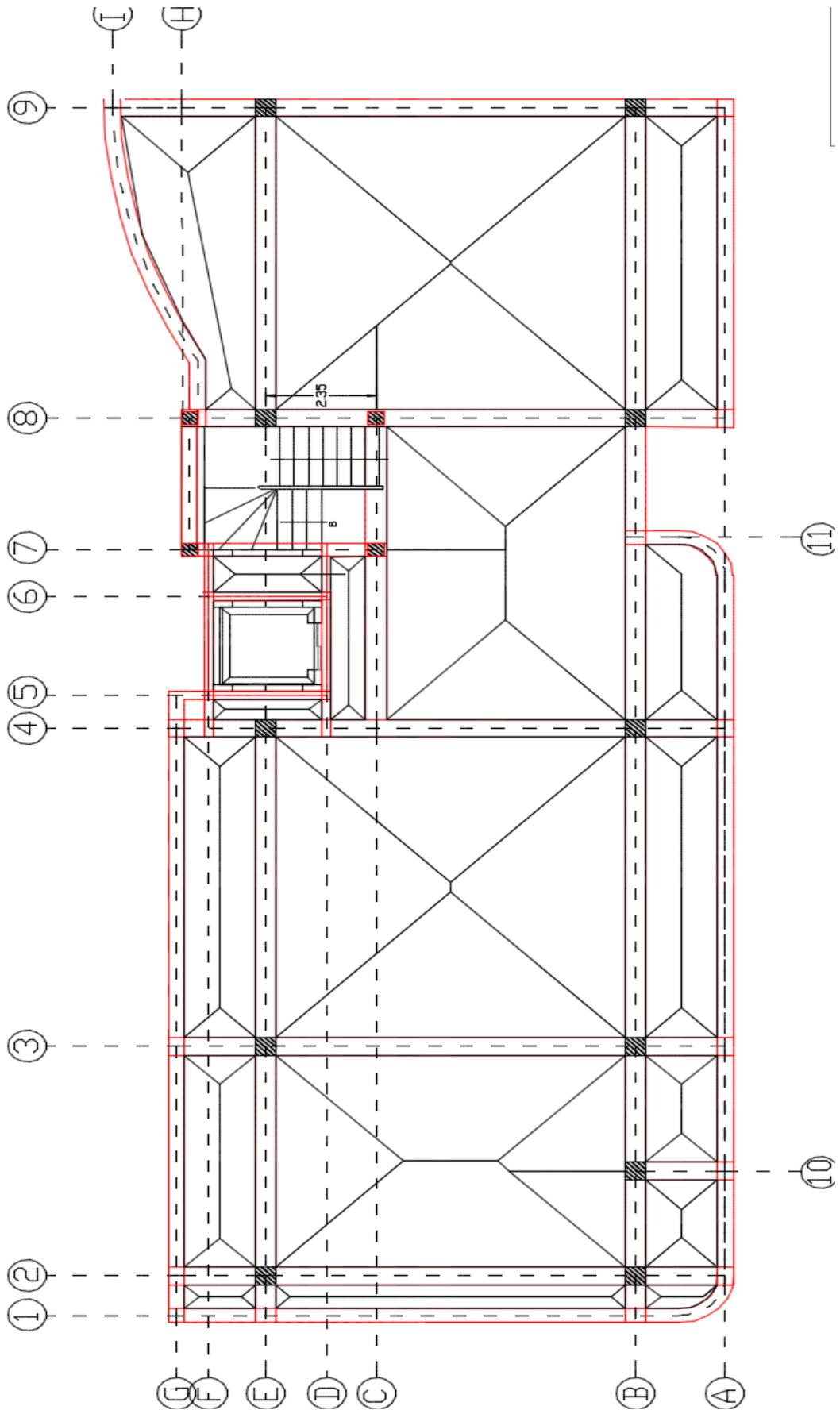
ÁREAS PARTICIPATIVAS PARA CADA VIGA PISO 1.



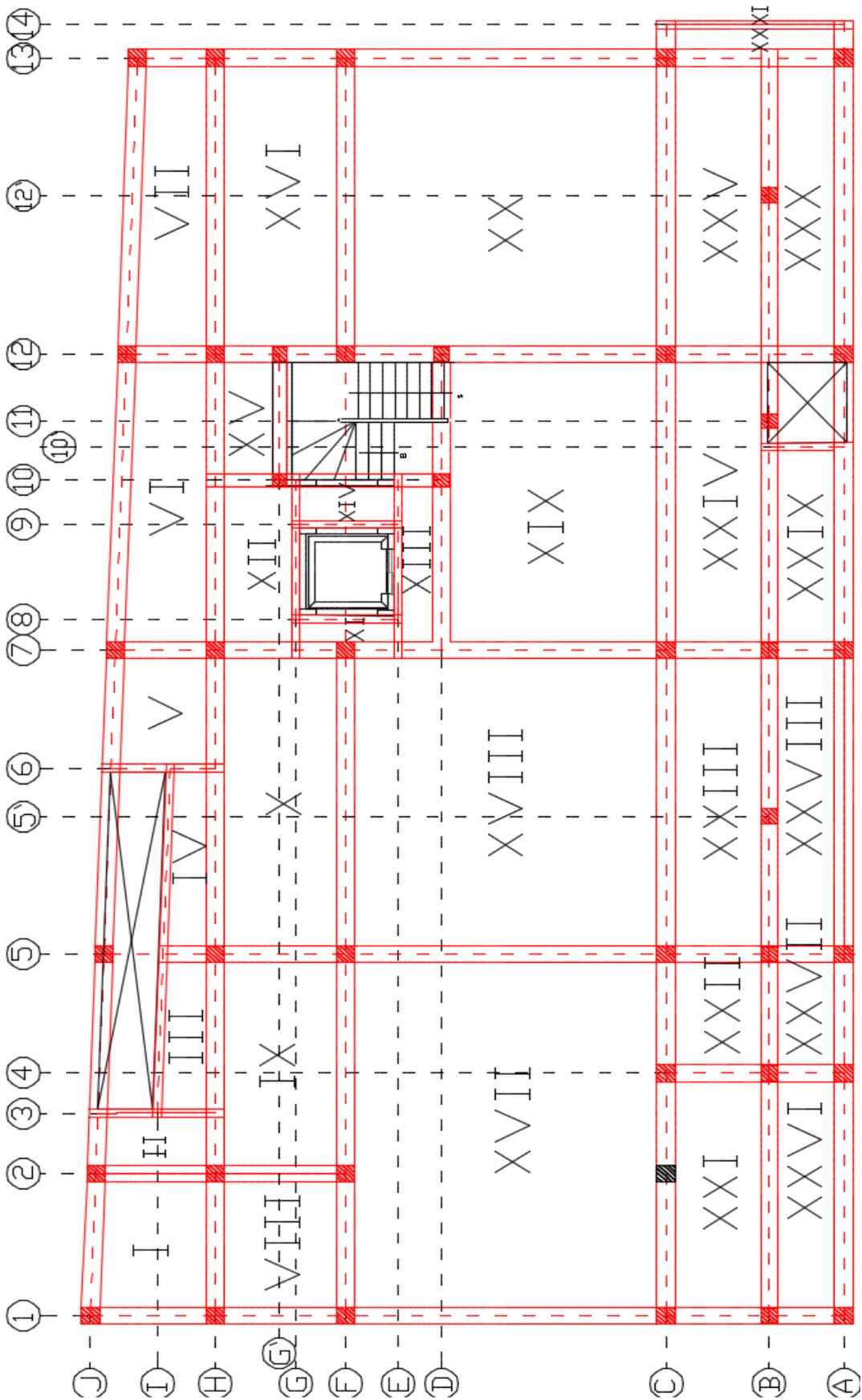
ÁREAS PARTICIPATIVAS PARA CADA VIGA PISO 2



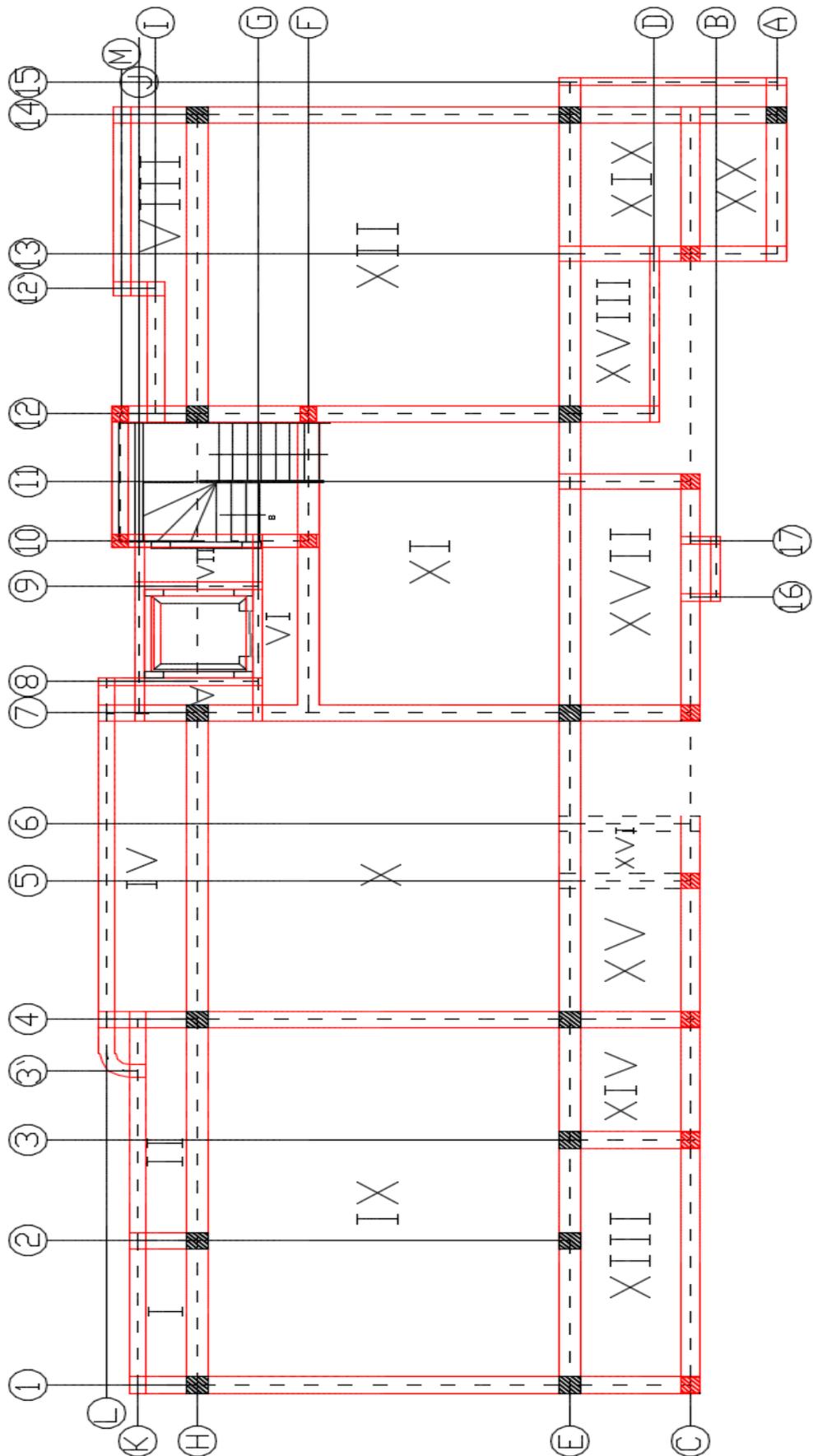
ÁREAS PARTICIPATIVAS PARA CADA VIGA PISO 3



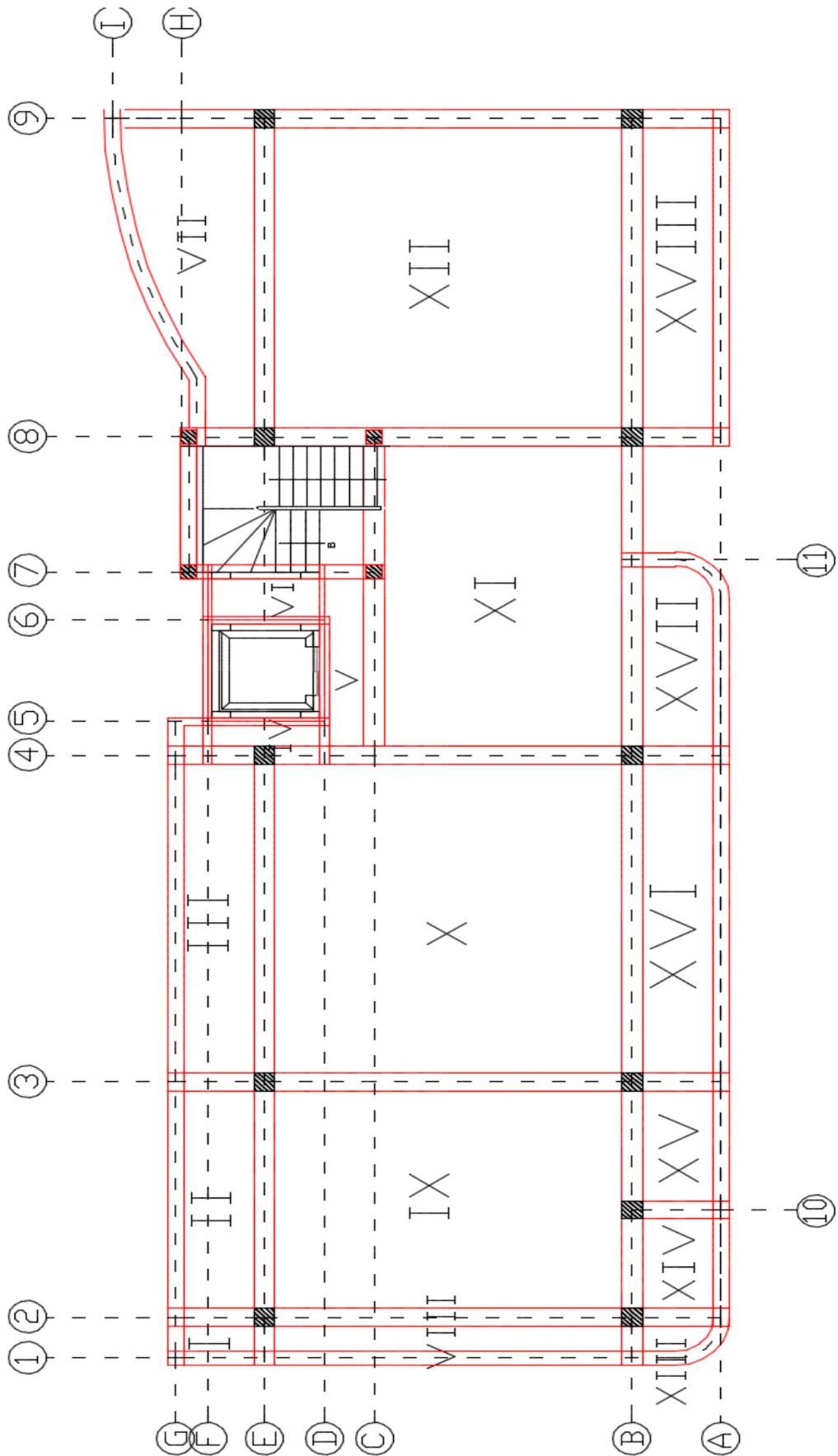
NOMENCLATURA DE LOSAS PISO 1



NOMENCLATURA DE LOSAS PISO 2



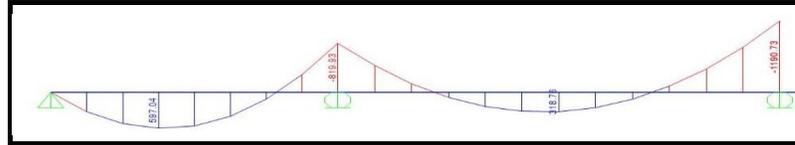
NOMENCLATURA DE LOSAS PISO 3





DISEÑO DE LOSA DE PRIMER PISO

"LOSA SENTIDO X-1"



DATOS:		
fc	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
β	0.85	
DATOS DE LOSA		
h=	35	cm
r=	2	cm
d=	33	cm
b total=	70	cm
b nervio	10	cm

P1= 1352.43 kg/m
L1= 3.8

MOMENTO DE TRAMO 1:		MOMENTO DE TRAMO 2:	
597.04	kg.m	318.76	kg.m
MOMENTO DE APOYO 1:		MOMENTO DE APOYO 2:	
813.71	kg.m	819.93	kg.m
MOMENTO DE APOYO 3:			
1190.73		kg.m	

MOMENTO DE TRAMO 1 y 2		
l	0.0014760	
lmin	l	lmax
0.00333	0.00333	0.010625
As=	1.10	cm ²
1φ 12mm		

lmin	0.003333
lb	0.021250
lmax	0.010625

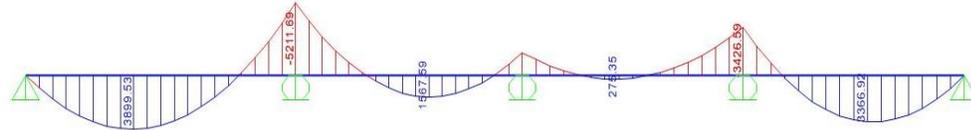
MOMENTO DE APOYO 1			MOMENTO DE APOYO 2		
l	0.0002833		l	0.0002855	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.00333	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70	cm ²	As=	7.70	cm ²
3φ 18mm			3φ 18mm		

MOMENTO DE APOYO 3		
l	0.0004153	
lmin	l	lmax
0.00333	0.0033	0.01063
As=	7.70	cm ²
3φ 18mm		



DISEÑO DE LOSA DE PRIMER PISO

"LOSA SENTIDO X-2"



DATOS:		
fc	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
β	0.85	
DATOS DE LOSA		
h=	35	cm
r=	2	cm
d=	33	cm
b total=	70	cm
b nervio	10	cm

P1= 1434.64 kg/m
L1= 9.65 m
P5= 1237.65 kg/m
L5= 7.9 m

lmin	0.003333
lb	0.021250
lmax	0.010625

MOMENTO DE TRAMO 1 y 4:	3689.53 kg.m	MOMENTO DE TRAMO 2 y 3:	1567.59 kg.m
MOMENTO DE APOYO 1:	3339.92 kg.m	MOMENTO DE APOYO 2:	5211.69 kg.m
MOMENTO DE APOYO 3:	1632.23 kg.m	MOMENTO DE APOYO 4:	3426.59 kg.m
MOMENTO DE APOYO 5:	1931.04 kg.m		

MOMENTO DE TRAMO 1 y 4			MOMENTO DE TRAMO 2 y 3		
l	0.0101828		l	0.0039960	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.01018	0.01063	0.0033	0.00400	0.01063
As=	3.51	cm ²	As=	1.32	cm ²
1 φ14mm + 1 φ16mm			1φ 14mm		

MOMENTO DE APOYO 1			MOMENTO DE APOYO 2		
l	0.0011753		l	0.0018489	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.00333	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70	cm ²	As=	7.70	cm ²
3φ 18mm			3φ 18mm		

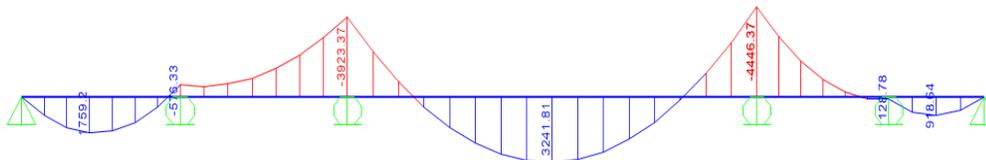
MOMENTO DE APOYO 3			MOMENTO DE APOYO 4		
l	0.0005703		l	0.0012063	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.0033	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70	cm ²	As=	7.70	cm ²
3φ 18mm			3φ 18mm		

MOMENTO DE APOYO 5		
l	0.0006755	
lmin	l	lmax
0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70	cm ²
3φ 18mm		



DISEÑO DE LOSA DE PRIMER PISO

"LOSA SENTIDO Y-1"



DATOS:		
fc	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
β	0.85	
DATOS DE LOSA		
h=	35	cm
r=	2	cm
d=	33	cm
b total=	70	cm
b nervio	10	cm

P1= 2673.10 kg/m
L1= 2.92 m
P5= 2180.65 kg/m
L5= 1.82 m

l _{min}	0.003333
l _b	0.021250
l _{max}	0.010625

MOMENTO DE TRAMO 1 y 5:		MOMENTO DE TRAMO 2,3,4	
1759.2	kg.m	3241.81	kg.m
MOMENTO DE APOYO 1:		MOMENTO DE APOYO 2:	
949.66	kg.m	576.33	kg.m
MOMENTO DE APOYO 3:		MOMENTO DE APOYO 4:	
3923.37	kg.m	4446.37	kg.m
MOMENTO DE APOYO 5:		MOMENTO DE APOYO 6:	
128.78	kg.m	300.97	kg.m

MOMENTO DE TRAMO 1 y 5			MOMENTO DE TRAMO 2,3,4		
l	0.0045133		l	0.0087828	
l _{min}	l	l _{max}	l _{min}	l	l _{max}
0.0033	0.00451	0.01063	0.0033	0.00878	0.01063
As=	1.49	cm ²	As=	2.90	cm ²
1φ 14mm			1φ 20mm		

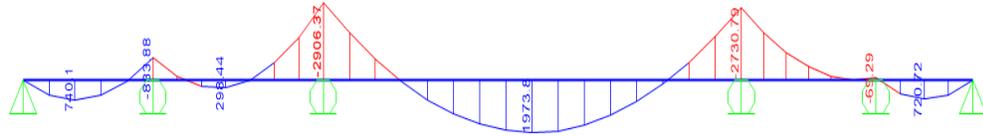
MOMENTO DE APOYO 1			MOMENTO DE APOYO 2		
l	0.0003309		l	0.0002005	
l _{min}	l	l _{max}	l _{min}	l	l _{max}
0.0033	0.00333	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70	cm ²	As=	7.70	cm ²
3φ 18mm			3φ 18mm		

MOMENTO DE APOYO 3			MOMENTO DE APOYO 4		
l	0.0013841		l	0.0015722	
l _{min}	l	l _{max}	l _{min}	l	l _{max}
0.0033	0.0033	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70	cm ²	As=	7.70	cm ²
3φ 18mm			3φ 18mm		

MOMENTO DE APOYO 5			MOMENTO DE APOYO 6		
l	0.0000447		l	0.0001046	
l _{min}	l	l _{max}	l _{min}	l	l _{max}
0.0033	0.00333	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70	cm ²	As=	7.70	cm ²
3φ 18mm			3φ 18mm		



DISEÑO DE LOSA DE PRIMER PISO
"LOSA SENTIDO Y-2"



DATOS:		
fc	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
β	0.85	
DATOS DE LOSA		
h=	35	cm
r=	2	cm
d=	33	cm
b total=	70	cm
b nervio	10	cm

P1= 1454.80 kg/m
L1= 2.44 m
P5= 1956.72 kg/m
L5= 1.82 m

lmin	0.003333
lb	0.021250
lmax	0.010625

MOMENTO DE TRAMO 1 y 5:		MOMENTO DE TRAMO 2,3,4	
740.1	kg.m	1973.5	kg.m
MOMENTO DE APOYO 1:		MOMENTO DE APOYO 2:	
360.89	kg.m	893.88	kg.m
MOMENTO DE APOYO 3:		MOMENTO DE APOYO 4:	
2906.3	kg.m	2730.7	kg.m
MOMENTO DE APOYO 5:		MOMENTO DE APOYO 6:	
69.29	kg.m	270.06	kg.m

MOMENTO DE TRAMO 1 y 5			MOMENTO DE TRAMO 2,3,4		
l	0.0018377		l	0.0051002	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.00333	0.01063	0.0033	0.00510	0.01063
As=	1.10 cm ²		As=	1.68 cm ²	
1φ 12mm			1φ 16mm		

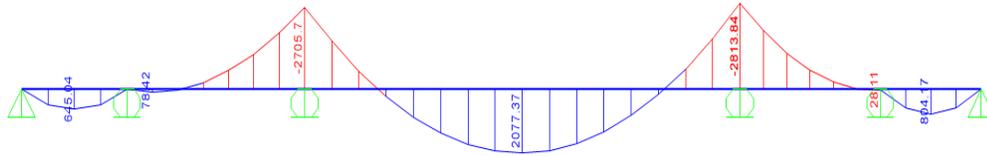
MOMENTO DE APOYO 1			MOMENTO DE APOYO 2		
l	0.0001254		l	0.0003114	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.00333	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70 cm ²		As=	7.70 cm ²	
3φ 18mm			3φ 18mm		

MOMENTO DE APOYO 3			MOMENTO DE APOYO 4		
l	0.0010209		l	0.0009585	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.0033	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70 cm ²		As=	7.70 cm ²	
3φ 18mm			3φ 18mm		

MOMENTO DE APOYO 5			MOMENTO DE APOYO 6		
l	0.0000241		l	0.0000938	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.00333	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70 cm ²		As=	7.70 cm ²	
3φ 18mm			3φ 18mm		



DISEÑO DE LOSA DE PRIMER PISO
"LOSA SENTIDO Y-3"



DATOS:		
fc	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
β	0.85	
DATOS DE LOSA		
h=	35	cm
r=	2	cm
d=	33	cm
b total=	70	cm
b nervio	10	cm

P1= 1610.08 kg/m
L1= 1.9 m
P5= 2180.65 kg/m
L5= 1.82 m

lmin	0.003333
lb	0.021250
lmax	0.010625

MOMENTO DE TRAMO 1 y 5:		MOMENTO DE TRAMO 2,3,4	
804.17	kg.m	2077.37	kg.m
MOMENTO DE APOYO 1:		MOMENTO DE APOYO 2:	
242.18	kg.m	78.42	kg.m
MOMENTO DE APOYO 3:		MOMENTO DE APOYO 4:	
2705.7	kg.m	2813.84	kg.m
MOMENTO DE APOYO 5:		MOMENTO DE APOYO 6:	
28.11	kg.m	300.97	kg.m

MOMENTO DE TRAMO 1 y 5			MOMENTO DE TRAMO 2,3,4		
l	0.0020007		l	0.0053881	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.00333	0.01063	0.0033	0.00539	0.01063
As=	1.10 cm ²		As=	1.78 cm ²	
1φ 12mm			1φ 16mm		

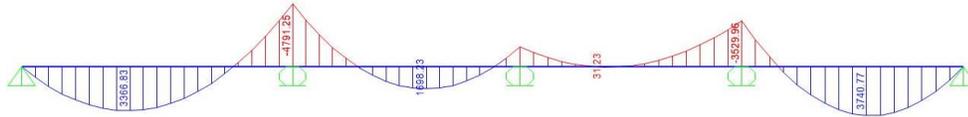
MOMENTO DE APOYO 1			MOMENTO DE APOYO 2		
l	0.0000841		l	0.0000272	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.00333	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70 cm ²		As=	7.70 cm ²	
3φ 18mm			3φ 18mm		

MOMENTO DE APOYO 3			MOMENTO DE APOYO 4		
l	0.0009496		l	0.0009880	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.0033	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70 cm ²		As=	7.70 cm ²	
3φ 18mm			3φ 18mm		

MOMENTO DE APOYO 5			MOMENTO DE APOYO 6		
l	0.0000098		l	0.0001046	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.00333	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70 cm ²		As=	7.70 cm ²	
3φ 18mm			3φ 18mm		



DISEÑO DE LOSA DE SEGUNDO PISO
"LOSA SENTIDO X-1"



DATOS:		
fc	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
β	0.85	
DATOS DE LOSA		
h=	35	cm
r=	2	cm
d=	33	cm
b total=	70	cm
b nervio	10	cm

P1= 128.38 kg/m
L1= 9.65 m
P5= 1382.234 kg/m
L5= 7.9 m

l _{min}	0.003333
l _b	0.021250
l _{max}	0.010625

MOMENTO DE TRAMO 1 y 4:		MOMENTO DE TRAMO 2 y 3:	
3740.77	kg.m	1698.23	kg.m
MOMENTO DE APOYO 1:		MOMENTO DE APOYO 2:	
298.88	kg.m	4791.25	kg.m
MOMENTO DE APOYO 3:		MOMENTO DE APOYO 4:	
2562.23	kg.m	3529.96	kg.m
MOMENTO DE APOYO 5:			
2156.63	kg.m		

MOMENTO DE TRAMO 1 y 4			MOMENTO DE TRAMO 2 y 3		
l	0.0103470		l	0.0043479	
l _{min}	l	l _{max}	l _{min}	l	l _{max}
0.0033	0.01035	0.01063	0.0033	0.00435	0.01063
As=	3.41 cm ²		As=	1.43 cm ²	
1φ 14mm + 1φ 16mm			1φ 14mm		

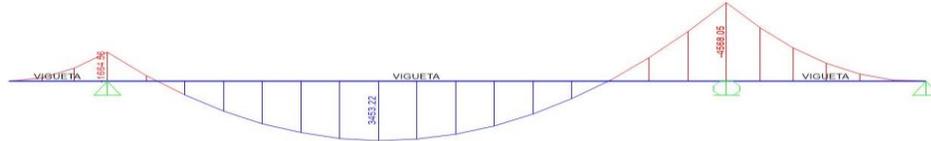
MOMENTO DE APOYO 1			MOMENTO DE APOYO 2		
l	0.0001039		l	0.0016966	
l _{min}	l	l _{max}	l _{min}	l	l _{max}
0.0033	0.00333	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70 cm ²		As=	7.70 cm ²	
3φ 18mm			3φ 18mm		

MOMENTO DE APOYO 3			MOMENTO DE APOYO 4		
l	0.0008987		l	0.0012432	
l _{min}	l	l _{max}	l _{min}	l	l _{max}
0.0033	0.0033	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70 cm ²		As=	7.70 cm ²	
3φ 18mm			3φ 18mm		

MOMENTO DE APOYO 5		
l	0.0007552	
l _{min}	l	l _{max}
0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70 cm ²	
3φ 18mm		



DISEÑO DE LOSA DE SEGUNDO PISO
"LOSA SENTIDO Y-1"



DATOS:		
fc	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
β	0.85	
DATOS DE LOSA		
h=	35	cm
r=	2	cm
d=	33	cm
b total=	70	cm
b nervio	10	cm

P1= 1708.56 kg/m
L1= 2.53

MOMENTO DE TRAMO 1:	
3453.22	kg.m
MOMENTO DE APOYO 1:	
1664.56	kg.m
MOMENTO DE APOYO 2:	
4588.05	kg.m
MOMENTO DE APOYO 3:	
273.41	kg.m

MOMENTO DE TRAMO 1 y 2 y 3		
l	0.0094365	
lmin	l	lmax
0.00333	0.00944	0.010625
As=	3.11	cm ²
1φ 20mm		

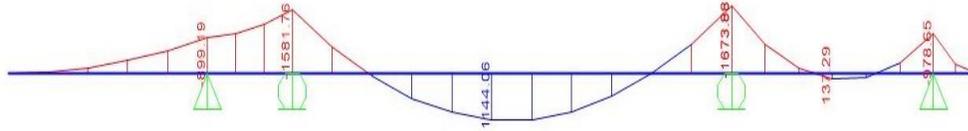
lmin	0.003333
lb	0.021250
lmax	0.010625

MOMENTO DE APOYO 1			MOMENTO DE APOYO 2		
l	0.0005817		l	0.0016232	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.00333	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70	cm ²	As=	7.70	cm ²
3φ 18mm			3φ 18mm		

MOMENTO DE APOYO 3		
l	0.0000950	
lmin	l	lmax
0.00333	0.0033	0.01063
As=	7.70	cm ²
3φ 18mm		



DISEÑO DE LOSA DE SEGUNDO PISO
"LOSA SENTIDO Y-2"



DATOS:		
f_c	210	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²
β	0.85	
DATOS DE LOSA		
h	35	cm
r	2	cm
d	33	cm
b total	70	cm
b nervio	10	cm

P1= 1434.64 kg/m
L1= 9.65 m
P5= 1237.649 kg/m
L5= 7.9 m

l_{min}	0.003333
l_b	0.021250
l_{max}	0.010625

MOMENTO DE TRAMO		MOMENTO DE APOYO 1:		MOMENTO DE APOYO 2:	
1144.06	kg.m	899.19	kg.m	1581.76	kg.m
MOMENTO DE APOYO 3:		MOMENTO DE APOYO 4:			
1673.86	kg.m	978.65	kg.m		

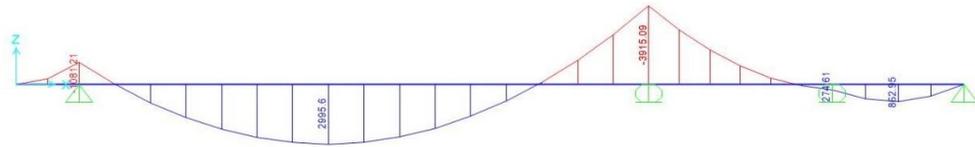
MOMENTO DE TRAMO		
l	0.0028766	
l_{min}	l	l_{max}
0.0033	0.00333	0.01063
A_s	3.51 cm ²	
1 ϕ 14mm + 1 ϕ 16mm		

MOMENTO DE APOYO 1			MOMENTO DE APOYO 2		
l	0.0003132		l	0.0005525	
l_{min}	l	l_{max}	l_{min}	l	l_{max}
0.0033	0.00333	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
A_s	7.70 cm ²		A_s	7.70 cm ²	
3 ϕ 18mm			3 ϕ 18mm		

MOMENTO DE APOYO 3			MOMENTO DE APOYO 4		
l	0.0005849		l	0.0003410	
l_{min}	l	l_{max}	l_{min}	l	l_{max}
0.0033	0.0033	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
A_s	7.70 cm ²		A_s	7.70 cm ²	
3 ϕ 18mm			3 ϕ 18mm		



DISEÑO DE LOSA DE SEGUNDO PISO
"LOSA SENTIDO Y-3"



DATOS:		
fc	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
β	0.85	
DATOS DE LOSA		
h=	35	cm
r=	2	cm
d=	33	cm
b total=	70	cm
b nervio	10	cm

P5= 1940.666 kg/m

L5= 1.82 m

l _{min}	0.003333
l _b	0.021250
l _{max}	0.010625

MOMENTO DE TRAMO 1 y 4:		MOMENTO DE TRAMO 2 y 3:	
2995.6	kg.m	852.95	kg.m
MOMENTO DE APOYO 1:		MOMENTO DE APOYO 2:	
1081.21	kg.m	3915.09	kg.m
MOMENTO DE APOYO 3:		MOMENTO DE APOYO 4:	
274.61	kg.m	160.71	kg.m

MOMENTO DE TRAMO 1 y 4			MOMENTO DE TRAMO 2 y 3		
l	0.0080371		l	0.0021252	
l _{min}	l	l _{max}	l _{min}	l	l _{max}
0.0033	0.00804	0.01063	0.0033	0.00333	0.01063
As=	3.51 cm ²		As=	1.10 cm ²	
	1φ 14mm + 1φ 16mm			1φ 12mm	

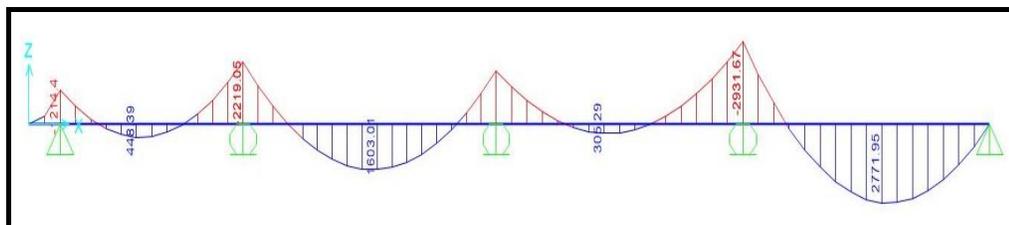
MOMENTO DE APOYO 1			MOMENTO DE APOYO 2		
l	0.0003769		l	0.0013811	
l _{min}	l	l _{max}	l _{min}	l	l _{max}
0.0033	0.00333	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70 cm ²		As=	7.70 cm ²	
	3φ 18mm			3φ 18mm	

MOMENTO DE APOYO 3			MOMENTO DE APOYO 4		
l	0.0000954		l	0.0000558	
l _{min}	l	l _{max}	l _{min}	l	l _{max}
0.0033	0.0033	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70 cm ²		As=	7.70 cm ²	
	3φ 18mm			3φ 18mm	



DISEÑO DE LOSA DE TERCER PISO

"LOSA SENTIDO X-1"



DATOS:		
fc	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
β	0.85	
DATOS DE LOSA		
h=	35	cm
r=	2	cm
d=	33	cm
b total=	70	cm
b nervio	10	cm

MOMENTO DE TRAMO 1 a 4:		MOMENTO DE TRAMO 5	
1603.01	kg.m	2771.96	kg.m
MOMENTO DE APOYO 1:		MOMENTO DE APOYO 2:	
1214.40	kg.m	2219.05	kg.m
MOMENTO DE APOYO 3:		MOMENTO DE APOYO 4:	
1956.01	kg.m	2931.67	kg.m
MOMENTO DE APOYO 5:			
2156.63	kg.m		

P5= 1382.23 kg/m
L5= 7.9 m

lmin	0.003333
lb	0.021250
lmax	0.010625

MOMENTO DE TRAMO 1 a 4:			MOMENTO DE TRAMO 5		
l	0.0040911		l	0.0073735	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.00409	0.01063	0.0033	0.00737	0.01063
As=	1.35	cm ²	As=	2.43	cm ²
	1φ 14mm			1φ 18mm	

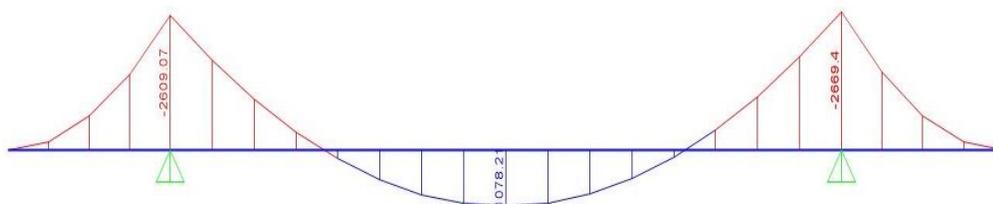
MOMENTO DE APOYO 1			MOMENTO DE APOYO 2		
l	0.0004236		l	0.0007772	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.00333	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70	cm ²	As=	7.70	cm ²
	3φ 18mm			3φ 18mm	

MOMENTO DE APOYO 3			MOMENTO DE APOYO 4		
l	0.0006843		l	0.0010299	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.0033	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70	cm ²	As=	7.70	cm ²
	3φ 18mm			3φ 18mm	

MOMENTO DE APOYO 5		
l	0.0007552	
lmin	l	lmax
0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70	cm ²
	3φ 18mm	



DISEÑO DE LOSA DE TERCER PISO
"LOSA SENTIDO Y-1"



DATOS:		
fc	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
β	0.85	
DATOS DE LOSA		
h=	35	cm
r=	2	cm
d=	33	cm
b total=	70	cm
b nervio	10	cm

MOMENTO DE TRAMO 1:		MOMENTO DE APOYO 2:	
1078.21	kg.m	2669.4	kg.m
MOMENTO DE APOYO 1:			
2609.07	kg.m		

MOMENTO DE TRAMO 1 y 2		
l	0.0027054	
lmin	l	lmax
0.00333	0.00333	0.010625
As=	1.10	cm ²

1φ 12mm

lmin	0.003333
lb	0.021250
lmax	0.010625

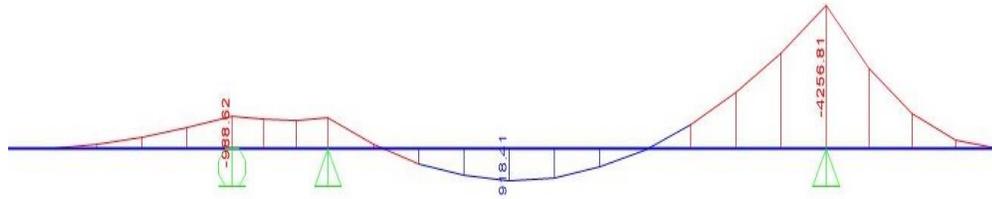
MOMENTO DE APOYO 1			MOMENTO DE APOYO 2		
l	0.0009153		l	0.0009367	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.00333	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70	cm ²	As=	7.70	cm ²

3φ 18mm

3φ 18mm



DISEÑO DE LOSA DE TERCER PISO
"LOSA SENTIDO Y-2"



DATOS:		
fc	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
β	0.85	
DATOS DE LOSA		
h=	35	cm
r=	2	cm
d=	33	cm
b total=	70	cm
b nervio	10	cm

MOMENTO DE TRAMO 1:	
918.41	kg.m
MOMENTO DE APOYO 1:	
988.62	kg.m
MOMENTO DE APOYO 2:	
956.52	kg.m
MOMENTO DE APOYO 3:	
4256.81	kg.m

MOMENTO DE TRAMO 1 y 2		
l	0.0022929	
lmin	l	lmax
0.00333	0.00333	0.010625
As=	1.10	cm ²
1φ 12mm		

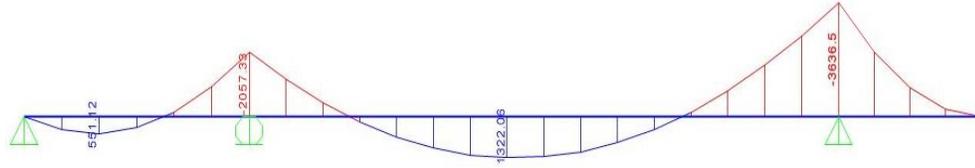
lmin	0.003333
lb	0.021250
lmax	0.010625

MOMENTO DE APOYO 1			MOMENTO DE APOYO 2		
l	0.0003445		l	0.0003333	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.00333	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70	cm ²	As=	7.70	cm ²
3φ 18mm			3φ 18mm		

MOMENTO DE APOYO 3		
l	0.0015039	
lmin	l	lmax
0.00333	0.0033	0.01063
As=	7.70	cm ²
3φ 18mm		



DISEÑO DE LOSA DE TERCER PISO
"LOSA SENTIDO Y-3"



DATOS:		
fc	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
β	0.85	
DATOS DE LOSA		
h=	35	cm
r=	2	cm
d=	33	cm
b total=	70	cm
b nervio	10	cm

P1= 2198.47 kg/m
L1= 1.9

MOMENTO DE TRAMO 1:			
1322.06	kg.m		
MOMENTO DE APOYO 1:		MOMENTO DE APOYO 2:	
330.69	kg.m	2057.33	kg.m
MOMENTO DE APOYO 3:			
3636.5	kg.m		

MOMENTO DE TRAMO 1 y 2		
l	0.0033432	
lmin	l	lmax
0.00333	0.00334	0.010625
As=	1.10	cm ²
1φ 12mm		

lmin	0.003333
lb	0.021250
lmax	0.010625

MOMENTO DE APOYO 1			MOMENTO DE APOYO 2		
l	0.0001149		l	0.0007201	
lmin	l	lmax	lmin	l	lmax
0.0033	0.00333	0.01063	0.00333	0.00333	0.01063
As=	7.70	cm ²	As=	7.70	cm ²
3φ 18mm			3φ 18mm		

MOMENTO DE APOYO 3		
l	0.0012813	
lmin	l	lmax
0.00333	0.0033	0.01063
As=	7.70	cm ²
3φ 18mm		