

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



**MEJORAMIENTO DE LA RESPUESTA DINÁMICA EN UN
EDIFICIO DE 26 NIVELES INCORPORANDO
AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA EN JESÚS
MARÍA**

TESIS

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

PRESENTADA POR:

Bach. QUISPE ROJAS, JORGE ANTONIO

Bach. ROJAS ARQUÍÑIGO, AARÓN JEICK

Asesor: Mg. Ing. GÁRATE CÁCERES, FRANCISCO HÉCTOR

LIMA-PERÚ

2020

DEDICATORIA

A mis padres Ana y Jaime, por siempre apoyarme en perseguir mis metas y brindarse su apoyo incondicional. A mis hermanos Mariana y Antonio, por todos sus consejos y motivación constante. A mis familiares y amistades que me apoyaron para la culminación de la presente investigación.

Jorge Antonio Quispe Rojas

Dedico esta tesis a mi madre María Elizabeth por su enorme amor y admirable dedicación. A mi padre Eudaldo por su constante apoyo y determinación para respaldarme durante toda mi formación profesional. A mis hermanas Marllorie y Sherilyn por sus enseñanzas y su gran cariño. A Carla por ser la estrella que me inspira y me ilumina. Finalmente, a los familiares y amigos que siempre creyeron en mí y me acompañaron en los momentos más difíciles. Esto es para ustedes.

Aarón Jeick Rojas Arquíñigo

AGRADECIMIENTOS

Gracias a Dios por todo lo que tenemos y por este logro.

Nuestro agradecimiento al ingeniero Francisco Gárate por sus consejos, compromiso y apoyo brindado para el desarrollo de la presente tesis.

Gratitud hacia nuestra alma mater, la Universidad Ricardo Palma, que nos acogió y nos brindó la oportunidad de desarrollarnos profesionalmente.

ÍNDICE GENERAL

| | |
|---|------|
| RESUMEN | xiii |
| ABSTRACT | xiv |
| INTRODUCCIÓN | 1 |
| CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA | 3 |
| 1.1 Descripción del problema | 3 |
| 1.2 Formulación del problema | 4 |
| 1.2.1 Problema general | 4 |
| 1.2.2 Problemas específicos | 4 |
| 1.3 Importancia y justificación del estudio | 5 |
| 1.3.1 Importancia | 5 |
| 1.3.2 Justificación | 5 |
| 1.4 Delimitación del problema | 6 |
| 1.4.1 Delimitación espacial..... | 6 |
| 1.4.2 Delimitación temporal | 7 |
| 1.5 Limitaciones del estudio | 7 |
| 1.6 Objetivos de la investigación | 8 |
| 1.6.1 Objetivo general..... | 8 |
| 1.6.2 Objetivos específicos | 8 |
| CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO | 9 |
| 2.1 Marco histórico | 9 |
| 2.2 Investigaciones relacionadas con el tema | 10 |
| 2.2.1 Investigaciones nacionales..... | 10 |
| 2.2.2 Investigaciones internacionales | 11 |
| 2.3 Estructura teórica y científica que sustenta el estudio | 13 |
| 2.3.1 Filosofía y principios de diseño sismorresistente | 13 |
| 2.3.2 Análisis sísmico de Edificios | 14 |

| | | |
|--|--|-----------|
| 2.3.2.1 | Norma Técnica de Edificación E.030 - Diseño Sismorresistente | 14 |
| 2.3.2.2 | FEMA 356 – Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings | 15 |
| 2.3.3 | Sistemas de protección sísmica..... | 15 |
| 2.3.3.1 | Sistemas de Control Activo..... | 16 |
| 2.3.3.2 | Sistemas de Control Semiactivo..... | 18 |
| 2.3.3.3 | Sistemas de Control Híbrido | 20 |
| 2.3.3.4 | Sistemas de Control Pasivo | 21 |
| 2.3.4 | Amortiguadores de Masa Sintonizados (AMS) | 22 |
| 2.3.5 | Parámetros de diseño para un AMS..... | 24 |
| 2.3.6 | Método de estimación de los parámetros de diseño de un AMS presentado por Sadek et al. (1996)..... | 25 |
| 2.3.6.1 | AMS para Estructuras de un grado de libertad | 25 |
| 2.3.6.2 | AMS para Estructuras de “N” grados de libertad | 28 |
| 2.3.7 | Modelo de un AMS..... | 30 |
| 2.3.7.1 | Rigidez | 30 |
| 2.3.7.2 | Amortiguamiento | 31 |
| 2.4 | Definición de términos básicos | 32 |
| 2.5 | Hipótesis General:..... | 32 |
| 2.6 | Hipótesis Específicos: | 33 |
| CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DEL ESTUDIO | | 34 |
| 3.1 | Tipo y método de investigación | 34 |
| 3.1.1 | Tipo..... | 34 |
| 3.1.2 | Método | 34 |
| 3.1.3 | Diseño | 34 |
| 3.2 | Población de estudio | 35 |
| 3.3 | Diseño muestral..... | 35 |

| | | |
|--|--|-----------|
| 3.4 | Relación entre variables | 35 |
| 3.4.1 | Variable independiente | 35 |
| 3.4.2 | Variable dependiente | 35 |
| 3.4.3 | Matriz operacional de variables | 36 |
| 3.5 | Técnicas e instrumento de recolección de datos | 36 |
| 3.6 | Descripción del procedimiento de análisis..... | 37 |
| CAPÍTULO IV: ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA..... | | 38 |
| 4.1 | Generalidades | 38 |
| 4.2 | Modelación estructural..... | 38 |
| 4.2.1 | Propiedades de los materiales | 40 |
| 4.2.2 | Secciones de los elementos | 43 |
| 4.2.2.1 | Columnas | 43 |
| 4.2.2.2 | Placas | 47 |
| 4.2.2.3 | Vigas | 48 |
| 4.2.2.4 | Losas | 52 |
| 4.3 | Cargas consideradas | 54 |
| 4.3.1 | Carga muerta..... | 54 |
| 4.3.2 | Carga viva | 54 |
| 4.4 | Parámetros sísmicos | 55 |
| 4.4.1 | Factor de Zona | 55 |
| 4.4.2 | Parámetros de sitio..... | 56 |
| 4.4.3 | Factor de amplificación sísmica | 57 |
| 4.4.4 | Categoría de la edificación y factor de uso..... | 58 |
| 4.4.5 | Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas | 58 |
| 4.4.5.1 | Coeficiente básico de reducción (R_0)..... | 58 |
| 4.4.5.2 | Irregularidad en altura (I_a):..... | 59 |
| 4.4.5.3 | Irregularidad en planta (I_p):..... | 65 |

| | | |
|--|--|----|
| 4.5 | Análisis dinámico..... | 73 |
| 4.5.1 | Aceleración Espectral | 73 |
| 4.5.2 | Máxima deriva de entrepiso..... | 75 |
| 4.5.3 | Fuerza cortante de entrepiso | 77 |
| CAPÍTULO V: APLICACIÓN DE AMORTIGUADORES DE MASA | | |
| SINTONIZADA | | |
| 5.1 | Parámetros óptimos del AMS | 79 |
| 5.1.1 | Masa del AMS | 79 |
| 5.1.2 | Rigidez del AMS | 79 |
| 5.1.3 | Amortiguamiento del AMS | 80 |
| 5.2 | Diseño del AMS | 81 |
| 5.3 | Modelamiento del AMS en ETABS | 82 |
| 5.3.1 | Modelamiento del bloque de concreto..... | 82 |
| 5.3.2 | Modelamiento de los aisladores..... | 82 |
| 5.3.3 | Ubicación en planta del AMS | 86 |
| 5.3.4 | Máxima deriva de entrepiso con reforzamiento sísmico | 86 |
| 5.3.5 | Fuerza cortante de entrepiso con AMS..... | 88 |
| CAPÍTULO VI: PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS | | |
| 6.1 | Comparación técnica..... | 91 |
| 6.1.1 | Modos de vibración | 91 |
| 6.1.2 | Derivas | 92 |
| 6.1.3 | Desplazamientos | 93 |
| 6.1.4 | Torsión..... | 94 |
| 6.1.5 | Cortante basal | 95 |
| 6.2 | Comparación económica..... | 96 |
| 6.2.1 | Generalidades..... | 96 |
| 6.2.2 | Estimación de costos..... | 97 |

| | | |
|--|---------------------------------|-----|
| 6.3 | Contrastación de hipótesis..... | 105 |
| CONCLUSIONES | | 107 |
| RECOMENDACIONES | | 109 |
| REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | | 110 |
| ANEXO | | 112 |
| ANEXO 1: Matriz de consistencia..... | | 112 |
| ANEXO 2: Extracto de Manual Viguetas Prefabricadas Firth | | 113 |
| ANEXO 3: Planos de estructuras | | 114 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 1: Razones óptimas de frecuencia f y amortiguamiento a de AMS para tres amortiguamientos | 26 |
| Tabla 2: Matriz operacional de variables..... | 36 |
| Tabla 3: Cuadro de resistencias de diseño utilizadas en la estructura | 40 |
| Tabla 4: Cuadro de columnas establecidas en la estructura | 44 |
| Tabla 5: Cuadro de placas establecidas en la estructura..... | 47 |
| Tabla 6: Cuadro de vigas establecidas en la estructura..... | 49 |
| Tabla 7: Cuadro de losas establecidas en la estructura..... | 53 |
| Tabla 8: Cargas muertas de diseño | 54 |
| Tabla 9: Cargas vivas de diseño | 55 |
| Tabla 10: Factores de Zona | 56 |
| Tabla 11: Factores de Suelo | 57 |
| Tabla 12: Período “ T_P ” y “ T_L ” | 57 |
| Tabla 13: Sistemas Estructurales y Coeficiente básico de reducción R_0 | 59 |
| Tabla 14: Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en la dirección X | 60 |
| Tabla 15: Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en la dirección Y..... | 61 |
| Tabla 16: Irregularidad de Resistencia en la dirección X..... | 62 |
| Tabla 17: Irregularidad de Resistencia en la dirección Y | 63 |
| Tabla 18: Irregularidad de Masa o Peso | 64 |
| Tabla 19: Irregularidad torsional en la dirección X | 66 |
| Tabla 20: Irregularidad torsional en la dirección Y..... | 67 |
| Tabla 21: Irregularidad torsional extrema en la dirección X | 68 |
| Tabla 22: Irregularidad torsional extrema en la dirección Y..... | 69 |
| Tabla 23: Irregularidad de esquinas entrantes..... | 71 |
| Tabla 24: Discontinuidad de diafragma | 72 |
| Tabla 25: Parámetros sísmicos de la estructura | 73 |
| Tabla 26: Derivas de entrepiso de la estructura por sismo dinámico X-X..... | 75 |
| Tabla 27: Derivas de entrepiso de la estructura por sismo dinámico Y-Y..... | 76 |
| Tabla 28: Fuerzas de entrepiso por sismo en eje X | 77 |
| Tabla 29: Fuerzas de entrepiso por sismo en eje Y | 78 |
| Tabla 30: Derivas de entrepiso de la estructura con AMS por sismo dinámico X-X..... | 87 |
| Tabla 31: Derivas de entrepiso de la estructura con AMS por sismo dinámico Y-Y..... | 88 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 32: <i>Fuerza de entrepiso de la estructura con AMS por sismo dinámico X-X</i> | 89 |
| Tabla 33: <i>Fuerza de entrepiso de la estructura con AMS por sismo dinámico Y-Y</i> | 90 |
| Tabla 34: <i>Parámetros óptimos del AMS</i> | 91 |
| Tabla 35: <i>Modos de vibración de la estructura sin y con AMS</i> | 92 |
| Tabla 36: <i>Derivas de la estructura sin y con AMS</i> | 93 |
| Tabla 37: <i>Desplazamientos del centro de masa sin y con AMS</i> | 94 |
| Tabla 38: <i>Efectos torsionales de la estructura sin y con AMS</i> | 95 |
| Tabla 39: <i>Fuerza cortante basal sin y con AMS</i> | 96 |
| Tabla 40: <i>Presupuesto base de estructuras del edificio sin AMS</i> | 98 |
| Tabla 41: <i>Presupuesto estimado de estructuras del edificio con AMS</i> | 101 |
| Tabla 42: <i>Presupuesto estimado de edificación sin y con AMS</i> | 104 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1: <i>Mapa de Zonificación Sísmica</i> | 3 |
| Figura 2: <i>Ubicación del edificio de 26 niveles</i> | 7 |
| Figura 3: <i>Sistema de control estructura ante acción sísmica</i> | 16 |
| Figura 4: <i>Esquema de funcionamiento de un sistema de control activo</i> | 17 |
| Figura 5: <i>Esquema de estructura con sistema de control activo</i> | 18 |
| Figura 6: <i>Esquema de funcionamiento de un sistema de control semiactivo</i> | 19 |
| Figura 7: <i>Esquema de estructura con sistema de control semiactivo</i> | 20 |
| Figura 8: <i>Esquema de funcionamiento de un sistema de control híbrido</i> | 21 |
| Figura 9: <i>Sistemas pasivos de control de respuesta</i> | 22 |
| Figura 10: <i>Amortiguador de masa sintonizado montado a un Sistema Principal</i> | 24 |
| Figura 11: <i>Razones óptimas de amortiguamiento AMS para distintas razones de masa</i> | 28 |
| Figura 12: <i>Modelo general de AMS</i> | 30 |
| Figura 13: <i>Vista 3D del edificio modelado en el programa ETABS</i> | 39 |
| Figura 14: <i>Vista de una planta típica del edificio Olavegoya</i> | 39 |
| Figura 15: <i>Definición de concreto $f'c=210$ kg/cm² en programa ETABS</i> | 41 |
| Figura 16: <i>Definición de concreto $f'c=280$ kg/cm² en programa ETABS</i> | 42 |
| Figura 17: <i>Definición de concreto $f'c=350$ kg/cm² en programa ETABS</i> | 42 |
| Figura 18: <i>Definición de concreto $f'c=420$ kg/cm² en programa ETABS</i> | 43 |
| Figura 19: <i>Definición de la columna C-1 en programa ETABS</i> | 46 |
| Figura 20: <i>Definición del refuerzo para la columna C-1 en programa ETABS</i> | 46 |
| Figura 21: <i>Definición de la placa PL-1 en programa ETABS</i> | 48 |
| Figura 22: <i>Definición de la viga V-1 en programa ETABS</i> | 52 |
| Figura 23: <i>Definición de la losa aligerada de 17cm en programa ETABS</i> | 53 |
| Figura 24: <i>Definición de cargas en programa ETABS</i> | 55 |
| Figura 25: <i>Esquinas entrantes en dirección X</i> | 70 |
| Figura 26: <i>Esquinas entrantes en dirección Y</i> | 71 |
| Figura 27: <i>Espectro de respuesta definido en el Software ETABS v18.0.2</i> | 74 |
| Figura 28: <i>Definición de las cargas sísmicas dinámicas en el Software ETABS v.18.0.2</i> | 74 |
| Figura 29: <i>Bloque de concreto del AMS</i> | 81 |
| Figura 30: <i>Modelamiento del bloque de concreto en programa ETABS</i> | 82 |
| Figura 31: <i>Modelamiento de los aisladores en programa ETABS</i> | 83 |

| | |
|---|----|
| Figura 32: Rigidez y amortiguamiento en la dirección $U2$ | 84 |
| Figura 33: Rigidez y amortiguamiento en la dirección $U3$ | 85 |
| Figura 34: Rigidez y amortiguamiento en la dirección $R1$ | 85 |
| Figura 35: Ubicación del AMS en la estructura | 86 |

RESUMEN

La presente investigación se basó en el uso de amortiguadores de masa sintoniza (AMS) como un mecanismo de disipación de energía en un edificio, el cual tuvo como objetivo principal mejorar la respuesta dinámica de una estructura de 26 niveles incorporando amortiguadores de masa sintonizada en Jesús María.

Se analizó la estructura con y sin amortiguadores de masa sintonizada, con apoyo de la Norma Técnica Peruana E030 Diseño Sismorresistente, mediante un análisis dinámico con el Software ETABS 2018 versión 18.0.2, el cual nos permitió obtener y comparar los resultados para cuantificar la mejora de la estructura en su respuesta dinámica.

En este ensayo se diseñó un solo AMS para modificar el comportamiento dinámico de la estructura a partir del primer modo de vibración. Los resultados obtenidos en cuanto a reducción de derivas se encontraron en un rango del 2% al 6%, los esfuerzos torsionales se redujeron hasta 4.08%, los desplazamientos hasta 3.08% y la fuerza cortante alcanzó una reducción de hasta 1.73%. Además, se obtuvo que el costo de implementación de todo el sistema representa tan solo el 1% del presupuesto base de estructuras en la edificación, lo cual no representó una incidencia significativa a comparación de la mejora en la respuesta dinámica que aporta al edificio.

Con esta mejora en el comportamiento dinámico del edificio se demostraron los beneficios del AMS frente a un evento sísmico; con lo cual se reconoce el potencial uso de este sistema de disipación de energía.

Palabras clave: Respuesta dinámica, amortiguadores de masa sintonizada, análisis sísmico

ABSTRACT

The present research was based on the use of tuned mass dampers (TMD) as an energy dissipation mechanism in a building, which had as main objective to improve the dynamic response of a 26-level structure incorporating tuned mass dampers in Jesus Maria.

The structure with and without tuned mass dampers was analyzed, with the support of the Peruvian Technical Standard E030 Seismic-resistant Design, by means of a dynamic analysis with the ETABS 2018 Software version 18.0.2, which allowed us to obtain and compare the results to quantify the improvement of the structure in its dynamic response.

In this paper a single TMD was designed to modify the dynamic behavior of the structure from the first vibration mode. The results obtained in terms of drift reduction were found in a range of 2% to 6%, torsional stresses were reduced to 4.08%, displacements to 3.08% and shear force reached a reduction of up to 1.73%. In addition, it was obtained that the cost of implementation of the entire system represents only 1% of the base budget for structures in the building, which did not represent a significant impact compared to the improvement in the dynamic response that it contributes to the building.

With this improvement in the dynamic behavior of the building, the benefits of AMS were demonstrated in the event of a seismic event; thereby recognizing the potential use of this energy dissipation system.

Key words: Dynamic response, tuned mass dampers, dynamic analysis

INTRODUCCIÓN

El departamento de Lima, en donde se desarrolla el presente trabajo de investigación, presenta en los últimos años un alto crecimiento poblacional, lo que trae consigo una mayor demanda en la construcción de edificios de gran altura. Este crecimiento vertical de las edificaciones hace que existan mayores investigaciones en relación a las respuestas sísmicas que puedan tener los edificios ante algún evento telúrico, a fin de garantizar la seguridad de las personas.

Es por eso que la presente tesis de investigación, mediante procedimientos analíticos y modelamiento numérico apoyados de la Norma Técnica Peruana E030 Diseño Sismorresistente y el Software ETABS, desarrolla el análisis de un edificio multifamiliar, con el objetivo principal de mejorar la respuesta dinámica de una estructura de 26 niveles incorporando amortiguadores de masa sintonizada ubicado en Jesús María, a fin de evaluar la eficiencia de estos disipadores de energía en edificios de gran altura.

Para lo cual, se realiza un análisis dinámico del edificio con y sin el uso de amortiguadores de masa sintonizada, obteniendo su respuesta sísmica en cuanto a derivas, desplazamientos, esfuerzos torsionales y fuerzas cortantes, a fin de comparar y cuantificar la mejora del comportamiento estructural de la estructura al incorporar el AMS en el último nivel del edificio.

En el capítulo 1 se describe el planteamiento del problema, se presenta el problema, los objetivos, las delimitaciones, la importancia, la justificación y la limitación del estudio.

En el capítulo 2, se desarrolla el marco teórico, en donde se profundiza los conceptos relacionados a la presente investigación, los cuales sirven de soporte para sustentar el estudio, además de formular la hipótesis general e hipótesis específicas.

En el capítulo 3, se realiza el marco metodológico, en donde se define el método, diseño y tipo empleado en la investigación, así como la población de estudio y diseño muestral. Se identifica, además, las variables dependientes e independientes, y se describe las técnicas de recolección de datos y procesamiento de análisis de datos.

En el capítulo 4, se realiza el análisis dinámico de la estructura, en el cual se definieron los parámetros y demás aspectos del modelamiento de la edificación en el Software ETABS v18.0.2.

En el capítulo 5, se diseña el bloque de concreto del AMS y se calcula su rigidez y amortiguamiento a partir de los parámetros óptimos de diseño propuestos, para con ello, incorporar el sistema a la estructura y realizar el análisis dinámico.

En el capítulo 6, se muestran y se analizan los resultados obtenidos a partir del análisis dinámico sin y con la incorporación del AMS. Estos resultados se comparan en tablas técnicas y económicas, mostrando las derivas, desplazamientos, esfuerzos torsionales, fuerzas cortantes y presupuestos.

Con ello se generan las conclusiones correspondientes, los cuales responden a los objetivos e hipótesis, y se presentan recomendaciones que se deben tener en cuenta para futuras investigaciones.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

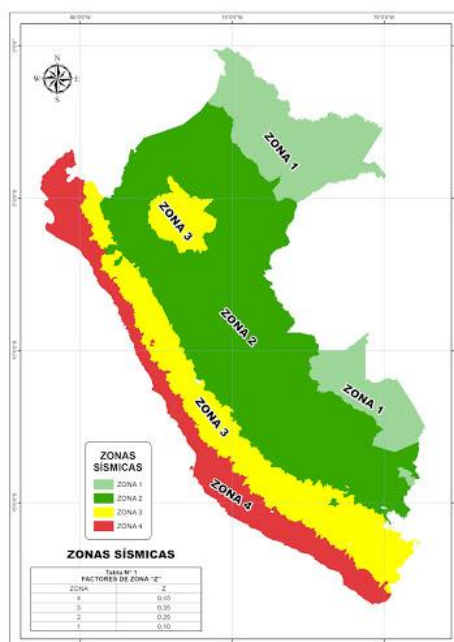
1.1 Descripción del problema

El Perú, el cual se encuentra ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, es uno de los países altamente sísmicos a nivel mundial, ya que se ubica en una zona donde convergen las placas de Nazca y Sudamericana. Así mismo de acuerdo al registro de sismos del IGP, entre los años 1960 y 2019, la actividad sísmica se desarrolla en todo su territorio; de los cuales, los sismos de foco superficial son los que ocurren con mayor frecuencia en la zona costera.

Así mismo, Lima, capital del país y zona en la cual se desarrollará este estudio, se encuentra ubicado en la Zona Sísmica 4 (Ver Figura 1), según el mapa de Zonificación Sísmica del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018); y que, además, es la ciudad que cuenta con la mayor densidad poblacional a nivel nacional, lo cual provoca que exista una mayor demanda en construir edificios cada vez más altos.

Figura 1:

Mapa de Zonificación Sísmica



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

Este crecimiento vertical en las edificaciones, ubicadas en zonas altamente sísmicas, ha hecho que se consideren dentro de los proyectos el uso de aisladores sísmicos y disipadores de energía, y en general, los sistemas de control pasivo de respuesta, a fin de

reducir los daños que puedan generarse ante eventos sísmicos y así garantizar la seguridad de las personas.

Una de estas alternativas, con la cual se busca disipar la energía que ingresa a una estructura de gran altura y mejorar su respuesta dinámica ante un evento sísmico, es incorporando un sistema de masa sintonizada (generalmente en el último nivel de la edificación) a fin de reducir la respuesta sísmica de la estructura. Un sistema que consiste en atenuar la vibración no deseada a una frecuencia determinada mediante una masa, un resorte y un amortiguador viscoso.

Los amortiguadores de masa sintonizada (AMS) pueden ser muy útiles no solo para proyectos nuevos, sino en aquellos proyectos ya construidos, generando menores costos incorporando amortiguadores en la estructura principal en su último nivel en vez de aislar la base del edificio del suelo para levantar la superestructura y colocar aisladores sísmicos.

Entonces, si los usos de estos disipadores pasivos se presentan como una alternativa interesante y eficaz en edificios altos, ¿por qué no son muy usados a nivel nacional? La respuesta puede deberse a que existe desconocimiento y muy poca información sobre el tema a nivel nacional.

Es por ello que se propone realizar la investigación del uso de los AMS en el distrito de Jesús María, en la ciudad de Lima, aplicado a un edificio de 26 niveles, a fin de estudiar su respuesta dinámica, cuantificando sus beneficios en términos de respuesta estructural y relaciones costo beneficio de este sistema con y sin la inclusión de dicha masa sintonizada.

1.2 Formulación del problema

1.2.1 Problema general

¿Cómo mejorar la respuesta dinámica de un edificio de 26 niveles incorporando amortiguadores de masa sintonizada en Jesús María?

1.2.2 Problemas específicos

- a. ¿Cuáles son los parámetros óptimos de los amortiguadores de masa sintonizada para el edificio de 26 niveles de concreto armado ubicado en el distrito de Jesús María?

- b. ¿Cuál es la respuesta dinámica del edificio de 26 niveles de concreto armado, ubicado en el distrito de Jesús María, con y sin el uso de los amortiguadores de masa sintonizada?
- c. ¿Cuál es el costo-beneficio de la estructura implementando los amortiguadores de masa sintonizada?

1.3 Importancia y justificación del estudio

1.3.1 Importancia

La presente investigación pretende incorporar un eficiente sistema antisísmico a los edificios del distrito de Jesús María como alternativa de solución para mejorar su respuesta sísmica y garantizar una mejor comodidad y seguridad a los ocupantes en inmuebles de considerable altura; manteniendo, además, una relación costo-beneficio con el uso de este sistema de masa sintonizada.

Esta importancia social, con la cual se busca garantizar la seguridad de las personas especialmente en las estructuras de gran altura los cuales albergan gran cantidad de personas y en los edificios que no han sido construido con normas vigentes y siguen en funcionamiento, está ligado a la filosofía y principios de diseño sismorresistente de las normas actuales, las cuales buscan evitar las pérdidas humanas y minimizar los daños ante eventos sísmicos.

Así mismo, presenta una importancia técnica y económica, debido a que contribuye a la investigación y sirve como base para futuros estudios en los cuales se pretenda mejorar la respuesta dinámica de las estructuras con una mínima incidencia en los costos ante acciones sísmicas. Esta investigación, la cual propone como alternativa de solución incorporar un sistema de amortiguamiento en su último nivel, busca, además de ser una solución técnica, ser económicamente viable tanto para edificios en etapas de diseño, construcción u operación.

1.3.2 Justificación

Debido al actual silencio sísmico que presenta el país, surge la necesidad de investigar e implementar sistemas de disipación de energía que permitan darle mayor seguridad a las estructuras, especialmente a los edificios que albergan una

densa cantidad de personas o en referencia a construcciones antiguas las cuales no se han diseñado con las normativas peruanas vigentes.

Si bien, este análisis se desarrolla con un proyecto específico, el cual se construyó en el año 2019, se pretende dar como aporte un marco de referencia para proyectos con características similares, ya que se planteará como una solución técnica y económica, un mecanismo de disipación de energía el cual mejore el comportamiento estructural del edificio, garantice un adecuado comportamiento, reduzca los daños estructurales y no estructurales, y contribuya con la seguridad y calidad de vida de los usuarios.

La presente investigación, desde un punto de vista teórico, aplica los conocimientos del área de estructuras y produce, además, reflexión y una mayor discusión sobre el sistema de amortiguadores de masa sintonizada para su aplicación en los edificios de gran altura.

Desde un punto de vista técnico, se implementa el uso de amortiguadores de masa sintonizada, como sistema de control pasivo de respuesta, para mejorar la respuesta dinámica de un edificio de 26 niveles.

En el ámbito práctico, se busca impulsar el uso de los amortiguadores de masa sintonizada como alternativa de solución en la etapa de diseño, construcción de edificaciones nuevas o como reforzamiento de las edificaciones ya existentes en todo el país.

Desde el ámbito social, la investigación busca mejorar la comodidad y seguridad de los habitantes del edificio.

1.4 Delimitación del problema

1.4.1 Delimitación espacial

El objeto de estudio se encuentra ubicado en la Av. Olavegoya N°1898, en el distrito de Jesús María, en la provincia de Lima, departamento de Lima (Ver Figura 2).

Figura 2:

Ubicación del edificio de 26 niveles



Fuente: Google Maps

1.4.2 Delimitación temporal

El análisis se desarrolla en los meses comprendidos entre julio y diciembre del año 2020. Así mismo, el modelamiento del edificio, en el programa ETABS, con y sin el sistema de masa sintonizada, se desarrolla en el mes de septiembre y octubre del año 2020 (02 meses), para su posterior procesamiento y análisis de datos.

1.5 Limitaciones del estudio

En cuanto a información disponible, se cuenta con los planos de estructura y arquitectura, presupuestos y memoria descriptiva del edificio de 26 niveles ubicado en el distrito de Jesús María; además, se cuenta con trabajos de tesis y artículos de investigación relacionados a los amortiguadores de masa sintonizada.

Por otro lado, la presente investigación no pretende realizar el diseño estructural del edificio, así como tampoco pretende realizar el diseño de los aisladores en los cuales se apoya el AMS, solo está enfocado en el análisis de la estructura con y sin el uso de los AMS de manera analítica, contando con los elementos estructurales del edificio previamente diseñado.

Así mismo, es importante mencionar que la Norma Técnica Peruana E030 Diseño Sismorresistente no detalla el procedimiento de análisis de manera específica para edificios con estos sistemas de control pasivo. Por tanto, el análisis se apoya de las normas internacionales tales como el FEMA 356.

1.6 Objetivos de la investigación

1.6.1 Objetivo general

Mejorar la respuesta dinámica de un edificio de 26 niveles incorporando amortiguadores de masa sintonizada en Jesús María.

1.6.2 Objetivos específicos

- a. Determinar los parámetros óptimos de los amortiguadores de masa sintonizada para un edificio de 26 niveles de concreto armado ubicado en el distrito de Jesús María.
- b. Comparar la respuesta dinámica del edificio de 26 niveles, ubicado en el distrito de Jesús María, con y sin el uso de los amortiguadores de masa sintonizada
- c. Determinar el costo-beneficio de la estructura, ubicado en el distrito de Jesús María, implementando los amortiguadores de masa sintonizada.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Marco histórico

El uso de amortiguadores de masa sintonizada se encuentra dentro de las estrategias utilizadas para el control de vibraciones violentas en edificaciones y en el grupo de disipadores de energía. El mecanismo consiste en acoplar una masa afinada a la estructura a través de resortes para contrarrestar los movimientos que pueda producir algún factor externo. La afinación de la masa a la estructura quiere decir que la frecuencia de oscilación de la masa debe aproximarse lo más posible a la frecuencia del edificio.

Así mismo, Connor (2002), en su libro, nos indica lo siguiente:

El concepto de AMS fue aplicado por primera vez en 1909 por el alemán Frahm (Frahm, 1909) para reducir los movimientos rotacionales de barcos, así como sus vibraciones. Una teoría sobre AMS fue presentada más adelante por Ormondroyd y Den Hartog (1928), seguido por un argumento detallado de parámetros óptimos de sintonización y amortiguamiento en el libro sobre vibraciones mecánicas de Den Hartog (1940). Otros aportes significativos han sido hechos por Randall et al. (1981), Warburton (1981,1982), Warburton y Ayorinde (1980) y Tsai y Lin (1993). (pág. 217)

El primer edificio en implementar el sistema ya sufría numerosas fallas de diseño. Con 60 niveles, John Hancock Tower (Hancock Place) parecía inalcanzable en la cima de la ciudad de Boston. Sin tener en cuenta la potencia del viento, el cual se convertiría en su peor enemigo, ya que causaría grandes oscilaciones y una perturbante estadía a los ocupantes de la colosal estructura. Con quejas de mareos por los mismos ocupantes y también de los vecinos de 200 Clarendon Street, se optó por una solución, dos AMS en el piso número 58.

Con el avance de las tecnologías, el concepto de AMS también ha sido implementado en disciplinas automotrices, naves espaciales, líneas de transmisión de energía, aerogeneradores y, por supuesto, edificios.

2.2 Investigaciones relacionadas con el tema

2.2.1 Investigaciones nacionales

Cotacallapa (2017) realizó una tesis titulada "Análisis de un edificio asimétrico de 10 niveles de concreto armado con amortiguadores de masa sintonizada" en la Universidad Nacional de San Agustín para optar el título de ingeniero civil. Determinó, mediante un análisis sísmico dentro del rango lineal idealizando una estructura de manera simple y cumpliendo los requisitos de la norma E-030 (2016), que, con el uso de los AMS, en el edificio evaluado, se redujo la cortante basal y se tuvo una reducción en las derivas de los entresijos. Así mismo, menciona que la posición idónea para obtener una mejor respuesta sísmica en la estructura es donde la línea que une los AMS intercepte lo más cerca posible al centro de masa de la estructura equidistante. Sin embargo, la investigación se limita para un edificio de mediana altura, por lo que es necesario evaluar la eficiencia de los AMS en edificios de mayor altura, en la cual se pueda evaluar la respuesta dinámica frente a sismos y a efectos de viento.

Rojas (2016) en su tesis "Control pasivo de vibraciones aplicado a la residencial "Las Dalías" mediante amortiguadores de masa sintonizada". Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil, analizó, mediante un análisis modal espectral según la NTE E.030-2016, el control de la respuesta sísmica mediante la incorporación de amortiguadores de masa sintonizada, de un edificio asimétrico e irregular en planta y altura, de 05 pisos, con muros de albañilería confinada y muros de concreto armado. Se obtuvo como resultado que, la incorporación del disipador de energía (AMS), hace que se reduzcan los periodos de vibración en la estructura, logrando que los esfuerzos internos en los elementos estructurales más críticos se reduzcan, logrando una mejor optimización de aceros. Podemos concluir que el investigador demuestra de forma analítica el efecto y la eficiencia del uso de los disipadores de energía, siendo satisfactorios en el comportamiento de una estructura

Barja y Sotomayor (2020) en su trabajo de investigación "Influencia de la distribución de TMDs en la respuesta sísmica de estructuras irregulares de concreto armado" realizan ensayos en modelos para demostrar que un aumento de

amortiguadores de masa sintonizada (AMS o TMD) mejoraría la respuesta sísmica de una estructura. Se halla que con dos TMDs la mejora es una reducción del 54% de efectos torsionales. Asimismo, las derivas presentan una reducción del 29% aproximadamente al colocar los TMDs en todas las esquinas de la estructura. En teoría aumentar y disminuir la cantidad de TMDs tiene un gran impacto, pudiendo mejorar drásticamente la respuesta sísmica de una estructura.

2.2.2 Investigaciones internacionales

Ambrosini, Cuitiño y Rebejo (2004) en su trabajo de investigación "Eficiencia de amortiguadores de masa sintonizados en estructuras sismorresistentes" modelan estructuras reales, con una configuración estructural similar a los edificios de la ciudad de Mendoza en Argentina, sometidos a diferentes acelerogramas en la base, permitiendo tener una idea preliminar de la eficiencia de AMS en estructuras reales. Los edificios modelados corresponden a una construcción de baja altura y alta rigidez dinámica, las cuales obtuvieron buenos resultados ante un sismo de corta duración (Caucete) y ante sismos de banda relativamente ancha (Viña del Mar), encontrando reducciones de esfuerzos y desplazamientos entre el 20 y 30%. Esta investigación nos sirve como indicador de la eficiencia del uso de los amortiguadores de masa sintonizada en edificios, es por tal motivo que es necesario ampliar los estudios en los casos de respuesta no lineal de estructuras.

Bassotti y Ambrosini (2004) realizaron un trabajo de investigación "Influencia de Amortiguadores de masa sintonizados en la disminución de efectos torsionales de estructuras sismorresistentes" el cual tiene como objetivo principal estudiar numéricamente la respuesta torsional de una estructura asimétrica incorporando los AMS. Se utilizó en este estudio, como modelo físico, un modelo general de vigas y para trabajar el dominio de la frecuencia se usó un método de integración numérica conjuntamente con el algoritmo de la transformada rápida de Fourier (FFT). Los resultados de la investigación indican que las instalaciones de los AMS en posiciones apropiadas tienen un doble beneficio, por un lado, disipa la energía que ingresa por el sismo en la estructura, y por otro lado disminuye los esfuerzos torsionales. Es en tal sentido, que para el modelo físico trabajo, se requiere al menos tres AMS (dos para controlar la respuesta flexional en dos direcciones ortogonales y uno para controla la respuesta torsional). Esta investigación, a pesar

de trabajar con un modelo general de vigas y no con un modelo de estructura real, nos da como conclusión la importancia de determinar los parámetros óptimos y la ubicación en planta exacta de los AMS, a fin de que puedan controlar tanto los efectos de flexión como de torsión.

Garrido (2016) de la universidad de Chile realizó una tesis sobre amortiguadores de masa sintonizada en edificios sometidos a registros sísmicos para optar por el título de ingeniero civil. Su estudio expone dos tipos de resultados, o resultados que se pueden clasificar de dos maneras: Globales y específicos. Donde los resultados globales evalúan un amplio rango de valores de periodo para valores fijos. En promedio se tiene que hay una reducción porcentual positiva que se vuelve inefectiva al analizar los casos desfavorables. En los resultados específicos se encuentra el análisis de costo beneficio y el análisis preventivo. El análisis de costo beneficio pretende determinar la variación en el desempeño del sistema al variar alguna propiedad de este. Mientras que el análisis preventivo permite anteponerse frente a algunos problemas en los cambios de las propiedades que puedan surgir en la estructura.

Los estudios realizados por Aliante (2009) de la Universidad Austral de Chile en su tesis "Control de Efectos Torsionales En Un Edificio Asimétrico De Hormigón Armado Con Amortiguadores De Masa Sintonizados" han demostrado, en primera instancia, la ubicación óptima de los amortiguadores de masa sintonizada (AMS) y en segunda la efectividad de la misma. La ubicación óptima del AMS en una edificación asimétrica se encuentra en la parte flexible de la estructura ya que estos aportan rigidez y controlan los desplazamientos que pueden producir las torsiones. En cuanto a la efectividad, se obtiene que, el AMS en estructuras asimétricas logra reducir los efectos de torsión en un 15 a 20% a diferencia de resultados teóricos.

Viken (1999) en su tesis "Design Of Multiple Tuned Mass Dampers For Mitigation Of Wind Induced Vibrations" para optar por el título de Doctor manifiesta que el desempeño de amortiguador de masa sintonizada (AMS) depende totalmente de los parámetros de afinación del sistema, especialmente el ratio de frecuencia. También nos muestra el comportamiento de múltiples amortiguadores de masa sintonizada (MAMS) bajo varios tipos de excitación y

cargas como el viento. Se demuestra que los errores en la estimación de la frecuencia natural de la estructura pueden llevar a una desafinación llevando a un significativo deterioro en el desempeño de AMS. El MAMS fue propuesto como una solución a las deficiencias del AMS, hallando que en realidad la diferencia de desempeño entre ambos es mínimo.

2.3 Estructura teórica y científica que sustenta el estudio

2.3.1 Filosofía y principios de diseño sismorresistente

Todo diseño sismorresistente tiene como objetivo principal salvar vidas y, adicionalmente, minimizar los daños los daños materiales durante la ocurrencia de un terremoto destructivo.

En el Perú, el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018) en la Norma Técnica Peruana E 030 Diseño Sismorresistente, nos indica, en su artículo 3, que la filosofía de Diseño Sismorresistente consiste en:

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

Así mismo, debido a que la protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras, la norma establece los siguientes principios:

- a) La estructura no deberá colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto
- b) La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de los límites aceptables.
- c) Para las edificaciones esenciales, definidas en la tabla N°5 de la Norma, se debería tener consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones de operativas luego de un sismo severo.

2.3.2 Análisis sísmico de Edificios

El análisis de la respuesta de las edificaciones sometidas a acciones de impacto en general, y de sismos, de manera particular, requiere una evaluación de su comportamiento dinámico.

Es por ello que los análisis dinámicos de las estructuras tienen como objetivo, en última instancia, “predecir el comportamiento de la misma para establecer el grado de seguridad frente al colapso”. (Reboredo, 1996, p. 7)

Así mismo, Salinas (2019) se refiere al análisis dinámico de edificios de la siguiente manera:

Las estructuras, cuando están sujetas a cargas o desplazamientos en la base, en realidad actúan dinámicamente, es decir, desarrollan acciones opuestas al movimiento impuesto por tales cargas o desplazamientos. Si éstos son aplicados muy lentamente, las fuerzas de inercia son bastante pequeñas (al ser las aceleraciones muy bajas) y por lo tanto se puede justificar un análisis de tipo estático. Por otro lado, las estructuras son un continuo y tienen un infinito número de grados de libertad. Se han tratado anteriormente las formas de concentrar la evaluación en puntos (nudos o pisos) que son suficientes para determinar el comportamiento de la estructura y calcular sus fuerzas internas. La masa del sistema estructural es concentrada en los nudos o a nivel de los centros de masa de cada piso, según el modelo utilizado. Asimismo, si los análisis se realizan considerando que el material estructural tendrá un comportamiento elástico y lineal, las propiedades de rigidez de la estructura pueden aproximarse con un alto grado de confiabilidad, con ayuda de información experimental. Lo mismo puede asumirse para las propiedades de amortiguamiento. Las cargas dinámicas y las condiciones en la base de la cimentación suelen ser difíciles de estimar, sobre todo en el caso de cargas sísmicas. (pág. 17)

2.3.2.1 Norma Técnica de Edificación E.030 - Diseño Sismorresistente

Esta Norma establece las condiciones mínimas para el Diseño Sismorresistente de las edificaciones. Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de

las estructuras que resulten dañadas por la acción de los sismos. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018, p.4)

Así mismo, en su Capítulo IV, brinda consideraciones a tomar para el análisis estructural de estructuras regulares e irregulares.

2.3.2.2 FEMA 356 – Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings

Federal Emergency Management Agency (FEMA) ha sido creado con el propósito de prevenir, auxiliar y mitigar eventos catastróficos de índole natural o humana en Estados Unidos, por lo cual interviene en el manejo de asuntos estructurales y en el sector constructivo. Como consecuencia se crean los códigos para diseños y también para la rehabilitación de estructuras dañadas en algún evento extremo como el código FEMA 356, el cual es una norma que brinda disposiciones para el análisis y diseño sísmico de estas estructuras.

Asimismo, ASCE & FEMA 356 (2000), en su Capítulo 9, da requerimientos para la rehabilitación sistemática, proporcionando criterios de análisis y diseño, para edificios que utilizan aisladores sísmicos y sistemas de disipación de energía. (pág. 353)

2.3.3 Sistemas de protección sísmica

En relación a los sistemas de control estructural ante un sismo, Villarreal y Oviedo (2009) indican lo siguiente:

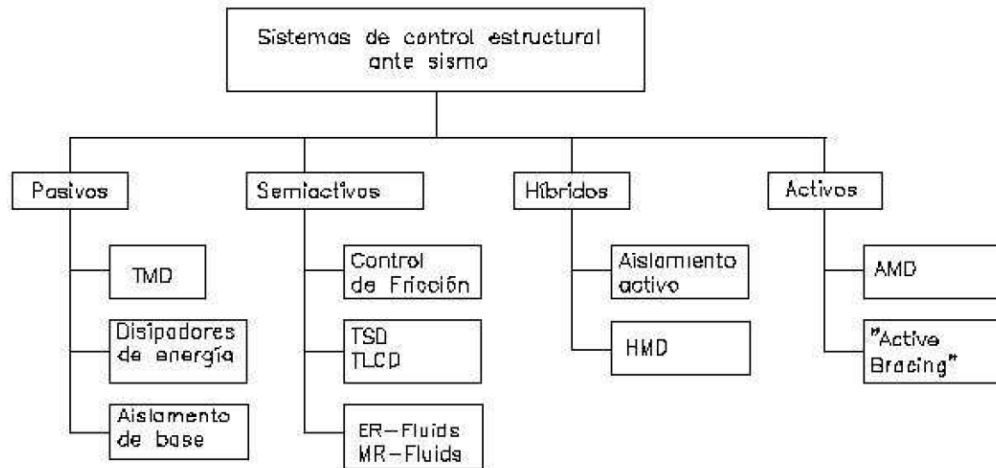
El control estructural ante sollicitaciones sísmicas se está planteando como una alternativa al diseño sismorresistente convencional. Su sistema comprende mecanismos pasivos, híbridos, semiactivos y activos de los cuales existen tipos para cada uno (Ver Figura 3). Los sistemas avanzados tienen por objetivo el control de desplazamientos de una estructura haciendo uso de alguno de los siguientes recursos:

- Modificación de las propiedades dinámicas del edificio
- Disipación de energía introducida al sistema a partir de dispositivos mecánicos

- Control con dispositivos que ejerzan fuerzas que contrarresten la acción sísmica control estructural ante acciones sísmicas. (pág. 23)

Figura 3:

Sistema de control estructura ante acción sísmica



Fuente: Villarreal y Oviedo, 2008. Edificaciones con Disipadores de Energía.

Los sistemas de control pasivo se basan en elementos que responden de forma inercial a la acción sísmica y, a diferencia del resto de sistemas, no precisan de aporte energético para su funcionamiento. Los sistemas activos, semiactivos e híbridos están formados por actuadores de fuerza y/o elementos pasivos, controladores en tiempo real y dispositivos sensores instalados en la estructura. (Villarreal y Oviedo, 2009, p. 23)

2.3.3.1 Sistemas de Control Activo

Este sistema puede definirse de la siguiente manera:

Un sistema de control activo requiere de una fuente externa de potencia para alimentar los actuadores que aplican fuerzas a la estructura. Estas fuerzas pueden ser usadas tanto para suministrar como para disipar energía en la estructura. En un sistema de control activo con retroalimentación, las señales enviadas a los actuadores de control son función de las respuestas (normalmente movimientos) de la estructura, medidas con sensores físicos. (Gomez, Marulanda y Thomson, 2008, pp. 80-81)

Así mismo, Villareal y Oviedo (2008) nos indican que un sistema de control estructural activo puede consistir en:

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

En la Figura 4, se muestra un esquema del funcionamiento de un sistema de control activo, en el cual se observa que funciona mediante actuadores de control, sistemas controladores y sensores.

Figura 4:

Esquema de funcionamiento de un sistema de control activo



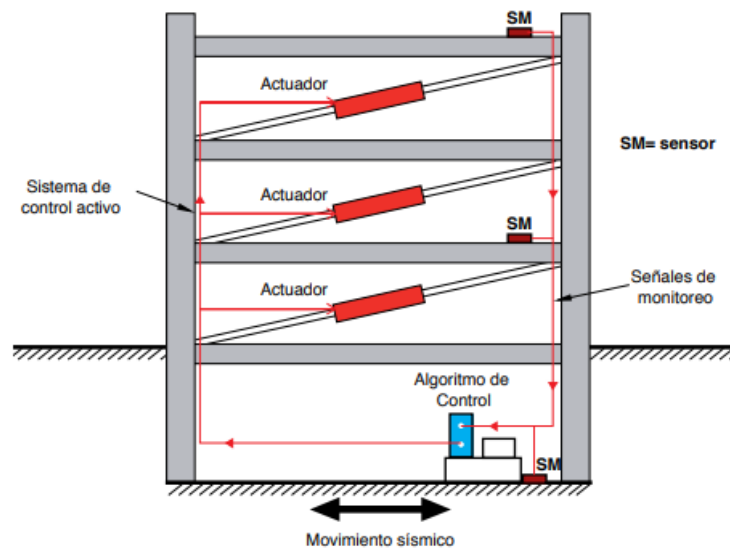
Fuente: Villareal y Oviedo, 2008. Edificaciones con Disipadores de Energía

Además de ello, es importante mencionar que “estos sistemas monitorean la respuesta sísmica de la estructura en tiempo real, detectando movimientos y aplicando las fuerzas necesarias para contrarrestar los esfuerzos sísmicos”. (Corporación de Desarrollo Tecnológico, 2011, p.12)

La Figura 5 esquematiza una estructura protegida con un sistema de control activo. En este ejemplo se tiene que el algoritmo de control en la parte inferior es la fuente externa de potencia, cuya actividad es desencadenada por un movimiento sísmico detectado por los sensores. La fuente entonces alimenta a los actuadores que emitirán fuerzas a la estructura para disipar la energía y equilibrar la estructura.

Figura 5:

Esquema de estructura con sistema de control activo



Fuente: Corporación de Desarrollo Tecnológico, 2012. Protección sísmica de estructuras

2.3.3.2 Sistemas de Control Semiactivo

Villarreal y Oviedo (2008) mencionan lo siguiente:

Los sistemas semiactivos tienen un esquema de funcionamiento muy similar a los sistemas activos, diferenciándose de éstos en que el control estructural se obtiene a partir de dispositivos de carácter reactivo, cuyas características mecánicas (rigidez o amortiguamiento) son controlables, lo cual permite modificar las propiedades dinámicas de la estructura con costos energéticos muy reducidos (Ver Figura 6). (pág. 27)

Figura 6:

Esquema de funcionamiento de un sistema de control semiactivo



Fuente: Villarreal y Oviedo, 2008. Edificaciones con Disipadores de Energía

Así mismo los investigadores mencionan algunas técnicas de control empleadas por estos sistemas:

- a) La fricción variable.
- b) El movimiento de masa de líquido en el interior de tanques ("Tuned Sloshing Dampers") o columnas dentro del edificio ("Tuned Liquid Column Dampers").
- c) La incorporación de dispositivos hidráulicos u oleodinámicos de rigidez o amortiguamiento variable.
- d) Amortiguadores con fluidos de viscosidad controlable a partir de campos eléctricos o magnéticos. (Villareal y Oviedo, 2009, p. 27)

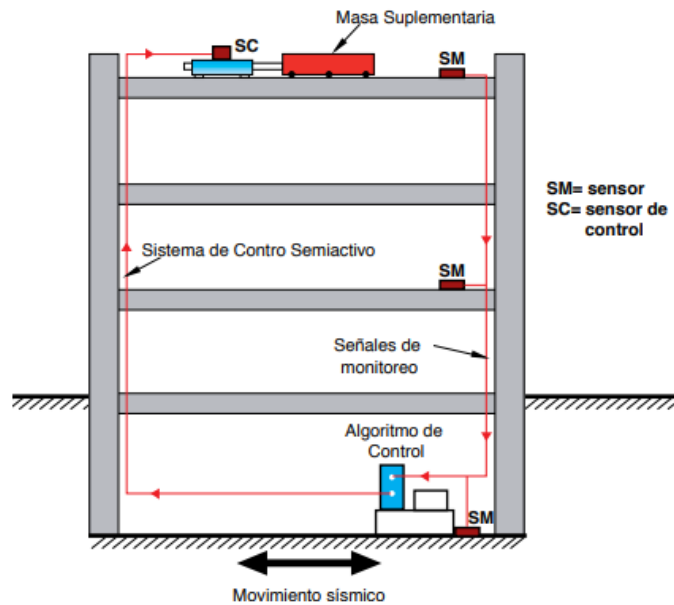
Los sistemas de control semiactivo, “a diferencia de los sistemas de control activo, no aplican fuerzas de control directamente sobre la estructura. Los sistemas semi-activos actúan modificando, en tiempo real, las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía”. (Corporación de Desarrollo Tecnológico, 2011, p.13)

La Figura 7 esquematiza una estructura protegida con sistema de control semiactivo. En este ejemplo el algoritmo de control sigue siendo una fuente externa de potencia, el cual será activado por los sensores al percibir un movimiento sísmico. Ahora la fuente no va a realizar una disipación de energía directamente, sino que activará un sensor de control que a la vez

manipula una masa suplementaria para encargarse de contrarrestar los movimientos de la estructura y así tratar de re-equilibrarla.

Figura 7:

Esquema de estructura con sistema de control semiactivo



Fuente: Corporación de Desarrollo Tecnológico, 2012. Protección sísmica de estructuras

2.3.3.3 Sistemas de Control Híbrido

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

Los sistemas de control híbrido son sistemas que emplean una combinación de sistemas pasivos y activos. Por ejemplo, una estructura acondicionada con amortiguadores visco-elásticos y un amortiguador activo de masa en la parte superior del edificio; o una estructura aislada en la base con actuadores controlados activamente para mejorar su comportamiento. (pág. 81)

Villarreal y Oviedo (2009) concuerdan con la definición descrita anteriormente. Ellos indican que este sistema de control híbrido, resulta de la combinación de los sistemas activos y pasivos (Ver Figura 8).

Figura 8:

Esquema de funcionamiento de un sistema de control híbrido



Fuente: Villarreal y Oviedo, 2008. Edificaciones con Disipadores de Energía

Así mismo, Villarreal y Oviedo (2008) indican que:

Debido a que el control se consigue a partir de la actuación de un dispositivo pasivo, los sistemas híbridos suponen mejoras con relación a los activos, tales como:

- a) En caso de fallo del componente activo, y aunque de forma menos efectiva, el sistema pasivo sigue ejerciendo funciones de control.
- b) Los requerimientos energéticos son inferiores.

2.3.3.4 Sistemas de Control Pasivo

Son dispositivos adaptados a la estructura que tienen la función de absorber un gran porcentaje de las fuerzas dinámicas y disiparlas apoyándose en la capacidad de deformarse en el rango inelástico, lo que hace que la fuerza que tomen los elementos que conforman el sistema estructural sea mínima.

No necesitan de ningún tipo de activador o fuente de potencia para su funcionamiento. Estos dispositivos generan fuerzas contrarias a la impartida por el sismo.

Estos sistemas incluyen aisladores de base, amortiguadores viscoelásticos, disipadores histeréticos de energía y amortiguamiento por fricción. (Ahumada, 2010, pp. 81-82)

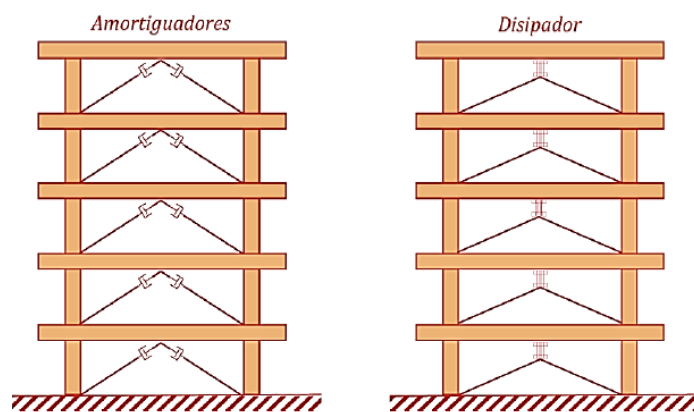
Así mismo, Villarreal y Oviedo (2008) indican, como concepto, lo siguiente:

Los dispositivos pasivos son elementos de carácter reactivo, cuya respuesta no es controlable y depende únicamente de las condiciones de trabajo en que se encuentran. Estos intervienen alterando las propiedades dinámicas del edificio y provocando una reducción de su respuesta estructural, teniendo ventajas económicas. (pág. 29)

Genatios y Lafuente (2016) mencionan además que, estos sistemas de control pasivo se clasifican en sistemas con aislamiento sísmico en base y en sistemas con disipadores de energía (Ver Figura 9). Por un lado, los aisladores buscan impedir que el movimiento sísmico del terreno se transfiera a la estructura. Y, por otro lado, los disipadores de energía son diseñados para disipar la energía que se introducen a la estructura, producida por fuerzas dinámicas externas, sean por efectos de sismo o viento.

Figura 9:

Sistemas pasivos de control de respuesta



Fuente: Genatios y Lafuente, 2016. Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras

2.3.4 Amortiguadores de Masa Sintonizados (AMS)

Dentro de la categoría de los sistemas de control pasivo, se encuentran los dispositivos activados por movimiento, los cuales “incluye los osciladores resonantes o Amortiguadores de Masa Sintonizada (AMS). Estos sistemas, que

generalmente se montan en la parte superior de las estructuras, son activados por las fuerzas inerciales transmitidas por la estructura.” (Corporación de Desarrollo Tecnológico, 2011, p.20)

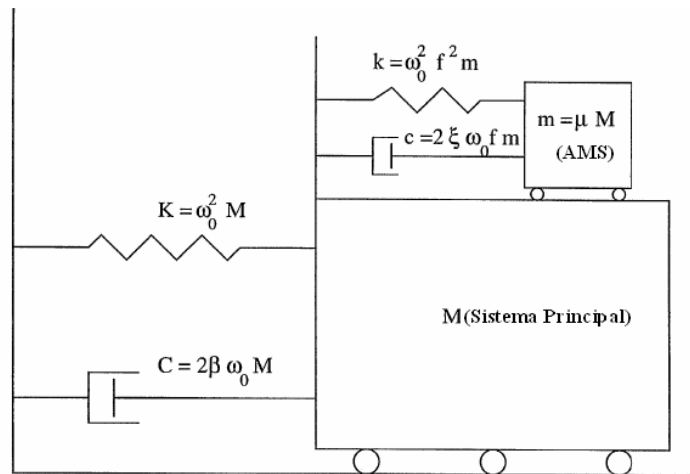
Los edificios modernos y las torres tienden a ser muy livianos y delgados, por lo tanto, poseen un amortiguamiento natural muy pequeño, lo que las hace más propensas a las oscilaciones del viento y los sismos. Dichas oscilaciones pueden causar daño a la estructura, afectar su funcionalidad y/o causar incomodidad. Los amortiguadores de masa sintonizados (AMS) son una clase de amortiguadores pasivos que se utilizan en torres y edificios para la reducción de vibraciones (Bassotti y Ambrosini, 2004, p. 482)

El amortiguador de masa sintonizado es una herramienta ingenieril clásica consistente en una masa, un resorte y un amortiguador viscoso colocados en el sistema vibrante principal para atenuar la vibración no deseada a una frecuencia determinada. La frecuencia natural del amortiguador se sintoniza con la frecuencia natural del sistema principal provocando que el amortiguador vibre en resonancia, disipando la energía absorbida a través de los mecanismos de amortiguamiento del AMS. (Ambrosini, Cuitiño, y Rebeco, 2004, p. 449)

En la Figura 10 se muestra un sistema dinámico de masa concentrada para un grado de libertad montado sobre un sistema principal que está sometido a un movimiento en la base.

Figura 10:

Amortiguador de masa sintonizado montado a un Sistema Principal



Fuente: Sadek et al., 1996. A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications

Así mismo, la Corporación de Desarrollo Tecnológico, nos menciona que:

El amortiguador de masa sintonizado (AMS) consiste en un sistema masa/resorte/amortiguador que se coloca en la estructura principal. La frecuencia natural del dispositivo debe ser cercana a la frecuencia dominante del sistema principal, para que vibre en resonancia. Su uso requiere conocer con precisión las relaciones de frecuencia y amortiguamiento entre el dispositivo y la estructura. (pág. 128)

2.3.5 Parámetros de diseño para un AMS

Los parámetros de diseño del AMS que se deben hallar para lograr la máxima eficiencia del mismo, son la relación de frecuencia (frecuencia del amortiguador/frecuencia de la estructura), la relación de amortiguamiento y la relación de masa (masa AMS/masa de la estructura). (Ambrosini, Cuitiño, y Rebeco, 2004, p. 450)

Así mismo, Ambrosini, Cuitiño, y Rebeco (2004) nos mencionan algunos criterios de optimización de los parámetros, tales como:

- Desplazamiento mínimo de la estructura principal (seguridad estructural)
- Rigidez dinámica máxima de la estructura principal

- Mínima trayectoria de la masa amortiguada con respecto a la estructura principal.
- Mínima aceleración de la estructura principal (confort y funcionalidad). (pág. 450)

2.3.6 Método de estimación de los parámetros de diseño de un AMS presentado por Sadek et al. (1996)

Sadek et al. (1996), con el fin de obtener una reducción considerable en la respuesta sísmica de las estructuras, determina los parámetros óptimos de los amortiguadores de masa sintonizada, indicando lo siguiente:

El criterio usado es encontrar, para una determinada razón de masa, las razones de frecuencia y amortiguamiento del dispositivo que resultaría un amortiguamiento, aproximadamente igual, en los dos primeros modos de vibración. Los parámetros óptimos de los AMS para estructuras de 1GDL y nGDL son presentados en forma de tablas y ecuaciones. Se encontró que igual razones de amortiguamiento en los dos primeros modos son mayores que el promedio de las razones de amortiguamiento de la estructura ligeramente amortiguada y muy amortiguada con AMS. Por lo tanto, los modos fundamentales de vibración son mucho más amortiguados. El método propuesto fue usado para seleccionar los parámetros de AMS para varias estructuras de 1GDL y nGDL sujetas a un número de excitaciones sísmicas. Los resultados indican que usando los parámetros propuestos para AMS se reducen, significativamente, los desplazamientos y respuestas de aceleración (hasta un 50%). (pág. 632)

2.3.6.1 AMS para Estructuras de un grado de libertad

Sadek et al. (1996) nos indican que, los parámetros óptimos de diseño para una estructura de 1GDL con AMS, presentado en simples ecuaciones para propósitos de diseño, en términos de la frecuencia natural y razón de amortiguamiento (ω_0 y β) de la estructura, y las razones de masa, frecuencia, y amortiguamiento (μ , f y ξ) del AMS son:

$$f = \frac{1}{1 + \mu} \left[1 - \beta \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \right] \quad (2.1)$$

$$\xi = \frac{\beta}{1 + \mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \quad (2.2)$$

“Estas ecuaciones producen un error máximo de aproximadamente 0.2% en f y 0.4% en ξ .” (Sadek et al., 1996, p. 623)

El procedimiento propuesto busca, numéricamente, los valores óptimos de f y ξ (los valores óptimos donde los dos primeros modos tienen aproximadamente igual razones de amortiguamiento) correspondientes a una determinada razón de masa μ . Así mismo, nos indican que el procedimiento fue usado para sistemas con razones de amortiguamiento $\beta=0, 0.02, \text{ y } 0.05$ y razones de masa μ entre 0.005 y 0.15 con incrementos de 0.005. Las razones óptimas son presentadas en Tabla 1. (Sadek et al., 1996, pp. 621-622)

Tabla 1:

Razones óptimas de frecuencia f y amortiguamiento ξ de AMS para tres amortiguamientos

| Razón de masa μ | $\beta=0$ | | $\beta=0.02$ | | $\beta=0.05$ | |
|---------------------|-----------|--------|--------------|--------|--------------|--------|
| | f | ξ | f | ξ | f | ξ |
| 0.000 | 1.0000 | 0.0000 | 1.0000 | 0.0000 | 1.0000 | 0.0000 |
| 0.005 | 0.9950 | 0.0705 | 0.9936 | 0.0904 | 0.9915 | 0.1199 |
| 0.010 | 0.9901 | 0.0995 | 0.9881 | 0.1193 | 0.9852 | 0.1488 |
| 0.015 | 0.9852 | 0.1216 | 0.9828 | 0.1412 | 0.9792 | 0.1707 |
| 0.020 | 0.9804 | 0.1400 | 0.9776 | 0.1596 | 0.9735 | 0.1889 |
| 0.025 | 0.9756 | 0.1562 | 0.9726 | 0.1757 | 0.9680 | 0.2048 |
| 0.030 | 0.9709 | 0.1707 | 0.9676 | 0.1900 | 0.9626 | 0.2190 |
| 0.035 | 0.9662 | 0.1839 | 0.9626 | 0.2032 | 0.9573 | 0.2320 |
| 0.040 | 0.9615 | 0.1961 | 0.9578 | 0.2153 | 0.9521 | 0.2440 |
| 0.045 | 0.9569 | 0.2075 | 0.9530 | 0.2266 | 0.9470 | 0.2551 |
| 0.050 | 0.9524 | 0.2182 | 0.9482 | 0.2372 | 0.9420 | 0.2656 |
| 0.055 | 0.9479 | 0.2283 | 0.9435 | 0.2472 | 0.9370 | 0.2754 |
| 0.060 | 0.9434 | 0.2379 | 0.9389 | 0.2567 | 0.9322 | 0.2848 |
| 0.065 | 0.9390 | 0.2470 | 0.9343 | 0.2658 | 0.9274 | 0.2937 |
| 0.070 | 0.9346 | 0.2558 | 0.9298 | 0.2744 | 0.9226 | 0.3022 |
| 0.075 | 0.9302 | 0.2641 | 0.9253 | 0.2827 | 0.9179 | 0.3103 |
| 0.080 | 0.9259 | 0.2722 | 0.9209 | 0.2906 | 0.9133 | 0.3181 |

| Razón de masa μ | $\beta=0$ | | $\beta=0.02$ | | $\beta=0.05$ | |
|---------------------|-----------|--------|--------------|--------|--------------|--------|
| | f | ξ | f | ξ | f | ξ |
| 0.085 | 0.9216 | 0.2799 | 0.9165 | 0.2983 | 0.9087 | 0.3257 |
| 0.090 | 0.9174 | 0.2873 | 0.9122 | 0.3056 | 0.9042 | 0.3329 |
| 0.095 | 0.9132 | 0.2945 | 0.9079 | 0.3128 | 0.8998 | 0.3399 |
| 0.100 | 0.9091 | 0.3015 | 0.9036 | 0.3196 | 0.8954 | 0.3466 |
| 0.105 | 0.9050 | 0.3083 | 0.8994 | 0.3263 | 0.8910 | 0.3532 |
| 0.110 | 0.9009 | 0.3148 | 0.8952 | 0.3328 | 0.8867 | 0.3595 |
| 0.115 | 0.8969 | 0.3212 | 0.8911 | 0.3390 | 0.8824 | 0.3656 |
| 0.120 | 0.8929 | 0.3273 | 0.8870 | 0.3451 | 0.8782 | 0.3716 |
| 0.125 | 0.8889 | 0.3333 | 0.8830 | 0.3511 | 0.8741 | 0.3774 |
| 0.130 | 0.8850 | 0.3392 | 0.8790 | 0.3568 | 0.8699 | 0.3831 |
| 0.135 | 0.8811 | 0.3449 | 0.8750 | 0.3624 | 0.8658 | 0.3886 |
| 0.140 | 0.8772 | 0.3504 | 0.8710 | 0.3679 | 0.8618 | 0.3939 |
| 0.145 | 0.8734 | 0.3559 | 0.8671 | 0.3733 | 0.8578 | 0.3991 |
| 0.150 | 0.8696 | 0.3612 | 0.8633 | 0.3785 | 0.8538 | 0.4042 |

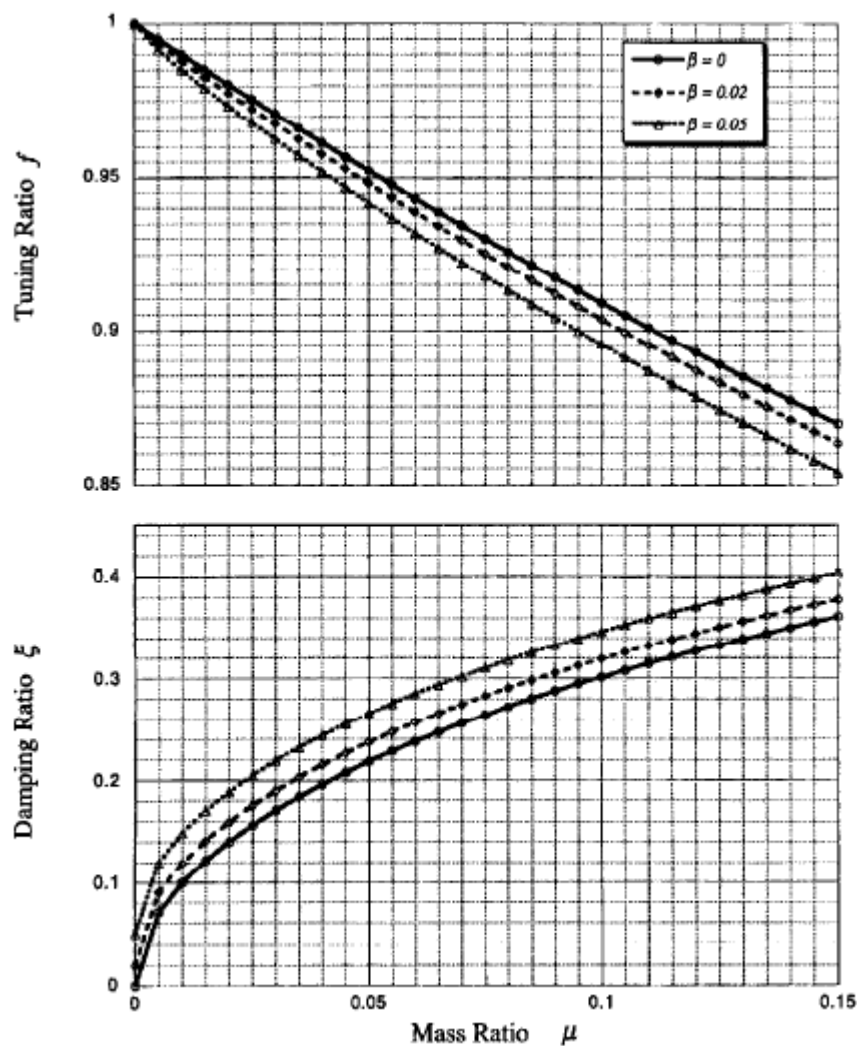
Fuente: Sadek et al., 1996. A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications

La Figura 11 muestra los parámetros óptimos de f y ξ para diferentes razones de masa y las razones de tres amortiguamientos estructurales. La figura indica que mientras la razón de amortiguamiento de la estructura sea más alta, la razón de frecuencia será más baja y el amortiguamiento del AMS será más alto. El gráfico puede ser usado para seleccionar los parámetros del AMS, calcular la razón de masa μ , y así determinar las razones de frecuencia y amortiguamiento f y ξ .

A partir de la Tabla 1 y la Figura 11, es evidente que el incremento de la razón de masa μ requiere una disminución en la razón de frecuencia f y un aumento en la razón de amortiguamiento ξ , así se obtiene un alto amortiguamiento en los modos de vibración. (Sadek et al., 1996, p. 622)

Figura 11:

Razones óptimas de amortiguamiento AMS para distintas razones de masa



Fuente: Sadek et al., 1996. A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications

2.3.6.2 AMS para Estructuras de "N" grados de libertad

En relación a los AMS para estructuras de "n" grados de libertad, Sadek et al. (1996) nos indican lo siguiente:

Para una estructura de "n" grados de libertad con un AMS acoplado a uno de sus pisos, hay "n+1" pares de modos complejos conjugados. Para una estructura de nGDL, la razón de masa μ es calculada como la razón de masa del AMS con la masa generalizada para el modo fundamental correspondiente a una unidad de factor de participación modal. (págs. 626, 628)

$$\mu = \frac{m}{\Phi_1^t [M] \Phi_1} \quad (2.3)$$

“Donde [M] es la matriz de masa y Φ es la forma del modo fundamental normalizado para tener una unidad de factor de participación.” (Sadek et al., 1996, p. 628)

Por otro lado, Sadek et al. (1996) mencionan lo siguiente:

Se encontró que la razón de frecuencia f para un sistema de nGDL es casi igual a la razón de frecuencia para un sistema de 1GDL para una razón de masa $\mu\Phi$, donde Φ es la amplitud del primer modo de vibración para una unidad de factor de participación modal calculada en la ubicación del AMS; es decir, $f_{nGDL}(\mu) = f_{1GDL}(\mu\Phi)$. La ecuación para la razón de frecuencia es obtenida de la Ecuación 2.1 sustituyendo μ por $\mu\Phi$. De esta manera se tiene que:

$$f = \frac{1}{1 + \mu\Phi} \left[1 - \beta \sqrt{\frac{\mu\Phi}{1 + \mu\Phi}} \right] \quad (2.4)$$

La razón de amortiguamiento del AMS también corresponde aproximadamente a la razón de amortiguamiento calculada para un sistema de 1GDL multiplicada por Φ , es decir, $f_{nGDL}(\mu) = \Phi f_{1GDL}(\mu)$. La ecuación para la razón de amortiguamiento es obtenida multiplicando la Ecuación 2.2 por Φ .

$$\xi = \Phi \left[\frac{\beta}{1 + \mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \right] \quad (2.5)$$

Para estructuras de nGDL, las ecuaciones anteriores producen un error de 0.4% y 0.5% para la razón de frecuencia y de 0.5% y 0.8% para la razón de amortiguamiento.

La Ecuación 2.5 indica que la mejor ubicación para un AMS es donde éste resulte con el mayor ξ , es decir, en el nivel donde Φ , y por lo tanto el amortiguamiento en el AMS y en los dos primeros

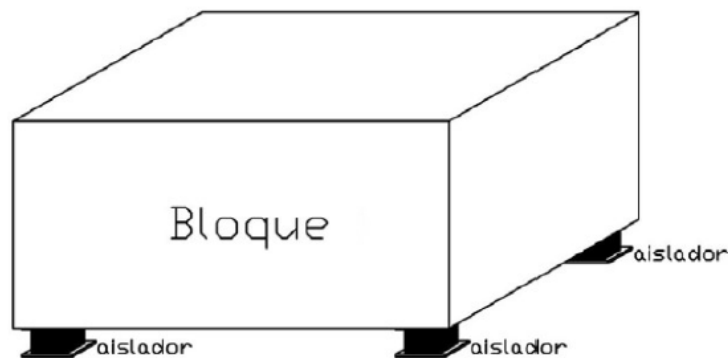
modos, sean máximos. Ya que, en muchos casos, el primer modo domina la respuesta, esto es conveniente para ubicar el AMS en el último piso donde la amplitud de desplazamiento del primer modo es el mayor. (pp. 628-629)

2.3.7 Modelo de un AMS

El modelo de Amortiguador de Masa Sintonizada (AMS) a considerar en el presente trabajo será de un bloque de concreto apoyado sobre cuatro aisladores elastoméricos con refuerzo de acero (Ver Figura 12).

Figura 12:

Modelo general de AMS



Fuente: Aliante, 2009. Control de efectos torsionales en un edificio asimétrico de hormigón armado con amortiguadores de masa sintonizados

La rigidez y el amortiguamiento del modelo general de AMS (Ver Figura 12) estarán definidos por los aisladores elastoméricos con refuerzo de acero como su rigidez horizontal y su amortiguamiento efectivo.

2.3.7.1 Rigidez

En su trabajo de investigación, Aliante (2009) nos indica lo siguiente:

En ingeniería, la rigidez es la capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.

Los coeficientes de rigidez son magnitudes físicas que cuantifican la rigidez de un elemento resistente bajo diversas configuraciones de carga.

De acuerdo a lo anterior la capacidad de un aislador para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos se denomina rigidez horizontal y se define matemáticamente en la expresión 2.6.

$$K_h = \frac{GA}{h_{rt}} \quad (2.6)$$

Donde:

G : Módulo de corte del elastómero

A : Área de la sección del aislador

h_{rt} : Altura del aislador elastomérico

Otra alternativa que define la rigidez horizontal de un aislador es la expresión 2.7.

$$K_h = \frac{4\pi^2 P_t}{T^2 g} \quad (2.7)$$

Donde:

P_t: Es la carga de compresión máxima actuando sobre un aislador

T: Es el periodo del modo de vibración fundamental de vibración de la estructura (pp. 34-35)

2.3.7.2 Amortiguamiento

En relación al amortiguamiento, Aliante (2009) nos menciona:

El amortiguamiento efectivo (c) de los aisladores se calcula mediante la expresión 2.8.

$$c = \frac{2\xi}{n} \sqrt{K_{ht} m} \quad (2.8)$$

Donde:

ξ: Factor de amortiguamiento del sistema de aisladores

K_{ht} : Rigidez del sistema (sumatoria de las rigideces de los aisladores)

m: masa total sobre el sistema de aisladores

n: número de aisladores (pág. 35)

2.4 Definición de términos básicos

- **Análisis dinámico:** Procesos utilizados para determinar las propiedades estructurales de una edificación con métodos dinámicos
- **Amortiguador:** Dispositivos encargados de disipar la energía de un sismo en un edificio
- **Cortante basal:** Fuerzo total sísmica en la base de la estructura
- **Disipadores sísmicos:** Elementos que se adosan a la estructura para evitar daños, disipando las acumulaciones de energía producidos por sismos.
- **Ductilidad:** Propiedad que posee un elemento, el cual permite experimentar deformaciones más allá de su límite elástico sin reducir significativamente su resistencia o rigidez.
- **Grados de libertad:** Número mínimo de parámetros que se necesita especificar para determinar el número de reacciones de una estructura.
- **Periodo:** El periodo natural de la estructura representa el tiempo necesario para completar una oscilación completa.
- **Sismo:** Movimiento repentinos de la corteza terrestre provocadas por perturbaciones de las placas tectónicas.

2.5 Hipótesis General:

La respuesta dinámica de un edificio de 26 niveles incorporando amortiguadores de masa sintonizada en Jesús María mejora en un 20%.

2.6 Hipótesis Específicos:

- a. Los parámetros de diseño de los amortiguadores de masa sintonizada cumplen y son óptimos para un edificio de 26 niveles de concreto armado ubicado en el distrito de Jesús María
- b. Se tendrá una mejor respuesta dinámica del edificio de 26 niveles con el uso de amortiguadores de masa sintonizada
- c. Implementando los amortiguadores de masa sintonizada se obtiene una buena relación costo - beneficio de la estructura ubicado en el distrito de Jesús María.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

3.1 Tipo y método de investigación

3.1.1 Tipo

De acuerdo a Borjas (2012), el tipo de investigación se puede clasificar, de acuerdo al fin que se persigue, en investigación básica, aplicada y tecnológica, las cuales tienen una fuerte interdependencia entre ellos. Por un lado, la investigación básica tiene un fin netamente cognoscitivo, mientras que la investigación aplicada busca una posible utilidad práctica, y la tecnológica busca una masificación de la utilidad práctica.

La presente investigación realizada es de tipo aplicada porque evaluó la mejora en la respuesta dinámica de un edificio con 26 niveles, utilizando un amortiguador de masa sintonizada, mediante un análisis dinámico en el Software ETABS v18.0.2 para asemejarlo a condiciones reales.

3.1.2 Método

De acuerdo a Hernández (2014), el alcance de la investigación cuantitativa depende de los objetos del investigador para combinar los elementos en el estudio, los cuales pueden ser exploratorios, descriptivos, correlacionales o explicativos.

El método de la presente investigación es de enfoque cuantitativo con alcance descriptiva comparativa debido a que se desarrollaron cálculos para el análisis de la respuesta dinámica del edificio, con y sin los amortiguadores de masa sintonizada, obteniendo resultados para contrastar las hipótesis planteadas.

3.1.3 Diseño

De acuerdo a Borjas (2012), la investigación se puede clasificar de acuerdo a la metodología para demostrar las hipótesis en experimentales y no experimentales.

El diseño de la presente investigación es no experimental debido a que se evaluó el mejoramiento de la respuesta dinámica, con el implemento de un sistema de control pasivo, en un edificio existente de 26 niveles en Jesús María.

3.2 Población de estudio

Borjas (2012) nos menciona que la población es el conjunto de elementos o sujetos que serán motivos de estudio desde un punto de vista estadístico.

La población de estudio de la presente investigación estuvo comprendida por todos los edificios de gran altura de concreto armado ubicados en el distrito Jesús María.

3.3 Diseño muestral

De acuerdo a Hernández (2014) las muestras se pueden caracterizar como muestras probabilísticas y no probabilísticas. Las muestras probabilísticas se refieren a todos los elementos que tienen la misma posibilidad de ser elegidos dentro de un subgrupo de la población, mientras que, en las muestras no probabilísticas, la selección de los elementos no depende de la probabilidad sino de las características de la investigación.

Por lo cual, el muestreo de la presente investigación es no probabilístico, para conveniencia, debido a la facilidad de acceso a la información que se tuvo del edificio multifamiliar de 26 niveles.

Así mismo, la muestra se consideró a un edificio de concreto armado, construido en el año 2019, que cuenta con 26 niveles, las cuales incluye 4 sótanos y 1 semisótano. Además de ser un edificio multifamiliar con 105 departamentos con un área total techada de 11,685.38 m² construido en un área de terreno de 729.68 m².

3.4 Relación entre variables

3.4.1 Variable independiente

La variable independiente de la presente investigación es el amortiguador de masa sintonizada.

3.4.2 Variable dependiente

Respuesta dinámica de un edificio de 26 niveles.

3.4.3 Matriz operacional de variables

Se presenta la siguiente Tabla N°2 con la operacionalización de variables, donde se presenta las variables, dimensiones, índices e instrumentos utilizados en la investigación.

Tabla 2:

Matriz operacional de variables

| Variable | | Definición conceptual | Dimensiones | Indicador | Instrumento |
|---------------|---|--|----------------------|--|--|
| Independiente | Amortiguador de masa sintonizada | Disipador de energía que dependen del periodo fundamental y la masa del edificio | Parámetros de diseño | Masa Rigidez Amortiguamiento | Método de Sadek et al. (1996) Microsoft Excel |
| Dependiente | Respuesta dinámica de un edificio de 26 niveles | Resultado de un análisis sísmico expresado en derivas de entrepiso. | Análisis dinámico | Desplazamiento lateral Distorsión de entrepiso Esfuerzos torsionales Cortante basal | Norma E 030 (2018) Norma E 020 FEMA 356 ASCE 41-19 Software ETABS 18.0.2 |

Fuente: Elaboración propia

3.5 Técnicas e instrumento de recolección de datos

Las técnicas que usaron para la presente investigación son de recolección de datos del edificio de 26 niveles ubicado en Jesús María, tales como sus características generales, planos de estructuras y arquitectura, y presupuesto del edificio. Así mismo, se realizó un modelamiento y análisis estructural en el software ETABS versión 18.0.2.

El instrumento que se usó para el modelamiento y análisis sísmico es el Software ETABS versión 18.0.2, debido a su fiabilidad, poder de cálculo y versatilidad en el análisis y diseño de edificios, elaborado por *Computers and Structures*, empresa reconocida mundialmente como líder innovador en el desarrollo de software para el análisis y diseño de estructuras. Además, este instrumento será apoyado de las hojas de cálculo Microsoft Excel para determinar, además, los parámetros de diseño óptimo de los amortiguadores de masa sintonizada.

Adicional a ello, se usaron lo establecido por las Normas Técnicas Peruanas E030 “Diseño Sismorresistente”, E020 “Cargas”, y FEMA 356 para el análisis de la estructura con y sin el sistema de control pasivo, garantizando la validez de los datos.

3.6 Descripción del procedimiento de análisis

El procedimiento de análisis consistió, por un lado, en usar la información estructural del edificio, para el modelado en el Software ETABS versión 18.0.2. En primera instancia se definieron las características y parámetros de todos los elementos estructurales que componen la edificación, tales como columnas, placas, vigas y losas. Se especificaron los parámetros esenciales como dimensiones, resistencias, pesos unitarios y refuerzos. Con ello, se procedió a la etapa de dibujo y modelado de los elementos antes mencionados según los planos as built de la edificación. Al verificar la correcta estructuración del modelo, se continuó al análisis para determinar el peso y el periodo de la edificación.

Por otro lado, se determinaron los parámetros de diseño óptimo de los AMS (masa, frecuencia, amortiguamiento) para diseñar el prototipo general del mecanismo. Subsiguientemente se realizó el análisis dinámico para obtener la respuesta dinámica de la estructura, primero sin incluir el AMS diseñado y luego incluyendo el AMS en la estructura modelada.

Los datos obtenidos se presentaron en tablas técnicas (desplazamientos, derivas de entrepiso, esfuerzos torsionales y fuerzas cortantes) y económicas (presupuesto) que sirvieron para el análisis comparativo de la respuesta dinámica y del costo beneficio del edificio sin y con el uso del AMS.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

4.1 Generalidades

La presente investigación está referida al edificio multifamiliar de 26 niveles, llamado Edificio Multifamiliar Olavegoya, el cual se encuentra ubicado en:

Calle: Av. Olavegoya N°1898

Distrito: Jesús María

Provincia: Lima

Departamento: Lima

La estructura comprende 4 sótanos, 1 semisótano, 20 niveles y 1 azotea. Siendo la altura total del proyecto, incluyendo los sótanos, de 71.79 m, con una altura de entrepiso de 2.70m en los pisos superiores.

De acuerdo a los planos estructurales de cimentaciones, la edificación se encuentra cimentada sobre suelo de gravas y cantos rodados, el cual tiene una presión admisible de 3.6 kg/cm².

El edificio tiene una configuración estructural de muros de concreto armado en ambas direcciones con presencia de pórticos de concreto armado.

En los sótanos presenta losas aligeradas y losas macizas de $h = 25$ cm y $h = 20$ cm, y en los pisos superiores presentan losas aligeradas de $h = 17$ cm y losas macizas de $h = 17$ cm y $h = 20$ cm. En relación a las vigas, en su mayoría, son de 30 cm de ancho y 55 cm de peralte, esto debido a las luces que cubren.

4.2 Modelación estructural

En la Figura 13, se muestra el modelo analítico de la edificación en 3D desarrollado en el programa ETABS Versión 18.0.2 desde el nivel de la cisterna hasta la azotea, con todos sus elementos estructurales, cumpliendo con las características y especificaciones según los planos de estructuras.

4.2.1 Propiedades de los materiales

- **Concreto armado:** La resistencia de concreto de los elementos estructurales del proyecto fueron definidos por la empresa HIGASHI INGENIERIOS S.A.C. en sus planos estructurales, los cuales se consideraron para modelar el edificio en el programa ETABS. En la Tabla 3, se muestran las resistencias de concreto de los elementos estructurales, las cuales varían de acuerdo al nivel y de acuerdo al tipo de elemento estructural.

Tabla 3:

Cuadro de resistencias de diseño utilizadas en la estructura

| Nivel | Resistencia a la Compresión del Concreto f'_c (kg/cm ²) | | | |
|------------------------------|--|-------------|------------------------|------------------------|
| | Placas | Columnas | Vigas | Losas |
| Sótano 4 - Semisótano | Ver tabla 5 | Ver tabla 4 | 420 kg/cm ² | 420 kg/cm ² |
| Piso 1 - Piso 10 | Ver tabla 5 | Ver tabla 4 | 350 kg/cm ² | 350 kg/cm ² |
| Piso 11 - Azotea | Ver tabla 5 | Ver tabla 4 | 280 kg/cm ² | 280/cm ² |

Fuente: Elaboración propia

- **Acero de refuerzo:** El acero utilizado en esta edificación fue proporcionado por Aceros Arequipa, el cual tiene las siguientes características y cumple con:

- Norma Técnica Peruana NTP 341.031 Grado 60.
- Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.
- ASTM A615 Grado 60.
- Resistencia a la fluencia $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$

A continuación, se mostrarán la definición de los materiales en el Software ETABS, para los materiales de concreto de $f'_c=210\text{ kg/cm}^2$, $f'_c=280\text{ kg/cm}^2$, $f'_c=350\text{ kg/cm}^2$ y $f'_c=420\text{ kg/cm}^2$.

En la Figura 15 se muestra la definición del material tipo concreto de resistencia a la compresión $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, con todos sus parámetros y características. Este concreto se utilizó para columnas en los primeros y últimos niveles del edificio.

Figura 15:

Definición de concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ en programa ETABS

| Section | Parameter | Value | Unit |
|---------------------------------|--|----------------------------------|---------|
| General Data | Material Name | F'c=210kg/cm2 | |
| | Material Type | Concrete | |
| | Directional Symmetry Type | Isotropic | |
| | Material Display Color | Green | |
| | Material Notes | | |
| Material Weight and Mass | Specify Weight Density | <input checked="" type="radio"/> | |
| | Specify Mass Density | <input type="radio"/> | |
| Material Weight and Mass | Weight per Unit Volume | 2400 | kgf/m³ |
| | Mass per Unit Volume | 2400 | kg/m³ |
| Mechanical Property Data | Modulus of Elasticity, E | 217370.65 | kgf/cm² |
| | Poisson's Ratio, U | 0.2 | |
| | Coefficient of Thermal Expansion, A | 0.0000099 | 1/C |
| | Shear Modulus, G | 90571.1 | kgf/cm² |
| Design Property Data | Modify/Show Material Property Design Data... | | |
| Advanced Material Property Data | Nonlinear Material Data... | | |
| | Material Damping Properties... | | |
| | Time Dependent Properties... | | |

Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

En la Figura 16 se muestra la definición del material tipo concreto de resistencia a la compresión $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$, con todos sus parámetros y características. Este concreto se utilizó para columnas, placas, vigas y losas.

Figura 16:

Definición de concreto $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ en programa ETABS

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box in ETABS. The 'General Data' section includes: Material Name: 'F'c=280kg/cm2', Material Type: 'Concrete', Directional Symmetry Type: 'Isotropic', Material Display Color: a green color swatch, and Material Notes: 'Modify/Show Notes...'. The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Weight Density' selected, with 'Weight per Unit Volume' and 'Mass per Unit Volume' both set to 2400 kg/m³. The 'Mechanical Property Data' section includes: Modulus of Elasticity, E: 250998.01 kgf/cm²; Poisson's Ratio, U: 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C; and Shear Modulus, G: 104582.5 kgf/cm². The 'Design Property Data' section has a 'Modify/Show Material Property Design Data...' button. The 'Advanced Material Property Data' section has buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

En la Figura 17 se muestra la definición del material tipo concreto de resistencia a la compresión $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$, con todos sus parámetros y características. Este concreto también se utilizó para columnas, placas, vigas y losas, especialmente en la cimentación y niveles inferiores y de fundación.

Figura 17:

Definición de concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$ en programa ETABS

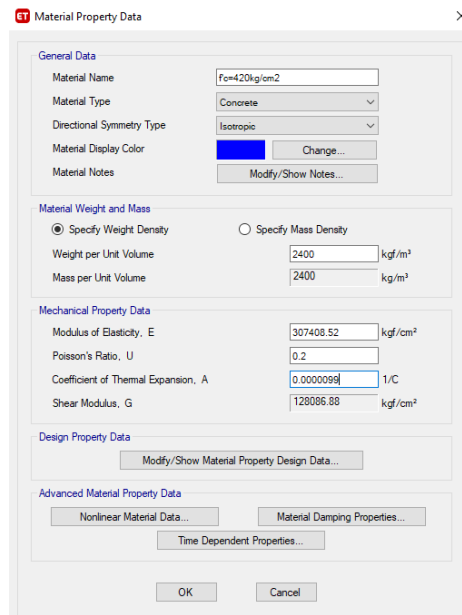
The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box in ETABS. The 'General Data' section includes: Material Name: 'F'c=350kg/cm2', Material Type: 'Concrete', Directional Symmetry Type: 'Isotropic', Material Display Color: a red color swatch, and Material Notes: 'Modify/Show Notes...'. The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Weight Density' selected, with 'Weight per Unit Volume' and 'Mass per Unit Volume' both set to 2400 kg/m³. The 'Mechanical Property Data' section includes: Modulus of Elasticity, E: 280624.3 kgf/cm²; Poisson's Ratio, U: 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C; and Shear Modulus, G: 116926.79 kgf/cm². The 'Design Property Data' section has a 'Modify/Show Material Property Design Data...' button. The 'Advanced Material Property Data' section has buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

En la Figura 18 se muestra la definición del material tipo concreto de resistencia a la compresión $f^c=420 \text{ kg/cm}^2$, con todos sus parámetros y características. Este concreto se utilizó para columnas y placas en casi todos los niveles para garantizar rigidez en la estructura.

Figura 18:

Definición de concreto $f^c=420 \text{ kg/cm}^2$ en programa ETABS



Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

4.2.2 Secciones de los elementos

4.2.2.1 Columnas

En la Tabla 4 se muestran las secciones de columnas, propuestas en el diseño de los planos estructurales, con sus respectivas dimensiones en unidades de centímetros, así como su resistencia a la compresión según sus niveles correspondientes.

Tabla 4:*Cuadro de columnas establecidas en la estructura*

| COLUMNAS | | | | | |
|-----------------|-------------------|-------------------|---------------------|----------------------|--------------------|
| Elemento | Ancho (cm) | Largo (cm) | f'c (kg/cm2) | Nivel inicial | Nivel final |
| C-1 | 30 | 130 | 420 | Sótano 3 | Semisótano |
| | 30 | 100 | 420 | Piso 1 | Piso 4 |
| | 30 | 100 | 350 | Piso 5 | Piso 10 |
| | 30 | 100 | 280 | Piso 11 | Piso 20 |
| C-2 | 30 | 130 | 420 | Sótano 3 | Semisótano |
| | 30 | 100 | 420 | Piso 1 | Piso 4 |
| | 30 | 100 | 350 | Piso 5 | Piso 10 |
| | 30 | 100 | 280 | Piso 11 | Piso 20 |
| C-3 | 50 | 75 | 420 | Sótano 3 | Semisótano |
| | 50 | 55 | 420 | Piso 1 | Piso 6 |
| | 50 | 55 | 350 | Piso 7 | Piso 10 |
| | 50 | 55 | 280 | Piso 11 | Piso 20 |
| C-4 | 55 | 85 | 420 | Sótano 3 | Semisótano |
| | 50 | 55 | 420 | Piso 1 | Piso 4 |
| | 50 | 55 | 350 | Piso 5 | Piso 10 |
| | 50 | 55 | 280 | Piso 11 | Piso 20 |
| C-5 | 20 | 165 | 420 | Sótano 4 | Piso 4 |
| | 20 | 165 | 350 | Piso 5 | Piso 10 |
| | 20 | 165 | 280 | Piso 11 | Azotea |
| C-6 | 35 | 150 | 420 | Sótano 3 | Semisótano |
| | 25 | 150 | 420 | Piso 1 | Piso 4 |
| | 25 | 150 | 350 | Piso 5 | Piso 10 |
| | 25 | 150 | 280 | Piso 11 | Piso 20 |
| C-7 | 50 | 85 | 420 | Sótano 4 | Semisótano |
| | 50 | 65 | 420 | Piso 1 | Piso 4 |
| | 50 | 65 | 350 | Piso 5 | Piso 10 |
| | 50 | 65 | 280 | Piso 11 | Piso 20 |
| C-8 | 30 | 140 | 420 | Sótano 4 | Semisótano |
| | 30 | 110 | 420 | Piso 1 | Piso 4 |
| | 30 | 110 | 350 | Piso 5 | Piso 10 |
| | 30 | 110 | 350 | Piso 11 | Piso 20 |
| C-9 | 40 | 140 | 420 | Sótano 4 | Semisótano |
| | 40 | 110 | 420 | Piso 1 | Piso 4 |
| | 40 | 110 | 350 | Piso 5 | Piso 10 |
| | 40 | 110 | 350 | Piso 11 | Piso 20 |
| C-10 | 30 | 140 | 420 | Sótano 4 | Semisótano |
| | 30 | 110 | 420 | Piso 1 | Piso 4 |
| | 30 | 110 | 350 | Piso 5 | Piso 10 |

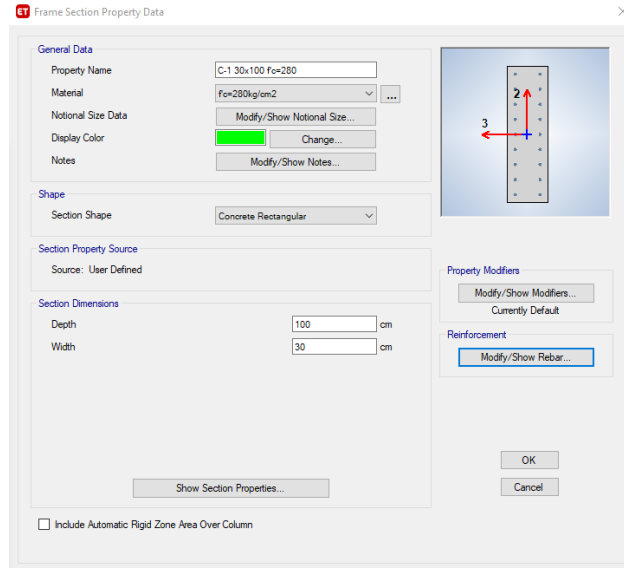
| COLUMNAS | | | | | |
|-----------------|-------------------|-------------------|---------------------|----------------------|--------------------|
| Elemento | Ancho (cm) | Largo (cm) | f'c (kg/cm2) | Nivel inicial | Nivel final |
| | 30 | 110 | 350 | Piso 11 | Piso 20 |
| C-11 | 20 | 20 | 350 | Sótano 4 | Sótano 4 |
| C-12 | 25 | 60 | 350 | Sótano 4 | Sótano 4 |
| | 15 | 60 | 350 | Sótano 3 | Sótano 1 |
| C-13 | 15 | 60 | 350 | Sótano 4 | Sótano 3 |
| C-14 | 20 | 60 | 350 | Sótano 4 | Sótano 1 |
| C-15 | 15 | 60 | 350 | Sótano 3 | Sótano 3 |
| C-16 | 36 | 36 | 350 | Sótano 3 | Sótano 1 |
| | 26 | 26 | 350 | Semisótano | Semisótano |
| C-17 | 30 | 36 | 350 | Sótano 3 | Sótano 1 |
| | 26 | 30 | 350 | Semisótano | Semisótano |
| C-18 | 30 | 30 | 350 | Sótano 3 | Semisótano |
| C-19 | 30 | 40 | 350 | Sótano 3 | Semisótano |
| C-20 | 30 | 40 | 350 | Sótano 3 | Sótano 1 |
| C-21 | 36 | 36 | 350 | Sótano 3 | Sótano 1 |
| C-22 | 30 | 40 | 350 | Semisótano | Semisótano |
| C-23 | 30 | 40 | 350 | Semisótano | Semisótano |
| C-24 | 26 | 36 | 350 | semisótano | semisótano |
| C-25 | 25 | 25 | 210 | Piso 1 | Piso 1 |
| C-26 | 15 | 25 | 210 | Piso 1 | Piso 1 |
| C-26A | 25 | 35 | 210 | Piso 1 | Piso 1 |
| C-27 | 15 | 65 | 210 | Piso 1 | Piso 1 |
| C-28 | 15 | 60 | 210 | Piso 1 | Piso 1 |

Fuente: Elaboración propia

Se muestra, a manera de ejemplo, la definición de la Columna 1, según la Tabla 4, en el Software ETABS (Ver Figura 19). Se le asigna la resistencia según corresponda y las dimensiones de acuerdo a las especificaciones con las unidades respectivas.

Figura 19:

Definición de la columna C-1 en programa ETABS

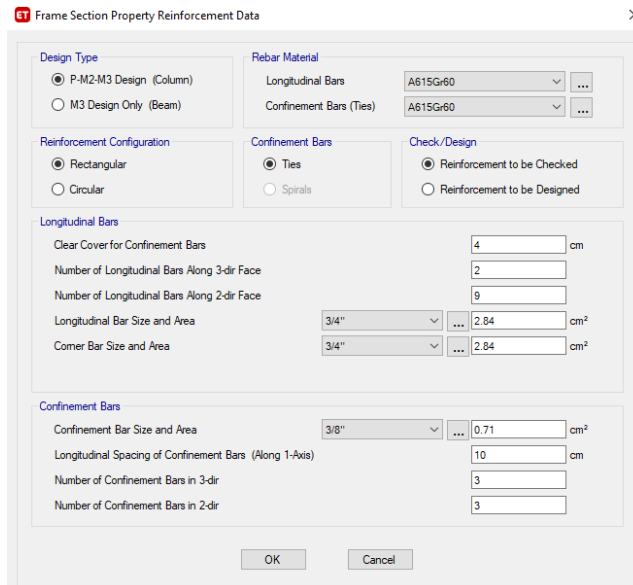


Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

Así mismo, se muestra la definición del acero de refuerzo de la Columna 1 en el Software ETABS (Ver Figura 20). La cuantía de acero considerada para el modelamiento, se obtuvo de los planos estructurales del proyecto.

Figura 20:

Definición del refuerzo para la columna C-1 en programa ETABS



Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

4.2.2.2 Placas

En la Tabla 5 se muestran las placas del proyecto, con sus respectivas secciones, las cuales se muestran en áreas, en unidades de metros cuadrados, debido a que presentan secciones irregulares; asimismo, se muestra la resistencia a la compresión de cada elemento según los niveles correspondientes.

Tabla 5:

Cuadro de placas establecidas en la estructura

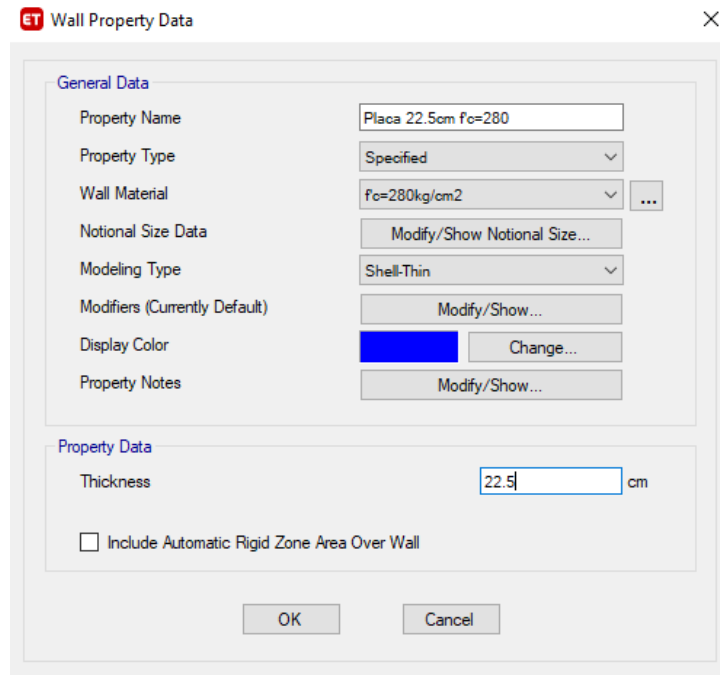
| PLACAS | | | | |
|-----------------|-------------------------------------|--------------------------------|----------------------|--------------------|
| Elemento | Área sección (m²) | f'c (kg/cm²) | Nivel inicial | Nivel final |
| PL-1 | 10.24 | 420 | Sótano 4 | Semisótano |
| | 10.10 | 420 | Piso 1 | Piso 1 |
| | 10.10 | 420 | Piso 2 | Piso 4 |
| | 10.10 | 350 | Piso 5 | Piso 7 |
| | 10.10 | 350 | Piso 8 | Piso 10 |
| | 10.10 | 280 | Piso 11 | Piso 20 |
| | 8.20 | 280 | Azotea | Azotea |
| PL-2 | 8.45 | 420 | Sótano 4 | Sótano 4 |
| | 7.91 | 420 | Sótano 3 | Semisótano |
| | 7.38 | 420 | Piso 1 | Piso 4 |
| | 7.38 | 350 | Piso 5 | Piso 7 |
| | 7.38 | 350 | Piso 8 | Piso 10 |
| | 7.38 | 280 | Piso 11 | Piso 20 |
| | 7.38 | 280 | Azotea | Azotea |
| PL-3 | 16.70 | 350 | Sótano 3 | Sótano 1 |
| | 12.06 | 350 | Semisótano | Semisótano |
| | 12.06 | 350 | Piso 1 | Piso 1 |
| | 12.72 | 350 | Piso 2 | Piso 2 |
| | 12.72 | 350 | Piso 3 | Piso 4 |
| | 12.72 | 350 | Piso 5 | Piso 10 |
| | 8.81 | 280 | Piso 11 | Piso 20 |
| 5.72 | 280 | Azotea | Azotea | |
| PL-4 | 15.32 | 350 | Sótano 3 | Sótano 1 |
| | 11.07 | 350 | Semisótano | Semisótano |
| | 10.45 | 350 | Piso 1 | Piso 1 |
| | 10.97 | 350 | Piso 2 | Piso 2 |
| | 10.97 | 350 | Piso 3 | Piso 4 |
| | 10.97 | 350 | Piso 5 | Piso 10 |
| | 7.59 | 280 | Piso 11 | Piso 20 |
| 4.59 | 280 | Azotea | Azotea | |

Fuente: Elaboración propia

Se muestra, a manera de ejemplo, la definición del elemento estructural PL-1, de acuerdo a la Tabla 5 (Ver Figura 21). Se le asigna la resistencia que corresponda y se modela como un Shell-Thin en el Software ETABS.

Figura 21:

Definición de la placa PL-1 en programa ETABS



Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

De la misma manera se definieron las diferentes placas del proyecto de acuerdo a sus resistencias de concreto especificadas en la Tabla 5.

4.2.2.3 Vigas

La Tabla 6 muestra las secciones de vigas del proyecto, de acuerdo a los planos de estructuras, con sus respectivas dimensiones en unidades de centímetros, así como su resistencia a la compresión según los niveles correspondientes.

Tabla 6:*Cuadro de vigas establecidas en la estructura*

| VIGAS | | | | | |
|-----------------|-------------------|---------------------|--------------------------------|----------------------|--------------------|
| Elemento | Ancho (cm) | Peralte (cm) | f'c (kg/cm²) | Nivel inicial | Nivel final |
| VS-1 | 25 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-2 | 30 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-3 | 25 | 105 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| | 25 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| | 30 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-4 | 30 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-5 | 25 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-6 | 40 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-7 | 30 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-8 | 30 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-9 | 30 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-10 | 30 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-11 | 30 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-12 | 15 | var. | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-13 | 15 | var. | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-14 | 25 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-14A | 25 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-15 | 15 | var. | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-16 | 30 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-17 | 25 | 105 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| | 25 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| | 30 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-18 | 25 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| | 25 | var. | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-19 | 15 | var. | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-20 | 25 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-21 | 25 | 140 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-22 | 30 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-23 | 25 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-24 | 25 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| | 30 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-25 | 40 | var. | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-26 | 25 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-27 | 30 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-28 | 30 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-29 | 30 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-30 | 25 | 110 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |

VIGAS

| Elemento | Ancho (cm) | Peralte (cm) | f'c (kg/cm2) | Nivel inicial | Nivel final |
|-----------------|-------------------|---------------------|---------------------|----------------------|--------------------|
| VS-31 | 30 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-32 | 30 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-33 | 30 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-34 | 25 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-35 | 30 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| | 30 | 170 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| | 30 | 215 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-36 | 30 | 110 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-37 | 30 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-38 | 30 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-39 | 40 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-40 | 30 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-41 | 30 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-42 | 30 | var. | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-43 | 30 | 50 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| VS-44 | 30 | 55 | 350 | Sótano 4 | Semisótano |
| V-1 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-2 | 30 | 20 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-3 | 25 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-4 | 25 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-5 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-6 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-7 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-8 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-9 | 25 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-10 | 25 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-11 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-12 | 40 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-13 | 20 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-14 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-15 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-16 | 20 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-17 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| | 30 | 20 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-18 | 30 | 20 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-19 | 40 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-20 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |

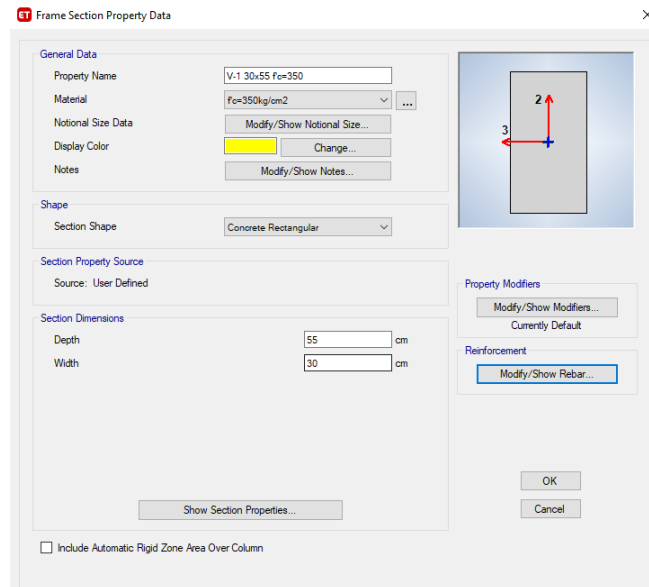
| VIGAS | | | | | |
|-----------------|-------------------|---------------------|---------------------|----------------------|--------------------|
| Elemento | Ancho (cm) | Peralte (cm) | f'c (kg/cm2) | Nivel inicial | Nivel final |
| V-21 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-22 | 25 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-23 | 30 | 20 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-24 | 25 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-25 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| | 30 | 20 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-26 | 30 | 20 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-27 | 30 | 20 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-28 | 40 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-29 | 50 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-30 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-31 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-32 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-33 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-34 | 50 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-35 | 40 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-36 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-37 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-38 | 40 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-39 | 25 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-40 | 25 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-41 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-42 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-43 | 20 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-44 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-45 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-46 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-47 | 25 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-48 | 25 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-49 | 25 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-50 | 25 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-51 | 25 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-52 | 25 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-53 | 22.5 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |
| V-54 | 30 | 55 | 280 | Piso 1 | Azotea |

Fuente: Elaboración propia

Se muestra, a manera de ejemplo, la definición de la viga V-1 (Ver Figura 22) con una resistencia de concreto de $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$, de acuerdo a la Tabla 6, en el Software ETABS y con sus dimensiones correspondientes.

Figura 22:

Definición de la viga V-1 en programa ETABS



Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

De la misma manera se definieron las diferentes vigas del proyecto de acuerdo a sus resistencias de concreto especificadas en la Tabla 6.

4.2.2.4 Losas

El modelo analítico del proyecto presenta losas aligeradas unidireccionales y losas macizas en sus diferentes niveles de acuerdo a los planos estructurales con una resistencia a la compresión de 280 kg/cm^2 y 350 kg/cm^2 . La Tabla 7 muestra las secciones de losas, con sus respectivos peraltes en unidades de centímetros, así como su resistencia a la compresión según los niveles correspondientes.

Tabla 7:

Cuadro de losas establecidas en la estructura

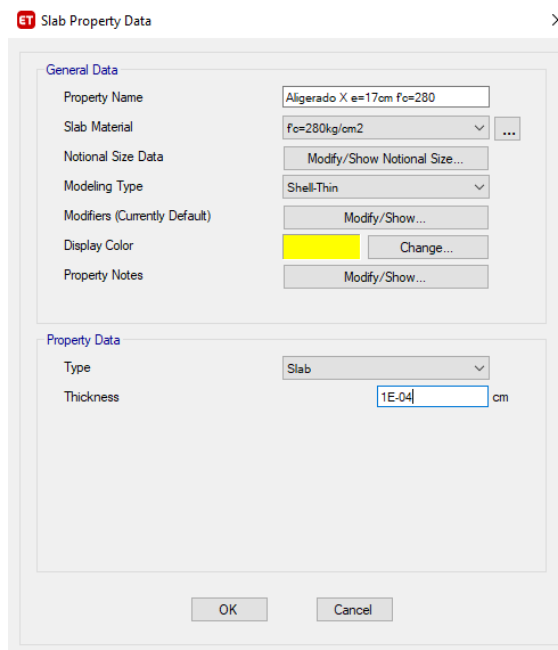
| LOSAS | | | | |
|-----------|--------------|--------------|---------------|------------------------|
| Elemento | Peralte (cm) | f'c (kg/cm2) | Nivel inicial | Nivel final |
| Aligerada | 25 | 350 | Sótano 3 | Semisótano |
| Maciza | 25 | 350 | Sótano 3 | Semisótano |
| Aligerado | 20 | 350 | Sótano 2 | Semisótano y Azotea |
| Maciza | 20 | 350 | Sótano 4 | Azotea |
| Aligerada | 17 | 280 | Semisótano | Piso 20 |
| Maciza | 17 | 280 | Piso 1 | Piso 20 |

Fuente: Elaboración propia

Para el modelado de las losas aligeradas unidireccionales, se consideró definirlo con un espesor mínimo para posterior a ello aplicarle su carga por peso propio. Esto debido a que las losas aligeradas del proyecto son losas con viguetas prefabricadas Firth con bovedillas poliestireno. En la figura 23, se muestra, a manera de ejemplo, la definición de la losa aligerada unidireccional con un espesor de 17 cm y con una resistencia de concreto de $f'c=280$ kg/cm², el cual fue definido como Shell-Thin en el Software ETABS.

Figura 23:

Definición de la losa aligerada de 17cm en programa ETABS



Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

De la misma manera se definieron las diferentes placas del proyecto de acuerdo a sus resistencias de concreto especificadas en la Tabla 7.

4.3 Cargas consideradas

4.3.1 Carga muerta

Las cargas muertas consideradas sobre las losas en el modelo, como se muestra en la Tabla 8, fueron de acuerdo a la Norma E020, tales como tabiques, acabados y peso propio de las losas aligeradas. En relación a las losas del proyecto, se consideran los pesos propios indicados en el Manual de Viguetas Prefabricadas Firth (Anexo 2) para las losas con espesores de 17 cm, 20 cm y 25 cm, de acuerdo a lo especificado en los planos estructurales, debido a que las losas del proyecto son losas con viguetas prefabricadas Firth con bovedillas de poliestireno.

Tabla 8:

Cargas muertas de diseño

| Descripción | Carga muerta (kg/m²) |
|---------------------|--|
| Tabiquería | 150 |
| Acabados | 100 |
| Aligerado e = 17 cm | 180 |
| Aligerado e = 20 cm | 210 |
| Aligerado e = 25 cm | 250 |

Fuente: Elaboración propia

Así mismo, se consideró como carga muerta los tabiques de sílico-calcáreo de espesores de 10 cm, 15 cm, 20 cm y 25 cm, los cuales se encuentran ubicados sobre las vigas en los diferentes niveles del edificio, con un peso unitario de 1800 kg/m³.

4.3.2 Carga viva

La Tabla 9 muestra las cargas vivas consideradas en el diseño de la edificación, de acuerdo a la Norma Técnica Peruana E020 y a los planos de estructuras.

Tabla 9:

Cargas vivas de diseño

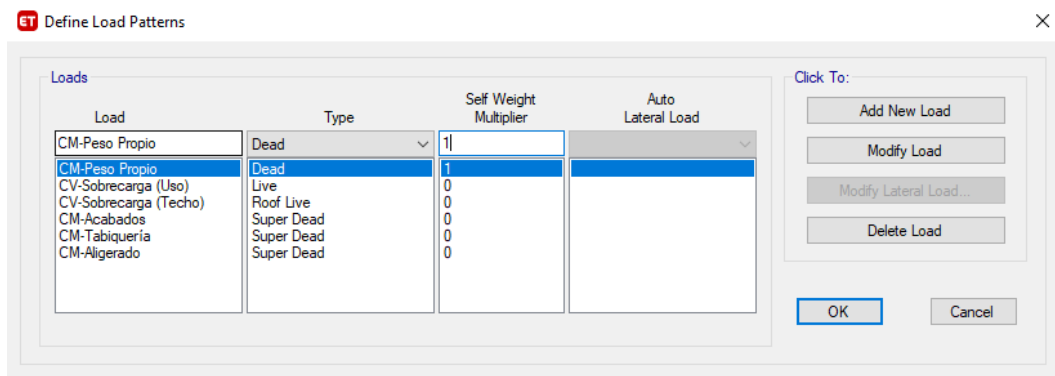
| Descripción | Carga muerta (kg/m ²) |
|------------------------|-----------------------------------|
| Sobrecarga (Viviendas) | 200 |
| Sobrecarga (Escaleras) | 200 |

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 24 se muestran la definición de las cargas en el Software ETABS como cargas muertas, cargas vivas y cargas vivas de techo. Se considera un factor de 1 en la carga muerta por peso propio a fin de que el Software considere los pesos propios de cada elemento estructural modelado.

Figura 24:

Definición de cargas en programa ETABS



Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

4.4 Parámetros sísmicos

4.4.1 Factor de Zona

De acuerdo al Mapa de Zonificación Sísmica, presentada en el Capítulo 1 de la presente investigación, se observa que a nivel nacional el territorio se considera dividido en cuatro zonas (Ver Figura 1); para los cuales a cada zona se le asigna un factor Z. La Tabla 10 muestra los valores correspondientes de Z para cada Zona.

Tabla 10:

Factores de Zona

| FACTORES DE ZONA “Z” | |
|-----------------------------|----------|
| ZONA | Z |
| 4 | 0.45 |
| 3 | 0.35 |
| 2 | 0.25 |
| 1 | 0.10 |

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

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

El edificio se encuentra ubicado en el distrito de Jesús María, el cual se ubica en la zona 4, para lo cual se consideró un factor de zona, $Z=0.45$.

4.4.2 Parámetros de sitio

La Norma Técnica Peruana E030 clasifica a los tipos de suelo de la siguiente manera:

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

De acuerdo a la ubicación del edificio y a los planos estructurales de cimentación, la estructura se encuentra ubicada en un Perfil Tipo S₁.

La Tabla 11, es obtenida de la Norma Técnica Peruana E030 y muestra el factor de suelo a considerar para cada zona de acuerdo a la ubicación del proyecto.

Tabla 11:*Factores de Suelo*

| | | FACTOR DE SUELO “S” | | | |
|-------------|----------------------|----------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| ZONA | SUELO | S₀ | S₁ | S₂ | S₃ |
| | | Z₄ | 0.80 | 1.00 | 1.05 |
| | Z₃ | 0.80 | 1.00 | 1.15 | 1.20 |
| | Z₂ | 0.80 | 1.00 | 1.20 | 1.40 |
| | Z₁ | 0.80 | 1.00 | 1.60 | 2.00 |

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

La Tabla 12 muestra el periodo T_P y T_L a considerar de acuerdo al tipo de suelo que el proyecto presente.

Tabla 12:*Período “ T_P ” y “ T_L ”*

| | | PERÍODOS “T_P” y “T_L” | | | |
|--|-----------------------------|---|----------------------|----------------------|----------------------|
| | | Perfil de suelo | | | |
| | | S₀ | S₁ | S₂ | S₃ |
| | T_P (s) | 0.3 | 0.4 | 0.6 | 1.0 |
| | T_L (s) | 3.0 | 2.5 | 2.0 | 1.6 |

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

Por tal motivo, de acuerdo a las tablas N°11 y N°12, se obtuvieron los siguientes valores:

- $S = 1.0$
- $T_P = 0.40$
- $T_L = 2.5$

4.4.3 Factor de amplificación sísmica

El factor de amplificación sísmica se define por las siguientes expresiones de acuerdo a la Norma E030:

$$T < T_P \rightarrow C = 2.5 \quad (4.1)$$

$$T_L < T < T_P \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right) \quad (4.2)$$

$$T_L < T \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) \quad (4.3)$$

De acuerdo al programa ETABS 18.0.2, el periodo fundamental de la estructura en la dirección X y en la dirección Y fueron los siguientes:

- Periodo fundamental X (Tx): 1.604 s
- Periodo fundamental Y (Ty): 1.832 s

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

Dirección X:

$$T_L < 1.604 < T_P \rightarrow C_x = 2.5 \left(\frac{0.40}{1.604} \right) = 0.623$$

Dirección Y:

$$T_L < 1.832 < T_P \rightarrow C_y = 2.5 \left(\frac{0.40}{1.832} \right) = 0.546$$

4.4.4 Categoría de la edificación y factor de uso

De acuerdo a la Norma E 030 – Diseño Sismorresistente, en el capítulo 3 “Categoría, sistema estructural y regularidad de edificaciones”, en el artículo 12 “Categoría de las Edificaciones y Factor de uso (U)”, se indican los diferentes valores de U el cual depende de la categoría de la edificación. La estructura de la investigación, al ser un edificio multifamiliar, pertenece a la categoría C de edificaciones comunes, por tanto, corresponde un factor $U = 1.0$.

4.4.5 Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R) se determina mediante el producto del coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_0) con las irregularidades en planta y en altura.

4.4.5.1 Coeficiente básico de reducción (R_0)

De acuerdo al Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018), “los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis”

(pág. 15). La Tabla 13, obtenida de la Norma Técnica Peruana E030 muestra los valores de coeficiente básico de reducción R_0 para cada sistema estructural.

Tabla 13:

Sistemas Estructurales y Coeficiente básico de reducción R_0

| SISTEMAS ESTRUCTURALES | |
|--|---------------------------------------|
| Sistema Estructural | Coeficiente básico de reducción R_0 |
| Acero: | |
| Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF) | 8 |
| Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF) | 7 |
| Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF) | 6 |
| Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF) | 8 |
| Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF) | 6 |
| Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF) | 8 |
| Concreto Armado | |
| Pórticos | 8 |
| Dual | 7 |
| De muros estructurales | 6 |
| Muros de ductilidad limitada | 4 |
| Albañilería Armada o Confinada | 3 |
| Madera (Por esfuerzos admisibles) | 7 |

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

En consecuencia, a la Tabla 13 y de acuerdo a los planos estructurales definidos, se optó por un valor de:

$$R_{0X} = 6$$

$$R_{0Y} = 6$$

4.4.5.2 Irregularidad en altura (Ia):

- Irregularidad de Rigidez - Piso Blando:

$$Rigidez_i < 0.7 Rigidez_{i+1} \quad (4.4)$$

$$Rigidez_i < 0.8 \left(\frac{Rigidez_{i+1} + Rigidez_{i+2} + Rigidez_{i+3}}{3} \right) \quad (4.5)$$

En caso cumpla con una de las condiciones descritas en las ecuaciones 4.4 y 4.5, la estructura se considerará con irregularidad de piso blando, siendo $I_a = 0.75$.

La Tabla 14 muestra los resultados obtenidos de rigidez en cada piso de acuerdo a las ecuaciones 4.4 y 4.5 en la dirección X, en el cual se observa que en cada nivel de la estructura no presenta irregularidad de piso blando en la dirección X.

Tabla 14:

Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en la dirección X

| PISO | Rigidez _i X | 0.7*Rigidez _(i+1) X | Condición (4.4) | 0.8*(Promedio 3 superiores) | Condición (4.5) |
|---------|------------------------|--------------------------------|--------------------|--------------------------------|--------------------|
| | ton/mm | ton/mm | | ton/mm | |
| Azotea | 8.739 | | | | |
| Piso 20 | 28.562 | 6.117 | No cumple | | |
| Piso 19 | 42.831 | 19.993 | No cumple | | |
| Piso 18 | 53.334 | 29.981 | No cumple | 26.710 | No cumple |
| Piso 17 | 60.938 | 37.334 | No cumple | 41.576 | No cumple |
| Piso 16 | 66.541 | 42.657 | No cumple | 52.368 | No cumple |
| Piso 15 | 70.483 | 46.579 | No cumple | 60.271 | No cumple |
| Piso 14 | 72.904 | 49.338 | No cumple | 65.988 | No cumple |
| Piso 13 | 74.822 | 51.033 | No cumple | 69.976 | No cumple |
| Piso 12 | 77.602 | 52.375 | No cumple | 72.736 | No cumple |
| Piso 11 | 81.621 | 54.321 | No cumple | 75.109 | No cumple |
| Piso 10 | 87.129 | 57.134 | No cumple | 78.015 | No cumple |
| Piso 9 | 93.221 | 60.990 | No cumple | 82.117 | No cumple |
| Piso 8 | 100.671 | 65.255 | No cumple | 87.324 | No cumple |
| Piso 7 | 109.680 | 70.470 | No cumple | 93.674 | No cumple |
| Piso 6 | 120.592 | 76.776 | No cumple | 101.191 | No cumple |
| Piso 5 | 133.975 | 84.414 | No cumple | 110.314 | No cumple |
| Piso 4 | 151.562 | 93.783 | No cumple | 121.416 | No cumple |
| Piso 3 | 175.059 | 106.093 | No cumple | 135.376 | No cumple |
| Piso 2 | 218.964 | 122.541 | No cumple | 153.532 | No cumple |
| Piso 1 | 342.040 | 153.275 | No cumple | 181.862 | No cumple |

Fuente: Elaboración propia

De la misma forma, la Tabla 15 muestra los resultados de la rigidez de la estructura en la dirección Y, en el cual, de acuerdo a las ecuaciones 4.4 y 4.5, la estructura no presenta irregularidad por piso blando en la dirección Y.

Tabla 15:*Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en la dirección Y*

| PISO | Rigidez _i Y | 0.7*Rigidez _(i+1) Y | Condición (4.4) | 0.8*(Promedio 3 superiores) | Condición (4.5) |
|---------|------------------------|--------------------------------|--------------------|--------------------------------|--------------------|
| | ton/mm | ton/mm | | ton/mm | |
| Azotea | 7.159 | | | | |
| Piso 20 | 29.245 | 5.011 | No cumple | | |
| Piso 19 | 43.943 | 20.472 | No cumple | | |
| Piso 18 | 54.205 | 30.760 | No cumple | 26.782 | No cumple |
| Piso 17 | 61.151 | 37.943 | No cumple | 42.464 | No cumple |
| Piso 16 | 65.842 | 42.805 | No cumple | 53.099 | No cumple |
| Piso 15 | 68.985 | 46.090 | No cumple | 60.399 | No cumple |
| Piso 14 | 71.271 | 48.289 | No cumple | 65.326 | No cumple |
| Piso 13 | 73.576 | 49.890 | No cumple | 68.700 | No cumple |
| Piso 12 | 76.570 | 51.503 | No cumple | 71.277 | No cumple |
| Piso 11 | 80.613 | 53.599 | No cumple | 73.806 | No cumple |
| Piso 10 | 86.182 | 56.429 | No cumple | 76.920 | No cumple |
| Piso 9 | 92.546 | 60.328 | No cumple | 81.122 | No cumple |
| Piso 8 | 100.136 | 64.782 | No cumple | 86.447 | No cumple |
| Piso 7 | 109.114 | 70.096 | No cumple | 92.955 | No cumple |
| Piso 6 | 119.968 | 76.379 | No cumple | 100.599 | No cumple |
| Piso 5 | 134.047 | 83.978 | No cumple | 109.739 | No cumple |
| Piso 4 | 153.645 | 93.833 | No cumple | 121.043 | No cumple |
| Piso 3 | 180.253 | 107.551 | No cumple | 135.887 | No cumple |
| Piso 2 | 220.525 | 126.177 | No cumple | 155.982 | No cumple |
| Piso 1 | 329.639 | 154.368 | No cumple | 184.808 | No cumple |

Fuente: Elaboración propia

Se concluye de la Tabla 14 y Tabla 15, que la estructura no presenta irregularidad de piso blando.

- **Irregularidad de Resistencia – Piso Débil:**

$$Fuerza\ Cortante_i < 0.8\ Fuerza\ Cortante_{i+1} \quad (4.6)$$

El edificio tendrá la irregularidad de resistencia en caso cumpla con la condición dada por la ecuación 4.6 en las diferentes direcciones de análisis, por lo cual se consideraría $I_a = 0.75$.

La Tabla 16 muestra las fuerzas cortantes en cada nivel sobre la rasante de la estructura en la dirección X y evalúa la ecuación 4.6, del cual se observa que la estructura no presenta irregularidad de resistencia en la dirección X.

Tabla 16:*Irregularidad de Resistencia en la dirección X*

| PISO | V_{X_i} ton | $0.8*V_{X_{i+1}}$ ton | Condición (4.6) |
|---------|------------------|--------------------------|--------------------|
| Azotea | 24.477 | | |
| Piso 20 | 78.333 | 19.582 | No cumple |
| Piso 19 | 123.908 | 62.666 | No cumple |
| Piso 18 | 160.537 | 99.126 | No cumple |
| Piso 17 | 189.809 | 128.430 | No cumple |
| Piso 16 | 212.873 | 151.847 | No cumple |
| Piso 15 | 229.902 | 170.298 | No cumple |
| Piso 14 | 240.646 | 183.922 | No cumple |
| Piso 13 | 248.228 | 192.516 | No cumple |
| Piso 12 | 257.223 | 198.583 | No cumple |
| Piso 11 | 268.786 | 205.778 | No cumple |
| Piso 10 | 282.058 | 215.028 | No cumple |
| Piso 9 | 297.334 | 225.646 | No cumple |
| Piso 8 | 314.823 | 237.867 | No cumple |
| Piso 7 | 334.078 | 251.859 | No cumple |
| Piso 6 | 354.274 | 267.262 | No cumple |
| Piso 5 | 374.737 | 283.419 | No cumple |
| Piso 4 | 394.358 | 299.789 | No cumple |
| Piso 3 | 412.203 | 315.487 | No cumple |
| Piso 2 | 427.442 | 329.763 | No cumple |
| Piso 1 | 470.883 | 341.953 | No cumple |

Fuente: Elaboración propia

De la misma forma, la Tabla 17 muestra las fuerzas cortantes en cada nivel sobre la rasante de la estructura en la dirección Y y evalúa la ecuación 4.6, del cual se observa que la estructura no presenta irregularidad de resistencia en la dirección Y.

Tabla 17:*Irregularidad de Resistencia en la dirección Y*

| PISO | V_{y_i} ton | $0.8*V_{y_{i+1}}$ ton | Condición (4.6) |
|---------|------------------|--------------------------|--------------------|
| Azotea | 22.765 | | |
| Piso 20 | 71.200 | 18.212 | No cumple |
| Piso 19 | 104.196 | 56.960 | No cumple |
| Piso 18 | 121.697 | 83.357 | No cumple |
| Piso 17 | 128.312 | 97.358 | No cumple |
| Piso 16 | 128.983 | 102.650 | No cumple |
| Piso 15 | 128.904 | 103.186 | No cumple |
| Piso 14 | 130.425 | 103.123 | No cumple |
| Piso 13 | 131.223 | 104.340 | No cumple |
| Piso 12 | 128.858 | 104.978 | No cumple |
| Piso 11 | 123.413 | 103.086 | No cumple |
| Piso 10 | 118.852 | 98.730 | No cumple |
| Piso 9 | 120.065 | 95.082 | No cumple |
| Piso 8 | 129.014 | 96.052 | No cumple |
| Piso 7 | 143.905 | 103.212 | No cumple |
| Piso 6 | 162.024 | 115.124 | No cumple |
| Piso 5 | 180.530 | 129.619 | No cumple |
| Piso 4 | 197.702 | 144.424 | No cumple |
| Piso 3 | 211.939 | 158.161 | No cumple |
| Piso 2 | 222.660 | 169.552 | No cumple |
| Piso 1 | 247.293 | 178.128 | No cumple |

Fuente: Elaboración propia

De la Tabla 16 y Tabla 17, se concluye que el edificio no presenta irregularidad por resistencia en ninguna de sus direcciones.

- **Irregularidad Extrema de Rigidez – Piso Blando:**

Debido a que la estructura no presenta irregularidad de rigidez, podemos concluir que tampoco presenta irregularidad extrema rigidez.

- **Irregularidad Extrema de Resistencia – Piso Débil:**

Debido a que la estructura no presenta irregularidad de resistencia, podemos concluir que tampoco presenta irregularidad extrema resistencia.

- **Irregularidad de Masa o Peso:**

$$Masa_i > 1.5 Masa_{i+1} \quad (4.7)$$

$$Masa_i > 1.5 Masa_{i-1} \quad (4.8)$$

Siempre y cuando se cumpla con una de las condiciones descritas en las ecuaciones 4.7 y 4.8, la estructura se considerará con irregularidad de masa o peso, siendo $I_a = 0.90$.

La Tabla 18 muestra la masa de cada nivel de la estructura en toneladas, y evalúa la ecuación 4.7 y 4.8, mostrando que no se cumplen las condiciones dadas por las ecuaciones en ningún nivel de la estructura.

Tabla 18:

Irregularidad de Masa o Peso

| PISO | Masa _i ton | 1.5*Masa _{i+1} ton | Condición (4.7) | 1.5*Masa _{i-1} ton | Condición (4.8) |
|---------|--------------------------|--------------------------------|--------------------|--------------------------------|--------------------|
| Piso 19 | 349.098 | | | 523.646 | No cumple |
| Piso 18 | 349.098 | 523.646 | No cumple | 532.169 | No cumple |
| Piso 17 | 354.779 | 523.646 | No cumple | 528.265 | No cumple |
| Piso 16 | 352.177 | 532.169 | No cumple | 528.265 | No cumple |
| Piso 15 | 352.177 | 528.265 | No cumple | 528.265 | No cumple |
| Piso 14 | 352.177 | 528.265 | No cumple | 528.265 | No cumple |
| Piso 13 | 352.177 | 528.265 | No cumple | 528.265 | No cumple |
| Piso 12 | 352.177 | 528.265 | No cumple | 528.265 | No cumple |
| Piso 11 | 352.177 | 528.265 | No cumple | 530.937 | No cumple |
| Piso 10 | 353.958 | 528.265 | No cumple | 532.730 | No cumple |
| Piso 9 | 355.154 | 530.937 | No cumple | 532.730 | No cumple |
| Piso 8 | 355.154 | 532.730 | No cumple | 532.730 | No cumple |
| Piso 7 | 355.154 | 532.730 | No cumple | 532.730 | No cumple |
| Piso 6 | 355.154 | 532.730 | No cumple | 532.730 | No cumple |
| Piso 5 | 355.154 | 532.730 | No cumple | 532.015 | No cumple |
| Piso 4 | 354.677 | 532.730 | No cumple | 532.015 | No cumple |
| Piso 3 | 354.677 | 532.015 | No cumple | 535.062 | No cumple |
| Piso 2 | 356.708 | 532.015 | No cumple | 427.523 | No cumple |
| Piso 1 | 285.015 | 535.062 | No cumple | | |

Fuente: Elaboración propia

De la Tabla 18, se concluye que la estructura no presenta irregularidad por masa o peso.

- **Irregularidad Geométrica Vertical:**

La estructura tiene una altura típica desde el piso 1 al piso 20 de 2.70 metros, por lo tanto, no presenta irregularidad geométrica vertical.

- **Discontinuidad de Sistemas Resistentes:**

En los pisos superiores, desde el nivel 1 al nivel 20, la estructura no presenta cambios en las secciones de los elementos estructurales verticales, por tal motivo no presenta discontinuidad de sistemas resistentes.

- **Discontinuidad Extrema de Sistemas Resistentes:**

La estructura al no contar con discontinuidad de sistemas resistentes, de acuerdo a lo descrito en el párrafo anterior, no presenta discontinuidad extrema.

Por lo tanto, de acuerdo a todas las irregularidades calculadas, se obtiene un valor final de $I_a = 1.0$.

4.4.5.3 Irregularidad en planta (I_p):

- **Irregularidad Torsional**

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 1.3 \frac{\Delta_{prom}}{h_i} \quad (4.9)$$

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h}\right)_{permisible} \quad (4.10)$$

Deben cumplirse ambas condiciones descritas en las ecuaciones 4.9 y 4.10 en cualquiera de los niveles y en cualquier dirección X o Y, para que la estructura presente irregularidad torsional.

La Tabla 19 muestra las derivas obtenidas de los desplazamientos máximos y desplazamientos promedios en cada piso en la dirección X, las cuales se evalúan de acuerdo a las ecuaciones 4.9 y 4.10 mostrando que ambas condiciones se cumplen desde el piso 2 hasta el piso 7.

Tabla 19:*Irregularidad torsional en la dirección X*

| PISO | $\frac{h_i}{m}$ | $\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{m}$ | $\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i}$ | $\frac{\Delta_{prom}}{m}$ | $\frac{1.3^*}{(\Delta_{prom}/h_i)}$ | Condición (4.9) | $\frac{0.5^*(\Delta/h)}{permissible}$ | Condición (4.10) |
|---------|-----------------|----------------------------------|------------------------------------|---------------------------|-------------------------------------|-----------------|---------------------------------------|------------------|
| Azotea | 3.00 | -0.0172 | -0.0057 | -0.0035 | -0.0015 | No cumple | 0.0035 | No cumple |
| Piso 20 | 2.70 | 0.0108 | 0.0040 | 0.0100 | 0.0048 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 19 | 2.70 | 0.0114 | 0.0042 | 0.0104 | 0.0050 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 18 | 2.70 | 0.0120 | 0.0044 | 0.0107 | 0.0052 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 17 | 2.70 | 0.0125 | 0.0046 | 0.0110 | 0.0053 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 16 | 2.70 | 0.0130 | 0.0048 | 0.0113 | 0.0054 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 15 | 2.70 | 0.0135 | 0.0050 | 0.0115 | 0.0055 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 14 | 2.70 | 0.0138 | 0.0051 | 0.0116 | 0.0056 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 13 | 2.70 | 0.0141 | 0.0052 | 0.0117 | 0.0056 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 12 | 2.70 | 0.0143 | 0.0053 | 0.0117 | 0.0057 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 11 | 2.70 | 0.0145 | 0.0054 | 0.0117 | 0.0056 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 10 | 2.70 | 0.0145 | 0.0054 | 0.0116 | 0.0056 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 9 | 2.70 | 0.0145 | 0.0054 | 0.0115 | 0.0055 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 8 | 2.70 | 0.0145 | 0.0054 | 0.0113 | 0.0054 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 7 | 2.70 | 0.0144 | 0.0053 | 0.0110 | 0.0053 | Irregular | 0.0035 | Irregular |
| Piso 6 | 2.70 | 0.0141 | 0.0052 | 0.0107 | 0.0051 | Irregular | 0.0035 | Irregular |
| Piso 5 | 2.70 | 0.0137 | 0.0051 | 0.0102 | 0.0049 | Irregular | 0.0035 | Irregular |
| Piso 4 | 2.70 | 0.0130 | 0.0048 | 0.0095 | 0.0046 | Irregular | 0.0035 | Irregular |
| Piso 3 | 2.70 | 0.0119 | 0.0044 | 0.0086 | 0.0041 | Irregular | 0.0035 | Irregular |
| Piso 2 | 2.70 | 0.0104 | 0.0039 | 0.0074 | 0.0036 | Irregular | 0.0035 | Irregular |
| Piso 1 | 2.70 | 0.0074 | 0.0027 | 0.0052 | 0.0025 | Irregular | 0.0035 | No cumple |

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 20 muestra las derivas obtenidas de los desplazamientos máximos y desplazamientos promedios en la dirección Y, las cuales se observan que cumplen con las condiciones descritas en las ecuaciones 4.9 y 4.10 desde el piso 2 hasta el piso 6.

Tabla 20:*Irregularidad torsional en la dirección Y*

| PISO | $\frac{h_i}{m}$ | $\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{m}$ | $\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i}$ | $\frac{\Delta_{prom}}{m}$ | 1.3^* $(\frac{\Delta_{prom}}{h_i})$ | Condici3n (4.9) | $0.5^*(\frac{\Delta}{h})$ permisible | Condici3n (4.10) |
|---------|-----------------|----------------------------------|------------------------------------|---------------------------|--|--------------------|---|---------------------|
| Azotea | 3.00 | -0.0101 | -0.0034 | -0.0001 | -0.0001 | No cumple | 0.0035 | No cumple |
| Piso 20 | 2.70 | 0.0102 | 0.0038 | 0.0095 | 0.0046 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 19 | 2.70 | 0.0108 | 0.0040 | 0.0098 | 0.0047 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 18 | 2.70 | 0.0112 | 0.0042 | 0.0101 | 0.0049 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 17 | 2.70 | 0.0118 | 0.0044 | 0.0104 | 0.0050 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 16 | 2.70 | 0.0122 | 0.0045 | 0.0106 | 0.0051 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 15 | 2.70 | 0.0126 | 0.0047 | 0.0109 | 0.0052 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 14 | 2.70 | 0.0130 | 0.0048 | 0.0110 | 0.0053 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 13 | 2.70 | 0.0134 | 0.0049 | 0.0112 | 0.0054 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 12 | 2.70 | 0.0136 | 0.0050 | 0.0112 | 0.0054 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 11 | 2.70 | 0.0138 | 0.0051 | 0.0113 | 0.0054 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 10 | 2.70 | 0.0139 | 0.0051 | 0.0112 | 0.0054 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 9 | 2.70 | 0.0139 | 0.0052 | 0.0111 | 0.0053 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 8 | 2.70 | 0.0139 | 0.0052 | 0.0109 | 0.0053 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 7 | 2.70 | 0.0138 | 0.0051 | 0.0106 | 0.0051 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 6 | 2.70 | 0.0135 | 0.0050 | 0.0102 | 0.0049 | Irregular | 0.0035 | Irregular |
| Piso 5 | 2.70 | 0.0129 | 0.0048 | 0.0097 | 0.0047 | Irregular | 0.0035 | Irregular |
| Piso 4 | 2.70 | 0.0121 | 0.0045 | 0.0089 | 0.0043 | Irregular | 0.0035 | Irregular |
| Piso 3 | 2.70 | 0.0110 | 0.0041 | 0.0080 | 0.0038 | Irregular | 0.0035 | Irregular |
| Piso 2 | 2.70 | 0.0096 | 0.0036 | 0.0068 | 0.0033 | Irregular | 0.0035 | Irregular |
| Piso 1 | 2.70 | 0.0066 | 0.0024 | 0.0046 | 0.0022 | Irregular | 0.0035 | No cumple |

Fuente: Elaboraci3n propia

De acuerdo a la Tabla 19 y Tabla 20, la estructura cumple con las condiciones descritas por las ecuaciones 4.9 y 4.10 desde el piso 2 hasta el piso 7 en la direcci3n X y desde el piso 2 hasta el piso 6 en la direcci3n Y, por lo tanto, se concluye que la estructura presenta irregularidad torsional en ambas direcciones, por lo cual le corresponde un $I_p = 0.75$.

- Irregularidad Torsional Extrema

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 1.5 \frac{\Delta_{prom}}{h_i} \quad (4.11)$$

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h} \right)_{permisible} \quad (4.12)$$

Deben cumplirse ambas condiciones descritas en las ecuaciones 4.11 y 4.12 en cualquiera de los niveles y en cualquier dirección X o Y, para que la estructura presente irregularidad torsional.

La Tabla 21 muestra las derivas obtenidas de los desplazamientos máximos y desplazamientos promedios en cada piso en la dirección X, las cuales se evalúan de acuerdo a las ecuaciones 4.11 y 4.12 mostrando que solo se cumple la condición de la ecuación 4.12 desde el piso 2 hasta el piso 20.

Tabla 21:

Irregularidad torsional extrema en la dirección X

| PISO | h_i m | $\Delta_{m\acute{a}x}$ m | $\Delta_{m\acute{a}x}/h_i$ | Δ_{prom} m | 1.5* (Δ_{prom}/h_i) | Condición (4.9) | 0.5*(Δ/h) permisible | Condición (4.10) |
|---------|------------|-----------------------------|----------------------------|----------------------|---------------------------------|--------------------|----------------------------------|---------------------|
| Azotea | 3.00 | -0.0172 | -0.0057 | -0.0035 | -0.0017 | No cumple | 0.0035 | No cumple |
| Piso 20 | 2.70 | 0.0108 | 0.0040 | 0.0100 | 0.0056 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 19 | 2.70 | 0.0114 | 0.0042 | 0.0104 | 0.0058 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 18 | 2.70 | 0.0120 | 0.0044 | 0.0107 | 0.0059 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 17 | 2.70 | 0.0125 | 0.0046 | 0.0110 | 0.0061 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 16 | 2.70 | 0.0130 | 0.0048 | 0.0113 | 0.0063 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 15 | 2.70 | 0.0135 | 0.0050 | 0.0115 | 0.0064 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 14 | 2.70 | 0.0138 | 0.0051 | 0.0116 | 0.0064 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 13 | 2.70 | 0.0141 | 0.0052 | 0.0117 | 0.0065 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 12 | 2.70 | 0.0143 | 0.0053 | 0.0117 | 0.0065 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 11 | 2.70 | 0.0145 | 0.0054 | 0.0117 | 0.0065 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 10 | 2.70 | 0.0145 | 0.0054 | 0.0116 | 0.0064 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 9 | 2.70 | 0.0145 | 0.0054 | 0.0115 | 0.0064 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 8 | 2.70 | 0.0145 | 0.0054 | 0.0113 | 0.0063 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 7 | 2.70 | 0.0144 | 0.0053 | 0.0110 | 0.0061 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 6 | 2.70 | 0.0141 | 0.0052 | 0.0107 | 0.0059 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 5 | 2.70 | 0.0137 | 0.0051 | 0.0102 | 0.0056 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 4 | 2.70 | 0.0130 | 0.0048 | 0.0095 | 0.0053 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 3 | 2.70 | 0.0119 | 0.0044 | 0.0086 | 0.0048 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 2 | 2.70 | 0.0104 | 0.0039 | 0.0074 | 0.0041 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 1 | 2.70 | 0.0074 | 0.0027 | 0.0052 | 0.0029 | No cumple | 0.0035 | No cumple |

Fuente: Elaboración propia

Así mismo, la Tabla 22 muestra las derivas obtenidas de los desplazamientos máximos y desplazamientos promedios en la dirección Y, las cuales se observan que solo cumplen con la condición descrita en las ecuaciones 4.12 desde el piso 2 hasta el piso 20.

Tabla 22:

Irregularidad torsional extrema en la dirección Y

| PISO | $\frac{h_i}{m}$ | $\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{m}$ | $\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i}$ | $\frac{\Delta_{prom}}{m}$ | $\frac{1.3^*}{(\Delta_{prom}/h_i)}$ | Condición (4.9) | $\frac{0.5^*(\Delta/h)}{permissible}$ | Condición (4.10) |
|---------|-----------------|----------------------------------|------------------------------------|---------------------------|-------------------------------------|-----------------|---------------------------------------|------------------|
| Azotea | 3.00 | -0.0101 | -0.0034 | -0.0001 | -0.0001 | No cumple | 0.0035 | No cumple |
| Piso 20 | 2.70 | 0.0102 | 0.0038 | 0.0095 | 0.0053 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 19 | 2.70 | 0.0108 | 0.0040 | 0.0098 | 0.0055 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 18 | 2.70 | 0.0112 | 0.0042 | 0.0101 | 0.0056 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 17 | 2.70 | 0.0118 | 0.0044 | 0.0104 | 0.0058 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 16 | 2.70 | 0.0122 | 0.0045 | 0.0106 | 0.0059 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 15 | 2.70 | 0.0126 | 0.0047 | 0.0109 | 0.0060 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 14 | 2.70 | 0.0130 | 0.0048 | 0.0110 | 0.0061 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 13 | 2.70 | 0.0134 | 0.0049 | 0.0112 | 0.0062 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 12 | 2.70 | 0.0136 | 0.0050 | 0.0112 | 0.0062 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 11 | 2.70 | 0.0138 | 0.0051 | 0.0113 | 0.0063 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 10 | 2.70 | 0.0139 | 0.0051 | 0.0112 | 0.0062 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 9 | 2.70 | 0.0139 | 0.0052 | 0.0111 | 0.0062 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 8 | 2.70 | 0.0139 | 0.0052 | 0.0109 | 0.0061 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 7 | 2.70 | 0.0138 | 0.0051 | 0.0106 | 0.0059 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 6 | 2.70 | 0.0135 | 0.0050 | 0.0102 | 0.0057 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 5 | 2.70 | 0.0129 | 0.0048 | 0.0097 | 0.0054 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 4 | 2.70 | 0.0121 | 0.0045 | 0.0089 | 0.0049 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 3 | 2.70 | 0.0110 | 0.0041 | 0.0080 | 0.0044 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 2 | 2.70 | 0.0096 | 0.0036 | 0.0068 | 0.0038 | No cumple | 0.0035 | Irregular |
| Piso 1 | 2.70 | 0.0066 | 0.0024 | 0.0046 | 0.0026 | No cumple | 0.0035 | No cumple |

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la Tabla 21 y Tabla 22, se observa que, al no cumplir con ambas condiciones en los diferentes niveles, la estructura no presenta irregularidad torsional extrema.

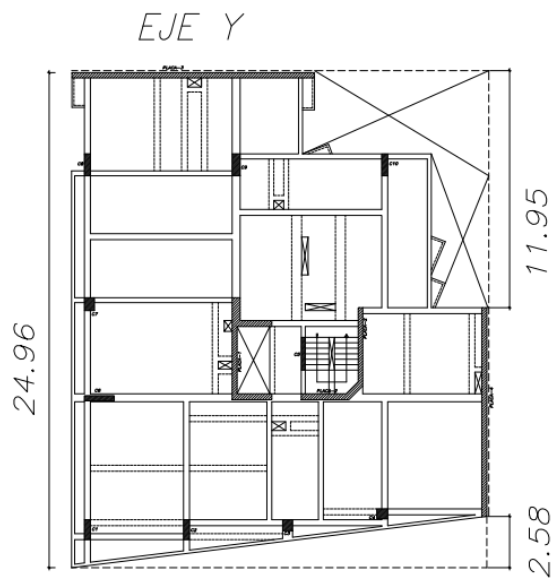
- **Esquinas entrantes**

De acuerdo a lo que se indica en la Norma Técnica Peruana E030, se considerará como esquinas entrantes cuando las dimensiones en ambas direcciones son mayores al 20% de lo que corresponde a la dimensión total en planta.

En la Figura 25 se muestra las esquinas entrantes en el eje X en una planta típica de la edificación.

Figura 25:

Esquinas entrantes en dirección X

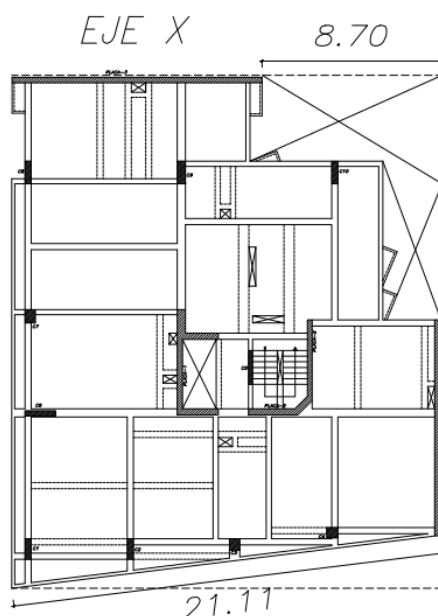


Fuente: Elaboración propia

La Figura 26 se muestra las esquinas entrantes en el eje Y en la planta típica de la edificación.

Figura 26:

Esquinas entrantes en dirección Y



Fuente: Elaboración propia

De la Figura 25 se observa que el total de esquina entrante en el eje X es de 8.70 metros lo cual representa el 42% del total de la dimensión de la estructura en el eje X; así mismo, de la Figura 26 se observa que el total de esquina entrante en el eje Y es de 14.53 metros, lo que representa el 58% de la longitud total de la estructura en el eje Y. Estos valores se muestran en la Tabla 23.

Tabla 23:

Irregularidad de esquinas entrantes

| | Longitud | |
|----------------|----------|-------|
| | X (m) | Y (m) |
| Longitud total | 21.11 | 24.96 |
| Esquina | 8.70 | 14.53 |
| | 42% | 58% |

Fuente: Elaboración propia

Según la Tabla 23, la estructura presenta irregularidad de esquinas entrantes, por lo tanto, le corresponde un $I_p = 0.90$.

- **Discontinuidad de diafragma**

Para que la estructura presente discontinuidad de diafragma, el área de los vacíos en planta debe ser mayor al 50% del área bruta de diafragma.

En la Tabla 24 se muestran el área total de diafragma y el área de vacíos de la planta típica, mostrando que el área de vacíos corresponde al 1.91% del área total del piso.

Tabla 24:

Discontinuidad de diafragma

| Área (m ²) | |
|------------------------|--------|
| Diafragma | 434.94 |
| Vacíos | 8.29 |
| % Vacíos | 1.91% |

Fuente: Elaboración propia

De la Tabla 24 se observa que la estructura no presenta discontinuidad de diafragma.

- **Sistemas no paralelos**

De acuerdo a los planos de estructuras, no cuenta con elementos estructurales no paralelos a excepción de una placa inclinada, la cual se encuentra ubicado en la zona de la escalera. Sin embargo, esta placa, en ninguno de los pisos absorbe más del 10% de la fuerza cortante de su entrepiso correspondiente. Por tal motivo, la estructura no presenta irregularidad por sistemas no paralelos.

Para seleccionar el factor de irregularidad en planta, de acuerdo a la Norma Técnica Peruana E030, se toma el menor valor de las irregularidades calculadas. Debido a que la estructura presenta irregularidad torsional e irregularidad por esquinas entrantes, se toma un valor de $I_p = 0.75$.

Por lo tanto, el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas es de:

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

$$R = 6 * 1 * 0.75 = 4.5$$

Todos los parámetros sísmicos que se consideraron en el análisis sísmico se muestran, de manera resumida, en Tabla 25.

Tabla 25:

Parámetros sísmicos de la estructura

| ITEM | FACTORES | DATOS | DIR X-X | DIR Y-Y |
|-------------|-----------------|--------------|----------------|----------------|
| Z | 0.45 | R0 | 6 | 6 |
| U | 1.00 | Ia | 1 | 1 |
| S | 1.00 | Ip | 0.75 | 0.75 |
| TP | 0.40 | R | 4.5 | 4.5 |
| TL | 2.50 | | | |

Fuente: Elaboración propia

4.5 Análisis dinámico

4.5.1 Aceleración Espectral

Según la Norma E 030 – Diseño Sismorresistente, en el capítulo 4 “Análisis estructural”, en el artículo 26 “Análisis Dinámico Modal Espectral”, punto 26.2. “Aceleración Espectral”, menciona lo siguiente:

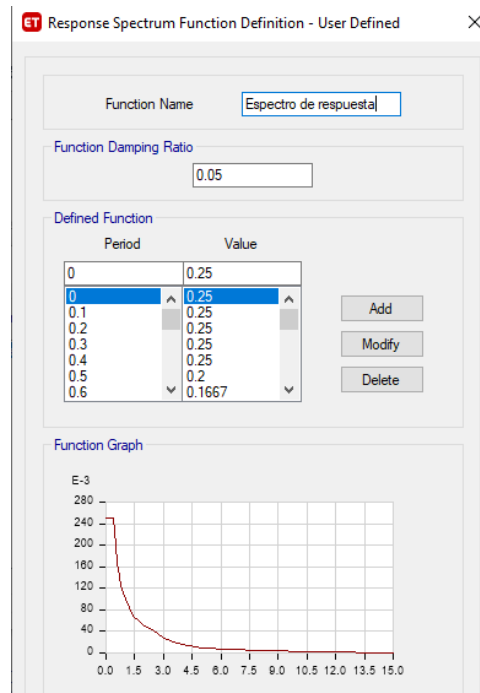
Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} * g$$

La definición del espectro de respuesta en el Software ETABS, se realizó considerando los valores de la Tabla 25, obteniendo el espectro de respuesta que se observa en la Figura 27.

Figura 27:

Espectro de respuesta definido en el Software ETABS v18.0.2

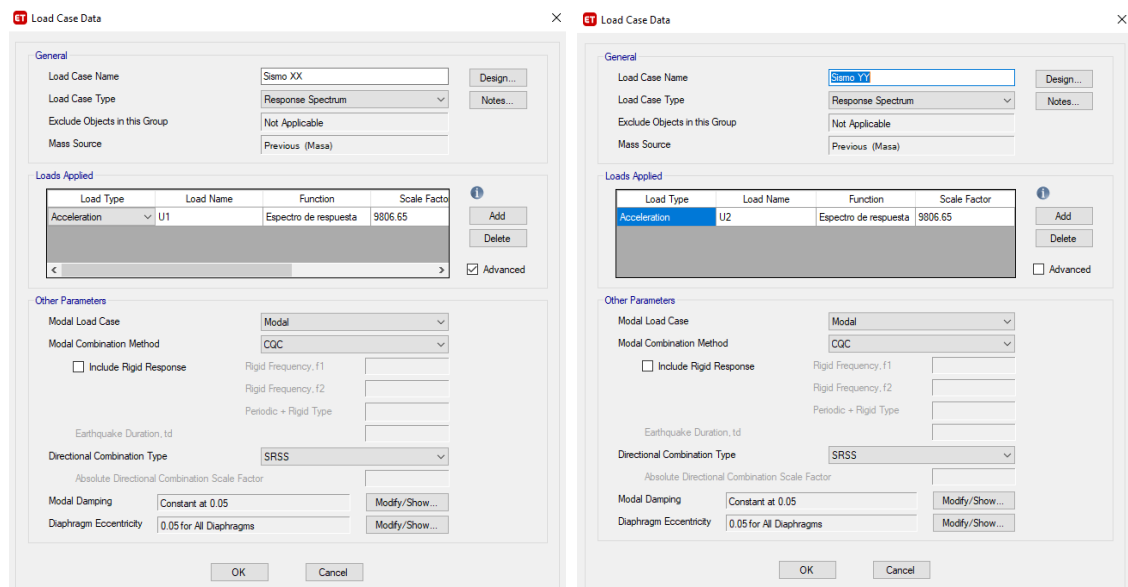


Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

Así mismo, para el análisis modal espectral se definieron los casos de carga Sismo XX y Sismo YY, los cuales se muestran en la Figura 28.

Figura 28:

Definición de las cargas sísmicas dinámicas en el Software ETABS v.18.0.2



Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

4.5.2 Máxima deriva de entrepiso

Según el MVCS (2018), Norma Técnica E.030, en el capítulo 5 “Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad”, artículo 28 “Determinación de Desplazamientos Laterales”, los desplazamientos de entrepiso serán reducidos por un factor, 0.75 para estructuras regulares y 0.85 para estructuras irregulares. Para nuestro caso el factor fue de 0.85 por tratarse de un edificio irregular.

Se realizó el Análisis Modal Espectral para el edificio sin ningún reforzamiento sísmico con el objetivo de conocer las derivas de entrepiso. En la Tabla 26 se muestran los resultados de las derivas de entrepiso en cada nivel en las direcciones X e Y producido por el sismo dinámico X-X, presentando las máximas derivas en la dirección X.

Tabla 26:

Derivas de entrepiso de la estructura por sismo dinámico X-X

| Piso | Sismo Dinámico X-X | | | |
|---------|---------------------|-------------------------------|---------------------|-------------------------------|
| | Drift X Δ | Deriva X $\Delta*(0.85*R)$ | Drift Y Δ | Deriva Y $\Delta*(0.85*R)$ |
| Azotea | 0.000985 | 0.003768 | 0.000751 | 0.002873 |
| Piso 20 | 0.001135 | 0.004341 | 0.000755 | 0.002888 |
| Piso 19 | 0.001219 | 0.004663 | 0.000773 | 0.002957 |
| Piso 18 | 0.001292 | 0.004942 | 0.000784 | 0.002999 |
| Piso 17 | 0.001361 | 0.005206 | 0.000792 | 0.003029 |
| Piso 16 | 0.001421 | 0.005435 | 0.000794 | 0.003037 |
| Piso 15 | 0.001470 | 0.005623 | 0.000791 | 0.003026 |
| Piso 14 | 0.001506 | 0.005760 | 0.000784 | 0.002999 |
| Piso 13 | 0.001531 | 0.005856 | 0.000773 | 0.002957 |
| Piso 12 | 0.001546 | 0.005913 | 0.000758 | 0.002899 |
| Piso 11 | 0.001553 | 0.005940 | 0.000741 | 0.002834 |
| Piso 10 | 0.001541 | 0.005894 | 0.000719 | 0.002750 |
| Piso 9 | 0.001536 | 0.005875 | 0.000698 | 0.002670 |
| Piso 8 | 0.001525 | 0.005833 | 0.000675 | 0.002582 |
| Piso 7 | 0.001506 | 0.005760 | 0.000647 | 0.002475 |
| Piso 6 | 0.001474 | 0.005638 | 0.000613 | 0.002345 |
| Piso 5 | 0.001426 | 0.005454 | 0.000602 | 0.002303 |
| Piso 4 | 0.001347 | 0.005152 | 0.000586 | 0.002241 |
| Piso 3 | 0.001238 | 0.004735 | 0.000558 | 0.002134 |
| Piso 2 | 0.001015 | 0.003882 | 0.000507 | 0.001939 |
| Piso 1 | 0.000730 | 0.002792 | 0.000358 | 0.001369 |

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 27 se muestran las derivas de entrepiso en la dirección X e Y, producidos por el sismo dinámico Y-Y, en el cual se observa que las derivas máximas se encuentran en la dirección Y.

Tabla 27:

Derivas de entrepiso de la estructura por sismo dinámico Y-Y

| Piso | Sismo Dinámico Y-Y | | | |
|---------|---------------------|-------------------------------|---------------------|-------------------------------|
| | Drift X Δ | Deriva X $\Delta*(0.85*R)$ | Drift Y Δ | Deriva Y $\Delta*(0.85*R)$ |
| Azotea | 0.000447 | 0.001710 | 0.001012 | 0.003871 |
| Piso 20 | 0.000593 | 0.002268 | 0.001053 | 0.004028 |
| Piso 19 | 0.000668 | 0.002555 | 0.001125 | 0.004303 |
| Piso 18 | 0.000726 | 0.002777 | 0.001186 | 0.004536 |
| Piso 17 | 0.000772 | 0.002953 | 0.001243 | 0.004754 |
| Piso 16 | 0.000805 | 0.003079 | 0.001293 | 0.004946 |
| Piso 15 | 0.000826 | 0.003159 | 0.001334 | 0.005103 |
| Piso 14 | 0.000838 | 0.003205 | 0.001365 | 0.005221 |
| Piso 13 | 0.000843 | 0.003224 | 0.001387 | 0.005305 |
| Piso 12 | 0.000844 | 0.003228 | 0.001402 | 0.005363 |
| Piso 11 | 0.000843 | 0.003224 | 0.001410 | 0.005393 |
| Piso 10 | 0.000835 | 0.003194 | 0.001402 | 0.005363 |
| Piso 9 | 0.000840 | 0.003213 | 0.001396 | 0.005340 |
| Piso 8 | 0.000850 | 0.003251 | 0.001382 | 0.005286 |
| Piso 7 | 0.000864 | 0.003305 | 0.001358 | 0.005194 |
| Piso 6 | 0.000876 | 0.003351 | 0.001320 | 0.005049 |
| Piso 5 | 0.000880 | 0.003366 | 0.001262 | 0.004827 |
| Piso 4 | 0.000861 | 0.003293 | 0.001176 | 0.004498 |
| Piso 3 | 0.000825 | 0.003156 | 0.001072 | 0.004100 |
| Piso 2 | 0.000686 | 0.002624 | 0.000933 | 0.003569 |
| Piso 1 | 0.000502 | 0.001920 | 0.000641 | 0.002452 |

Fuente: Elaboración propia

De la Tabla 26 y Tabla 27 se observa que el diseño propuesto por la empresa HIGASHI INGENIERIOS S.A.C. cumple con lo especificado en la norma E030 en su artículo 32 “Desplazamientos laterales relativos admisibles”, debido a que las derivas máximas obtenidas son menores a 0.007 (valor que corresponde al límite de distorsión de entrepiso para concreto armado).

4.5.3 Fuerza cortante de entrepiso

Del análisis modal espectral, se obtuvieron las fuerzas cortantes de entrepiso en cada dirección de análisis. En la Tabla 28 se muestran fuerzas cortantes obtenidas por el sismo dinámico X-X en cada nivel de la estructura, obteniendo como fuerza cortante basal 470.88 tonf.

Tabla 28:

Fuerzas de entrepiso por sismo en eje X

| Fuerzas de Entrepiso | | | |
|----------------------|----------|-----------|------------|
| Nivel | Carga | VX (tonf) | Altura (m) |
| Azotea | Sismo XX | 24.48 | 57.00 |
| Piso 20 | Sismo XX | 78.33 | 54.00 |
| Piso 19 | Sismo XX | 123.91 | 51.30 |
| Piso 18 | Sismo XX | 160.54 | 48.60 |
| Piso 17 | Sismo XX | 189.81 | 45.90 |
| Piso 16 | Sismo XX | 212.87 | 43.20 |
| Piso 15 | Sismo XX | 229.90 | 40.50 |
| Piso 14 | Sismo XX | 240.65 | 37.80 |
| Piso 13 | Sismo XX | 248.23 | 35.10 |
| Piso 12 | Sismo XX | 257.22 | 32.40 |
| Piso 11 | Sismo XX | 268.79 | 29.70 |
| Piso 10 | Sismo XX | 282.06 | 27.00 |
| Piso 9 | Sismo XX | 297.33 | 24.30 |
| Piso 8 | Sismo XX | 314.82 | 21.60 |
| Piso 7 | Sismo XX | 334.08 | 18.90 |
| Piso 6 | Sismo XX | 354.27 | 16.20 |
| Piso 5 | Sismo XX | 374.74 | 13.50 |
| Piso 4 | Sismo XX | 394.36 | 10.80 |
| Piso 3 | Sismo XX | 412.20 | 8.10 |
| Piso 2 | Sismo XX | 427.44 | 5.40 |
| Piso 1 | Sismo XX | 470.88 | 2.70 |

Fuente: Elaboración propia

De la misma forma, en la Tabla 29 se muestran las fuerzas cortantes obtenidas por el sismo dinámico Y-Y en cada nivel de la estructura, obteniendo como fuerza cortante basal 403.47 tonf.

Tabla 29:*Fuerzas de entrepiso por sismo en eje Y*

| Fuerzas de Entrepiso | | | |
|----------------------|----------|-----------|------------|
| Nivel | Carga | VY (tonf) | Altura (m) |
| Azotea | Sismo YY | 20.30 | 57.00 |
| Piso 20 | Sismo YY | 76.34 | 54.00 |
| Piso 19 | Sismo YY | 119.83 | 51.30 |
| Piso 18 | Sismo YY | 152.84 | 48.60 |
| Piso 17 | Sismo YY | 177.77 | 45.90 |
| Piso 16 | Sismo YY | 196.16 | 43.20 |
| Piso 15 | Sismo YY | 209.25 | 40.50 |
| Piso 14 | Sismo YY | 218.71 | 37.80 |
| Piso 13 | Sismo YY | 227.10 | 35.10 |
| Piso 12 | Sismo YY | 236.42 | 32.40 |
| Piso 11 | Sismo YY | 247.66 | 29.70 |
| Piso 10 | Sismo YY | 260.80 | 27.00 |
| Piso 9 | Sismo YY | 275.89 | 24.30 |
| Piso 8 | Sismo YY | 292.10 | 21.60 |
| Piso 7 | Sismo YY | 308.70 | 18.90 |
| Piso 6 | Sismo YY | 325.27 | 16.20 |
| Piso 5 | Sismo YY | 342.26 | 13.50 |
| Piso 4 | Sismo YY | 359.87 | 10.80 |
| Piso 3 | Sismo YY | 377.77 | 8.10 |
| Piso 2 | Sismo YY | 394.43 | 5.40 |
| Piso 1 | Sismo YY | 403.47 | 2.70 |

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO V: APLICACIÓN DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

5.1 Parámetros óptimos del AMS

Para definir los parámetros óptimos, se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones de acuerdo al método de Sadek et. al:

- La masa equivalente considerada es del 1% de la masa total de la estructura. Siendo $\mu = 0.01$
- Se consideró una relación de frecuencias entre el AMS y el edificio igual a 1, siendo una sintonía perfecta. La rigidez del AMS se encuentra definida por la rigidez lateral de los aisladores elastoméricos con refuerzo de acero.
- Se consideró una razón de amortiguamiento entre el AMS y el edificio igual a 20% ($\xi = 0.20$). En el modelo, el amortiguamiento del AMS fue definido por los amortiguamientos de los aisladores elastoméricos.

5.1.1 Masa del AMS

La masa del AMS corresponde a 1% de la masa total de la estructura. De acuerdo a los valores obtenidos del ETABS, se obtuvo lo siguiente:

$$Peso\ AMS = \mu * Peso\ Estructura$$

$$Peso\ AMS = 0.01 * 7084.17\ ton = 70.84\ ton$$

5.1.2 Rigidez del AMS

La rigidez total del AMS corresponde a la suma de las rigideces horizontales de los aisladores elastoméricos. Para lo cual, de acuerdo a la ecuación 2.4, la rigidez total del AMS es:

$$K_{AMS} = n \frac{4\pi^2 P_t}{T^2 g} \quad (5.1)$$

Dónde: n = número de aisladores elastoméricos

Del análisis de ETABS se obtiene la carga de compresión máxima, P_t (corresponde al porcentaje de masa participativa del primer modo de vibración) y

el periodo fundamental T. La respectiva rigidez total del AMS se calcula a continuación:

Siendo:

$$P_T = 0.4379 * (7084 \text{ kg}) = 3102.16 \text{ kg}$$

$$T = 1.832$$

Se obtuvo:

$$K_{AMS} = 4 * \frac{4\pi^2 * 3102.16}{1.832^2 * 981} = 1487.87 \text{ kg/cm}$$

En el cual, el valor de la rigidez de cada aislador es de:

$$K_{AISLADOR} = \frac{K_{AMS}}{4} = 371.966 \text{ kg/cm}$$

5.1.3 Amortiguamiento del AMS

El amortiguamiento del AMS, corresponde al amortiguamiento total de los 4 aisladores elastoméricos, lo cual se obtiene mediante la expresión 2.5. Por lo que, el amortiguamiento del AMS resulta de la siguiente expresión:

$$c = 2\xi\sqrt{K_{AMS}m_{AMS}}$$

Para lo cual se reemplazaron los valores de acuerdo a los resultados obtenidos en los puntos 5.1.1 y 5.1.2, y al valor propuesto en el punto 5.1 para la razón de amortiguamiento.

$$\xi = 0.20$$

$$K_{AMS} = 1487.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$m_{AMS} = \frac{\text{Peso AMS}}{g} = \frac{7084 \text{ kg}}{981 \text{ cm/s}^2} = 72.21 \text{ kg} * \text{s}^2/\text{cm}$$

Con los datos, se calculó el amortiguamiento del AMS:

$$c = 2 * 0.20 \sqrt{1487.87 * 72.21} = 131.11 \text{ kg/cm}$$

Con lo cual, el amortiguamiento de cada aislador, es:

$$c_{\text{aislador}} = \frac{c}{4} = 32.7787 \text{ kg/cm}$$

5.2 Diseño del AMS

El AMS está conformado por un bloque de concreto y cuatro aisladores elastoméricos con refuerzo de acero, los cuales actúan como un sistema de protección pasivo provisto de masa, rigidez y amortiguamiento a la estructura.

El bloque de concreto se definió a fin de cumplir con la masa requerida del AMS, con un peso específico de 2.4 ton/m³, por lo tanto, se obtuvo lo siguiente:

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

Dónde a y b son los lados del bloque de concreto del AMS y h es la altura.

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

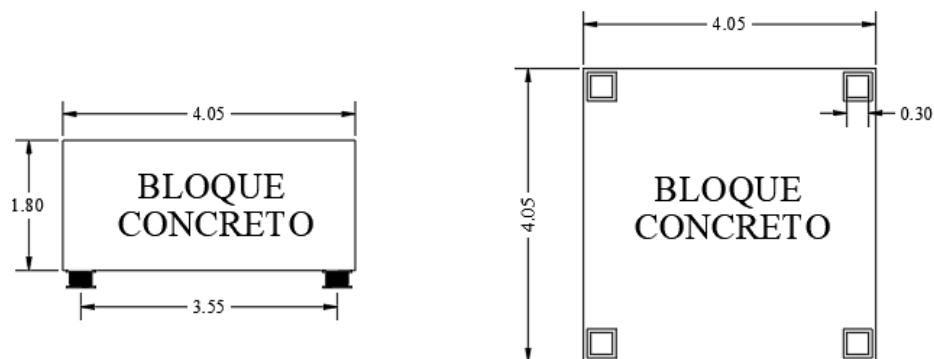
Considerando h = 1.8 m y una sección cuadrada se tuvo:

$$a = b = 4.05 \text{ m}$$

Se muestra un bloque de concreto rectangular que actuará como amortiguador de la estructura en movimiento (Ver Figura 29), cuyas dimensiones son 4.05 metros de ancho y 1.80 metros de altura. El bloque estará apoyado sobre cuatro aisladores elastoméricos que en conjunto representan el AMS ubicado en la cúspide de la edificación.

Figura 29:

Bloque de concreto del AMS



Fuente: Elaboración propia

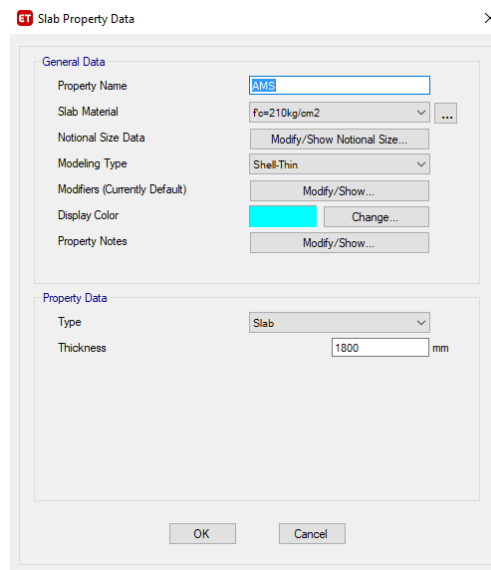
5.3 Modelamiento del AMS en ETABS

5.3.1 Modelamiento del bloque de concreto

Para el modelado del bloque de concreto, se definió una sección en el programa ETABS de área Slab, tipo Shell Thin, en el cual se ingresaron las propiedades del bloque de concreto, como se puede observar en la Figura 30.

Figura 30:

Modelamiento del bloque de concreto en programa ETABS



Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

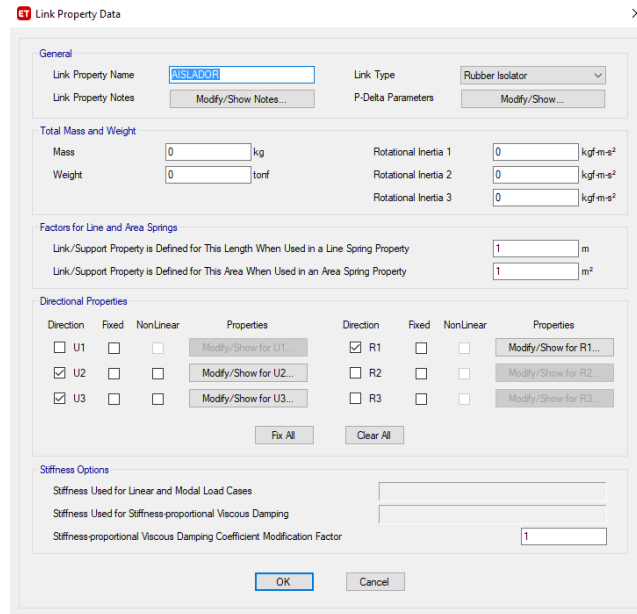
5.3.2 Modelamiento de los aisladores

Para el modelado de los aisladores, se realizó lo siguiente:

- Se definió un Link con el nombre Aislador, en el cual se asignó el tipo y los grados de libertad del AMS, tal y como se muestra en la Figura 31.

Figura 31:

Modelamiento de los aisladores en programa ETABS.



Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

- Se ingresó la rigidez efectiva y el amortiguamiento de cada aislador en sus diferentes grados de libertad. Para lo cual es importante mencionar que los ejes locales, para un elemento Link en el programa ETABS, están definidos de la siguiente manera:

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

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

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

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

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

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

Es por ello que, los grados de libertad que se consideraron para el AMS son U2, U3 y R1, en donde se ingresaron las rigideces efectivas y amortiguamiento de acuerdo a lo calculado en la sección 5.1.2 y 5.1.3.

Cabe mencionar, que la rigidez para la rotación está dada por lo siguiente:

$$\text{Rigidez efectiva} = K_h * (X^2 + Y^2)$$

Dónde X y Y son las distancias del centro de masa del AMS al centro de masa del aislador en sus respectivas direcciones.

Dirección U2:

$$Rigidez\ efectiva = 371.966 \frac{kg}{cm}$$

$$Amortiguamiento\ efectivo = 32.7787 \frac{kg}{cm}$$

En la Figura 32 se muestra el ingreso de los valores de rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo para la dirección U2 del aislador.

Figura 32:

Rigidez y amortiguamiento en la dirección U2

ET Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: AISLADOR

Direction: U2

Type: Rubber Isolator

NonLinear: No

Linear Properties

Effective Stiffness: 371.96615 kgf/cm

Effective Damping: 32.77869 kgf-s/cm

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0 m

OK Cancel

Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

Dirección U3:

$$Rigidez\ efectiva = 371.966 \frac{kg}{cm}$$

$$Amortiguamiento\ efectivo = 32.7787 \frac{kg}{cm}$$

En la Figura 33 se muestra el ingreso de los valores de rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo para la dirección U3 del aislador.

Figura 33:

Rigidez y amortiguamiento en la dirección U3

| Identification | |
|----------------|-----------------|
| Property Name | AISLADOR |
| Direction | U3 |
| Type | Rubber Isolator |
| NonLinear | No |

| Linear Properties | |
|---------------------|-------------------|
| Effective Stiffness | 371.96615 kgf/cm |
| Effective Damping | 32.77869 kgf-s/cm |

| Shear Deformation Location | |
|----------------------------|-----|
| Distance from End-J | 0 m |

Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

Dirección R1:

$$Rigidez efectiva = 23438517.17 \frac{kg}{cm}$$

$$Amortiguamiento efectivo = 32.7787 \frac{kg}{cm}$$

En la figura 34 se muestra el ingreso de los valores de rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo para la dirección R1 del aislador.

Figura 34:

Rigidez y amortiguamiento en la dirección R1

| Identification | |
|----------------|-----------------|
| Property Name | AISLADOR |
| Direction | R1 |
| Type | Rubber Isolator |
| NonLinear | No |

| Linear Properties | |
|---------------------|------------------------|
| Effective Stiffness | 23438517.17 kgf-cm/rad |
| Effective Damping | 32.78 kgf-cm-s/rad |

| Shear Deformation Location | |
|----------------------------|-----|
| Distance from End-J | 0 m |

Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

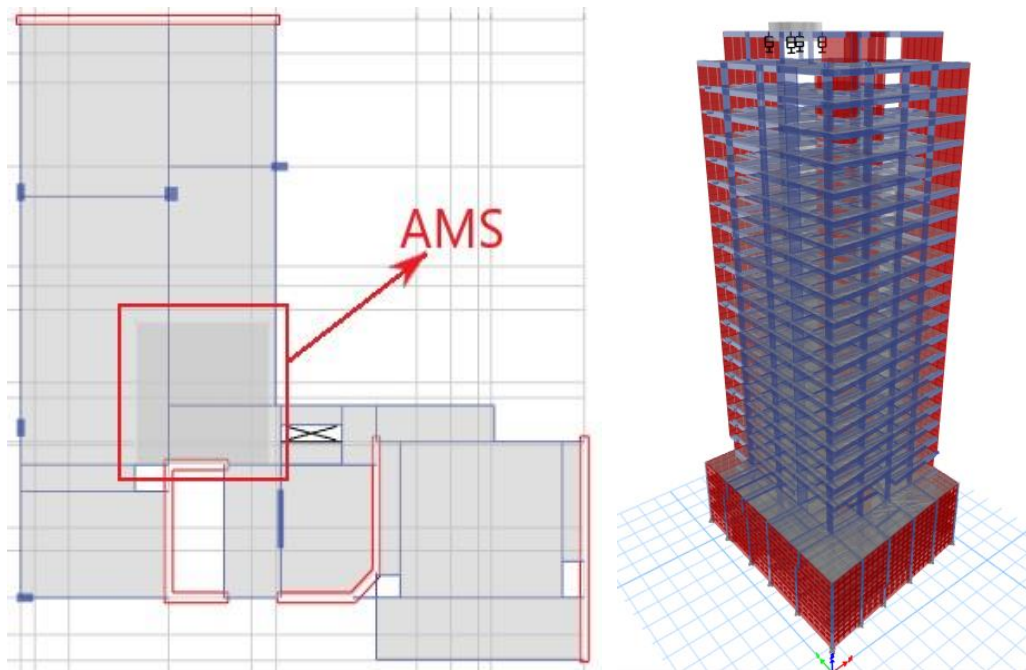
- Por último, se asignaron los links en los nudos que soportan el AMS.

5.3.3 Ubicación en planta del AMS

Para la elección de la ubicación del AMS se tiene en cuenta una viga principal que sirva de soporte para transferir la carga que comprende el bloque de concreto. Asimismo, se considera un área libre en la azotea sin obstáculos ni perjudicando alguna instalación hecha o por hacer o a los departamentos ya establecidos en la edificación. En la figura 35 se observa la ubicación en planta y en una vista 3D del AMS en la estructura.

Figura 35:

Ubicación del AMS en la estructura



Fuente: ETABS 2018 v.18.0.2

5.3.4 Máxima deriva de entrepiso con reforzamiento sísmico

Luego de la asignación de los AMS en el último nivel del edificio, se verificó el nuevo desplazamiento relativo de entrepiso. Según el MVCS (2018), Norma Técnica E030, en el capítulo 5 “Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad”, artículo 32 “Desplazamientos laterales relativos admisibles”, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso para concreto armado debe ser 0.007.

En la tabla 30 se muestran las derivas de entrepiso con la estructura incorporando el amortiguador de masa sintonizada, en el cual se observa que se obtienen las

máximas derivas en la dirección X y que, además, todas las derivas se encuentran dentro de lo permitido para estructuras de concreto armado según la norma técnica E030.

Tabla 30:

Derivas de entrepiso de la estructura con AMS por sismo dinámico X-X

| Piso | Sismo Dinámico X-X | | | |
|---------|---------------------|-------------------------------|---------------------|-------------------------------|
| | Drift X Δ | Deriva X $\Delta*(0.85*R)$ | Drift Y Δ | Deriva Y $\Delta*(0.85*R)$ |
| Azotea | 0.000947 | 0.003622 | 0.000719 | 0.002750 |
| Piso 20 | 0.001093 | 0.004181 | 0.000723 | 0.002765 |
| Piso 19 | 0.001177 | 0.004502 | 0.000741 | 0.002834 |
| Piso 18 | 0.001248 | 0.004774 | 0.000751 | 0.002873 |
| Piso 17 | 0.001317 | 0.005038 | 0.000758 | 0.002899 |
| Piso 16 | 0.001377 | 0.005267 | 0.000760 | 0.002907 |
| Piso 15 | 0.001425 | 0.005451 | 0.000756 | 0.002892 |
| Piso 14 | 0.001460 | 0.005585 | 0.000748 | 0.002861 |
| Piso 13 | 0.001485 | 0.005680 | 0.000737 | 0.002819 |
| Piso 12 | 0.001500 | 0.005738 | 0.000722 | 0.002762 |
| Piso 11 | 0.001508 | 0.005768 | 0.000705 | 0.002697 |
| Piso 10 | 0.001498 | 0.005730 | 0.000684 | 0.002616 |
| Piso 9 | 0.001494 | 0.005715 | 0.000665 | 0.002544 |
| Piso 8 | 0.001485 | 0.005680 | 0.000643 | 0.002459 |
| Piso 7 | 0.001468 | 0.005615 | 0.000618 | 0.002364 |
| Piso 6 | 0.001438 | 0.005500 | 0.000590 | 0.002257 |
| Piso 5 | 0.001393 | 0.005328 | 0.000591 | 0.002261 |
| Piso 4 | 0.001317 | 0.005038 | 0.000576 | 0.002203 |
| Piso 3 | 0.001212 | 0.004636 | 0.000550 | 0.002104 |
| Piso 2 | 0.000994 | 0.003802 | 0.000500 | 0.001913 |
| Piso 1 | 0.000716 | 0.002739 | 0.000353 | 0.001350 |

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 31 se muestran las derivas de entrepiso en la dirección X e Y incorporando el AMS, producidos por el sismo dinámico Y-Y, en el cual se observa que las derivas máximas se encuentran en la dirección Y. Adicional a ello, se observa que todas las derivas se encuentran dentro de lo permitido para estructuras de concreto armado según la norma técnica E030.

Tabla 31:*Derivas de entrepiso de la estructura con AMS por sismo dinámico Y-Y*

| Piso | Sismo Dinámico Y-Y | | | |
|---------|--------------------|-------------------|----------|-------------------|
| | Drift X | Deriva X | Drift Y | Deriva Y |
| | Δ | $\Delta*(0.85*R)$ | Δ | $\Delta*(0.85*R)$ |
| Azotea | 0.000432 | 0.001652 | 0.000957 | 0.003661 |
| Piso 20 | 0.000576 | 0.002203 | 0.001006 | 0.003848 |
| Piso 19 | 0.000647 | 0.002475 | 0.001077 | 0.004120 |
| Piso 18 | 0.000701 | 0.002681 | 0.001137 | 0.004349 |
| Piso 17 | 0.000745 | 0.002850 | 0.001194 | 0.004567 |
| Piso 16 | 0.000775 | 0.002964 | 0.001243 | 0.004754 |
| Piso 15 | 0.000793 | 0.003033 | 0.001283 | 0.004907 |
| Piso 14 | 0.000803 | 0.003071 | 0.001313 | 0.005022 |
| Piso 13 | 0.000806 | 0.003083 | 0.001336 | 0.005110 |
| Piso 12 | 0.000805 | 0.003079 | 0.001351 | 0.005168 |
| Piso 11 | 0.000802 | 0.003068 | 0.001359 | 0.005198 |
| Piso 10 | 0.000793 | 0.003033 | 0.001352 | 0.005171 |
| Piso 9 | 0.000798 | 0.003052 | 0.001347 | 0.005152 |
| Piso 8 | 0.000808 | 0.003091 | 0.001335 | 0.005106 |
| Piso 7 | 0.000823 | 0.003148 | 0.001313 | 0.005022 |
| Piso 6 | 0.000836 | 0.003198 | 0.001277 | 0.004885 |
| Piso 5 | 0.000841 | 0.003217 | 0.001222 | 0.004674 |
| Piso 4 | 0.000825 | 0.003156 | 0.001139 | 0.004357 |
| Piso 3 | 0.000792 | 0.003029 | 0.001039 | 0.003974 |
| Piso 2 | 0.000659 | 0.002521 | 0.000905 | 0.003462 |
| Piso 1 | 0.000484 | 0.001851 | 0.000622 | 0.002379 |

Fuente: Elaboración propia

5.3.5 Fuerza cortante de entrepiso con AMS

Del análisis dinámico de la estructura incorporando el AMS, se obtuvieron las fuerzas cortantes de entrepiso en cada dirección de análisis. En la Tabla 32 se muestran las fuerzas cortantes obtenidas por el sismo dinámico X-X en cada nivel de la estructura, obteniendo como fuerza cortante basal 464.79 tonf.

Tabla 32:*Fuerza de entrepiso de la estructura con AMS por sismo dinámico X-X*

| Fuerzas de Entrepiso | | | |
|----------------------|----------|-----------|------------|
| Nivel | Carga | VX (tonf) | Altura (m) |
| Azotea | Sismo XX | 28.69 | 57.00 |
| Piso 20 | Sismo XX | 79.01 | 54.00 |
| Piso 19 | Sismo XX | 122.85 | 51.30 |
| Piso 18 | Sismo XX | 157.86 | 48.60 |
| Piso 17 | Sismo XX | 185.93 | 45.90 |
| Piso 16 | Sismo XX | 207.67 | 43.20 |
| Piso 15 | Sismo XX | 223.57 | 40.50 |
| Piso 14 | Sismo XX | 233.34 | 37.80 |
| Piso 13 | Sismo XX | 240.34 | 35.10 |
| Piso 12 | Sismo XX | 249.03 | 32.40 |
| Piso 11 | Sismo XX | 260.38 | 29.70 |
| Piso 10 | Sismo XX | 273.59 | 27.00 |
| Piso 9 | Sismo XX | 288.86 | 24.30 |
| Piso 8 | Sismo XX | 306.46 | 21.60 |
| Piso 7 | Sismo XX | 325.95 | 18.90 |
| Piso 6 | Sismo XX | 346.48 | 16.20 |
| Piso 5 | Sismo XX | 367.26 | 13.50 |
| Piso 4 | Sismo XX | 387.17 | 10.80 |
| Piso 3 | Sismo XX | 405.31 | 8.10 |
| Piso 2 | Sismo XX | 420.80 | 5.40 |
| Piso 1 | Sismo XX | 464.79 | 2.70 |

Fuente: Elaboración propia

Asimismo, se obtuvieron las fuerzas cortantes de entrepiso por el sismo dinámico Y-Y, las cuales se muestran en la Tabla 33, obteniendo como fuerza cortante basal 396.51 tonf.

Tabla 33:*Fuerza de entrepiso de la estructura con AMS por sismo dinámico Y-Y*

| Fuerzas de Entrepiso | | | |
|----------------------|----------|-----------|------------|
| Nivel | Carga | VY (tonf) | Altura (m) |
| Azotea | Sismo YY | 23.97 | 57.00 |
| Piso 20 | Sismo YY | 76.79 | 54.00 |
| Piso 19 | Sismo YY | 118.10 | 51.30 |
| Piso 18 | Sismo YY | 149.42 | 48.60 |
| Piso 17 | Sismo YY | 173.10 | 45.90 |
| Piso 16 | Sismo YY | 190.66 | 43.20 |
| Piso 15 | Sismo YY | 203.18 | 40.50 |
| Piso 14 | Sismo YY | 212.36 | 37.80 |
| Piso 13 | Sismo YY | 220.63 | 35.10 |
| Piso 12 | Sismo YY | 229.96 | 32.40 |
| Piso 11 | Sismo YY | 241.21 | 29.70 |
| Piso 10 | Sismo YY | 254.31 | 27.00 |
| Piso 9 | Sismo YY | 269.33 | 24.30 |
| Piso 8 | Sismo YY | 285.47 | 21.60 |
| Piso 7 | Sismo YY | 301.97 | 18.90 |
| Piso 6 | Sismo YY | 318.47 | 16.20 |
| Piso 5 | Sismo YY | 335.42 | 13.50 |
| Piso 4 | Sismo YY | 353.00 | 10.80 |
| Piso 3 | Sismo YY | 370.88 | 8.10 |
| Piso 2 | Sismo YY | 387.49 | 5.40 |
| Piso 1 | Sismo YY | 396.51 | 2.70 |

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO VI: PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

6.1 Comparación técnica

Al incluir el AMS a la estructura, su comportamiento dinámico varía debido al amortiguamiento propuesto y a la rigidez del sistema, los cuales se obtuvieron a partir de sus parámetros óptimos.

Estos parámetros óptimos, los cuales se muestran en la tabla 34, responden al primer objetivo específico del presente trabajo de investigación:

Tabla 34:

Parámetros óptimos del AMS

| Parámetros óptimos | |
|------------------------------------|------|
| Razón de masas (μ) | 0.01 |
| Razón de frecuencias (f) | 1 |
| Razón de amortiguamiento (ξ) | 0.20 |

Fuente: Elaboración propia

Con los valores propuestos se calculó la masa, rigidez y amortiguamiento del AMS, las cuales se detallaron en el capítulo V.

A partir del análisis dinámico de la estructura, sin y con la incorporación del amortiguador de masa sintonizada, se presentan las tablas de los resultados de sus modos de vibración, derivas, desplazamientos del centro de masa, torsión y fuerza cortante basal los cuales responden al segundo objetivo específico del presente trabajo de investigación.

6.1.1 Modos de vibración

En la tabla 35 se muestran los resultados de los 12 primeros modos de vibración de la estructura sin y con la incorporación del AMS, en los cuales se observa que en los primeros 3 modos de vibración, en donde predomina el desplazamiento en Y (UY), desplazamiento en X (UX) y rotación en Z (RZ), disminuyen su masa participativa con la incorporación de los AMS.

Tabla 35:*Modos de vibración de la estructura sin y con AMS*

| Modo | SIN AMS | | | CON AMS | | | | |
|------|-------------|--------|--------|---------|-------------|--------|--------|--------|
| | Periodo (s) | UX | UY | RZ | Periodo (s) | UX | UY | RZ |
| 1 | 1.832 | 0.0604 | 0.4379 | 0.0165 | 1.811 | 0.0636 | 0.4370 | 0.0170 |
| 2 | 1.604 | 0.4594 | 0.0629 | 0.0129 | 1.590 | 0.4574 | 0.0664 | 0.0126 |
| 3 | 0.964 | 0.0277 | 0.0120 | 0.3782 | 0.964 | 0.0277 | 0.0123 | 0.3779 |
| 4 | 0.501 | 0.0331 | 0.0643 | 0.0027 | 0.503 | 0.0326 | 0.0637 | 0.0025 |
| 5 | 0.374 | 0.0841 | 0.0519 | 0.0019 | 0.377 | 0.0845 | 0.0502 | 0.0017 |
| 6 | 0.253 | 0.0098 | 0.0200 | 0.0052 | 0.255 | 0.0091 | 0.0198 | 0.0060 |
| 7 | 0.202 | 0.0297 | 0.0116 | 0.0941 | 0.203 | 0.0294 | 0.0126 | 0.0930 |
| 8 | 0.168 | 0.0304 | 0.0086 | 0.0054 | 0.169 | 0.0307 | 0.0101 | 0.0054 |
| 9 | 0.16 | 0.0018 | 0.0353 | 0.0017 | 0.161 | 0.0016 | 0.0330 | 0.0025 |
| 10 | 0.12 | 0.0121 | 0.0048 | 0.0003 | 0.121 | 0.0125 | 0.0050 | 0.0003 |
| 11 | 0.103 | 0.0093 | 0.0390 | 0.0003 | 0.103 | 0.0088 | 0.0392 | 0.0005 |
| 12 | 0.095 | 0.0125 | 0.0286 | 0.0055 | 0.095 | 0.0122 | 0.0269 | 0.0046 |

Fuente: Elaboración propia

Para el primer modo de vibración, la reducción de la masa participativa en la dirección UY, es del 0.21%; en el segundo modo, la reducción de la masa participativa en la dirección UX es del 0.44%; y en el tercer modo de vibración, la reducción de la masa participativa en la dirección UZ es del 0.08%. Así mismo, es importante mencionar que el periodo en el primer modo de vibración se reduce en un 1.15%.

6.1.2 Derivas

Se obtuvieron las derivas máximas de la estructura sin y con AMS en los capítulos IV y V respectivamente, los cuales se muestran de manera resumen en la Tabla 36; en donde, además, se muestra el porcentaje de reducción en las derivas al incluir los AMS en los diferentes niveles de la estructura.

Tabla 36:*Derivas de la estructura sin y con AMS*

| Piso | Sin AMS | | Con AMS | | % Reducción | |
|---------|-----------|-----------|-----------|-----------|-------------|-------|
| | Derivas X | Derivas Y | Derivas X | Derivas Y | X | Y |
| Azotea | 0.003768 | 0.003871 | 0.003622 | 0.003661 | 3.86% | 5.43% |
| Piso 20 | 0.004341 | 0.004028 | 0.004181 | 0.003848 | 3.70% | 4.46% |
| Piso 19 | 0.004663 | 0.004303 | 0.004502 | 0.004120 | 3.45% | 4.27% |
| Piso 18 | 0.004942 | 0.004536 | 0.004774 | 0.004349 | 3.41% | 4.13% |
| Piso 17 | 0.005206 | 0.004754 | 0.005038 | 0.004567 | 3.23% | 3.94% |
| Piso 16 | 0.005435 | 0.004946 | 0.005267 | 0.004754 | 3.10% | 3.87% |
| Piso 15 | 0.005623 | 0.005103 | 0.005451 | 0.004907 | 3.06% | 3.82% |
| Piso 14 | 0.005760 | 0.005221 | 0.005585 | 0.005022 | 3.05% | 3.81% |
| Piso 13 | 0.005856 | 0.005305 | 0.005680 | 0.005110 | 3.00% | 3.68% |
| Piso 12 | 0.005913 | 0.005363 | 0.005738 | 0.005168 | 2.98% | 3.64% |
| Piso 11 | 0.005940 | 0.005393 | 0.005768 | 0.005198 | 2.90% | 3.62% |
| Piso 10 | 0.005894 | 0.005363 | 0.005730 | 0.005171 | 2.79% | 3.57% |
| Piso 9 | 0.005875 | 0.005340 | 0.005715 | 0.005152 | 2.73% | 3.51% |
| Piso 8 | 0.005833 | 0.005286 | 0.005680 | 0.005106 | 2.62% | 3.40% |
| Piso 7 | 0.005760 | 0.005194 | 0.005615 | 0.005022 | 2.52% | 3.31% |
| Piso 6 | 0.005638 | 0.005049 | 0.005500 | 0.004885 | 2.44% | 3.26% |
| Piso 5 | 0.005454 | 0.004827 | 0.005328 | 0.004674 | 2.31% | 3.17% |
| Piso 4 | 0.005152 | 0.004498 | 0.005038 | 0.004357 | 2.23% | 3.15% |
| Piso 3 | 0.004735 | 0.004100 | 0.004636 | 0.003974 | 2.10% | 3.08% |
| Piso 2 | 0.003882 | 0.003569 | 0.003802 | 0.003462 | 2.07% | 3.00% |
| Piso 1 | 0.002792 | 0.002452 | 0.002739 | 0.002379 | 1.92% | 2.96% |

Fuente: Elaboración propia

Se observa de la Tabla 36 que el porcentaje de reducción de las derivas es mayor en los pisos superiores, y que, además, el porcentaje de reducción se encuentra en un rango del 2% al 4% para el análisis en la dirección X, y de 3% al 6% para el análisis en la dirección Y.

6.1.3 Desplazamientos

Los desplazamientos en milímetros del centro de masa en cada nivel en las direcciones de análisis X e Y, obtenidos de los análisis dinámicos en el Software ETABS, y las reducciones del desplazamiento producto de la incorporación del AMS, se muestran en la Tabla 37.

Tabla 37:*Desplazamientos del centro de masa sin y con AMS*

| Piso | Sin AMS | | Con AMS | | % Reducción | |
|---------|---------|---------|---------|---------|-------------|-------|
| | UX (mm) | UY (mm) | UX (mm) | UY (mm) | X | Y |
| Azotea | 51.110 | 51.265 | 49.136 | 49.685 | 3.86% | 3.08% |
| Piso 20 | 53.033 | 51.153 | 51.146 | 49.197 | 3.56% | 3.82% |
| Piso 19 | 50.150 | 48.331 | 48.381 | 46.515 | 3.53% | 3.76% |
| Piso 18 | 47.642 | 45.902 | 45.985 | 44.205 | 3.48% | 3.70% |
| Piso 17 | 45.074 | 43.447 | 43.53 | 41.867 | 3.43% | 3.64% |
| Piso 16 | 42.327 | 40.807 | 40.898 | 39.348 | 3.38% | 3.58% |
| Piso 15 | 39.571 | 38.151 | 38.259 | 36.809 | 3.32% | 3.52% |
| Piso 14 | 36.753 | 35.428 | 35.557 | 34.204 | 3.25% | 3.45% |
| Piso 13 | 33.886 | 32.650 | 32.805 | 31.541 | 3.19% | 3.40% |
| Piso 12 | 30.983 | 29.827 | 30.016 | 28.831 | 3.12% | 3.34% |
| Piso 11 | 28.056 | 26.972 | 27.202 | 26.087 | 3.04% | 3.28% |
| Piso 10 | 25.150 | 24.124 | 24.404 | 23.346 | 2.97% | 3.23% |
| Piso 9 | 22.254 | 21.273 | 21.612 | 20.599 | 2.88% | 3.17% |
| Piso 8 | 19.359 | 18.428 | 18.817 | 17.854 | 2.80% | 3.11% |
| Piso 7 | 16.500 | 15.621 | 16.052 | 15.143 | 2.72% | 3.06% |
| Piso 6 | 13.694 | 12.880 | 13.335 | 12.493 | 2.62% | 3.00% |
| Piso 5 | 10.971 | 10.237 | 10.693 | 9.935 | 2.53% | 2.95% |
| Piso 4 | 8.357 | 7.738 | 8.153 | 7.513 | 2.44% | 2.91% |
| Piso 3 | 5.919 | 5.436 | 5.781 | 5.282 | 2.33% | 2.83% |
| Piso 2 | 3.707 | 3.364 | 3.625 | 3.271 | 2.21% | 2.76% |
| Piso 1 | 1.680 | 1.561 | 1.644 | 1.519 | 2.14% | 2.69% |

Fuente: Elaboración propia

En la dirección de análisis X se observa una reducción del 2.14% en el primer nivel hasta una reducción del 3.86% en la azotea. De la misma forma, se obtiene una reducción en la dirección Y del 2.69% en el primer nivel y una reducción del 3.08% en la azotea.

6.1.4 Torsión

Los resultados que se obtienen por efectos torsionales de la estructura para el análisis sísmico en la dirección X e Y se muestran en la Tabla 38. En la tabla se muestra los esfuerzos torsionales, en cada nivel de la estructura, indicando además el porcentaje de reducción en cada nivel que es producto de la incorporación del AMS en el edificio.

Tabla 38:*Efectos torsionales de la estructura sin y con AMS*

| Piso | Sin AMS | | Con AMS | | % Reducción | |
|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|-------------|--------|
| | Tx (tonf.m) | Ty (tonf.m) | Tx (tonf.m) | Ty (tonf.m) | X | Y |
| Piso 20 | 1505.03 | 1395.00 | 1522.02 | 1421.16 | -1.13% | -1.88% |
| Piso 19 | 2211.23 | 2140.41 | 2192.61 | 2122.36 | 0.84% | 0.84% |
| Piso 18 | 2744.52 | 2698.83 | 2692.96 | 2641.60 | 1.88% | 2.12% |
| Piso 17 | 3098.19 | 3106.70 | 3028.87 | 3020.96 | 2.24% | 2.76% |
| Piso 16 | 3365.65 | 3378.52 | 3285.74 | 3268.86 | 2.37% | 3.25% |
| Piso 15 | 3625.91 | 3563.13 | 3542.26 | 3434.47 | 2.31% | 3.61% |
| Piso 14 | 3788.94 | 3731.04 | 3694.82 | 3589.33 | 2.48% | 3.80% |
| Piso 13 | 3874.62 | 3909.58 | 3778.87 | 3755.86 | 2.47% | 3.93% |
| Piso 12 | 4026.89 | 4096.82 | 3935.97 | 3931.51 | 2.26% | 4.04% |
| Piso 11 | 4236.31 | 4265.05 | 4146.56 | 4090.93 | 2.12% | 4.08% |
| Piso 10 | 4427.75 | 4433.07 | 4340.27 | 4255.07 | 1.98% | 4.02% |
| Piso 9 | 4647.67 | 4639.33 | 4560.63 | 4461.25 | 1.87% | 3.84% |
| Piso 8 | 4938.69 | 4894.95 | 4852.06 | 4720.56 | 1.75% | 3.56% |
| Piso 7 | 5277.51 | 5199.82 | 5192.01 | 5031.05 | 1.62% | 3.25% |
| Piso 6 | 5628.79 | 5533.47 | 5547.57 | 5370.02 | 1.44% | 2.95% |
| Piso 5 | 5982.83 | 5866.95 | 5906.89 | 5707.97 | 1.27% | 2.71% |
| Piso 4 | 6326.21 | 6194.70 | 6254.96 | 6039.86 | 1.13% | 2.50% |
| Piso 3 | 6655.73 | 6510.65 | 6590.40 | 6358.94 | 0.98% | 2.33% |
| Piso 2 | 6975.10 | 6794.63 | 6915.57 | 6644.98 | 0.85% | 2.20% |
| Piso 1 | 7690.68 | 7200.69 | 7639.95 | 7056.38 | 0.66% | 2.00% |

Fuente: Elaboración propia

Se observa de la Tabla 38 que la reducción de los esfuerzos torsionales en la dirección de análisis X es hasta un 2.48% y en la dirección de análisis Y es hasta un 4.08%.

6.1.5 Cortante basal

Con la incorporación del AMS en la estructura se obtiene, además, una reducción de la fuerza cortante basal, obtenidas de los análisis dinámicos, las cuales se muestran en la Tabla 39.

Tabla 39:

Fuerza cortante basal sin y con AMS

| Piso | Sin AMS | | Con AMS | | % Reducción | |
|--------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------|-------|
| | V _x (tonf) | V _y (tonf) | V _x (tonf) | V _y (tonf) | X | Y |
| Piso 1 | 470.8827 | 403.4687 | 464.7875 | 396.505 | 1.29% | 1.73% |

Fuente: Elaboración propia

La tabla nos muestra una reducción del 1.29% de la fuerza cortante en la dirección de análisis X y una reducción del 1.73% en la dirección de análisis Y.

Es importante mencionar que el AMS incorporado a la estructura se diseñó a fin de modificar el comportamiento dinámico de la estructura a partir del primer modo de vibración, la cual, como se observó en la Tabla 35, predomina el desplazamiento en Y; es por tal motivo que, de los resultados obtenidos de las derivas, desplazamientos y fuerzas cortantes, se observa que el porcentaje de reducción es mayor en la dirección Y en todos los niveles.

6.2 Comparación económica

6.2.1 Generalidades

Es de importancia tener en cuenta los siguientes criterios para realizar un apropiado análisis costo-beneficio de una estructura amortiguada en contraste con una estructura convencional:

- La ventaja del AMS se va a hacer notar al ocurrir un sismo de considerable magnitud, ya que es en ese momento donde actúa para brindar alivio y seguridad a los habitantes de la edificación. Un comportamiento que no se daría a notar en una edificación sin este mecanismo y que se encuentre en estado armónico al no ser sometido a algún movimiento mayor.
- Se debe considerar, asimismo, la protección ante cualquier daño en la edificación, tanto estructural como no estructural, ya que por más mínima que sea generaría un costo de reparación. De esta manera el mecanismo lograría un ahorro de costos a largo plazo al evitar por lo menos los daños más costosos que son los daños estructurales.

6.2.2 Estimación de costos

Para realizar la comparación de económica se realizaron cuadros comparativos para demostrar la diferencia de precios de una estructura con AMS en comparación con la estructura convencional.

Se analiza toda la edificación en estudio, desde su cimentación hasta la superestructura completa, considerando únicamente las partidas relacionadas a estructuras, ya que el AMS es parte de una composición estructural.

A continuación, en la Tabla 40, se muestra el presupuesto de estructuras del edificio convencional disgregado por partidas, el cual asciende a un monto total de S/8,885,382.83.

Tabla 40:*Presupuesto base de estructuras del edificio sin AMS*

| PRESUPUESTO SIN AMS | | | | | |
|----------------------------|--|-------------|----------------|-----------------------|--------------------------|
| Ítem | Descripción de partida | Und. | Metrado | P.U. (S/.) | Parcial (S/.) |
| 01 | ESTRUCTURAS | | | | 7,037,369.58 |
| 01.01 | OBRAS PRELIMINARES Y PROVISIONALES | | | | 262,750.00 |
| 01.01.01 | LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL | glb | 1.00 | 3,500.00 | 3,500.00 |
| 01.01.02 | INSTALACIÓN PROVISIONAL DE OFICINA | m2 | 30.00 | 85.00 | 2,550.00 |
| 01.01.03 | INSTALACIONES PROVISIONALES ALMACEN | m2 | 30.00 | 142.00 | 4,260.00 |
| 01.01.04 | INSTALACIONES DE VESTUARIOS CASILLEROS | glb | 1.00 | 900.00 | 900.00 |
| 01.01.05 | BAÑOS PROVISIONALES DE OBRA | m2 | 25.00 | 100.00 | 2,500.00 |
| 01.01.06 | BAÑOS PORTATILES | mes | 18.00 | 1,680.00 | 30,240.00 |
| 01.01.07 | INSTALACIONES ELÉCTRICAS Y SANITARIAS PRELIMINARES | glb | 1.00 | 2,500.00 | 2,500.00 |
| 01.01.08 | IMPLEMENTOS DE SEGURIDAD | glb | 1.00 | 30,000.00 | 30,000.00 |
| 01.01.09 | TRAZO DURANTE LA EJECUCION DE LA OBRA | mes | 15.00 | 5,500.00 | 82,500.00 |
| 01.01.10 | MOVILIZACIÓN DE HERRAMIENTAS Y EQUIPOS | vje | 25.00 | 580.00 | 14,500.00 |
| 01.01.11 | PROTECCIÓN DE VECINOS | m | 180.00 | 385.00 | 69,300.00 |
| 01.01.12 | CASETA DE VENTAS | glb | 1.00 | 20,000.00 | 20,000.00 |
| 01.02 | SEGURIDAD Y PROTECCIONES COLECTIVAS | | | | 130,000.00 |
| 01.02.01 | PROTECCIONES COLECTIVAS | glb | 1.00 | 50,000.00 | 50,000.00 |
| 01.02.02 | EPP'S PARA ELABORACION DE PARTIDAS | glb | 1.00 | 80,000.00 | 80,000.00 |
| 1.03 | TRANSPORTE VERTICAL Y HORIZONTAL DE MATERIALES | | | | 832,500.00 |
| 01.03.01 | PEONES PARA TRANSPORTE VERTICAL Y HORIZONTAL DE MATERIALES DE OBRA | mes | 15.00 | 5,500.00 | 82,500.00 |
| 01.03.02 | ELEVADORES PARA TRANSPORTE VERTICAL (TORRE GRUA/ PLATAFORMA) | mes | 15.00 | 50,000.00 | 750,000.00 |
| 01.04 | LIMPIEZA DURANTE LA EJECUCIÓN DE LA OBRA | | | | 50,714.37 |
| 01.04.01 | LIMPIEZA DURANTE LA EJECUCIÓN DE LA OBRA | mes | 15.00 | 3,380.96 | 50,714.37 |
| 01.05 | MOVIMIENTO DE TIERRAS | | | | 475,818.45 |
| 01.05.01 | EXCAVACIÓN A MÁQUINA | m3 | 13,250.00 | 20.79 | 275,467.50 |
| 01.05.02 | EXCAVACION DE ZAPATAS | m3 | 758.27 | 30.19 | 22,890.28 |
| 01.05.03 | EXCAVACION DE CIMIENTOS CORRIDOS | m3 | 220.00 | 28.82 | 6,340.95 |
| 01.05.04 | EXCAVACIÓN DE CISTERNA | m3 | 720.00 | 18.74 | 13,494.60 |
| 01.05.05 | BASE GRANULAR E=0.10 m Afirmado | m2 | 750.00 | 49.61 | 37,209.38 |
| 01.05.06 | RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE PROPIO | m3 | 75.00 | 20.04 | 1,503.34 |
| 01.05.07 | ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE PROVENIENTE DE EXCAVACIONES | m3 | 500.00 | 18.74 | 9,371.25 |
| 01.05.08 | ELIMINACION DE MATERIAL PROVENIENTE DE OBRA | m3 | 2,925.00 | 35.00 | 102,375.00 |
| 01.05.09 | NIVELACION INTERIOR APISONADO MANUAL | m2 | 695.00 | 10.31 | 7,166.15 |

PRESUPUESTO SIN AMS

| Ítem | Descripción de partida | Und. | Metrado | P.U. (S/.) | Parcial (S/.) |
|-----------------|---|-------------|----------------|-----------------------|--------------------------|
| 01.06 | CONCRETO SIMPLE | | | | 85,911.01 |
| 01.06.01 | CONCRETO 1:8 PARA SOLADOS | m2 | 472.10 | 18.55 | 8,759.11 |
| 01.06.02 | FALSA ZAPATA F'C=100 KG/CM2 (MEZCLA 1:10 CEMENTO HORMIGÓN 30% PIEDRA) | m3 | 55.00 | 220.00 | 12,100.00 |
| 01.06.04 | CONCRETO EN CIMIENTOS CORRIDOS f'c=350 kg/cm2 | m3 | 59.89 | 360.00 | 21,560.40 |
| 01.06.05 | CONCRETO PARA PISOS ESTACIONAMIENTOS | m3 | 118.25 | 340.00 | 40,205.00 |
| 01.06.08 | ENCOFRADO PARA CIMIENTO CORRIDO | m2 | 50.00 | 35.00 | 1,750.00 |
| 01.06.09 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 CIMIENTO | kg | 350.00 | 4.39 | 1,536.50 |
| 01.07 | CONCRETO ARMADO | | | | 5,199,675.75 |
| 01.07.01 | ZAPATAS | | | | 408,496.13 |
| 01.07.01.02 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 KG/CM2 PARA ZAPATAS | m3 | 557.55 | 360.00 | 200,717.93 |
| 01.07.01.03 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA ZAPATAS | m2 | 270.00 | 35.00 | 9,450.00 |
| 01.07.01.04 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 ZAPATAS | kg | 45,187.56 | 4.39 | 198,328.20 |
| 01.07.02 | MUROS Y PLACAS | | | | 1,566,482.80 |
| 01.07.02.02 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 280 kg/cm2 EN PLACAS | m3 | 293.51 | 340.00 | 99,793.40 |
| 01.07.02.03 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 350 kg/cm2 EN PLACAS | m3 | 160.10 | 360.00 | 57,636.00 |
| 01.07.02.04 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 420 kg/cm2 EN PLACAS | m3 | 165.47 | 380.00 | 62,878.60 |
| 01.07.02.05 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA PLACAS | m2 | 9,500.00 | 35.00 | 332,500.00 |
| 01.07.02.06 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA PLACAS | kg | 110,000.00 | 4.39 | 482,790.00 |
| 01.07.02.07 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 210 kg/cm2 A 3 DIAS EN MUROS ANCLADOS | m3 | 417.18 | 360.00 | 150,184.80 |
| 01.07.02.08 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA MUROS ANCLADOS | m2 | 1,320.00 | 35.00 | 46,200.00 |
| 01.07.02.09 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 MUROS DE ANCLADOS | kg | 50,000.00 | 4.39 | 219,500.00 |
| 01.07.02.10 | SUBCONTRATO DE ANCLAJE DE MURO (TERRATEZ) | gIb | 1.00 | 115,000.00 | 115,000.00 |
| 01.07.03 | COLUMNAS | | | | 609,140.18 |
| 01.07.03.01 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 210 kg/cm2 EN COLUMNAS | m3 | 3.44 | 310.00 | 1,066.40 |
| 01.07.03.02 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 280 kg/cm2 EN COLUMNAS | m3 | 86.50 | 340.00 | 29,410.00 |
| 01.07.03.03 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 350 kg/cm2 EN COLUMNAS | m3 | 83.49 | 360.00 | 30,056.40 |
| 01.07.03.04 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 420 kg/cm2 EN COLUMNAS | m3 | 67.40 | 380.00 | 25,612.00 |
| 01.07.03.05 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA COLUMNAS | m2 | 4,500.00 | 35.00 | 157,500.00 |
| 01.07.03.06 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 COLUMNAS | kg | 83,275.32 | 4.39 | 365,495.38 |
| 01.07.04 | VIGAS | | | | 893,968.74 |
| 01.07.04.02 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 280 kg/cm2 EN VIGAS | m3 | 292.91 | 340.00 | 99,589.40 |
| 01.07.04.03 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 350 kg/cm2 EN VIGAS | m3 | 506.18 | 360.00 | 182,224.80 |
| 01.07.04.04 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS | m2 | 3,485.00 | 35.00 | 121,975.00 |

PRESUPUESTO SIN AMS

| Ítem | Descripción de partida | Und. | Metrado | P.U. (S/.) | Parcial (S/.) |
|-----------------|---|-------------|----------------|-----------------------|--------------------------|
| 01.07.04.05 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 VIGAS | kg | 109,676.06 | 4.39 | 481,368.23 |
| 01.07.04.06 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 350 kg/cm2 EN VIGAS DE CIMENTACION | m3 | 7.98 | 360.00 | 2,872.63 |
| 01.07.04.07 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS DE CIMENTACION | m2 | 54.00 | 35.00 | 1,890.00 |
| 01.07.04.08 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 VIGAS DE CIMENTACION | kg | 922.46 | 4.39 | 4,048.68 |
| 01.07.05 | LOSAS | | | | 1,512,857.90 |
| 01.07.05.02 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 280 kg/cm2 EN LOSAS | m3 | 524.16 | 340.00 | 178,214.40 |
| 01.07.05.03 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 350 kg/cm2 EN LOSAS | m3 | 720.79 | 360.00 | 259,484.40 |
| 01.07.05.04 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS | m2 | 8,200.00 | 35.00 | 287,000.00 |
| 01.07.05.05 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 LOSAS MACIZAS | kg | 33,173.07 | 4.39 | 145,596.60 |
| 01.07.05.06 | SISTEMA PREFABRICADO VIGUETAS Y BOVEDILLAS | m2 | 6,375.00 | 65.50 | 417,562.50 |
| 01.07.05.07 | SISTEMA DE PRELOSAS (ENTREPISOS;BETONDECKEN) | m2 | 1.00 | 225,000.00 | 225,000.00 |
| 01.07.06 | ESCALERAS | | | | 54,708.11 |
| 01.07.06.02 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 280 kg/cm2 EN ESCALERAS | m3 | 47.20 | 340.00 | 16,048.00 |
| 01.07.06.03 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS | m2 | 356.21 | 35.00 | 12,467.35 |
| 01.07.06.04 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 ESCALERAS | kg | 5,967.82 | 4.39 | 26,192.76 |
| 01.07.07 | CISTERNA (SOLO PISOS) | | | | 107,016.41 |
| 01.07.07.02 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 350 kg/cm2 a/c =0.50 y aditivo Plastificante EN CISTERNAS | m3 | 121.35 | 360.00 | 43,686.00 |
| 01.07.07.03 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA CISTERNAS | m2 | 347.13 | 35.00 | 12,149.55 |
| 01.07.07.04 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 CISTERNA | kg | 9,788.06 | S/.4.39 | 42,959.79 |
| 01.07.07.05 | IMPERMEABILIZACION DE CISTERNA | m2 | 293.61 | S/.28.00 | 8,221.07 |
| 01.07.08 | VARIOS | | | | 47,005.48 |
| 01.07.08.01 | CURADO DE CONCRETO | m2 | 27,361.21 | 1.50 | 41,041.82 |
| 01.07.08.02 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 350 kg/cm2 EN PISCINA | m3 | 4.00 | 360.00 | 1,440.00 |
| 01.07.08.03 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PISCINA | m2 | 40.70 | 35.00 | 1,424.50 |
| 01.07.08.04 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 PISCINA | kg | 458.36 | 4.39 | 2,012.20 |
| 01.07.08.05 | IMPERMEABILIZACION DE PISCINA | m2 | 38.82 | 28.00 | 1,086.96 |
| | COSTO DIRECTO | | | | S/.7,037,369.58 |
| | GASTOS GENERALES | 3% | | + | S/.211,121.09 |
| | DIRECCION TECNICA Y UTILIDAD | 4% | | + | S/.281,494.78 |
| | SUB TOTAL PRESUPUESTO | | | | S/.7,529,985.45 |
| | I.G.V | 18% | | | S/.1,355,397.38 |
| | TOTAL PRESUPUESTO | | SIN AMS | | S/.8,885,382.83 |

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 41 se presenta un presupuesto propuesto de estructuras para el edificio incorporando el AMS desgregado por partidas, el cual considera el costo por el bloque de concreto del AMS y los aisladores elastoméricos en el cual se apoya. El presupuesto propuesto asciende a una suma total de S/8,973,080.50.

Tabla 41:

Presupuesto estimado de estructuras del edificio con AMS

| PRESUPUESTO CON AMS | | | | | |
|----------------------------|--|-------------|----------------|-----------------------|--------------------------|
| Ítem | Descripción de partida | Und. | Metrado | P.U. (S/.) | Parcial (S/.) |
| 01 | ESTRUCTURAS | | | | 7,146,827.58 |
| 01.01 | OBRAS PRELIMINARES Y PROVISIONALES | | | | 262,750.00 |
| 01.01.01 | LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL | glb | 1.00 | 3,500.00 | 3,500.00 |
| 01.01.02 | INSTALACIÓN PROVISIONAL DE OFICINA | m2 | 30.00 | 85.00 | 2,550.00 |
| 01.01.03 | INSTALACIONES PROVISIONALES ALMACEN | m2 | 30.00 | 142.00 | 4,260.00 |
| 01.01.04 | INSTALACIONES DE VESTUARIOS CASILLEROS | glb | 1.00 | 900.00 | 900.00 |
| 01.01.05 | BAÑOS PROVISIONALES DE OBRA | m2 | 25.00 | 100.00 | 2,500.00 |
| 01.01.06 | BAÑOS PORTATILES | mes | 18.00 | 1,680.00 | 30,240.00 |
| 01.01.07 | INSTALACIONES ELÉCTRICAS Y SANITARIAS PRELIMINARES | glb | 1.00 | 2,500.00 | 2,500.00 |
| 01.01.08 | IMPLEMENTOS DE SEGURIDAD | glb | 1.00 | 30,000.00 | 30,000.00 |
| 01.01.09 | TRAZO DURANTE LA EJECUCION DE LA OBRA | mes | 15.00 | 5,500.00 | 82,500.00 |
| 01.01.10 | MOVILIZACIÓN DE HERRAMIENTAS Y EQUIPOS | vje | 25.00 | 580.00 | 14,500.00 |
| 01.01.11 | PROTECCIÓN DE VECINOS | m | 180.00 | 385.00 | 69,300.00 |
| 01.01.12 | CASETA DE VENTAS | glb | 1.00 | 20,000.00 | 20,000.00 |
| 01.02 | SEGURIDAD Y PROTECCIONES COLECTIVAS | | | | 130,000.00 |
| 01.02.01 | PROTECCIONES COLECTIVAS | glb | 1.00 | 50,000.00 | 50,000.00 |
| 01.02.02 | EPP'S PARA ELABORACION DE PARTIDAS | glb | 1.00 | 80,000.00 | 80,000.00 |
| 1.03 | TRANSPORTE VERTICAL Y HORIZONTAL DE MATERIALES | | | | 832,500.00 |
| 01.03.01 | PEONES PARA TRANSPORTE VERTICAL Y HORIZONTAL DE MATERIALES DE OBRA | mes | 15.00 | 5,500.00 | 82,500.00 |
| 01.03.02 | ELEVADORES PARA TRANSPORTE VERTICAL (TORRE GRUA/ PLATAFORMA) | mes | 15.00 | 50,000.00 | 750,000.00 |
| 01.04 | LIMPIEZA DURANTE LA EJECUCIÓN DE LA OBRA | | | | 50,714.37 |
| 01.04.01 | LIMPIEZA DURANTE LA EJECUCÓN DE LA OBRA | mes | 15.00 | 3,380.96 | 50,714.37 |
| 01.05 | MOVIMIENTO DE TIERRAS | | | | 475,818.45 |
| 01.05.01 | EXCAVACIÓN A MÁQUINA | m3 | 13,250.00 | 20.79 | 275,467.50 |
| 01.05.02 | EXCAVACION DE ZAPATAS | m3 | 758.27 | 30.19 | 22,890.28 |
| 01.05.03 | EXCAVACION DE CIMIENTOS CORRIDOS | m3 | 220.00 | 28.82 | 6,340.95 |

PRESUPUESTO CON AMS

| Ítem | Descripción de partida | Und. | Metrado | P.U. (S/.) | Parcial (S/.) |
|-----------------|---|-------------|----------------|-----------------------|--------------------------|
| 01.05.04 | EXCAVACIÓN DE CISTERNA | m3 | 720.00 | 18.74 | 13,494.60 |
| 01.05.05 | BASE GRANULAR E=0.10 m Afirmado | m2 | 750.00 | 49.61 | 37,209.38 |
| 01.05.06 | RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE PROPIO | m3 | 75.00 | 20.04 | 1,503.34 |
| 01.05.07 | ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE PROVENIENTE DE EXCAVACIONES | m3 | 500.00 | 18.74 | 9,371.25 |
| 01.05.08 | ELIMINACION DE MATERIAL PROVENIENTE DE OBRA | m3 | 2,925.00 | 35.00 | 102,375.00 |
| 01.05.09 | NIVELACION INTERIOR APISONADO MANUAL | m2 | 695.00 | 10.31 | 7,166.15 |
| 01.06 | CONCRETO SIMPLE | | | | 85,911.01 |
| 01.06.01 | CONCRETO 1:8 PARA SOLADOS | m2 | 472.10 | 18.55 | 8,759.11 |
| 01.06.02 | FALSA ZAPATA F'C=100 KG/CM2 (MEZCLA 1:10 CEMENTO HORMIGÓN 30% PIEDRA) | m3 | 55.00 | 220.00 | 12,100.00 |
| 01.06.04 | CONCRETO EN CIMIENTOS CORRIDOS f'c=350 kg/cm2 | m3 | 59.89 | 360.00 | 21,560.40 |
| 01.06.05 | CONCRETO PARA PISOS ESTACIONAMIENTOS | m3 | 118.25 | 340.00 | 40,205.00 |
| 01.06.08 | ENCOFRADO PARA CIMIENTO CORRIDO | m2 | 50.00 | 35.00 | 1,750.00 |
| 01.06.09 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 CIMIENTO | kg | 350.00 | 4.39 | 1,536.50 |
| 01.07 | CONCRETO ARMADO | | | | 5,199,675.75 |
| 01.07.01 | ZAPATAS | | | | 408,496.13 |
| 01.07.01.02 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 KG/CM2 PARA ZAPATAS | m3 | 557.55 | 360.00 | 200,717.93 |
| 01.07.01.03 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA ZAPATAS | m2 | 270.00 | 35.00 | 9,450.00 |
| 01.07.01.04 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 ZAPATAS | kg | 45,187.56 | 4.39 | 198,328.20 |
| 01.07.02 | MUROS Y PLACAS | | | | 1,566,482.80 |
| 01.07.02.02 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 280 kg/cm2 EN PLACAS | m3 | 293.51 | 340.00 | 99,793.40 |
| 01.07.02.03 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 350 kg/cm2 EN PLACAS | m3 | 160.10 | 360.00 | 57,636.00 |
| 01.07.02.04 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 420 kg/cm2 EN PLACAS | m3 | 165.47 | 380.00 | 62,878.60 |
| 01.07.02.05 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA PLACAS | m2 | 9,500.00 | 35.00 | 332,500.00 |
| 01.07.02.06 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA PLACAS | kg | 110,000.00 | 4.39 | 482,790.00 |
| 01.07.02.07 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 210 kg/cm2 A 3 DIAS EN MUROS ANCLADOS | m3 | 417.18 | 360.00 | 150,184.80 |
| 01.07.02.08 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA MUROS ANCLADOS | m2 | 1,320.00 | 35.00 | 46,200.00 |
| 01.07.02.09 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 MUROS DE ANCLADOS | kg | 50,000.00 | 4.39 | 219,500.00 |
| 01.07.02.10 | SUBCONTRATO DE ANCLAJE DE MURO (TERRATEZ) | glb | 1.00 | 115,000.00 | 115,000.00 |
| 01.07.03 | COLUMNAS | | | | 609,140.18 |
| 01.07.03.01 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 210 kg/cm2 EN COLUMNAS | m3 | 3.44 | 310.00 | 1,066.40 |
| 01.07.03.02 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 280 kg/cm2 EN COLUMNAS | m3 | 86.50 | 340.00 | 29,410.00 |
| 01.07.03.03 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 350 kg/cm2 EN COLUMNAS | m3 | 83.49 | 360.00 | 30,056.40 |
| 01.07.03.04 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 420 kg/cm2 EN COLUMNAS | m3 | 67.40 | 380.00 | 25,612.00 |

PRESUPUESTO CON AMS

| Ítem | Descripción de partida | Und. | Metrado | P.U. (S/.) | Parcial (S/.) |
|-----------------|---|-------------|----------------|-----------------------|--------------------------|
| 01.07.03.05 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA COLUMNAS | m2 | 4,500.00 | 35.00 | 157,500.00 |
| 01.07.03.06 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 COLUMNAS | kg | 83,275.32 | 4.39 | 365,495.38 |
| 01.07.04 | VIGAS | | | | 893,968.74 |
| 01.07.04.02 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 280 kg/cm2 EN VIGAS | m3 | 292.91 | 340.00 | 99,589.40 |
| 01.07.04.03 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 350 kg/cm2 EN VIGAS | m3 | 506.18 | 360.00 | 182,224.80 |
| 01.07.04.04 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS | m2 | 3,485.00 | 35.00 | 121,975.00 |
| 01.07.04.05 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 VIGAS | kg | 109,676.06 | 4.39 | 481,368.23 |
| 01.07.04.06 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 350 kg/cm2 EN VIGAS DE CIMENTACION | m3 | 7.98 | 360.00 | 2,872.63 |
| 01.07.04.07 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS DE CIMENTACION | m2 | 54.00 | 35.00 | 1,890.00 |
| 01.07.04.08 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 VIGAS DE CIMENTACION | kg | 922.46 | 4.39 | 4,048.68 |
| 01.07.05 | LOSAS | | | | 1,512,857.90 |
| 01.07.05.02 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 280 kg/cm2 EN LOSAS | m3 | 524.16 | 340.00 | 178,214.40 |
| 01.07.05.03 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 350 kg/cm2 EN LOSAS | m3 | 720.79 | 360.00 | 259,484.40 |
| 01.07.05.04 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS | m2 | 8,200.00 | 35.00 | 287,000.00 |
| 01.07.05.05 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 LOSAS MACIZAS | kg | 33,173.07 | 4.39 | 145,596.60 |
| 01.07.05.06 | SISTEMA PREFABRICADO VIGUETAS Y BOVEDILLAS | m2 | 6,375.00 | 65.50 | 417,562.50 |
| 01.07.05.07 | SISTEMA DE PRELOSAS (ENTREPISOS;BETONDECKEN) | m2 | 1.00 | 225,000.00 | 225,000.00 |
| 01.07.06 | ESCALERAS | | | | 54,708.11 |
| 01.07.06.02 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 280 kg/cm2 EN ESCALERAS | m3 | 47.20 | 340.00 | 16,048.00 |
| 01.07.06.03 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS | m2 | 356.21 | 35.00 | 12,467.35 |
| 01.07.06.04 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 ESCALERAS | kg | 5,967.82 | 4.39 | 26,192.76 |
| 01.07.07 | CISTERNA (SOLO PISOS) | | | | 107,016.41 |
| 01.07.07.02 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 350 kg/cm2 a/c =0.50 y aditivo Plastificante EN CISTERNAS | m3 | 121.35 | 360.00 | 43,686.00 |
| 01.07.07.03 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA CISTERNAS | m2 | 347.13 | 35.00 | 12,149.55 |
| 01.07.07.04 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 CISTERNA | kg | 9,788.06 | 4.39 | 42,959.79 |
| 01.07.07.05 | IMPERMEABILIZACION DE CISTERNA | m2 | 293.61 | 28.00 | 8,221.07 |
| 01.07.08 | VARIOS | | | | 47,005.48 |
| 01.07.08.01 | CURADO DE CONCRETO | m2 | 27,361.21 | 1.50 | 41,041.82 |
| 01.07.08.02 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 350 kg/cm2 EN PISCINA | m3 | 4.00 | 360.00 | 1,440.00 |
| 01.07.08.03 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PISCINA | m2 | 40.70 | 35.00 | 1,424.50 |
| 01.07.08.04 | ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 PISCINA | kg | 458.36 | 4.39 | 2,012.20 |
| 01.07.08.05 | IMPERMEABILIZACION DE PISCINA | m2 | 38.82 | 28.00 | 1,086.96 |

| PRESUPUESTO CON AMS | | | | | |
|----------------------------|---|-------------|----------------|-----------------------|--------------------------|
| Ítem | Descripción de partida | Und. | Metrado | P.U. (S/.) | Parcial (S/.) |
| 01.08 | AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA | | | | 69,458.00 |
| 01.08.01 | CONCRETO PREMEZCLADO F'C= 210 kg/cm2 | m3 | 32.00 | 220.00 | 7,040.00 |
| 01.08.02 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO | m2 | 29.16 | 50.00 | 1,458.00 |
| 01.08.03 | AISLADORES ELASTOMÉRICOS | und | 4.00 | 15,000.00 | 60,000.00 |
| 01.08.04 | GRUA BOMBA DE CONCRETO | glb | 1.00 | 960.00 | 960.00 |
| | COSTO DIRECTO | | | | S/7,106,827.58 |
| | GASTOS GENERALES | 3% | | + | S/213,204.83 |
| | DIRECCION TECNICA Y UTILIDAD | 4% | | + | S/284,273.10 |
| | SUB TOTAL PRESUPUESTO | | | | S/7,604,305.51 |
| | I.G.V | 18% | | | S/1,368,774.99 |
| | TOTAL PRESUPUESTO | | CON AMS | | S/8,973,080.50 |

Fuente: Elaboración propia

Ambos presupuestos, presentados en la Tabla 40 y Tabla 41, presentan una diferencia de S/87.697.67, los cuales corresponden a la implementación del AMS a la estructura. En la Tabla 42 se observa esa diferencia el cual representa el 1% del costo total del presupuesto base de estructuras. Este aumento en los costos no representa una incidencia significativa al costo total del proyecto, obteniendo consigo una mejora en la respuesta dinámica de la estructura.

Tabla 42:

Presupuesto estimado de edificación sin y con AMS

| Presupuesto sin y con AMS | |
|----------------------------------|----------------|
| Presupuesto estructuras base | S/8,885,382.83 |
| Presupuesto estructuras con AMS | S/8,973,080.50 |
| Diferencia (Costo AMS) | S/ 87,697.67 |

Fuente: Elaboración propia

Con el resultado obtenido se resalta el primordial e indiscutible beneficio en el uso de este mecanismo. Se trata de brindar comodidad y resguardar en seguridad ante algún amenazador evento sísmico al recurso humano que se encuentre tanto habitando, ocupando o en cercanía de la edificación en cuestión.

6.3 Contratación de hipótesis

- Hipótesis general:

La respuesta dinámica de un edificio de 26 niveles incorporando amortiguadores de masa sintonizada en Jesús María mejora en un 20%.

La hipótesis no se cumple debido a que la mejora en la respuesta dinámica no corresponde a un 20%. De acuerdo a la hipótesis general planteada y los resultados obtenidos se observa que se obtiene una mejor respuesta dinámica en cuanto a periodos, derivas, desplazamientos, esfuerzos torsionales y fuerzas cortantes de la estructura. En cuanto a derivas se obtiene una mejor respuesta en el último nivel de 3.86% en la dirección X y de 5.43% en la dirección Y. En cuanto a desplazamientos, se obtiene una reducción de desplazamientos en el último nivel de 3.86% en la dirección X y 3.08% en la dirección Y. En cuanto a los esfuerzos torsionales, se tiene una reducción de hasta 2.48% en la dirección de análisis X, y en la dirección de análisis Y hasta un 4.08%. En relación a las fuerzas cortantes se obtiene una reducción en el primer nivel del 1.29% en la dirección X y 1.73% en la dirección Y.

- Hipótesis específicas

- a) Los parámetros de diseño de los amortiguadores de masa sintonizada cumplen y son óptimos para un edificio de 26 niveles de concreto armado ubicado en el distrito de Jesús María

Se cumple la hipótesis planteada ya que de acuerdo a los resultados del análisis dinámico de la estructura con AMS realizado, se observa que los parámetros de diseño propuestos son óptimos en cuanto a razón de masa, razón de frecuencias y razón de amortiguamientos. Así mismo, la interacción del AMS y la estructura son óptimos debido a que para el diseño del AMS se consideraron los parámetros óptimos propuestos y los resultados del periodo y masas participativas obtenidos del análisis de la estructura sin AMS.

- b) Se tendrá una mejor respuesta dinámica del edificio de 26 niveles con el uso de amortiguadores de masa sintonizada

Con la implementación de los AMS, la estructura tiene una mejor respuesta dinámica debido a que se reducen las derivas en cada nivel sobre la rasante de la estructura y se cumple la hipótesis específica planteada. En el primer nivel se tiene una reducción, para el análisis en la dirección X, de 1.92% hasta el último nivel con una reducción de 3.86%. Para el análisis en la dirección Y, se tiene una reducción en el primer nivel de 2.96% hasta el último nivel con una reducción del 5.43%.

- c) Implementando los amortiguadores de masa sintonizada se obtiene una buena relación costo - beneficio de la estructura ubicado en el distrito de Jesús María.

Implementar el AMS en la estructura representa un costo del 1% del presupuesto de estructuras del edificio. Es en tal sentido que, al no presentar una incidencia significativa para el presupuesto, presenta una buena relación costo-beneficio, ya que se mejora el comportamiento de la estructura en cuanto a derivas, desplazamientos, esfuerzos torsionales y fuerzas cortantes, reduciendo los riesgos que puedan presentarse ante un evento sísmico; con lo cual se cumple con la hipótesis planteada.

CONCLUSIONES

1. Con la incorporación del AMS en el edificio multifamiliar de 26 niveles se obtiene una mejora en la respuesta dinámica de la estructura debido a que el AMS aporta rigidez y amortiguamiento a la estructura, reduciendo las derivas, desplazamientos y fuerzas cortantes. La reducción de derivas en el último nivel es del 3.86% en la dirección de análisis X y en la dirección de análisis Y es de 5.43%. En cuanto a desplazamientos en el último nivel, la reducción es del 3.86% en la dirección de análisis X y del 3.08% en la dirección de análisis Y. Asimismo, la reducción de la fuerza cortante basal es de 1.29% en la dirección X y del 1.73% en la dirección Y.
2. Los parámetros propuestos para el AMS son óptimos e influyen positivamente en la estructura reduciendo su respuesta dinámica, cumpliendo con la hipótesis específica planteada, debido a que incorpora masa, rigidez y amortiguamiento a la estructura.
3. La respuesta dinámica mejora en todos los niveles de la estructura, reduciendo las derivas de entrepiso en la dirección X desde 1.92%, en el primer nivel, hasta 3.86%, en el último nivel; así mismo, en la dirección Y se reducen las derivas desde 2.96% hasta 3.68%, cumpliendo con la hipótesis planteada.
4. El costo de estructuras de la edificación es de S/8,885,382.83, y con la implementación del AMS el costo de estructuras asciende a S/8,973,080.50. Esta incorporación del AMS no genera mucha incidencia en el presupuesto el cual representa el 1% del costo total de estructuras de la edificación, mejorando la respuesta dinámica de la estructura y aumentando la seguridad estructural. El resultado cumple con la hipótesis planteada debido a que se obtuvo una buena relación costo-beneficio
5. La ubicación en planta es de vital importancia para controlar los efectos torsionales de la estructura siendo la ubicación óptima en el centro de masas. En el presente trabajo de investigación se obtiene una reducción en los efectos torsionales del 2.48% en la dirección de análisis X y del 4.08% en la dirección de análisis Y.

6. Con la incorporación del AMS, se reduce el periodo del primer modo de vibración de la estructura en 1.15%. Así mismo, se reducen el porcentaje de masa participativa predominante en los 3 primeros modos de vibración. En el primer modo de vibración, en el cual predomina el desplazamiento en Y (UY), el porcentaje de masa participativa se reduce en 0.21%; en el segundo modo de vibración, en el cual predomina el desplazamiento en X (UX) se disminuye su masa participativa en 0.44%; y en el tercer modo de vibración, en el cual la masa participativa predominante corresponde a la rotación (UZ), se reduce en 0.08%.
7. De los resultados presentados se observa que se produce una mayor reducción en la respuesta dinámica de la estructura en la dirección Y, esto se debe a que la rigidez incorporada por el AMS se diseñó considerando el primer modo de vibración de la estructura, el cual predomina la masa participativa en la dirección Y.

RECOMENDACIONES

1. Para el diseño y análisis de estructuras con amortiguadores de masa sintonizada, se recomienda elaborar normativas y recomendaciones para poder incorporarlas a las normativas nacionales, el cual contenga criterios para la obtención de los parámetros óptimos de diseño y su ubicación en la estructura.
2. Se recomienda continuar evaluando la eficiencia de los amortiguadores de masa sintonizada en edificios de gran altura tanto para edificios regulares como irregulares ante cargas sísmicas con análisis dinámico no lineal a fin de observar los resultados en el rango inelástico.
3. Teniendo en cuenta los beneficios técnicos y económicos, se recomienda evaluar el comportamiento de las estructuras de gran altura en la capital, especialmente los edificios que no han sido diseñados y construidos con la normativa vigente, para considerar mejorar su comportamiento estructural con el uso de amortiguadores de masa sintonizada.
4. Se recomienda para próximas investigaciones evaluar y considerar usar los tanques elevados en las edificaciones como un sistema de control pasivo, debido a que estas estructuras aportan masa y podría apoyarse sobre aisladores y funcionar como un sistema de control pasivo, el cual influya y mejore el comportamiento estructural de los edificios.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ahumada, J. (2010). Sistemas de control en estructuras. *Inge-CUC Vol. 6*, 79-84.
- Aliante, E. (2009). *Control de efectos torsionales en un edificio asimétrico de hormigón armado con amortiguadores de masa sintonizados*. (Tesis de pregrado), Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.
- Ambrosini, D., Cuitiño, G., & Rebeco, J. (2004). Eficiencia de amortiguadores de masa sintonizada en estructuras sismoresistentes. *Mecánica Computacional Vol. XXIII*, 447-462.
- ASCE & FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- Barja, X., & Sotomayor, A. (2020). *Influencia de la distribución de TMDs en la respuesta sísmica de estructuras irregulares de concreto armado*. Tesis de bachillerato, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú.
- Bassotti, R., & Ambrosini, D. (2004). Influencia de amortiguadores de masa sintonizados en la disminución de efectos torsionales de estructuras sismorresistentes. *Mecánica Computacional Vol. XXIII*, 481-497.
- Borja, M. (2012). *Metodología de la investigación científica para ingenieros*. Chiclayo.
- Connor, J. (2002). Introduction to Structural Motion Control. En J. Connor, *Introduction to Structural Motion Control* (págs. 217-285). Prentice Hall.
- Corporación de Desarrollo Tecnológico. (2011). *Protección Sísmica de Estructuras: Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía*. Santiago de Chile: Área de Comunicaciones CDT.
- Cotacallapa, R. (2017). *Análisis de un edificio asimétrico de 10 niveles de concreto armado con amortiguadores de masa sintonizada*. (Tesis de pregrado), Universidad Nacional de San Agustín, Arequipa, Perú.
- Garrido, B. (2016). *Amortiguadores de masa sintonizada en edificios sometidos a riesgos sísmicos en Chile*. (Tesis de maestría), Universidad de Chile, Santiago de Chile, Chile.

- Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*. Caracas: CAF-Banco de Desarrollo de América Latina.
- Gomez, D., Marulanda, J., & Thomson, P. (2008). Sistemas de control para la protección de estructuras civiles sometidas a cargas dinámicas. *Dyna*, Nro. 155, 77-89.
- Hernández, R. (2014). *Metodología de la investigación*. México D.F.: McGRAW-HILL.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica de Edificación NTE-E030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú.
- Reboredo, A. (1996). *El análisis dinámico de construcciones sismo resistentes*. Argentina.
- Rojas, R. (2016). *Control pasivo de vibraciones aplicado a la residencial "Las Dalias" mediante amortiguadores de masa sintonizada*. (Tesis de pregrado), Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho, Perú.
- Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A., & Chung, R. (1997). A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications. *Earthquake Engineering and structural dynamics*. Vol-26, 617-635.
- Salinas, R. (2012). *Fundamento del análisis dinámico de estructuras*. Lima, Perú: CISMID-FIC-UNI.
- Viken, L. (1999). *Design of Multiple Tuned Mass Dampers For Mitigation Of Wind Induced Vibrations*. (Tesis doctoral), Universidad de Londres, Londres, Inglaterra.
- Villareal, G., & Oviedo, R. (2009). *Edificaciones con disipadores de energía*. Lima.

ANEXO

ANEXO 1: Matriz de consistencia

| PROBLEMA | OBJETIVO | HIPÓTESIS | VARIABLE GENERAL | DIMENSIÓN | INDICADOR | TÉCNICAS / INSTRUMENTO |
|--|--|--|--|----------------------|---|--|
| Problema General | Objetivo General | Hipótesis General | | | | |
| ¿Cómo mejorar la respuesta dinámica de un edificio de 26 niveles incorporando amortiguadores de masa sintonizada en Jesús María? | Mejorar la respuesta dinámica de un edificio de 26 niveles incorporando amortiguadores de masa sintonizada en Jesús María. | La respuesta dinámica de un edificio de 26 niveles incorporando amortiguadores de masa sintonizada en Jesús María mejorará en un 20% | Amortiguadores de masa sintonizada | Parámetros de diseño | Masa Rigidez Amortiguamiento | Método de Sadek (et al. 1996) Microsoft Excel |
| Problemas Específicos | Objetivos Específicos | Hipótesis Específicas | VARIABLE ESPECÍFICA | | | |
| ¿Cuáles son los parámetros óptimos de los amortiguadores de masa sintonizada para el edificio de 26 niveles de concreto armado ubicado en el distrito de Jesús María? | Determinar los parámetros óptimos de los amortiguadores de masa sintonizada para un edificio de 26 niveles de concreto armado ubicado en el distrito de Jesús María. | Los parámetros de diseño de los amortiguadores de masa sintonizada cumplen y son óptimos para un edificio de 26 niveles de concreto armado ubicado en el distrito de Jesús María | | | Desplazamiento Lateral | Norma Técnica E030 (2018) |
| ¿Cuál es la respuesta dinámica del edificio de 26 niveles de concreto armado, ubicado en el distrito de Jesús María, con y sin el uso de los amortiguadores de masa sintonizada? | Comparar la respuesta dinámica del edificio de 26 niveles, ubicado en el distrito de Jesús María, con y sin el uso de los amortiguadores de masa sintonizada | Se tendrá una mejor respuesta dinámica del edificio de 26 niveles con el uso de amortiguadores de masa sintonizada | Respuesta dinámica de un edificio de 26 niveles | Análisis Dinámico | Distorsión entrepiso Esfuerzos torsionales | Norma Técnica E020 FEMA 356 ASCE 41-17 |
| ¿Cuál es el costo-beneficio de la estructura implementando los amortiguadores de masa sintonizada? | Determinar el costo-beneficio de la estructura, ubicado en el distrito de Jesús María, implementando los amortiguadores de masa sintonizada. | Se obtendrá una buena relación costo - beneficio de la estructura, ubicado en el distrito de Jesús María, implementando los amortiguadores de masa sintonizada. | | | Cortante basal | Software ETABS versión 2018 |

ANEXO 2: Extracto de Manual Viguetas Prefabricadas Firth

Tabla 1: Momentos Admisibles de las Viguetas FIRTH

* Ver limitaciones

| | Altura de losa (cm) | Dist/Ejes (cm) | Peso Propio (Kg/m ²) | | Momentos Admisibles (Kg-m) = ϕ Mn | | | | |
|---------------------|---------------------|----------------|----------------------------------|-------------|--|------|------|------|------|
| | | | Ladrillo | Polistireno | V101 | V102 | V103 | V104 | V105 |
| VIGUETA SIMPLE | 17 | 60 | 255 | 180 | 807 | 1099 | 1338 | 1648 | 1989 |
| | 17 | 50 | 265 | 190 | 807 | 1099 | 1338 | 1648 | 1989 |
| | 20 | 50 | 280 | 210 | 999 | 1356 | 1657 | 2047 | 2486 |
| | 25 | 50 | 335 | 250 | 1319 | 1783 | 2190 | 2713 | 3317 |
| | 30 | 50 | 400 | 300 | 1640 | 2210 | 2724 | 3379 | 4150 |
| VIGUETA DOBLE (DOW) | 17 | 71 | 250 | 200 | 1527 | 2047 | 2446 | 2950 | 3459 |
| | 17 | 61 | 290 | 230 | 1527 | 2047 | 2446 | 2950 | 3459 |
| | 20 | 61 | 345 | 280 | 1909 | 2557 | 3079 | 3737 | 4433 |
| | 25 | 61 | 430 | 350 | 2549 | 3408 | 4139 | 5056 | 6073 |
| | 30 | 61 | 515 | 420 | 3189 | 4261 | 5202 | 6381 | 7724 |

Luces máximas para cada serie pretensada

| Serie de Vigueta | Lus Máxima (m) |
|------------------|----------------|
| V-101 | 5.5 |
| V-102 | 6.5 |
| V-103 | 7.5 |
| V-104 | 7.5 |
| V-105 | 8.5 |

Alturas de losa recomendadas considerando la funcionalidad de la losa

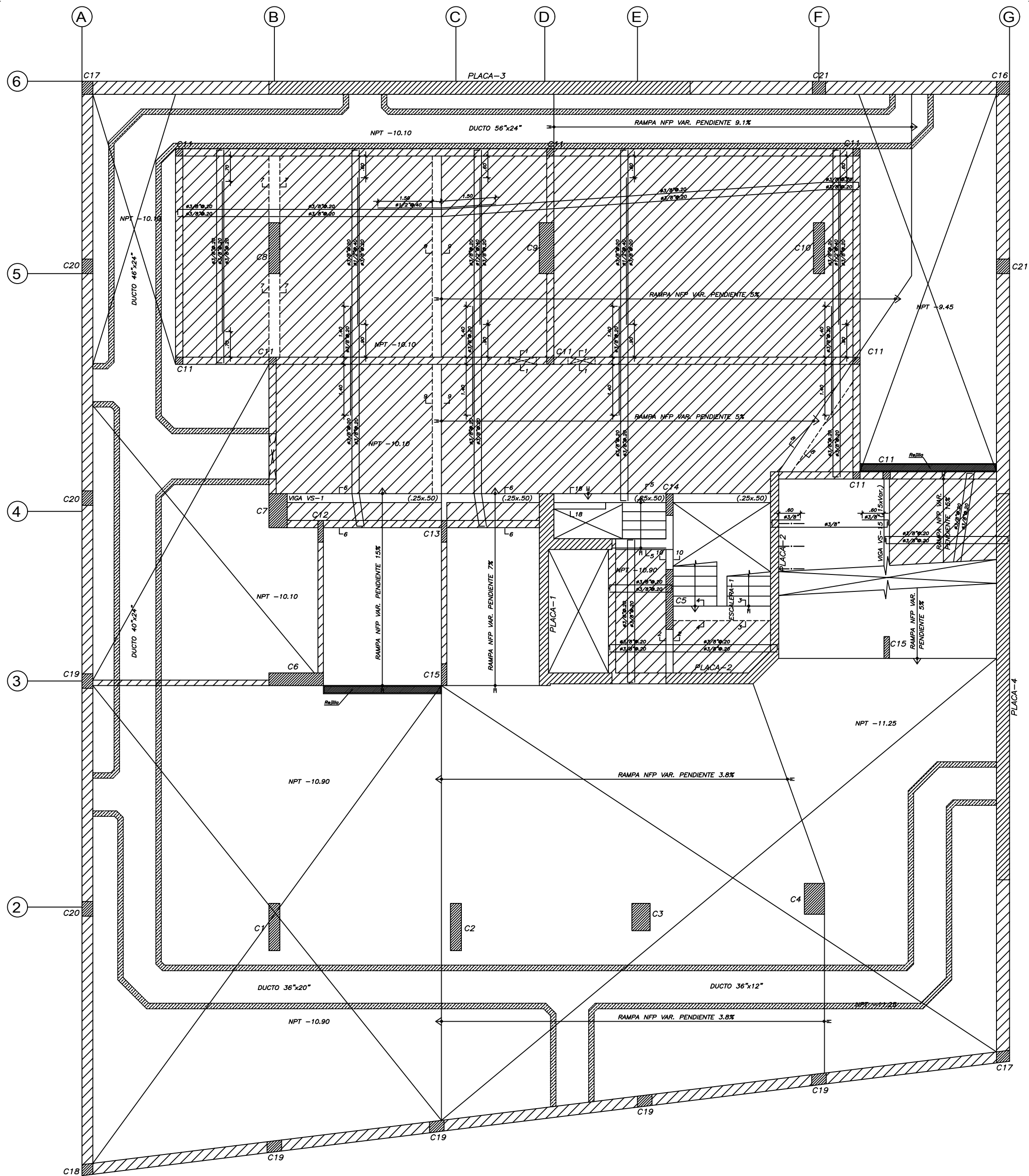
Entrepisos:

| Luces (m) | 0-5.10 | 5.10 - 6.00 | 6.00 - 7.50 | 7.50 - 8.50 |
|----------------|---------|-------------|-------------|-------------|
| Altura de Losa | 17 @ 60 | 20 @ 50 | 25 @ 50 | 30 @ 50 |

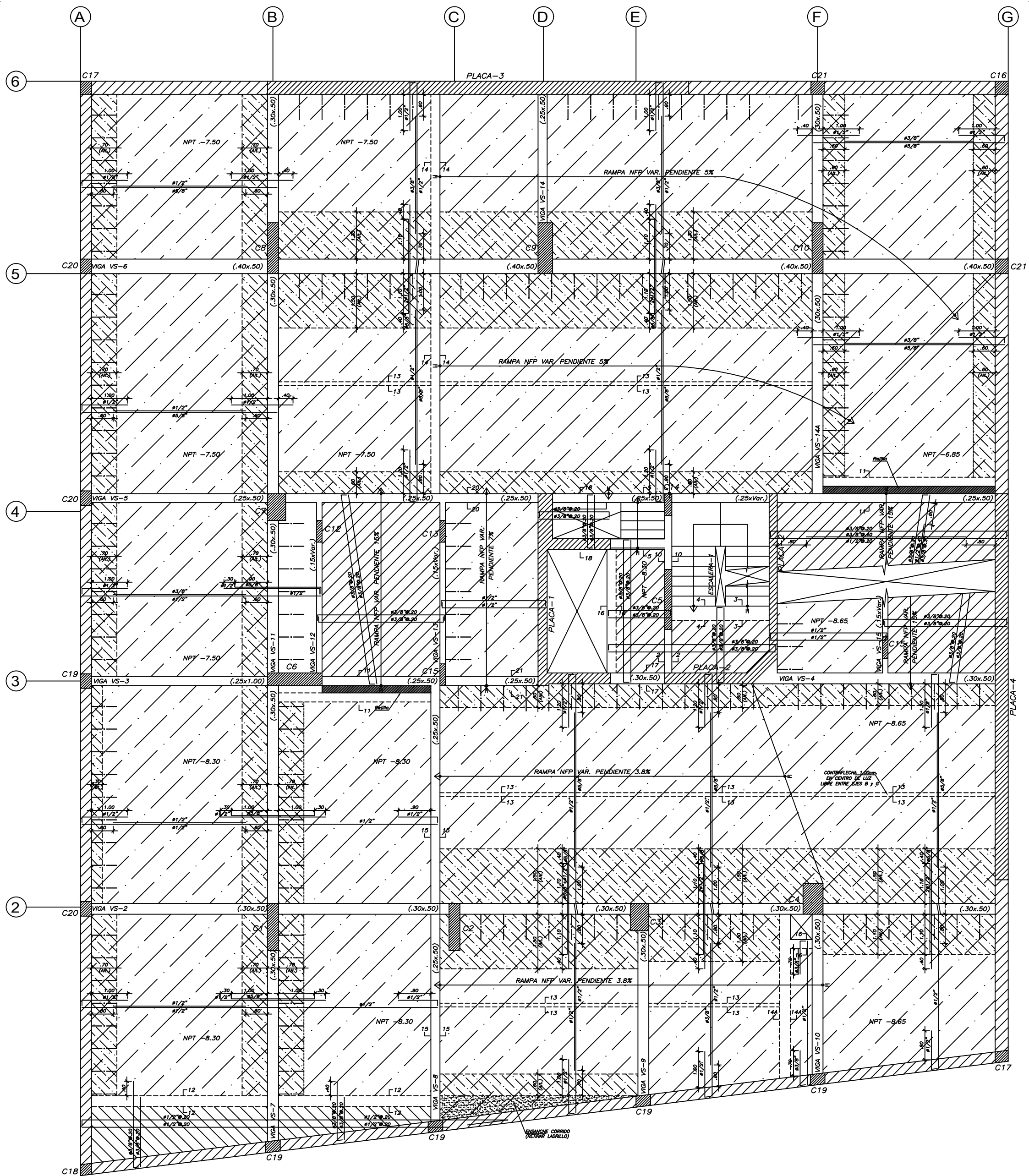
Azoteas (S/C = 100 Kg./m²)

| Luces (m) | 0 - 6.00 | 6.00 - 6.50 | 6.50 - 8.00 | 8.00 - 8.50 |
|----------------|----------|-------------|-------------|-------------|
| Altura de Losa | 17 @ 60 | 20 @ 50 | 25 @ 50 | 30 @ 50 |

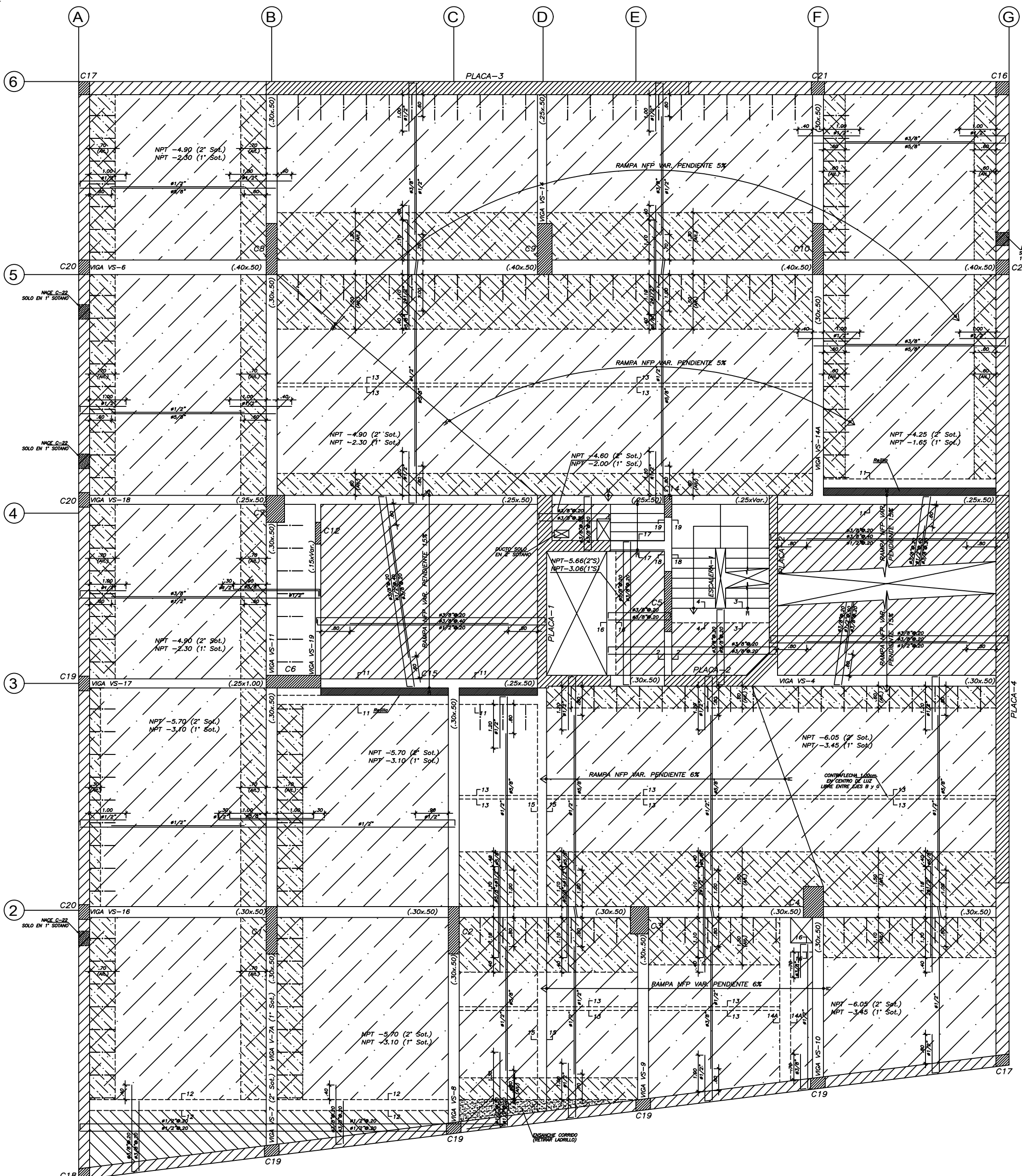
ANEXO 3: Planos de estructuras



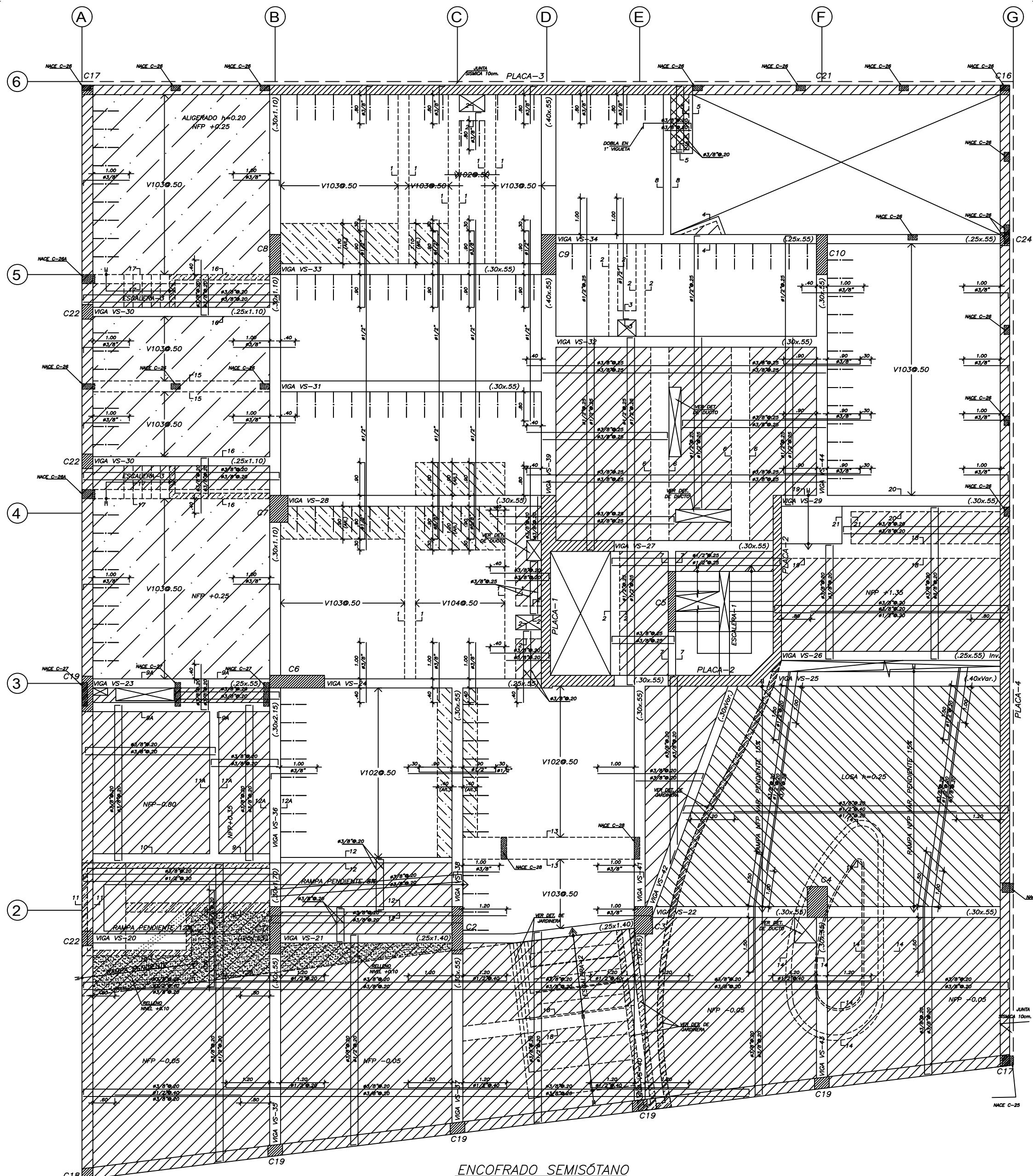
ENCOFRADO CISTERNA
 LOSA H=0.20, S/C=250 Kg/m²
 NFP INDICADO EN PLANTA



ENCOFRADO 3º SÓTANO
 ALIGERADO $H=0.25$, $S/C=250 \text{ Kg/m}^2$
 LOSA $H=0.25$, $S/C=250 \text{ Kg/m}^2$
 LOSA $H=0.20$, $S/C=250 \text{ Kg/m}^2$
 NFP INDICADO EN PLANTA



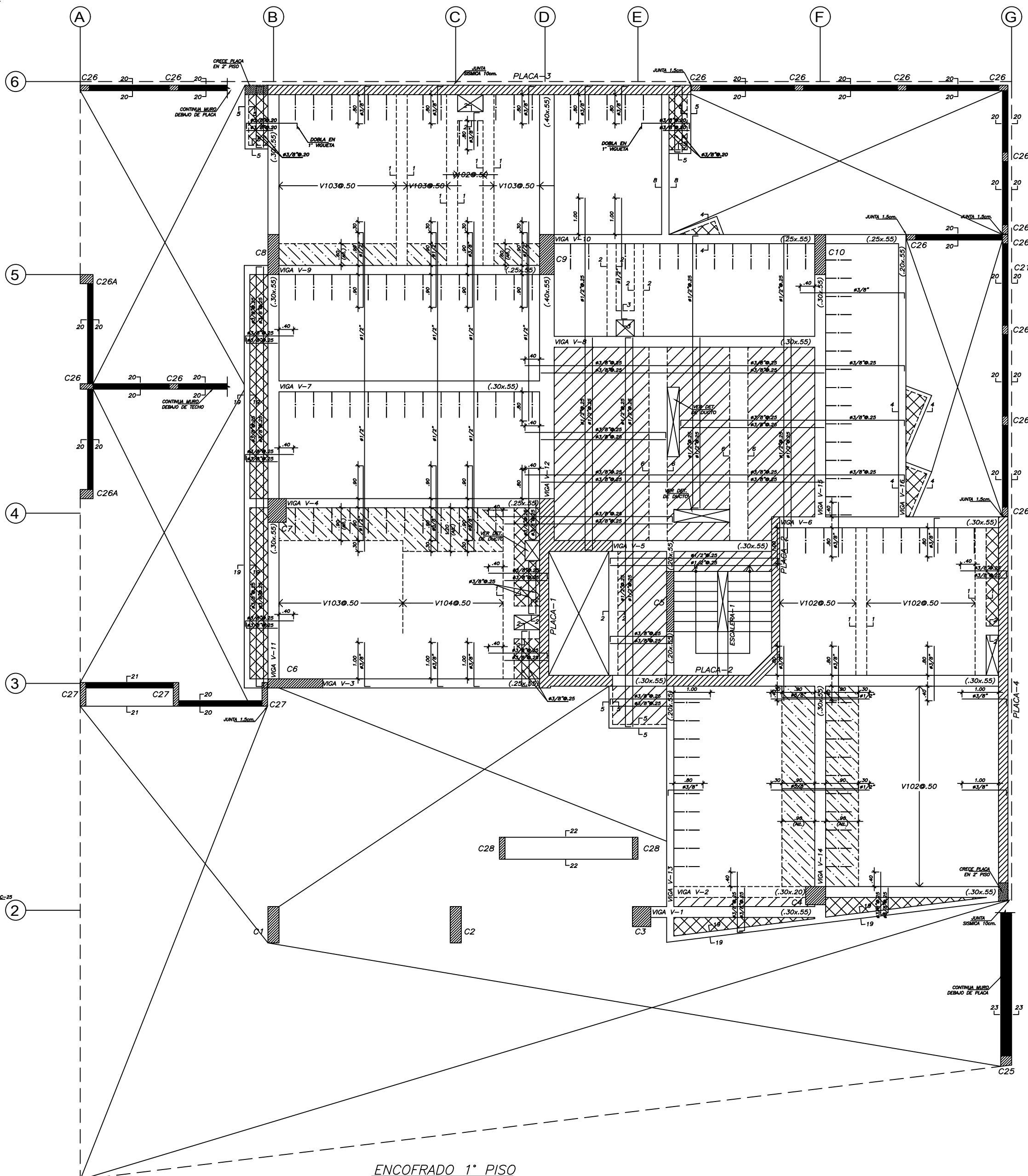
ENCOFRADO 2° y 1° SÓTANO
 ALIGERADO H=0.25, S/C=250 Kg/m²
 ALIGERADO H=0.20, S/C=250 Kg/m²
 LOSA H=0.20, S/C=250 Kg/m²
 NFP INDICADO EN PLANTA



ENCOFRADO SEMISÓTANO

ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 ALIGERADO H=0.17, S/C=200 Kg/m²
 LOSA H=0.25, S/C=200 Kg/m²
 LOSA H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 NFP +1.15 (SALVO INDICADO)

VIGUETAS PREFABRICADAS CONCREMAX V101Ø.50 (SALVO INDICADO)



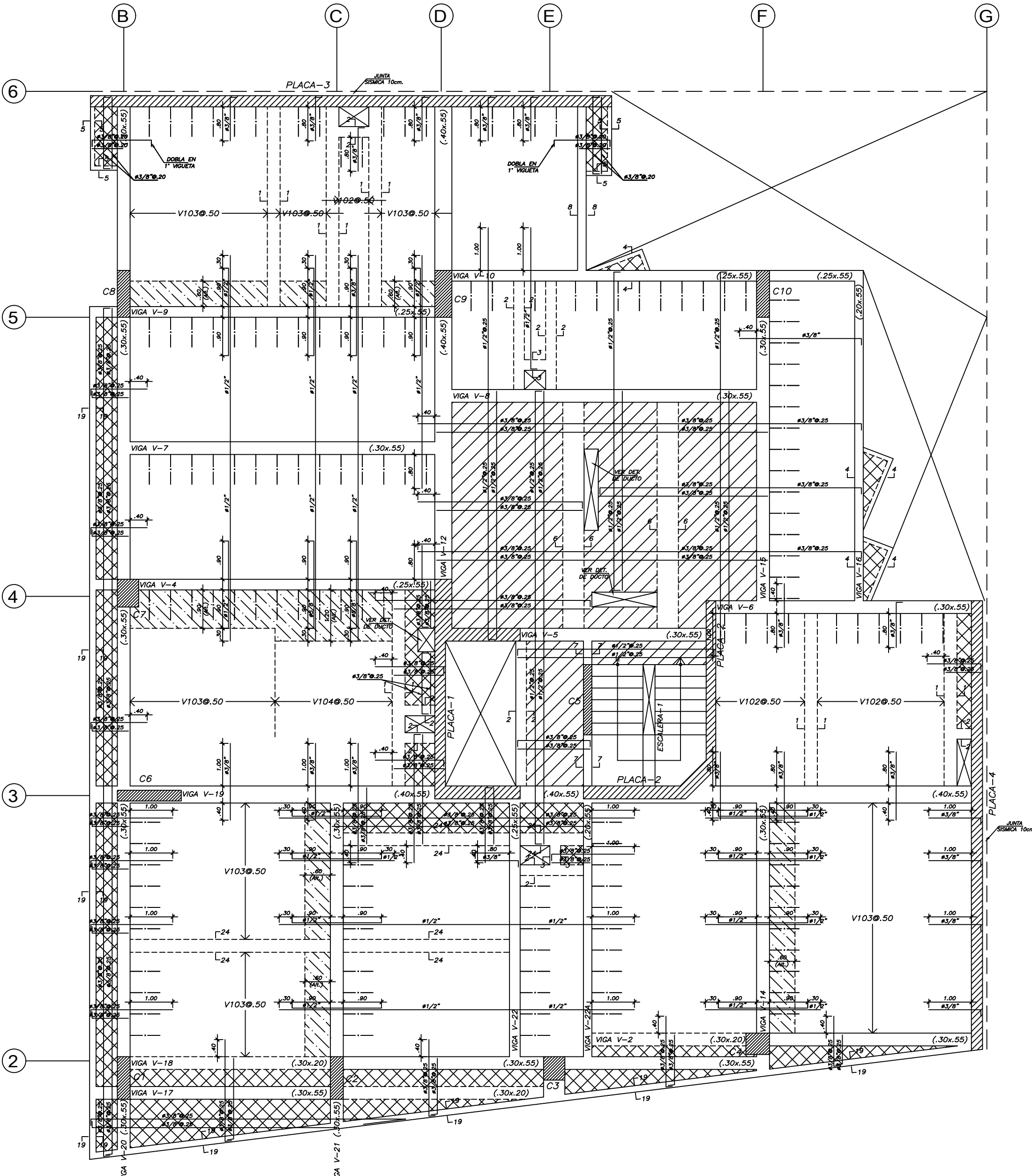
ENCOFRADO 1° PISO

ALIGERADO H=0.17, S/C=200 Kg/m²

LOSA H=0.17, S/C=200 Kg/m²

NFP +3.85

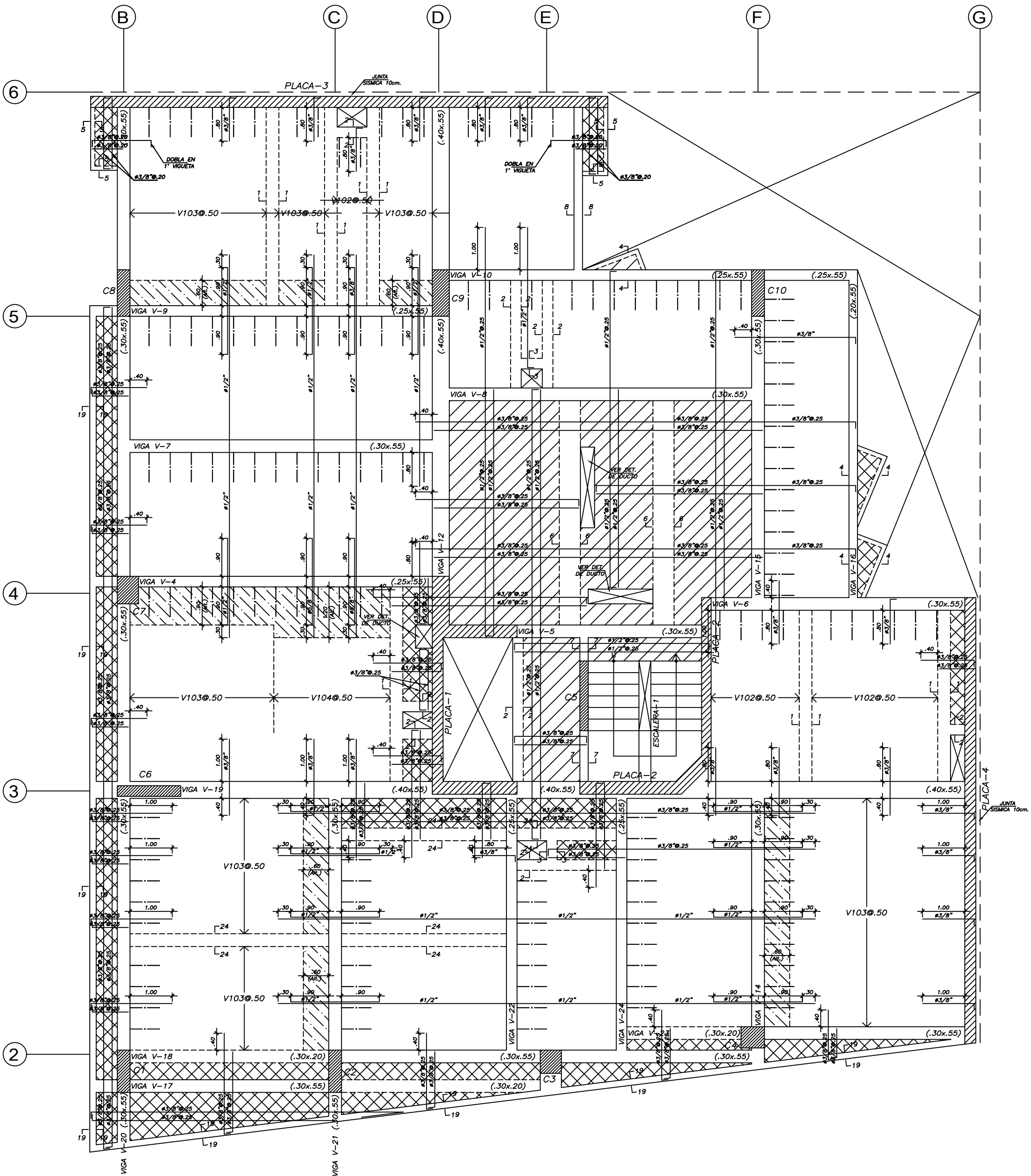
VIGUETAS PREFABRICADAS CONCREMAX V101@.50 (SALVO INDICADO)



ENCOFRADO 2° PISO

ALIGERADO H=0.17, S/C=200 Kg/m2
 LOSA H=0.20, S/C=200 Kg/m2
 LOSA H=0.17, S/C=200 Kg/m2
 NFP +6.55 (2° PISO)

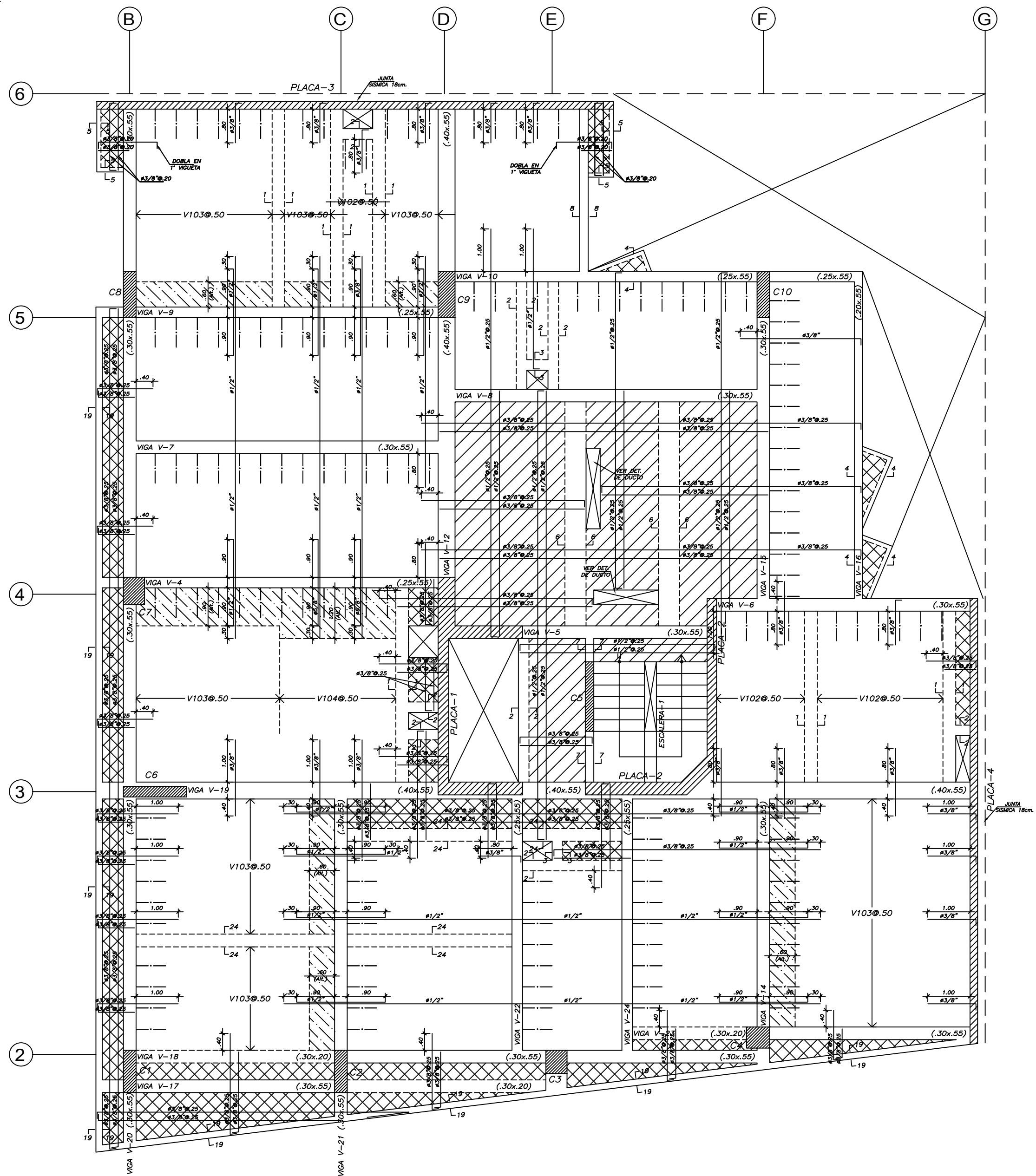
VIGUETAS PREFABRICADAS CONCREMAX V101@.50 (SALVO INDICADO)



ENCOFRADOS TÍPICOS 3° al 10° PISO

- ALIGERADO H=0.17, S/C=200 Kg/m²
- LOSA H=0.20, S/C=200 Kg/m²
- LOSA H=0.17, S/C=200 Kg/m²
- NFP +9.25 (3° PISO)
- NFP +11.95 (4° PISO)
- NFP +14.65 (5° PISO)
- NFP +17.35 (6° PISO)
- NFP +20.05 (7° PISO)
- NFP +22.75 (8° PISO)
- NFP +25.45 (9° PISO)
- NFP +28.15 (10° PISO)

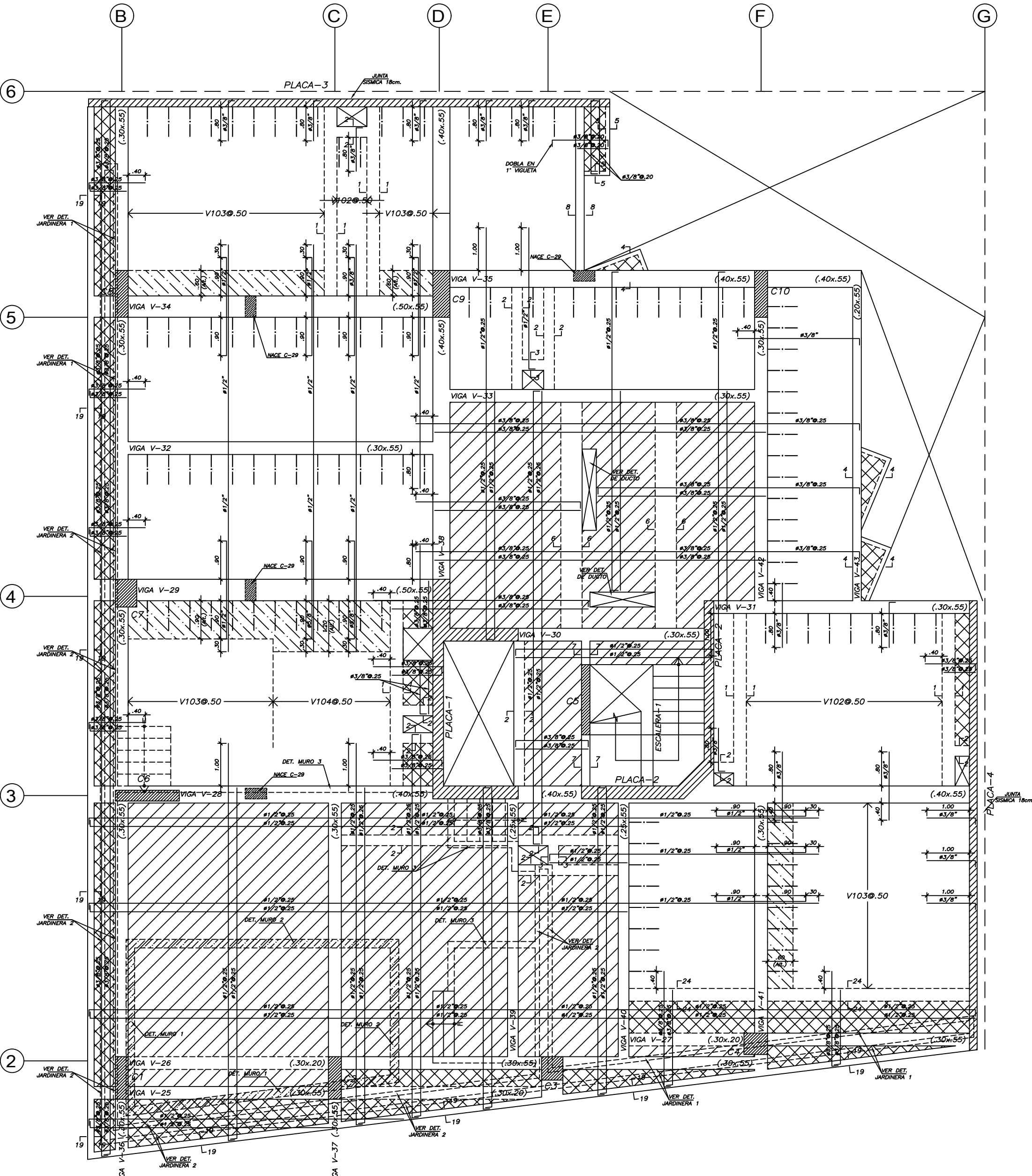
VIGUETAS PREFABRICADAS CONCREMAX V101@.50 (SALVO INDICADO)



ENCOFRADOS TIPICOS 11° al 19° PISO

- ALIGERADO H=0.17, S/C=200 Kg/m²
- LOSA H=0.20, S/C=200 Kg/m²
- LOSA H=0.17, S/C=200 Kg/m²
- NFP +30.85 (11° PISO)
- NFP +33.55 (12° PISO)
- NFP +36.25 (13° PISO)
- NFP +38.95 (14° PISO)
- NFP +41.65 (15° PISO)
- NFP +44.35 (16° PISO)
- NFP +47.05 (17° PISO)
- NFP +49.75 (18° PISO)
- NFP +52.45 (19° PISO)

VIGUETAS PREFABRICADAS CONCREMAX V101@.50 (SALVO INDICADO)



ENCOFRADO 20° PISO

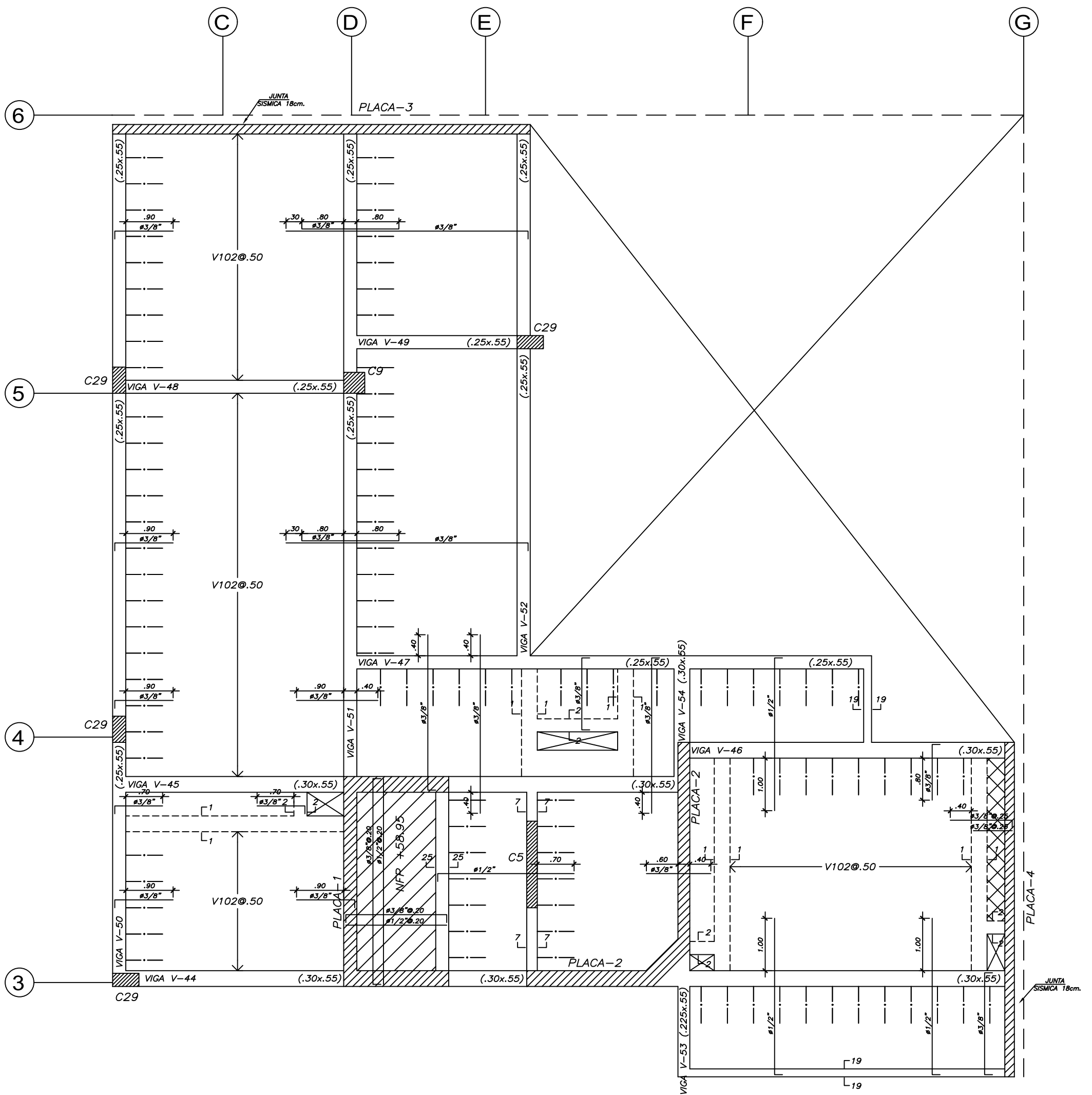
ALIGERADO H=0.17, S/C=200 Kg/m²

LOSA H=0.20, S/C=200 Kg/m²

LOSA H=0.17, S/C=200 Kg/m²

NFP +55.15

VIGUETAS PREFABRICADAS CONCREMAX V101@.50 (SALVO INDICADO)



ENCOFRADO AZOTEA

ALIGERADO H=0.20, S/C=100 Kg/m²

LOSA H=0.20, S/C=500 Kg/m²

NFP +57.95 (SALVO INDICADO)

VIGUETAS PREFABRICADAS CONCREMAX V101@.50 (SALVO INDICADO)