

UNIVERSIDAD PERUANA DEL CENTRO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



Tesis:

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA
MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y 3
SÓTANOS**

Tesis para obtener el título de **Ingeniero Civil**, que presenta el

bachiller:

GALVAN AVILA MARIO

ASESORES:

Dr. JOSÉ LUIS LEÓN UNTIVEROS

Ing. RAÚL CURASMA RAMOS

Huancayo, 2021

DEDICATORIA

dedico la presente tesis a mis padres: **Mamá**, gracias por darme la vida, tu apoyo moral y económico, **Papá (q.e.p.d)** gracias por todo...

A mi esposa e hijos por ser fuente de mi inspiración, fortaleza y motivación por su apoyo moral e incondicional para lograr que este sueño se haga realidad.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por darme la vida, salud y guiarme por un buen camino.

A la universidad por darme la oportunidad de formarme en ella, al asesor y docentes quienes compartieron sus conocimientos científicos...

También agradezco a mi hermano, sobrinos y todas las personas que fueron partícipes de este proyecto por su apoyo moral...

Índice General

| | |
|--|--------------------------------------|
| Dictamen de declaración de expedito | ii |
| Acta de sustentación del jurado examinador | iii |
| Certificado de la comisión de ética..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| DEDICATORIA | iv |
| AGRADECIMIENTO | v |
| Índice General..... | vi |
| Lista de tablas | x |
| Lista de figuras..... | xii |
| Resumen..... | xv |
| Abstract..... | xvi |
| 1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA | 1 |
| 1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA..... | 2 |
| 1.2.1. Problema General..... | 2 |
| 1.2.2. Problemas Específicos | 3 |
| 1.3. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA | 3 |
| 1.4. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA..... | 3 |
| 1.5. OBJETIVOS..... | 4 |
| 1.5.1. Objetivo General..... | 4 |

| | |
|--|----|
| 1.5.2. Objetivos Específicos..... | 4 |
| 1.6. HIPÓTESIS..... | 4 |
| 1.6.1. Hipótesis General..... | 4 |
| 1.6.2. Hipótesis Específicas | 5 |
| 2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO | 6 |
| 2.1. MARCO FILOSÓFICO O EPISTEMOLÓGICO DE LA INVESTIGACIÓN..... | 6 |
| 2.2. ANTECEDENTES DE INVESTIGACIÓN | 6 |
| 2.2.1. Antecedentes Internacionales..... | 6 |
| 2.2.2. Antecedentes Nacionales | 10 |
| 2.2.3. Antecedentes Locales..... | 14 |
| 2.3. BASES TEÓRICAS..... | 16 |
| 2.3.1. Diseño Del Proyecto. | 16 |
| GLOSARIO..... | 42 |
| 3. CAPÍTULO III: METODOLOGÍA | 45 |
| 3.1. TIPO, NIVEL DE INVESTIGACIÓN Y DISEÑO..... | 45 |
| 3.2. POBLACIÓN DE ESTUDIO | 46 |
| 3.3. TAMAÑO DE MUESTRA..... | 46 |
| 3.4. DESARROLLO DE TEMA Y/O TÉCNICA DE RECOLECCIÓN DE DATOS | 47 |

| | | |
|--------|---|----|
| 4. | CAPÍTULO IV DESARROLLO DEL TEMA | 49 |
| 4.1. | DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO..... | 49 |
| 4.1.1. | Ubicación Del Proyecto..... | 52 |
| 4.1.2. | Características Climáticas De La Zona De Estudio..... | 52 |
| 4.1.3. | Ubicación Del Proyecto De Investigación..... | 52 |
| 4.1.4. | Parámetros urbanísticos y edificatorios | 53 |
| 4.1.5. | Estudio Topográfico..... | 53 |
| 4.1.6. | Normas Empleadas | 54 |
| 4.2. | ESTUDIO DE SUELOS | 55 |
| 4.3. | CARGAS Y PREDIMENSIONAMIENTO | 65 |
| 4.3.1. | Predimensionamiento De Losas..... | 65 |
| 4.3.2. | Predimensionamiento De Losas Macizas | 66 |
| 4.3.3. | Lista De Vigas De Acuerdo A Los Ejes | 67 |
| 4.3.4. | Pre-Dimensionamiento De Columnas..... | 69 |
| 4.3.5. | Predimensionamiento De Las Placas | 69 |
| 4.3.6. | Predimensionamiento De Escaleras | 70 |
| 4.4. | ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO | 70 |
| 4.5. | MODELO ESTRUCTURAL | 76 |
| 4.5.1. | CARGAS Y MASAS (E030)..... | 78 |
| 4.5.2. | Análisis Modal..... | 82 |

| | |
|--|-----|
| 4.5.3. Respuesta A Cargas Gravitacionales | 89 |
| 4.5.4. Definición de la Demanda Sísmica..... | 90 |
| 4.5.5. Evaluación De Irregularidades En Planta | 99 |
| 4.5.6. Evaluación de Irregularidades en Planta..... | 102 |
| 4.5.7. Determinación de la Demanda Sísmica | 105 |
| 4.5.8. Evaluación De La Fuerza Cortante Basal Mínima | 110 |
| 4.5.9. Metrado De Cargas | 113 |
| 5. CAPÍTULO V: RESULTADOS Y DISCUSIÓN..... | 162 |
| 5.1. ANÁLISIS, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADO | 162 |
| 5.1.1. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN..... | 162 |
| 5.1.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS..... | 163 |
| 5.2. PRUEBA DE HIPÓTESIS..... | 165 |
| 5.2.1. Hipótesis General..... | 165 |
| 5.2.2. Hipótesis Específicas | 166 |
| 5.3 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS | 168 |
| CONCLUSIONES | 172 |
| RECOMENDACIONES..... | 174 |
| REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 175 |
| ANEXO..... | 179 |

Lista de tablas

| | |
|---|-----|
| Tabla 1 <i>Tipo de Edificación</i> | 18 |
| Tabla 2 <i>Técnicas de Investigación y Clasificación de Suelos</i> | 18 |
| Tabla 3. <i>El criterio a utilizar para el espesor de losa</i> | 29 |
| Tabla 4. <i>Esta fórmula se uso en la siguiente tesis.</i> | 29 |
| Tabla 5 <i>Predimensionamiento de vigas</i> | 30 |
| Tabla 6 <i>Límites máximos permitidos de deflexiones en elementos horizontales.</i> | 31 |
| Tabla 7 <i>Norma de diseño en concreto</i> | 31 |
| Tabla 8 <i>Factor de reducción de fuerzas en el método ACI</i> | 35 |
| Tabla 9 <i>Combinaciones de carga, características del método ACI</i> | 35 |
| Tabla 10 <i>Categoría y Regularidad de las edificaciones</i> | 38 |
| Tabla 11 <i>Propiedades geotécnicas del suelo analizado</i> | 57 |
| Tabla 12 <i>Perfil estratigráfico</i> | 58 |
| Tabla 13 <i>Redimensionamiento de la zapata</i> | 58 |
| Tabla 14 <i>Capacidad portante</i> | 59 |
| Tabla 15 <i>Distribución de Departamentos</i> | 64 |
| Tabla 16. <i>Peraltes Elegidos para Losas Existentes en el Proyecto Bajo Análisis</i> | 66 |
| Tabla 17 <i>Tipo de losa</i> | 66 |
| Tabla 18 <i>Tipo de viga</i> | 67 |
| Tabla 19 <i>Tipo de columna</i> | 69 |
| Tabla 20 <i>Resistencia del concreto aplicado</i> | 70 |
| Tabla 21 <i>Formas de modo y periodo asociados</i> | 87 |
| Tabla 22 <i>Factores de participación</i> | 88 |
| Tabla 23 <i>desplazamiento lateral</i> | 94 |
| Tabla 24 <i>Fuerzas actuantes en las columnas existentes debido al sismo en X</i> | 97 |
| Tabla 25 <i>Fuerzas actuantes en las columnas existentes debido al sismo en Y</i> | 97 |
| Tabla 26 <i>Rigideces laterales en dirección X e Y</i> | 100 |
| Tabla 27 <i>Verificación de irregularidad de rigidez en X e Y</i> | 101 |
| Tabla 28 <i>Irregularidad de masa</i> | 101 |
| Tabla 29 <i>Evaluación del criterio de irregularidad torsional en el piso 7</i> | 104 |
| Tabla 30 <i>Fuerzas cortantes actuantes en la estructura en dirección X</i> | 107 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 31 <i>Fuerzas cortantes actuantes en la estructura en dirección Y</i> | 109 |
| Tabla 32 <i>Espesores en losas aligeradas en función de las luces</i> | 113 |
| Tabla 33 <i>Metrado de cargas muertas</i> | 114 |
| Tabla34 <i>Metrado de cargas vivas</i> | 114 |
| Tabla 35 <i>Fuerzas Actuantes sobre la columna elegida</i> | 131 |
| Tabla 36 <i>Combinaciones de carga para el diseño por flexo-compresión</i> | 132 |
| Tabla 37 <i>Fuerzas gravitacionales y sísmicas considerando el sismo en X</i> | 139 |
| Tabla 38 <i>Fuerzas gravitacionales y sísmicas considerando el sismo en Y</i> | 139 |
| Tabla 39 <i>Fuerzas actuantes sobre la zapata analizada</i> | 149 |

Lista de figuras

| | |
|--|----|
| Figura 1 <i>Profundidad de Cimentación</i> | 19 |
| Figura 2 <i>Simbología de Suelos SUCS</i> | 20 |
| Figura 3 <i>Asentamiento sin inclinación</i> | 21 |
| Figura 4 <i>Asentamiento Diferencial</i> | 22 |
| Figura 5 <i>Distorsión Angular de asentamiento</i> | 22 |
| Figura 6 <i>Cargas Vivas Mínimas Repartidas</i> | 25 |
| Figura 7 <i>Cargas Vivas Mínimas Repartidas</i> | 26 |
| Figura 8 <i>Forma de vaciar una losa aligerada</i> | 34 |
| Figura 9 <i>Forma de vaciar una losa maciza</i> | 34 |
| Figura 10 <i>Zonificación del sismo</i> | 37 |
| Figura 11 <i>Primer sótano – vivienda multifamiliar</i> | 50 |
| Figura 12 <i>Piso 15 – vivienda multifamiliar</i> | 51 |
| Figura 13 <i>Ubicación – vivienda multifamiliar</i> | 53 |
| Figura 14 <i>Levantamiento topográfico para vivienda multifamiliar</i> | 54 |
| Figura 15 <i>Toma de muestra calicata 1</i> | 55 |
| Figura 16 <i>Profundidad de calicata</i> | 56 |
| Figura 17 <i>Toma de muestra calicata 2</i> | 56 |
| Figura 18 <i>Profundidad calicata 2</i> | 59 |
| Figura 19 <i>Planta primer y segundo sótano</i> | 60 |
| Figura 20 <i>Planta primer sótano</i> | 61 |
| Figura 21 <i>Planta primer piso</i> | 62 |
| Figura 22 <i>Planta segundo al quinceavo piso</i> | 63 |
| Figura 23 <i>Planta vigas</i> | 68 |
| Figura 24 <i>Estructuración del tercer, segundo y primer sótano</i> | 71 |
| Figura 25 <i>Estructuración del primer piso</i> | 72 |
| Figura 26 <i>Estructuración del segundo piso</i> | 73 |
| Figura 27 <i>Vista en 3D Realizado en el Etabs</i> | 77 |
| Figura 28 <i>Vista en planta del tercer sótano</i> | 78 |
| Figura 29 <i>Vista en planta del 1er al 15avo Piso</i> | 79 |
| Figura 30 <i>Vista en planta del tercer sótano</i> | 80 |

| | |
|---|-----|
| Figura 31 <i>Vista en planta del primer piso</i> | 81 |
| Figura 32 <i>1ra forma de vibrar de la estructura analizada con $T=1.414s$</i> | 83 |
| Figura 33 <i>2da forma de vibrar estructura analizada con $T=0.613 s$</i> | 84 |
| Figura 34 <i>3ra forma de vibrar estructura analizada con $T=0.586 s$</i> | 85 |
| Figura 35 <i>4ta Forma de vibrar estructura analizada con $T=0.378 s$</i> | 86 |
| Figura 36 <i>Deformada por cargas gravitacionales</i> | 89 |
| Figura 37 <i>Espectro de aceleraciones en dirección X, para $R=8$</i> | 91 |
| Figura 38 <i>Espectro de desplazamientos en X, para $R=6$</i> | 92 |
| Figura 39 <i>Espectro de aceleraciones en X, para $R=6$</i> | 93 |
| Figura 40 <i>Espectro de desplazamientos en Y para $R=6$</i> | 93 |
| Figura 42 <i>Máximos desplazamientos en direcciones X e Y</i> | 95 |
| Figura 43 <i>Desplazamientos del centro de masas debidos a los sismos en X e Y</i> | 96 |
| Figura 44 <i>Fuerzas cortantes dinámicas debidos a sismos en X e Y</i> | 96 |
| Figura 45 <i>Rigidez lateral de la estructura analizada</i> | 99 |
| Figura 46 <i>Selección de los puntos extremos en planta del séptimo piso</i> | 103 |
| Figura 47 <i>Definición de la demanda sísmica final de la estructura analizada</i> | 106 |
| Figura 48 <i>Máximas distorsiones laterales debidas a los sismos en X e Y</i> | 106 |
| Figura 49 <i>Máximas fuerzas cortantes debidas a los sismos en X e Y</i> | 107 |
| Figura 50 <i>Selección de la zona de losa aligerada a diseñar</i> | 112 |
| Figura 51 <i>Modelo de análisis y cargas consideradas</i> | 114 |
| Figura 52 <i>Diagrama de envolventes de momentos flectores y cortantes</i> | 115 |
| Figura 53 <i>Curvas de demanda contra capacidad en vigueta</i> | 116 |
| Figura 54 <i>Viga sísmica elegida para el diseño estructural</i> | 117 |
| Figura 55 <i>Diagrama de envolventes de momentos flectores de los mayores</i> | 118 |
| Figura 56 <i>Diagrama de envolventes de momentos flectores y fuerza cortantes</i> | 119 |
| Figura 57 <i>Diagrama de envolventes de momentos flectores y fuerzas cortantes</i> | 122 |
| Figura 58 <i>Cargas debidas al peso propio</i> | 125 |
| Figura 59 <i>Cargas debidas a las cargas muertas</i> | 126 |
| Figura 60 <i>Cargas debidas a las cargas vivas</i> | 127 |
| Figura 61 <i>Vista en planta de la columna elegida para el diseño estructural</i> | 130 |
| Figura 62 <i>Sección bajo análisis de 40cmx210cm y un refuerzo de 4Ø1" +22 Ø 3/4"</i> ... 131 | |

| | |
|---|-----|
| Figura 63 <i>Diagrama de interacción en el eje 2-2 y demanda del análisis.</i> | 133 |
| Figura 64 <i>Diagrama de interacción en el eje 3-3 y demanda del análisis.</i> | 133 |
| Figura 65 <i>Grafico descriptivo del diseño por capacidad de columnas de concreto armado</i> | 134 |
| Figura 66 <i>Diagrama de interacción nominal en dirección 3-3.</i> | 135 |
| Figura 67 <i>Diagrama de interacción nominal en dirección 2-2.</i> | 135 |
| Figura 68 <i>Diseño sísmico de la placa señalada en planta.</i> | 138 |
| Figura 69 <i>Diagrama de interacción en la dirección 2-2.</i> | 141 |
| Figura 70 <i>Diagrama de interacción en la dirección 2-2.</i> | 142 |
| Figura 71 <i>Diagrama de interacción en la dirección 2-2.</i> | 142 |
| Figura 72 <i>Diagrama de interacción en la dirección 2-2.</i> | 143 |
| Figura 74 <i>Diseño de elementos de borde en planta y en altura.</i> | 145 |
| Figura 75 <i>Desplazamiento lateral del muro analizado $D_u=6.27$ cm.</i> | 146 |
| Figura 76 <i>Referencia de borde.</i> | 147 |
| Figura 77 <i>Selección del elemento vertical para el diseño de cimentación.</i> | 148 |
| Figura 78 <i>Armado de la zapata elegida para el diseño.</i> | 156 |

Resumen

El proyecto de plan de tesis está referido exclusivamente al diseño estructural en edificio de vivienda multifamiliar de 15 pisos y 3 sótanos, en el distrito de El Tambo. La arquitectura de la edificación de 15 pisos y 3 sótanos, los 3 sótanos están destinados para cochera y los 15 pisos están destinados para departamentos multifamiliares, la azotea será destinada a múltiples funciones. El proyecto se realizará en un terreno regular de un área total de 553.90 m² ubicado en la Av. Mariátegui N° 320, con capacidad portante del suelo 3.76 kg/cm².

El diseño estructural del edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos, en el distrito de El Tambo, está considerado por muros de corte o placas, columnas y vigas peraltadas, los muros de corte predominadas en ambas direcciones y son los elementos sismoresistentes que controlan los desplazamientos laterales. Se propone losas de 20 y 25 cm de acuerdo a las dimensiones del paño.

Para el proyecto se utilizará el SAP 2000, ETABS, MATHCAD Y EXCEL de acuerdo a las exigencias de la Norma Técnica E.030, lo que dará una confiabilidad significativa de la integridad estructural de la edificación.

PALABRAS CLAVES: Estudio de Suelo, Cimentación, Estudio de cargas, Concreto Armado, Software Sap 2000, Etabs

Abstract

The plan of thesis project is recounted exclusively to the structural design multifamily housing building with 15 floors and 3 basements, in the district of El Tambo. The building architecture considers that the basement is destined for garage, 15 floors are destined for multifamily departments, and the roof will be destined for multiple functions. The project will be carried out on a regular land with a total area of 553.90 m² located on Av. Mariátegui No. 320, with a bearing capacity of the soil 3.76 kg / cm².

The building structural design of the multi-family reinforced concrete building of 15 floors and 3 basements, in the district of El Tambo, is based in concrete assembled; it is thought by walls of court or plates, columns and girders banked, the court of walls prevails in both directions and these elements are resistant to earthquakes that control the lateral displacements. Slabs of 20 and 25 cm are proposed according to the dimensions of the cloth.

For the Project, SAP 2000, ETABS, MATHCAD and EXCEL will be used according to the requirements of the Technical Standard E.030, what will give a significant reliability of the structural integrity of the building.

KEYWORDS: Study of Soil, foundation, Study of loads, Armed Concrete, Software Sap 2000, Etabs.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA

El problema es el espacio, ofrece pocas áreas de terreno disponible en lugares céntricos, es por ello que se ha tenido que plantear una solución de edificaciones verticales en zonas céntricas o cerca de la ciudad y dar uso como vivienda multifamiliar.

La situación sísmica actual de Perú por encontrarnos en una zona altamente sísmica, nos hace vulnerables a tener terremotos y sismos, es necesario que las viviendas tengan diseños óptimos que garantice su estabilidad frente a estas fuerzas naturales y más aún los edificios altos que aglomeran a una gran cantidad de personas, por eso se requiere de realizar un buen análisis y diseño estructural óptimo.

El presente proyecto nace debido a la magnitud y evolución del crecimiento de edificios de gran altura o rascacielos a nivel mundial, desde los años 1930 hasta 2014 en un 7%, del 2015 hasta 2024 aumentara al 21% según la fuente de la revista , también en América del sur desde los años 1979 hasta 2011 en un 7%, del 2012 hasta 2019 aumento al 10%, a nivel nacional (Perú) 1956 hasta 2000 en un 4% y del 2001 al 2018 en 8%, en la provincia de Huancayo desde 1970 hasta 2013 en 1%, del 2014 al 2018 aumento un 3% según fuentes del Wikipedia, la enciclopedia libre (Rascacielos más altos del mundo), debido al crecimiento poblacional, la ciudad ofrece pocas áreas de terreno disponible en lugares céntricos, es por ello que se opta por crecer verticalmente y obtener edificios de gran altura.

Se observa que en Huancayo por ser una ciudad en densidad poblacional constante, se está proponiendo edificaciones de altura, en zonas sísmicas vulnerables como en el distrito de Chilca; sin embargo, éstas no cuentan con diseños óptimos estructurales en su ejecución, los análisis y cálculos de diseño en la etapa de diseño se hicieron de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones y a las distintas normas que lo componen, pero la construcción tiene falencias técnicas y constructivas, los elementos estructurales son débiles y no cubren las cargas muertas y vivas, podrían terminar en problemas de derrumbe o colapso.

El problema detectado en las construcciones de edificaciones altas en Huancayo es que su solución sísmica es débil, enmarcado con cálculos estructurales superficiales, que no cuentan con análisis reales del suelo, ni capacidad portante estable, presentando alto riesgo de vulnerabilidad; porque se nota que los edificios de altura, que fueron diseñados para departamento se encuentran desiertos; porque los clientes observaron problemas de grietas, rajaduras y ductilidad en elementos estructurales, por eso que con esta investigación se propondrá un diseño óptimo con mecanismos sísmo resistentes que garantice su estabilidad frente a las fuerzas naturales.

Los elementos diseñados serán los siguientes: losas aligeradas y macizas, vigas, columnas, muros de corte (placas), escaleras, tanque elevado, cisterna y cimentación y muros anclados del edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos, en el distrito de el Tambo.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema General

¿De qué manera se puede realizar un diseño estructural óptimo para un edificio de vivienda multifamiliar de 15 pisos y 3 sótanos?

1.2.2. Problemas Específicos

- a) ¿Cómo influye las consideraciones del estudio de la capacidad portante del suelo en el diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos?
- b) ¿Cuál es el procedimiento adecuado para realizar el metrado de carga del edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos?
- c) ¿De qué manera se puede realizar el diseño del elemento estructural de concreto armado de un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos??
- d) ¿De qué manera se realiza las consideraciones del análisis estático, dinámico y cómo influye en el diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos?

1.3. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

En este proyecto de edificación se propone una metodología de diseño estructural que sea segura entre eventos sísmicos y que resulten en diseño estructural óptimo y se enfoca hacia todas las nuevas edificaciones multifamiliares de gran altura, y que se puedan aplicar a futuras edificaciones.

1.4. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

Este trabajo de investigación tiene una justificación práctica y académica. Es práctica porque proporciona el diseño de una edificación desde el punto de vista estructural, y la información proporcionada es útil para la construcción y materialización del proyecto arquitectónico. Su importancia académica radica en que se muestra el proceso de análisis y diseño estructural requeridos para lograr un diseño racional. Este proceso sirve para la comunidad relacionada con la ingeniería civil, tales como estudiantes, profesores, constructores, entre otros.

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. Objetivo General

Realizar un diseño estructural óptimo basado en el actual reglamento nacional de edificaciones para un edificio de una vivienda multifamiliar de 15 pisos y 3 sótanos.

1.5.2. Objetivos Específicos

- a) Determinar el procedimiento adecuado para realizar el estudio de la capacidad portante del suelo con las condiciones que requiere la norma E050 para un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos.
- b) Determinar el procedimiento adecuado para realizar el metrado de carga tal como lo requiere la norma E020 para un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos.
- c) Determinar el procedimiento adecuado para realizar el diseño estructural del concreto armado con las condiciones que requiere la norma E-060 para un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos.
- d) Determinar el procedimiento adecuado para realizar el análisis estático y dinámico tal como lo requiere la norma E-030 para un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos.

1.6. HIPÓTESIS

1.6.1. Hipótesis General

Al realizar un diseño estructural óptimo de las cargas de servicio basado en el actual reglamento nacional de edificaciones mejora significativamente el procedimiento para una edificación de un edificio de vivienda multifamiliar de 15 pisos y 3 sótanos.

1.6.2. Hipótesis Específicas

- a) El procedimiento propuesto para realizar el estudio de la capacidad portante del suelo influye positivamente en la estabilidad y permanencia de la estructura con las condiciones que requiere el actual reglamento nacional de edificaciones norma E050 mejora significativamente el análisis y estudio para una edificación de un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos.
- b) El procedimiento adecuado propuesto para realizar el metrado de carga tal como lo requiere el actual reglamento nacional de edificaciones norma E020 mejora significativamente el procedimiento de metrado para una edificación de un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos.
- c) El procedimiento propuesto del diseño estructural de concreto armado con las condiciones que requiere el actual reglamento nacional de edificaciones norma E060 mejora significativamente el análisis, para una edificación de un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos.
- d) El procedimiento propuesto para realizar el análisis estático y dinámico tal como lo requiere el actual reglamento nacional de edificaciones norma E030 mejora significativamente el procedimiento de análisis estructural y sísmico para una edificación de un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. MARCO FILOSÓFICO O EPISTEMOLÓGICO DE LA INVESTIGACIÓN

El presente trabajo de investigación, tiene como principios filosóficos los lineamientos establecidos en la norma peruana de diseño sísmico y antecedentes de investigación. Esta establece que los diseños estructurales deben hacerse que la ocurrencia de un sismo de gran magnitud no provoque el colapso de las edificaciones, esto es conocido dentro de los conceptos de diseño por desempeño como seguridad de vida.

2.2. ANTECEDENTES DE INVESTIGACIÓN

2.2.1. Antecedentes Internacionales

Según ESTEFANY LUCIA ORTIZ NAVEDA. (2012). Tesis “**diseño estructural sismo-resistente de los edificios de departamentos de hormigón armado “Limburg Platz” de la ciudad de Quito, para garantizar la seguridad de los ocupantes.**”. Año 2012 Facultad de ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato - Ecuador.

La tesis tuvo como finalidad realizar el Diseño Estructural Sismoresistente de los Edificios de Departamentos de Hormigón Armado “LIMBURG PLATZ” de la ciudad de Quito, para garantizar la seguridad de los ocupantes; iniciando con el estudio de los planos arquitectónicos, el estudio de suelos y las normas de construcción, datos de población y de construcción en la ciudad. Siguiendo con el diseño, realizamos un predimensionamiento de las losas, vigas y columnas, basados en las normas del Código ACI318-05 y del CEC 2002, para tener una idea de las

dimensiones con las que se construirán los edificios de departamentos. Preparamos los datos para ingresar en el programa ETABS, ya que este es una herramienta fundamental para el desarrollo del proyecto, en el realizamos la modelación de las estructuras, una vez realizado el análisis estático, el programa nos da los datos que servirán para confrontarlos con los datos XXI obtenidos en el predimensionamiento de las vigas y columnas resistentes de los edificios. El objetivo de esta comparación es comprobar que los momentos solicitantes sean menores o iguales a los momentos resistentes calculados. Luego, con los datos finales, realizamos los planos correspondientes para cada edificio de departamentos. Este trabajo consta de 6 capítulos, distribuidos de la siguiente manera: El Capítulo I, el “Problema” plantea el problema de la falta medidas en la realización de estudios previos para la construcción de edificios, la falta de usos de las normas de construcción establecidas en el país, los tipos de problemas que se pueden presentar en el evento de un sismo y las posibles soluciones para mejorar el nivel de construcción en el Ecuador. El Capítulo II, trata sobre el “Marco Teórico” nos permite establecer antecedentes investigativos, además de definir los principales términos relacionados con los parámetros de construcción en el país, incluyendo normas, características y definiciones necesarias para identificar una posible hipótesis. El Capítulo III, indica la “Metodología” utilizada en la investigación, establece el tamaño de la muestra a partir de la población, y operacionalización de las variables en estudio. El Capítulo IV, incluye el “Análisis e Interpretación de Resultados” de los datos obtenidos en las Encuestas realizadas de Población y Vivienda del INEC, con ello realizamos la verificación la hipótesis propuesta. El Capítulo V contiene las “Conclusiones y Recomendaciones” de la investigación obtenidos a partir del análisis de los resultados. XXII El Capítulo VI presenta la propuesta motivo de la investigación, establece los parámetros de diseño estructural sismo-resistente de los Edificios de Departamentos “LIMBURG PLATZ”, basada en la investigación bibliográfica de normas del Código ACI 318-05

y el Código Ecuatoriano de la Construcción, con la realización del estudio previo y los planos estructurales.

Según CCALLO CUSI, RUBEN GERMAN. (2016). **“Comportamiento y capacidad de muros estructurales de hormigón armado frente a solicitaciones sísmicas”**. para optar el Grado Académico de Master en Ingeniería Estructural y de la Construcción, Universidad UPC Escuela Barcelona – España

El autor hace un estudio basado en los sismos y concreto armado, indicando que siempre han sido una de las causas por las que las infraestructuras llegan a fallar seriamente, alterando el cumplimiento del servicio, para el cual fueron diseñados. Es por ello que muchos países han desarrollado metodologías de diseño sismo resistente, que han sido reflejadas en las normas o reglamentos de diseño, los cuales garantizan un adecuado comportamiento estructural y la satisfacción de las demandas, para los cuales fueron diseñados. Sin embargo, en los últimos años, los sismos ocurridos en Chile, Japón y Nueva Zelanda han puesto las limitaciones a las filosofías de diseño que existen tras los reglamentos, un ejemplo claro, podemos mencionar el sismo de Chile de magnitud de 8.8 del 27 de febrero del 2010, el cual ha causado un serie de daños a las edificaciones construidas a base de muros de hormigón armado, que han sido afectados por un nuevo tipo de falla que hasta la fecha solo se conocía en laboratorio, una falla horizontal localizada en la parte superior de los muros, falla por inestabilidad y pandeo de las barras verticales de refuerzo. (Quiun, etal., 2011),

Los muros cortos o bajos. - En este tipo de muros la rigidez a cargas laterales es muy elevada y su comportamiento se caracteriza por tener una falla frágil, debido a que predomina los efectos de cortante. Para este tipo de muros la relación altura vs longitud $hw/lw \leq 2$.

Muros esbeltos. - Estos muros se caracterizan por la falla a flexión, ya que son diseñadas como muros dúctiles para darles buenas características de disipación de energía ante cargas cíclicas, ya que al ser esbeltas actúan como una viga en voladizo. Su relación de aspecto es $hw/lw > 2$. Para evitar el pandeo y aplastamiento del hormigón en los extremos comprimidos, se recomienda confinar el refuerzo longitudinal formando columnas o cabezales en los extremos con sus respectivos estribos. (ACI 318-2014)

Bresler y Gilbert (1961), luego de hacer una revisión bibliográfica sobre los problemas

El ACI 318-2014, en su capítulo 18.10 “Muros Estructurales Especiales” promueven un desempeño sísmico que evite la falla por corte en favor de un comportamiento más dúctil, como lo es la falla por flexión con la finalidad para disipar la mayor cantidad de energía sísmica en las zonas donde fueron diseñadas para ese fin. (ACI 318, 2014).

Según JORGE ANDRÉS NAVARRETE GONZÁLEZ. (2005). Tesis de CHILE: **“DISEÑO EN HORMIGÓN ARMADO DE UN EDIFICIO CON UN ALA EN VOLADIZO”** Año 2005. Universidad Austral de Chile Facultad de Ciencias de la Ingeniería Escuela de Ing. Civil en Obras Civiles Campus Miraflores-Valdivia.

El investigador hace un estudio de la construcción de Las nuevas ideas arquitectónicas en crear estructuras modernas e innovadoras, las cuales deben estar ligadas a un diseño estructural de alta calidad y eficacia que ofrezca soluciones concretas. A raíz de ser Chile un país con antecedentes sísmicos un proyecto de este tipo se presenta como una gran interrogante en cuanto a su diseño estructural, es por esto que el estudio de ingeniería busca en cada momento dar solución a estos problemas con nuevas técnicas de diseño, nuevos sistemas constructivos y con materiales de mejor calidad. Este proyecto propone un edificio que presenta la singularidad arquitectónica de un ala en voladizo, cuyo diseño es relevante en la memoria de cálculo. En la actualidad este tipo

de estructuras están siendo construidas en su gran mayoría con elementos de Hormigón Prefabricados, pero en esta Memoria de Título se presentará el diseño en Hormigón Armado de un proyecto de edificio destinado a oficinas gerenciales cuyo objetivo primordial es ser el edificio corporativo esta empresa.

2.2.2. Antecedentes Nacionales

Según LEÓNIDAS YVAN ALLAUCA SANCHEZ. (2016). Tesis PUCP: **“Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones”** Año 2016. Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima – Perú.

El investigador hace un estudio de caso basado en las informaciones sobre la mayoría de metodologías y códigos de diseño sísmico de edificaciones, incluidas las normas peruanas, consideran un solo nivel de amenaza sísmica para el cual la edificación no debería colapsar pero no tienen un esquema de verificación del comportamiento ante sismos más frecuentes pero menos severos, en tal sentido es importante desarrollar el estudio del desempeño sísmico de las edificaciones aporticadas en el Perú ante diferentes niveles de amenaza sísmica. El estudio del comportamiento de edificaciones ante acciones laterales es importante ya que los sismos imponen desplazamientos laterales a la estructura, los daños en las edificaciones están directamente relacionados con los desplazamientos laterales, por lo tanto, es importante estudiar el comportamiento sísmico de las edificaciones mediante la realización de ensayos experimentales de desplazamientos laterales. Estos ensayos consisten en aplicar desplazamientos laterales controlados que varían lentamente durante el ensayo de tal manera que como no aparecen fuerzas de inercia significativas, es posible estudiar directamente las relaciones fuerza Restitutivas vs. Desplazamiento, estos ensayos se controlan por los desplazamientos incrementales en un solo

sentido (ensayos monotónicos) o de acciones cíclicas incrementales. Durante el proceso se van registrando desplazamientos y fuerzas aplicadas, como resultado se obtiene una curva fuerza cortante en la base vs. Desplazamiento de algún punto de la estructura, normalmente en el último piso, esta curva se conoce como la curva de capacidad de la estructura. Sus conclusiones a las que arribó el autor son:

Los resultados de este trabajo muestran que los requisitos de rigidez del código peruano conducen a estructuras aporticadas con dimensiones importantes de columnas. Los edificios aporticados diseñados con las actuales normas peruanas de edificaciones en particular pueden alcanzar ductilidades de desplazamiento importantes del orden de 10 o más. En todos los edificios se obtuvieron sobrerresistencias respecto a la demanda código del orden de 1.5 y 2.0 para la primera rótula y fluencia efectiva respectivamente. Los resultados del análisis inelástico demanda-capacidad muestran que los edificios aporticados con las características señaladas y diseñados con las normas tendrían un desempeño prácticamente elástico para sismos en la costa peruana.

Según GIANCARLO SAMUEL ENRÍQUEZ AZA SANTILLÁN. (2014). Tesis PUCP: **“Diseño estructural de un edificio residencial de concreto armado de ocho pisos y semisótano”** Año 2014. Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima – Perú.

El investigador hace un estudio basado en las informaciones obtenidas de las metodologías y códigos de diseño según el RNE. La edificación diseñada en el presente trabajo de tesis se presenta como un edificio multifamiliar, proyectado sobre un terreno rectangular de 1800m²; el proyecto se ubica en una zona residencial del distrito de Barranco que, dada la disposición y ubicación del terreno, la arquitectura se ha establecido de manera que todos los departamentos

puedan tener vista hacia el mar. El edificio limita por 2 frentes con edificaciones vecinas, cuenta con semisótano exclusivo para estacionamientos, con un 1er piso (PB) donde se puede distinguir la entrada principal junto con 2 departamentos en este mismo nivel, 7 pisos superiores con 4 departamentos por piso, y una azotea. En el piso típico, se presentan 4 departamentos; dos departamentos anteriores de 150m² y dos departamentos posteriores de 120m². Cada uno de ellos cuenta con sala, comedor, baño de visitas, y balcones. En el edificio se encuentran 3 accesos: una primera rampa para autos que sube hacia la Planta Baja (PB) a +1.5m sobre el terreno, una segunda rampa para autos que baja hacia el semisótano a -1.5m y un acceso peatonal con escaleras que llegan a un punto de control/recepción, siguiendo hacia un hall de entrada, una sala de espera y finalmente hacia el hall principal donde se encuentran la entrada hacia el ascensor, las escaleras, así como también la entrada hacia los 2 departamentos del mismo nivel. En el presente proyecto el estudio, análisis y diseño de los elementos estructurales de concreto armado se basa en la normativa actual, instada en los documentos vigentes a la fecha de publicación del presente trabajo, tales como: Norma Técnica de Edificación E.020 [Cargas], Norma Técnica de Edificación E.030 [Diseño Sismorresistente], Norma Técnica de Edificación E.050 [Suelos y Cimentaciones], Norma Técnica de Edificación E.060 [Concreto Armado].

Los elementos estructurales resistentes del presente proyecto han sido definidos exclusivamente como elementos de concreto armado. Es así, que se ha considerado la implementación de muros de corte en las zonas donde se encontró posible, así como columnas y vigas peraltadas distribuidas acorde a la arquitectura, buscando garantizar el comportamiento armónico y más eficiente de los elementos en las direcciones principales, logrando finalmente una transmisión ordenada de esfuerzos a través de dichos elementos, y principalmente rigidez al desplazamiento lateral.

Según OSCAR MAUMAR GONZALES MONTUFAR. (2015) Tesis UCSM: **“Diseño estructural de un edificio de 20 pisos ACI318-14”** Año 2015. Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil y del Medio Ambiente. Arequipa – Perú.

El principal objetivo del investigador de esta tesis es desarrollar el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de 20 pisos y 3 sótanos, destinado al uso de viviendas multifamiliares, ubicado en el distrito de Pueblo Libre, departamento de Lima y hacer la comparación entre los resultados del el ACI 318-14. El edificio se proyectará sobre un área de Terreno de 504.85 m², El Proyecto plantea proyectar una edificación 19 niveles, tres sótanos y una azotea, con un área libre de 173.46 m² (34.36%). De acuerdo al Estudio de Suelos la edificación quedará cimentada sobre un suelo de grava (GP) con arena medianamente densa a densa con contenido de piedras de un T.M. de 1” y con una capacidad admisible de 8 kg/cm a una profundidad de m respecto al nivel de la superficie original del terreno. No se detectó nivel de napa freática ni agresividad del suelo a las estructuras de cimentación. Para el sistema de abastecimiento de agua se considerará un tanque elevado y una cisterna de concreto armado.

El sistema estructural que se utilizará será de muros y pórticos de concreto armado en la dirección principal paralela a la fachada principal (x-x) y en la dirección perpendicular a la fachada principal (y-y). Las placas se localizaron en planta de tal manera de cumplir con los requerimientos arquitectónicos y diseño sismorresistente. Del análisis sísmico se obtendrán los desplazamientos y derivas máximas del edificio. La cimentación está constituida por zapatas aisladas, conectadas y cimientos corridos de concreto armado, a su vez se tendrá para los sótanos, la ayuda de muros anclados que resistirán la presión de empuje del suelo. Para el diseño de los diferentes elementos estructurales se utilizó el Método de Resistencia y se ha cumplido con los criterios de diseño de

Código ACI 318-14 en su última versión. Los elementos diseñados serán los siguientes: losas aligeradas y macizas, vigas, columnas, muros de corte (placas), escaleras, tanque elevado, cisterna y cimentación y muros anclados del edificio.

2.2.3. Antecedentes Locales

Aliaga (2019) Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio multifamiliar de 21 pisos y 2 sótanos de concreto armado con el uso de distintas resistencias a la compresión del concreto ($f'c$ 210 kg/cm² y $f'c$ 350 kg/cm²)

Resumen: Esta tesis tiene como principal objetivo dar a conocer la variación económica generada por el uso de concretos de mayor resistencia a la compresión (350kg/cm² en comparación a 210kg/cm²), en el diseño estructural de una edificación de 21 niveles y 2 sótanos de concreto armado destinada a uso habitacional, ubicada en el distrito y provincia de Huancayo.

Para determinar esta variación, se desarrolló el análisis y diseño estructural de tres modelos estructurales (edificio1, edificio2 y edificio3) con la configuración de una sola edificación. La edificación está conformada por 21 niveles y 2 sótanos; los sótanos 1 y 2 están destinados a estacionamientos, el primer nivel y mezanine a tiendas; del segundo al quinto nivel a oficinas, y por último del sexto al último nivel a departamentos. El primer edificio es modelado y diseñado con un concreto de resistencia a la compresión de 210kg/cm² en todos los niveles, el segundo edificio con $f'c$ 350kg/cm² del sótano 2 al último nivel y por último el tercer edificio con $f'c$ 350 kg/cm² del sótano 2 al décimo nivel y $f'c$ 210 kg/cm² del onceavo al último nivel. El sistema estructural resistente de los edificios está conformado por vigas, columnas y placas de concreto armado, estructurado bajo una concepción sismoresistente y respetando la arquitectura planteada, en la que la dirección longitudinal “X” corresponde a dual tipo 1 y la dirección transversal “Y”

corresponde a muros estructurales. Las losas de techo son aligeradas convencionales y losas macizas, que permiten cumplir la hipótesis de diafragma rígido. Definidas las características para cada edificio se realizó el análisis sísmico modal espectral con el programa ESTABS v.15 para la obtención de esfuerzos internos en cada edificio, cumpliendo los parámetros de la Norma de Diseño Sismoresistente E030. El diseño en concreto armado se basa en las hipótesis y especificaciones de la Norma de Concreto Armado E060, que establece el diseño por resistencia garantizando que los elementos estructurales soporten las solicitaciones de carga a las cuales serán sometidos. Para el diseño de los elementos estructurales que soportarán carga sísmica se ha considerado el capítulo 21 de la Norma E060.

Finalmente, se demostró que el uso de un concreto de mayor resistencia origina ahorro en lugar de encarecer la estructura; es así que se presenta una diferencia significativa, puesto que, para el edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 350kg/cm^2 , se obtiene una reducción del 10.26% en el presupuesto, que significa un ahorro económico de S/ 407,890.65. Así mismo, en el tercer edificio diseñado con la integración de dos resistencias de concretos, se obtiene una reducción del 9.62% en el presupuesto, lo que significa un ahorro económico de S/ 382,448.12, en comparación al primer edificio diseñado con un concreto de resistencia a la compresión 210kg/cm^2 .

Sánchez (2019) Diseño Estructural De Un Edificio Multifamiliar De 8 Pisos En La Ciudad De Huancayo

Resumen: objetivo de esta investigación busca el análisis y diseño de una edificación de 8 niveles, ubicado en la ciudad de Huancayo, región Junín, sobre un suelo de capacidad portante de $q=1.8\text{ kg/cm}^2$. El diseño estructural óptimo, será plasmado en planos detallados, de tal manera que permita una construcción funcional, segura, estética y económica. El primer piso está destinado a

servir de estacionamientos. Desde el segundo piso al octavo piso, se encuentran departamentos, 2 por nivel, en la azotea 1 se encuentran los tanques elevado y en la azotea 2 se encuentran la zona de esparcimiento. La edificación cuenta con 3 tanques elevados con capacidad de 5000 L cada uno, que estará ubicado en la azotea. El suelo de cimentación, de acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos, está constituido por grava limosa GM con capacidad portante de 1.8 kg/cm². De acuerdo a la Norma propuesta E030-2017, la edificación se ubica en una zona sísmica de peligro medio alto (zona sísmica 3). El análisis estructural se realizó para dos tipos de cargas: de gravedad y de sismo. Para el análisis de las cargas de gravedad se ha cuantificado previamente las cargas de acuerdo a la Norma de Cargas de la E.020 y para el análisis sísmico, con la Norma Sísmica E.030, se ha utilizado dos métodos: estático y dinámico. El método estático solo se usa en el proceso de predimensionamiento y para fines de comprobar con los resultados obtenidos en el análisis dinámico. La estructura analizada de 8 niveles tiene una geometría en planta irregular, por lo que es obligatorio realizar el análisis estructural con el método dinámico. El diseño en concreto armado se basa en las especificaciones de la Norma E.060. Para el diseño de los elementos estructurales que soportarán sismo se obtuvo de la norma E.030-2017.

2.3. BASES TEÓRICAS

2.3.1. *Diseño Del Proyecto.*

2.3.1.1. Estudio de suelos.

Un estudio de suelos permite dar a conocer las características físicas y mecánicas del suelo, es decir, la composición de las capas de terreno en la profundidad (Hernández Canales, 2008).

La norma a utilizar en la presente tesis será la E050 Suelos y Cimentaciones, cuya finalidad es establecer los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS), con fines

de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los EMS se ejecutarán con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras.

Existen casos obligatorios del estudio de mecánica de suelos donde según la Norma son:

Edificaciones en general, que alojen gran cantidad de personas, equipos costosos o peligrosos, tales como: edificios, colegios, universidades, hospitales y clínicas, estadios, cárceles, auditorios, templos, salas de espectáculos, museos, centrales telefónicas, estaciones de radio y televisión, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, centrales de generación de electricidad, sub-estaciones eléctricas, silos, tanques de agua y reservorios (Norma E050, pág. 23).

En la presente tesis, se tendrá en cuenta que es obligatorio efectuar un EMS, de acuerdo a lo indicado en esta norma, el informe del EMS correspondiente deberá ser firmado por un Profesional Responsable (PR).

a) Estudios Previos

En la tesis, se realizará un estudio programado de acuerdo a la norma donde Indica características generales del uso que se le dará, número de pisos, niveles de piso terminado, área aproximada, tipo de estructura, número de sótanos, luces y cargas estimadas.

b) De la obra a cimentar

Dentro de la tesis, en los estudios para cimentación se debe respetar lo siguiente:

Características generales acerca del uso que se le dará, número de pisos, niveles de piso terminado, área aproximada, tipo de estructura, número de sótanos, luces y cargas estimadas.

“El estudio geotécnico en la tesis se realiza previamente al proyecto de un edificio y tiene por objeto determinar la naturaleza y propiedades del terreno, necesarios para definir el tipo y condiciones de cimentación” (Rodríguez Ortiz y otros, 1984).

Tabla 1*Tipo de Edificación*

| CLASE DE ESTRUCTURA | DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS* (m) | NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos) | | | |
|---|-----------------------------------|---|-------|--------|------|
| | | ≤ 3 | 4 a 8 | 9 a 12 | > 12 |
| APORTICADA DE ACERO | < 12 | C | C | C | B |
| PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO | < 10 | C | C | B | A |
| MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA | < 12 | B | A | --- | --- |
| BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES | Cualquiera | A | --- | --- | --- |
| ESTRUCTURAS ESPECIALES | Cualquiera | A | A | A | A |
| OTRAS ESTRUCTURAS | Cualquiera | B | A | A | A |
| • Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior. | | | | | |
| TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES | ≤ 9 m de altura | > 9 m de altura | | | |
| | | B | A | | |

Nota: De acuerdo al número de piso se escoge la clase de estructura.

c) Técnicas de Investigación para estudios en Mecánica de Suelos**Tabla 2***Técnicas de Investigación y Clasificación de Suelos*

| TÉCNICA | NORMA APLICABLE* |
|---|---------------------------|
| Método de ensayo de penetración estándar SPT | NTP 339.133 (ASTM D 1586) |
| Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos SUCS) | NTP 339.134 (ASTM D 2487) |
| Densidad in-situ mediante el método del cono de arena ** | NTP 339.143 (ASTM D1556) |
| Densidad in-situ mediante métodos nucleares (profundidad superficial) | NTP 339.144 (ASTM D2922) |
| Ensayo de penetración cuasi-estática profunda de suelos con cono y cono de fricción | NTP 339.148 (ASTM D 3441) |
| Descripción e identificación de suelos (Procedimiento visual – manual) | NTP 339.150 (ASTM D 2488) |
| Método de ensayo normalizado para la capacidad portante del suelo por carga estática y para cimientos aislados | NTP 339.153 (ASTM D 1194) |
| Método normalizado para ensayo de corte por veleta de campo de suelos cohesivos | NTP 339.155 (ASTM D 2573) |
| Método de ensayo normalizado para la auscultación con penetrómetro dinámico ligero de punta cónica (DPL) | NTE 339.159 (DIN4094) |
| Norma práctica para la investigación y muestreo de suelos por perforaciones con barrena | NTP 339.161 (ASTM D 1452) |
| Guía normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción | NTP 339.162 (ASTM D 420) |
| Método de ensayo normalizado de corte por veleta en miniatura de laboratorio en suelos finos arcillosos saturados. | NTP 339.168 (ASTM D 4648) |
| Práctica normalizada para la perforación de núcleos de roca y muestreo de roca para investigación del sitio. | NTP 339.173 (ASTM D 2113) |
| Densidad in-situ mediante el método del reemplazo con agua en un pozo de exploración ** | NTP 339.253 (ASTM D5030) |
| Densidad in-situ mediante el método del balón de jebe ** | ASTM D2167 |
| Cono Dinámico Superpesado (DPSH) | UNE 103-801:1994 |
| Cono Dinámico Tipo Peck | UNE 103-801:1994*** |

Nota: Técnicas de investigación de campo, según norma E050

d) Profundidad “p” mínima a alcanzar en cada punto de Investigación

Para estudios de edificaciones con sótano se utilizará:

EDIFICACION SIN SOTANO:

$$p = D_f + z$$

EDIFICACIONES CON SOTANO:

$$p = h + D_f + z$$

Donde:

D_f = En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación. En edificaciones con sótano y el fondo de cimentación.

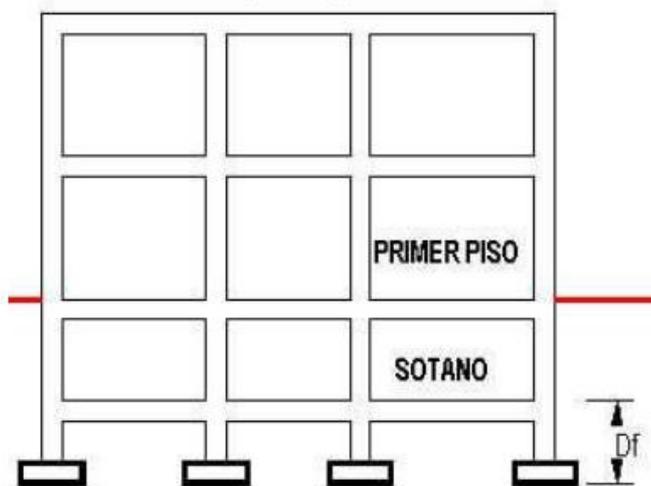
h = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y la superficie del terreno natural.

$z = 1.5 B$; sien B el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

La norma Indica que en ningún caso p será menor de 3 m, excepto si se encontrase roca antes de alcanzar la profundidad p , en cuyo caso el **PR** deberá llevar a cabo una verificación de su calidad por un método adecuado.

Figura 1

Profundidad de Cimentación



Nota: Norma E050 – Suelos y Cimentaciones (pág. 16)

e) Planos y Perfiles de Suelos

- *Simbología de Suelos*

El estudio de suelos para el presente proyecto será el analizado, los respectivos ensayos de mecánica de suelos de acuerdo a las normas ASTM y según la relación que se indica. Los que han permitido determinar la clasificación de suelos (SUCS), que es “El **Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – SUCS (Unified Soil Classification System (USCS))**”; es un sistema de clasificación de suelos usado en ingeniería y geología para describir la textura y el tamaño de las partículas de un suelo” (Coronado:, 2016).

El suelo encontrado predominantemente está constituido por la clasificación de suelo SUCS ES **(GP-GM)** y AASHTO ES (A-1-a (0) Material de gravas mal graduadas, gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo con pocos finos de color plomo, en estado compacto en proceso de consolidación. Según la Norma se aprecia lo siguiente figura 2:

Figura 2

Simbología de Suelos SUCS

| DIVISIONES MAYORES | | SÍMBOLO | | DESCRIPCIÓN |
|--------------------|-------------------------|---------|---|---------------------|
| | | SUCS | GRÁFICO | |
| SUELOS GRANULARES | GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS | GW |  | GRAVA BIEN GRADUADA |
| | | GP |  | GRAVA MAL GRADUADA |
| | | GM |  | GRAVA LIMOSA |
| | | GC |  | GRAVA ARCILLOSA |
| | ARENA Y SUELOS ARENOSOS | SW |  | ARENA BIEN GRADUADA |
| | | SP |  | ARENA MAL GRADUADA |
| | | SM |  | ARENA LIMOSA |
| | | SC |  | ARENA ARCILLOSA |

Nota: Suelos Granulares de Clasificación de Suelos SUCS

f) Asentamiento tolerable

El análisis por asentamiento es una parte importante del diseño y construcción de cimentaciones (Gamboa, 2012). Grandes asentamientos de varias componentes de una estructura pueden conducir a un daño considerable y/o a interferir con un funcionamiento apropiado de la estructura. Se realizaron estudios limitados para evaluar las condiciones para asentamientos tolerables de varios tipos de estructuras: Bjerrum, 1963; Burland y Worth, 1974; Grant y otros, 1974; Polshin y Tokar (Tokar, 2012), 1957; y Wahls, 1981). “Este último hizo un excelente resumen de esos estudios. Parámetros para la definición del asentamiento tolerable (dibujo según Wahls, 1981)” (edd.hg, 2011)

$$\eta_{ij} = \frac{\delta_{ij}}{l_{ij}} - \omega = \text{distorsión angular}$$

= tasa de deflexión

$\frac{\Delta}{L}$

L = dimensión lateral de la estructura

ρ_i = desplazamiento vertical total en el punto i

δ_{ij} = asentamiento diferencial entre los puntos i y j

Δ = deflexión relativa

ω = inclinación

Figura 3

Asentamiento sin inclinación.

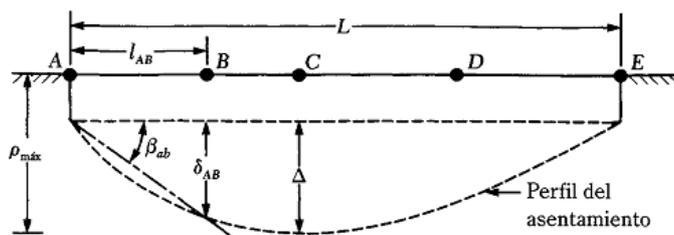
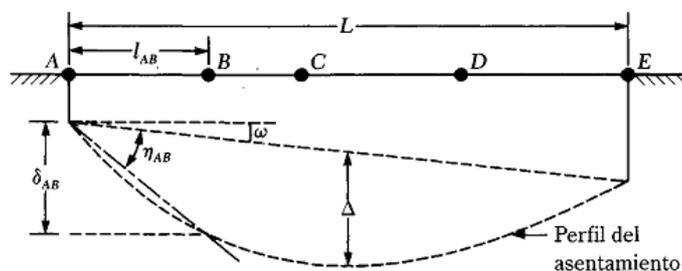
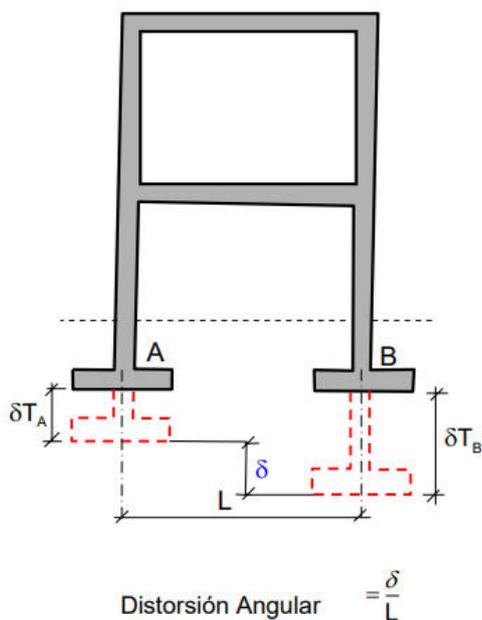


Figura 4*Asentamiento Diferencial***Figura 5***Distorsión Angular de asentamiento*

δT_A = Asentamiento total de A
 δT_B = Asentamiento total de B
 δ = Asentamiento diferencial

g) Cimentaciones profundas

En general, se considera una cimentación como profunda cuando su extremo inferior sobre el terreno se encuentra a una profundidad superior a ocho veces su anchura o diámetro. “Por su mayor complejidad tanto en su modo de trabajar como en la ejecución o en los materiales empleados no existe una clasificación clara por lo que pasamos a exponer estos aspectos aclarando que cada pilote se obtiene combinando todas ellos” (Llerena Ruiz, 2019).

“Son aquellas en las cuales la relación Profundidad / ancho (Df/B) es menor o igual a cinco (5), siendo Df la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma” (Seguro, (s/f)).

Son cimentaciones superficiales las zapatas aisladas, conectadas y combinadas; las cimentaciones continuas (cimientos corridos) y las plateas de cimentación

La profundidad de cimentación de zapatas y cimientos corridos, es la distancia desde el nivel de la superficie del terreno a la base de la cimentación, excepto en el caso de edificaciones con sótano, en que la profundidad de cimentación estará referida al nivel del piso del sótano. En el caso de plateas o losas de cimentación la profundidad será la distancia del fondo de la losa a la superficie del terreno natural.

La profundidad de cimentación quedará definida por el PR y estará condicionada a cambios de volumen por humedecimiento-secado, hielo deshielo o condiciones particulares de uso de la estructura, no debiendo ser menor de 0,80 m en el caso de zapatas y cimientos corridos.

Cuando una cimentación quede por debajo de una cimentación vecina existente, el PR deberá analizar el requerimiento de calzar la cimentación vecina según lo indicado en la norma técnica peruana.

“No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, relleno de desmonte o rellenos sanitario o industrial, ni rellenos No Controlados” (Portocarrero Rosas, 2017). Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad, antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales que cumplan con lo indicado en el Artículo 21 de la norma técnica peruana.

h) Capacidad Portante:

En el RNE, según la norma de Suelos y Cimentaciones E.050 vigente, se conoce técnicamente como la capacidad portante y es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el

terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

$$q_{adm}(g) = \frac{Q}{3} \text{ (Sin sismo)}$$

$$q_{adm}(s) = \frac{Q}{2.5} \text{ (Con sismo)}$$

$$\frac{q_{adm}(s)}{q_{adm}(g)} = \frac{3}{2.5}$$

Entonces:

$$q_{adm}(s) = 1.2 q_{adm}(g)$$

“la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo” (capacidad portante, 2020).

Uno de los métodos para la determinación de la capacidad portante es: Método de Ensayo Normalizado para la Capacidad Portante del Suelo por Carga Estática y para Cimientos Aislados NTP 339.153 (ASTM D 1194).

“Las pruebas de carga deben ser precedidas por un EMS y se recomienda su uso únicamente cuando el suelo a ensayar es tridimensionalmente homogéneo, comprende la profundidad activa de la cimentación y es semejante al ubicado bajo el plato de carga” (Franzera, 2010).

En la práctica, ingenieros de reconocida trayectoria en diseño estructural (ing. Julio Rivera Feijoó por ejemplo) utilizan un valor intermedio: 25% de incremento del $q_{adm}(g)$. Es decir:

$$q_{adm}(s) = 1.2 q_{adm}(g)$$

2.3.1.2. CARGAS

Figura 6

Cargas Vivas Mínimas Repartidas

| OCUPACIÓN O USO | CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m ²) |
|--|--|
| Almacenaje | 5,0 (500) Ver 6.4 |
| Baños | Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300) |
| Bibliotecas | Ver 6.4 |
| Salas de lectura | 3,0 (300) |
| Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables) | 7,5 (750) |
| Corredores y escaleras | 4,0 (400) |
| Centros de Educación | |
| Aulas | 2,5 (250) |
| Talleres | 3,5 (350) Ver 6.4 |
| Auditorios, gimnasios, etc. | De acuerdo a lugares de asambleas |
| Laboratorios | 3,0 (300) Ver 6.4 |
| Corredores y escaleras | 4,0 (400) |
| Garajes | |
| Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2,40 m | 2,5 (250) |
| Para otros vehículos | Ver 9.3 |
| Hospitales | |
| Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio | 3,0 (300) |
| Cuartos | 2,0 (200) |
| Corredores y escaleras | 4,0 (400) |

Figura 7*Cargas Vivas Mínimas Repartidas*

| | |
|--|----------------------------------|
| Hoteles | |
| Cuartos | 2,0 (200) |
| Salas públicas | De acuerdo a lugares de asamblea |
| Almacenaje y servicios | 5,0 (500) |
| Corredores y escaleras | 4,0 (400) |
| Industria | |
| | Ver 6.4 |
| Instituciones Penales | |
| Celdas y zona de habitación | 2,0 (200) |
| Zonas públicas | De acuerdo a lugares de asamblea |
| Corredores y escaleras | 4,0 (400) |
| Lugares de Asamblea | |
| Con asientos fijos | 3,0 (300) |
| Con asientos móviles | 4,0 (400) |
| Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines. | 4,0 (400) |
| Graderías y tribunas | 5,0 (500) |
| Corredores y escaleras | 5,0 (500) |
| Oficinas (*) | |
| Exceptuando salas de archivo y computación | 2,5 (250) |
| Salas de archivo | 5,0 (500) |
| Salas de computación | 2,5 (250) Ver 6.4 |
| Corredores y escaleras | 4,0 (400) |
| Teatros | |
| Vestidores | 2,0 (200) |
| Cuarto de proyección | 3,0 (300) Ver 6.4 |
| Escenario | 7,5 (750) |
| Zonas públicas | De acuerdo a lugares de asamblea |
| Tiendas | |
| | 5,0 (500) Ver 6.4 |
| Corredores y escaleras | 5,0 (500) |
| Viviendas | |
| | 2,0 (200) |
| Corredores y escaleras | 2,0 (200) |

Fuente: Norma E020

Las cargas son un conjunto de acciones actuantes sobre la estructura y debidas a su interacción con el medio circundante; por tanto, de diversa naturaleza y características. En ingeniería, se le denomina carga a toda interacción actuante sobre una estructura. A partir de esta definición, se puede observar que el peso de una estructura es una carga, pues es una acción sobre la estructura, producto de su interacción con el campo gravitacional de la tierra. Y es oportuno mencionar que en el caso de estructuras, esta no es una carga menor, en especial en el caso de estructuras de concreto armado. Existen también las cargas inerciales, producto del movimiento de la estructura con respecto de un sistema de referencia inercial. Un ejemplo de estas es, las cargas sísmicas, aunque también ocurre lo mismo en el caso de cargas de viento.

a) CARGA MUERTA

permiten calcular elementos de ingeniería de manera sintetizada. El objeto de esta reducción es el de encontrar las magnitudes orientativas en cuanto a dimensiones o características del elemento, que pueden servir para afinar un proceso de diseño que, finalmente habrá de ser ratificado por un cálculo exhaustivo según la disciplina.

b) CARGA VIVA

“Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación” (bravo, 2017).

$$L_r = L_o \left(0,25 + \frac{4,6}{\sqrt{A_i}} \right)$$

Donde:

L_r = Intensidad de la carga viva reducida.

L_o = Intensidad de la carga viva sin reducir.

A_i = Área de influencia del elemento estructural en m^2 , que se calculará

mediante:

$$A_i = kA_t$$

A_t = Área tributaria del elemento en m^2 .

k = Factor de carga viva sobre el elemento

c) predimensionamiento

Se define por predimensionamiento el dar una dimensión aproximada o definitiva de acuerdo a ciertos criterios y recomendaciones establecidos, al conjunto de técnicas que permiten calcular elementos de ingeniería de manera sintetizada. El objeto de esta reducción es el de encontrar las magnitudes orientativas en cuanto a dimensiones o características del elemento que pueden servir para afinar un proceso de diseño que, finalmente habrá de ser ratificado por un cálculo exhaustivo según la disciplina mediante el análisis estructural si las dimensiones asumidas para los elementos son adecuadas o tendrán que variarse para garantizar la estabilidad de la estructura.

d) Predimensionamiento de losas aligeradas

El dimensionamiento de las losas aligeradas debe ser tal que cumpla con los requisitos de rigidez y resistencia. En este sentido, los requisitos de resistencia pueden ser cumplidos con la aplicación del acero de refuerzo, mientras que los requisitos de servicio dependen de las características geométricas de la losa, en específico, el espesor. De acuerdo con el estado del arte de la ingeniería, el espesor de las losas deberá cumplir:

Tabla 3.

El criterio a utilizar para el espesor de losa

| Ln | Espesor de Losa | Ladrillo |
|------------|-----------------|----------|
| 4 m | 17 cm | 12 cm |
| 4 y 5.55 m | 20 cm | 15 cm |
| 5 y 6.5 | 25 cm | 20 cm |
| 6 y 7.50 m | 30 cm | 30 cm |

Nota: Espesores en losas aligeradas en función de las luces. (blanco Blasco, 2000)

En el presente estudio se tomará en cuenta el espesor de losa aligerada de acuerdo a la fórmula $h \geq \frac{L}{25}$, la edificación posee un área de 533.91 m² y de acuerdo a la NTP, y la teoría mostrada.

e) Predimensionamiento de Losas macizas

De acuerdo con la norma peruana de diseño en concreto armado, el espesor mínimo de las losas macizas debe cumplir con la siguiente expresión:

Losas Macizas usada en la tesis es esta fórmula:

Tabla 4.

Esta fórmula se uso en la siguiente tesis.

| | |
|---------|---------------|
| Peralte | luz libre /40 |
| Peralte | perímetro/180 |

Nota: Esta fórmula se usó en la siguiente tesis

Donde L es la máxima luz libre disponible en cualquiera de los sentidos de armado de la losa maciza. En el caso analizado se tiene dos paños de losas macizas, siendo 2.85 m la mayor luz encontrada. De acuerdo con el criterio establecido se tiene:

$h_{\min} > 0.095$. De acuerdo con el resultado obtenido, la losa maciza deberá tener un espesor mayor a 9.5 cm. Se ha elegido un peralte de 20 cm.

$h = 20 \text{ cm}$

f) Predimensionamiento de vigas

o Vigas peraltadas

En el caso de vigas de concreto armado se establecen una serie de límite de deformaciones máximos expresadas como fracciones de la luz libre existentes, o, dicho de otra forma, la distancia existente entre los apoyos verticales. El procedimiento más genérico para el dimensionamiento de las vigas de concreto armado por este método es iterativo; es decir, como primer pasó se proponen unas dimensiones tentativas y posteriormente se verifica que cumplan todos los requerimientos, tales como resistencia y rigidez lateral.

Según la norma peruana de concreto armado, las vigas deben tener un ancho mínimo de 25 cm cuando estas forman parte de pórticos o elementos sismoresistentes como el proyecto de tesis que se realizara, teniendo en cuenta las dimensiones usuales de vigas

mayor peralte de la viga se utilizará $h = L/12$, siendo h la altura de la sección, y L la luz libre entre apoyos de la **viga**. Siendo el material de buena calidad,

Tabla 5

Predimensionamiento de vigas

| luces | peralte |
|--------------------|----------------------------|
| Luces ≤ 5.5 m | 25x30, 30x50 |
| Luces ≤ 6.5 m | 25x60, 30x60, 40x60 |
| Luces ≤ 7.5 m | 25x70, 30x70, 40x70, 50x70 |
| Luces ≤ 8.5 m | 30x75, 40x75, 30x80, 40x80 |

| | |
|--------------------|---------------------|
| Luces ≤ 9.5 m | 30x85, 30x90,x40x85 |
|--------------------|---------------------|

Nota: Peraltes recomendados en elementos horizontales. Norma de diseño en concreto (E060, 2009).

Tabla 6

Límites máximos permitidos de deflexiones en elementos horizontales.

| | Espesor o peralte mínimo, h | | | |
|---|--|-------------------------|--------------------------|-------------------|
| | Simplemente apoyados | Con un extremo continuo | Ambos extremos continuos | En voladizo |
| Elementos | Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes. | | | |
| Losas macizas en una dirección | $\frac{\ell}{20}$ | $\frac{\ell}{24}$ | $\frac{\ell}{28}$ | $\frac{\ell}{10}$ |
| Vigas o losas nervadas en una dirección | $\frac{\ell}{16}$ | $\frac{\ell}{18,5}$ | $\frac{\ell}{21}$ | $\frac{\ell}{8}$ |

Tabla 7

Norma de diseño en concreto

| Tipo de elemento | Deflexión considerada | Límite de deflexión |
|--|--|---------------------|
| Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | Deflexión inmediata debida a la carga viva | $\ell/180^*$ |
| Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | Deflexión inmediata debida a la carga viva | $\ell/360$ |
| Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)† | $\ell/480‡$ |
| Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | | $\ell/240§$ |

Nota: Según la norma E060- 2009

Las tablas mostradas son referenciales para tomar en cuenta la norma técnica peruana.

La norma peruana de diseño de estructuras en concreto armado brinda factores que nos permiten determinar el peralte de vigas de concreto armado, tal como se muestra en la tabla 5. Además, existen en la literatura técnica otros factores, ampliamente difundidos en la práctica de la ingeniería moderna, tales como el doceavo del peralte.

g) Predimensionamiento de Columnas

El criterio ampliamente establecido dentro de la literatura existente, es que se establezca como límite superior de resistencia a la compresión de concreto y límite de proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones para el concreto. De acuerdo con una serie de estudios e investigaciones previas (Thomsen y Wallace, 2004; Park y Paulay, 1998), este valor se sitúa en aproximadamente un 40% de la resistencia a la compresión uniaxial máxima, es decir:

$$\sigma_m = 0.45f'_c$$

Finalmente, si se aplican los criterios mencionados con anterioridad, se pueden establecer las siguientes relaciones:

$$\frac{P}{A} \leq 0.45f'_c$$

Si se despeja el área requerida de la sección transversal, se puede obtener una relación que es función de la carga axial gravitacional total y del máximo esfuerzo de compresión tolerable en el concreto.

$$A \geq \frac{P}{0.45f'_c}$$

2.3.1.3. CONCRETO ARMADO

“la Norma encargada de estudiar el concreto armado es la E060, quien fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, preesforzado y simple” (Vidarte, (s/f)).

Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta Norma técnica peruana

“Iniciando de los datos expuestos, comprende los siguientes temas: la configuración, predimensionamiento, metrado de cargas, análisis estructural con el uso del programa ETABS, el diseño estructural con cálculos manuales, verificación” (Paul Leonardo) de estados límites de servicio y el detallado final de los elementos que conforman la edificación.

- Concreto: El concreto es una mezcla de piedras, arena, agua y cemento y que al formar esa combinación se le conoce como Mortero, mientras que cuando el concreto ya está compactado en el lugar que le corresponde recibe el nombre de concreto armado.
- Concreto armado: EL concreto armado es el concreto, por sus características pétreas, soporta bien esfuerzos de compresión, pero se fisura con otros tipos de solicitaciones (flexión, tracción, torsión, cortante); la inclusión de varillas metálicas que soportaran dichos esfuerzos propició optimizar sus características y su empleo generalizado en múltiples obras de ingeniería... El concreto premezclado debe mezclarse y entregarse de acuerdo con los requisitos de —Standard Specification for Ready-Mixed Concrete‖ (ASTM C 94M) o —Standard Specification of Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing‖ (ASTM C 685M).

Figura 8

Forma de vaciar una losa aligerada

**Figura 9**

Forma de vaciar una losa maciza



El diseño por resistencia se amplifica la carga hasta una condición última, un caso poco probable que suceda durante la vida de la estructura. Estos factores de amplificación de carga consideran el

grado de incertidumbre de las cargas, las suposiciones y simplificaciones que se hacen para lograr un modelo estructural, el comportamiento real de la estructura y su interacción con otros elementos.

Tabla 8

Factor de reducción de fuerzas en el método ACI

| Solicitaciones | Factor ϕ de |
|---------------------------------|------------------|
| Flexión | 0.90 |
| Tracción y Tracción - Flexión | 0.90 |
| Cortante | 0.85 |
| Torsión | 0.85 |
| Cortante y Torsión | 0.85 |
| Compresión y flexo- compresión: | |
| Elemento con espirales | 0.75 |
| Elementos con estribos | 0.70 |

Nota: Solicitaciones de fuerzas en el método ACI.

En la siguiente tabla se aprecia las combinaciones de carga utilizadas por ACI y utilizadas en la tesis. Sin embargo, cabe indicar que la NTP posee sus propias combinaciones de carga tomando así factores de seguridad mucho mayores.

Tabla 9

Combinaciones de carga, características del método ACI

| Factores de amplificación de carga para diseño en concreto |
|--|
|--|

$$1.4 CM + 1.7 CV$$

$$1.25 (CM + CV) \pm CS_x$$

$$1.25 (CM + CV) \pm CS_y$$

$$0.9 CM \pm CS_x$$

$$0.9 CM \pm CS_y$$

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE$$

Nota: Combinación de carga para un buen diseño de concreto armado.

Finalmente es importante comentar que el diseño por resistencia tiene como filosofía que las demandas se consideran factores de amplificación, deben ser siempre inferiores a las capacidades de los elementos estructurales, considerando en este caso los factores de reducción apropiados. Lo anterior puede ser expresado en términos matemáticos mediante la siguiente expresión:

$$R_n \geq \sum_i \gamma_i S_i$$

2.3.1.4. Estructura y diseño sismoresistente

“En la Norma E030 establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos” (Ministerio de Vivienda, 2016).

a) Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente:

La filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en:

- Evitar pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en la presente Norma los siguientes principios:

Figura 10

Zonificación del sismo



Fuente: Norma E030

b) Tipología de suelos

- **Perfil Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos.**

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V} , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre: - “Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²)” (Isabel Bernal, 2019). - Arena muy densa o grava arenosa densa, con \bar{N}_{60} mayor que 50. - “Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u mayor que 100

kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad” (Bosco Gonzales, 2018).

- **Perfil Tipo S2: Suelos Intermedios**

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V} , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT \bar{N}_{60} , entre 15 y 50.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada \bar{S}_u , entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

Tabla 10

Categoría y Regularidad de las edificaciones

| Categoría de la Edificación | Zona | Restricciones |
|-----------------------------|----------|---|
| A1 y A2 | 4, 3 y 2 | No se permiten irregularidades |
| | 1 | No se permiten irregularidades extremas |
| B | 4, 3 y 2 | No se permiten irregularidades extremas |
| | 1 | Sin restricciones |
| C | 4 y 3 | No se permiten irregularidades extremas |
| | 2 | No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total |
| | 1 | Sin restricciones |

Nota: Es importante saber La Zona y Categoría de Edificación.

- **Consideraciones Generales para el Análisis.**

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras

irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

“Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio” (Bicentenario, 2016). Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

c) Análisis estructural

“Análisis estructural se refiere al uso de las ecuaciones de la resistencia de materiales para encontrar los esfuerzos internos, deformaciones y tensiones que actúan sobre una estructura resistente, como edificaciones o esqueletos resistentes de maquinaria” (Wikipedia, Analisis estructural, 2020). “Igualmente, el análisis dinámico estudiaría el comportamiento dinámico de dichas estructuras y la aparición de posibles vibraciones perniciosas para la estructura” (Wikipedia, Análisis estructural, 2020).

d) Análisis dinámico

De acuerdo a la norma E030 Comprende el análisis de las fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones que aparecen en una estructura o mecanismo como resultado de los desplazamientos y deformaciones que aparecen en la estructura o mecanismo y usan la formula

$$Sa = \frac{Z.U.C.S}{R} \times g$$

e) Análisis estático

De acuerdo a la norma E030 comprende el análisis de fuerzas, Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación y usan la formula $V = \frac{Z.U.C.S}{R} \times P$

f) Diseño De Elementos Verticales

“Las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas (o muros) que la soportan, luego, estas vigas al apoyar sobre las columnas, le transfieren su carga; posteriormente, las columnas transmiten la carga hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas; finalmente, las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación” (Bartolome, 1998).

g) Diseño Por Flexión

Las columnas son elementos principalmente sometidos a esfuerzo de compresión y flexión (flexocompresión) debido a los momentos flectores transmitidos por las vigas y reciben las cargas axiales del edificio.

h) Diseño Por Cortante

El cortante se desarrolla en la mayoría de los casos en el cálculo de las vigas, lo que resulta en la tensión diagonal, que generalmente acompañan a los esfuerzos cortantes y se analiza en elementos sometidos simultáneamente a momento flexionante

i) Diseño De Placas

“Son elementos estructurales verticales que reciben cargas por compresión, los muros de corte o placas, son paredes de concreto armado proporcionan una gran resistencia y rigidez lateral ante movimiento laterales” (Kevin Arnold, 2012)

j) Diseño De Elementos Estructurales

Comprende al cálculo de los elementos estructurales para que sean capaces de cumplir con los requerimientos de su función específica de acuerdo al RNE.

k) Diseño De La Cimentación

La cimentación es la estructura que transmite las cargas del edificio hacia el suelo, su correcto diseño comprende el cálculo de este elemento, de forma que transmita las cargas al suelo y no falle en su función.

l) Detalles De Refuerzo En Acero

Los detalles es la configuración del acero en cada elemento estructural.

m) Planos Estructurales

“Son una representación gráfica de elementos estructurales, que siguen unas ciertas normas para su dibujo y su posterior interpretación” (Jahel Fernández, (s/f)).

n) Reglamento Nacional De Edificaciones

Su propósito es estandarizar el diseño e implementar los estándares y requisitos mínimos de calificaciones urbanas y edificaciones, de manera de implementar mejor la planificación urbana.

o) Norma E.050

Esta norma establece los parámetros del análisis y la resistencia de la carga admisible del suelo. Además, pueden encontrarse criterios de extracción y ensayos de muestras de suelo.

p) Norma E.020

Esta norma establece las cargas mínimas que se darán en condición de servicio.

q) Norma E.060

Esta norma se refiere al diseño de anclajes, empalmes en concreto armado. Esta norma brinda una serie de lineamientos orientados al dimensionado de estructuras de concreto, sometidas a distintos tipos de acciones, tales como, flexión, cortante, torsión, flexo compresión, entre otros. Además, también es posible encontrar las disposiciones para el análisis y diseño de estructuras presforzadas.

r) Norma E.030

Esta norma establece los parámetros del análisis sísmoresistente. En esta se pueden encontrar, además, criterios para el análisis estructural, tanto lineal, como no lineal. Existen criterios de estructuración que nos permite dimensionar de manera racional estructuras, tanto de concreto armado, como de acero, albañilería entre otros.

GLOSARIO

- **CÁLCULO DE ESTRUCTURAS:** Es el estudio de la estabilidad y resistencia de las construcciones que, bajo las acciones, soportan las fuerzas internas denominadas tensiones o esfuerzos.
- **CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL:** Clasificación de las estructuras con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica.
- **COLUMNAS:** Las vigas apoyan sobre las columnas transmitiéndoles fuerza cortante, que se acumulan como carga axial en los entrepisos.
- **CARGA CRÍTICA:** Herramienta de diseño para controlar esfuerzos de cargas de roturas en las secciones de vigas continuas.
- **CARGA LÍMITE DE ROTURA:** Estado en que el concreto alcanzará una carga de rotura al doble de la raíz de su resistencia a la comprensión del concreto.
- **DISEÑO POR CORTE:** El refuerzo transversal se diseña con las fuerzas de corte desarrolladas con la sobre resistencia de flexión de la viga en ambas rótulas plásticas.
- **DISEÑO DE COLUMNAS:** Cada sección de la columna se diseña con los momentos provenientes de la acción sísmica actuando en cada una de las dos direcciones principales de la estructura, es decir se diseñan separadamente en las dos direcciones principales.

- **DISEÑO DE REFUERZO LONGITUDINAL:** Se determina a través de los diagramas de interacción para cada dirección principal X-Y, teniendo en cuenta que la columna es de sección L, siendo necesario elaborar diagramas de interacción para cada sentido del momento.
- **DERIVAS:** Las derivas obtenidas al utilizar los procedimientos de interacción suelo-estructura deben cumplir con los límites establecidos, en la gran mayoría de los casos deben esperarse derivas mayores que las que se obtendrían al suponer la estructura empotrada en su base.
- **ELASTICIDAD:** Es la propiedad que tienen los cuerpos de recuperar su forma primitiva al ser descargados.
- **FUNCIONAL:** Pequeños daños estructurales, prácticamente elástico, la mayoría de los servicios esenciales pueden usarse inmediatamente.
- **FALLA DÚCTIL:** Aquella donde primero falla el concreto y después falla el acero.
- **LEY DE HOOKE:** Entre ciertos límites el alargamiento de la barra es proporcional a la fuerza extensora.
- **MÀXIMA DEFORMACIÓN:** Carga que inicia el aplastamiento del concreto o la influencia del acero.
- **NORMA E060:** Reglamento nacional de edificaciones, que mantiene la filosofía del diseño sísmico peruano, para minimizar los daños de colapso a la propiedad.
- **PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA:** Es el punto de quiebre de un modelo bilineal que debe constituirse con la condición de que el área que encierra sea igual al área bajo la curva de capacidad.

- **PESO DE LA EDIFICACIÓN:** Cálculo obtenido adicionando a la carga permanente y total de la edificación por un porcentaje de la carga viva o sobrecarga.
- **RESGUARDO DE VIDA:** Daño estructural y no estructural importante, incursiones inelásticas con pérdida de resistencia y rigidez, aunque la estructura es reparable. El sistema de seguridad funciona para los elementos no estructurales.
- **RESISTENCIA DE MATERIALES:** Estudia los efectos que las fuerzas aplicadas ejercen sobre los cuerpos.
- **VIGAS:** Son elementos de apoyo de la losa (aligerada o maciza) y se encuentran sujetas a las cargas que le transmiten la losa, así como a las cargas que directamente actúan sobre ella, tales como su peso propio, peso de tabiques, parapetos, entre otros.
- **CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO:** Es la máxima presión medida de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzca un fallo por cortante de suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1. TIPO, NIVEL DE INVESTIGACIÓN Y DISEÑO

La investigación pertenece al: MÉTODO CUANTITATIVO, por que realiza un diseño estructural, aludimos a un campo numérico de análisis estadístico y de modelamiento sísmico con el uso del Software Sap 2000, Etabs, Mathcad y Excel de una edificación multifamiliar de concreto armado con el fin de determinar patrones de comportamientos sísmicos de los elementos estructurales (columna, viga, losa, zapata, escalera). Este enfoque utiliza la recolección de datos para comprobar hipótesis, que es importante señalar, se han planteado con antelación al proceso metodológico; con un enfoque cuantitativo se plantea un problema y preguntas concretas, de lo cual se derivan las hipótesis. Otra de las características del enfoque cuantitativo es que se emplearan cálculos y análisis de causa-efecto a nivel estructural – sísmico, también se tendrá un proceso secuencial y deductivo. Al término de la investigación lograra una propuesta con la posibilidad de replicar en otras investigaciones.

El tipo de investigación de acuerdo a las variables propuestas y el objetivo general y específico de la investigación es de tipo: APLICADA porque se toma estudios teóricos ya establecidos y las utilizamos para nuestro fin de investigación según las peculiaridades de nuestra unidad de investigación que es el diseño estructural frente al comportamiento de los elementos estructurales en una edificación de altura –COMPARATIVA porque el comportamiento sísmico

en los elementos estructurales serán distintas según el metrado de cargas , análisis dinámico , capacidad del suelo.

El diseño que se utilizará, en el trabajo de investigación es: EXPERIMENTAL – DEMOSTRATIVO, de acuerdo a las dimensiones: Rigidez efectiva, aceleración espectral, periodos y modos de vibración, cortante en la base, combinaciones de carga, y diseño por pandeo para la variable: DISEÑO ESTRUCTURAL; y carga viva o sobrecarga, cargas de servicio, rigidez al giro, tamaño. “VIGAS”, y coeficiente Norma E-060”.

La Unidad de Análisis estará conformada por el edificio en conjunto, los elementos que componen como losas, vigas, columnas, placas, escaleras y cimentación.

3.2. POBLACIÓN DE ESTUDIO

La población de estudio estará constituida por unidades de análisis, en la presente investigación, la población es el edificio de vivienda multifamiliar de 15 pisos y 3 sótanos en el distrito de El Tambo.

3.3. TAMAÑO DE MUESTRA

El tamaño de la muestra no probabilístico es determinado por el investigador por conveniencia, para esta investigación se considera el edificio de vivienda multifamiliar de 15 pisos y 3 sótanos en el distrito de El Tambo ubicado en la Av. Mariátegui N° 320.

3.4. DESARROLLO DE TEMA Y/O TÉCNICA DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Se empleará la técnica de la simulación para luego generalizar a todos los elementos que conforman el edificio, empleando esta técnica se buscará determinar el comportamiento sísmico resistente de la vivienda multifamiliar. Para ello se recolecto datos del análisis de suelos, de levantamiento topográfico, del pre dimensionamiento y de los cálculos que conlleva el presente estudio

En relación a la naturaleza del trabajo de investigación se utilizarán las siguientes técnicas e instrumentos: Bibliotecas, instituciones públicas y privadas dedicadas al trabajo de diseño estructural, investigaciones, documentos digitales, internet, teniendo en cuenta la selección del tema, concreto armado, estructuras, sismoresistencia. Se analizarán documentos escritos, libros, textos, proyectos, informes, directivas, normas, revistas, enciclopedias. Esta recolección de datos se procederá a través de la lectura y fichaje, observación, anotaciones electrónicas. La lectura rápida ha constituido en leer por frases, oraciones, párrafos cortos con gran velocidad, pero con certera precisión a fin de no distraer nuestras mentes. La técnica de lectura analítica será de forma pausada para captar plenamente el mensaje. Técnicas de observación a través de anotaciones en cuaderno de notas de las observaciones ejecutadas a los elementos de estudio. En el presente trabajo de investigación el procesamiento de datos fue a través de procesos electrónicos en las computadoras mediante el software requerido en este caso se utilizó Windows, AutoCAD 2018 (este software se utilizara para la digitalización de los planos tales como arquitectónico y los detalles de la estructura),SAP 2000 (este software se utilizara para el análisis de muros de sótano y viguetas de la estructura del edificio), ETABS 2016 .v16.0.2 (este software también utilizaremos para hacer el análisis estático, dinámico del edificio, con este software se hará un chequeo del diseño en concreto armado, PTC MATHCAD PRIME 6.0 (este software se utilizara

para realizar el diseño de escalera, viga y diseño de muro), EXCEL 2016 (este software utilizaremos para hacer el chequeo del diseños de zapata, cimentaciones y se hará la comprobación de los análisis y los diseños de nuestra estructura a través de las hojas de cálculo). software WORD 2016 (este software nos facilitará la digitalización de toda la información recolectada).

CAPÍTULO IV

DESARROLLO DEL TEMA

4.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto analizado en este trabajo de investigación consiste en una edificación de tres sótanos y quince niveles. El edificio analizado fue proyectado desde el punto de vista arquitectónico como un edificio de departamentos o un edificio multifamiliar.

Las técnicas que nos permitirán el análisis e interpretación de la normativa RNE E050, E020, E060 y E030 se realizarán considerando las técnicas de recopilación de información de documentos, recopilación de información de gabinete y recopilación de información de software a fin de efectuar el análisis de la información; por cuanto, la información que resulta serán parámetros finales que requerirán interpretar con respecto a los elementos estructurales, estas serán las que indique las conclusiones a las cuales arribe la investigación, por cuanto mostrará la percepción del comportamiento del edificio a exigencia de los esfuerzos de flexión, compresión y sísmicas que soportara el edificio de vivienda multifamiliar de 15 pisos y 3 sótanos. Cabe indicar que la ubicación física del terreno fue por razones netamente de estudio y que a la fecha no existe ningún proyecto conocido que haga uso útil a este espacio, lo cual indico no existe ni en proyecto ni en construcción el presente planteamiento de la tesis.

Se interpretará a través de un análisis señalando la falla, la aplicación del sellado y la aplicación del reforzamiento que permitirá la comparación de pisos en el distrito del Tambo en la

Av. Mariátegui N° 320, el edificio destinados para viviendas multifamiliares, los 2 sótanos son para cocheras, y el primer sótano es multifuncional, para ello se realizaron los siguientes estudios:

En la siguiente figura se muestra el planteamiento arquitectónico en planta del primer sótano de la vivienda multifamiliar de estudio:

Figura 11

Primer sótano – vivienda multifamiliar

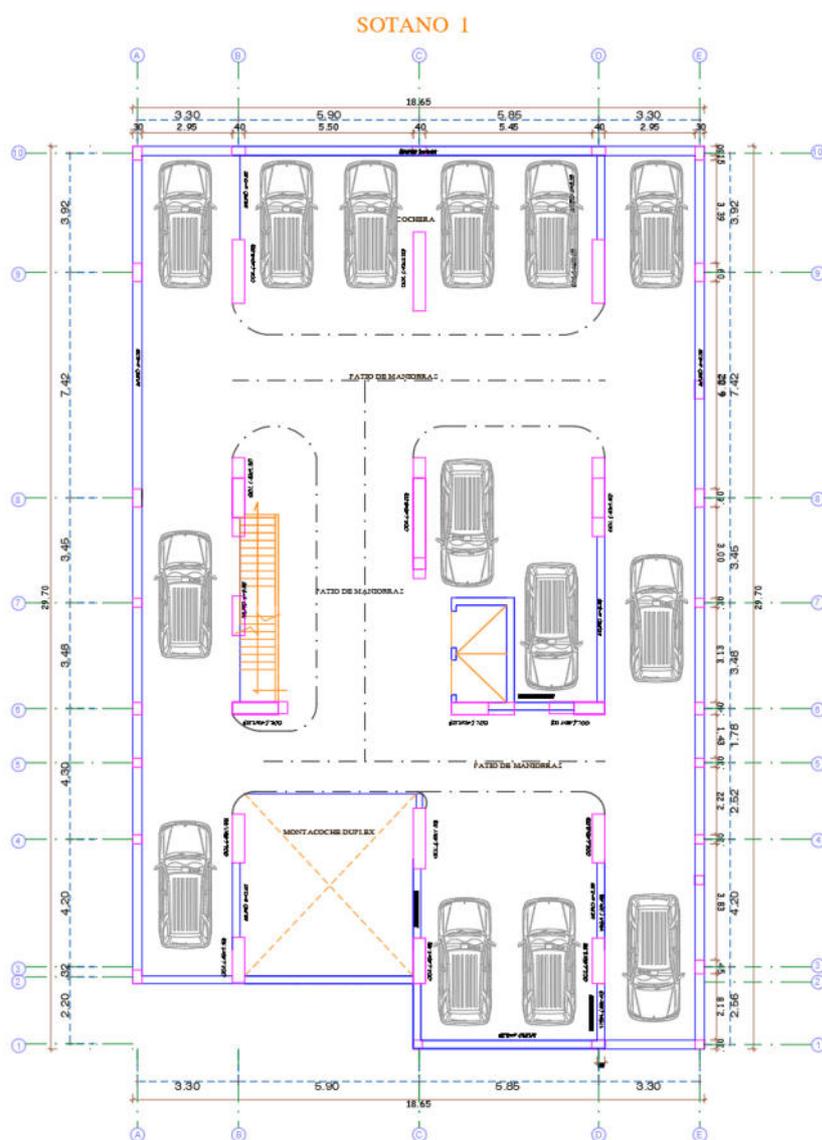
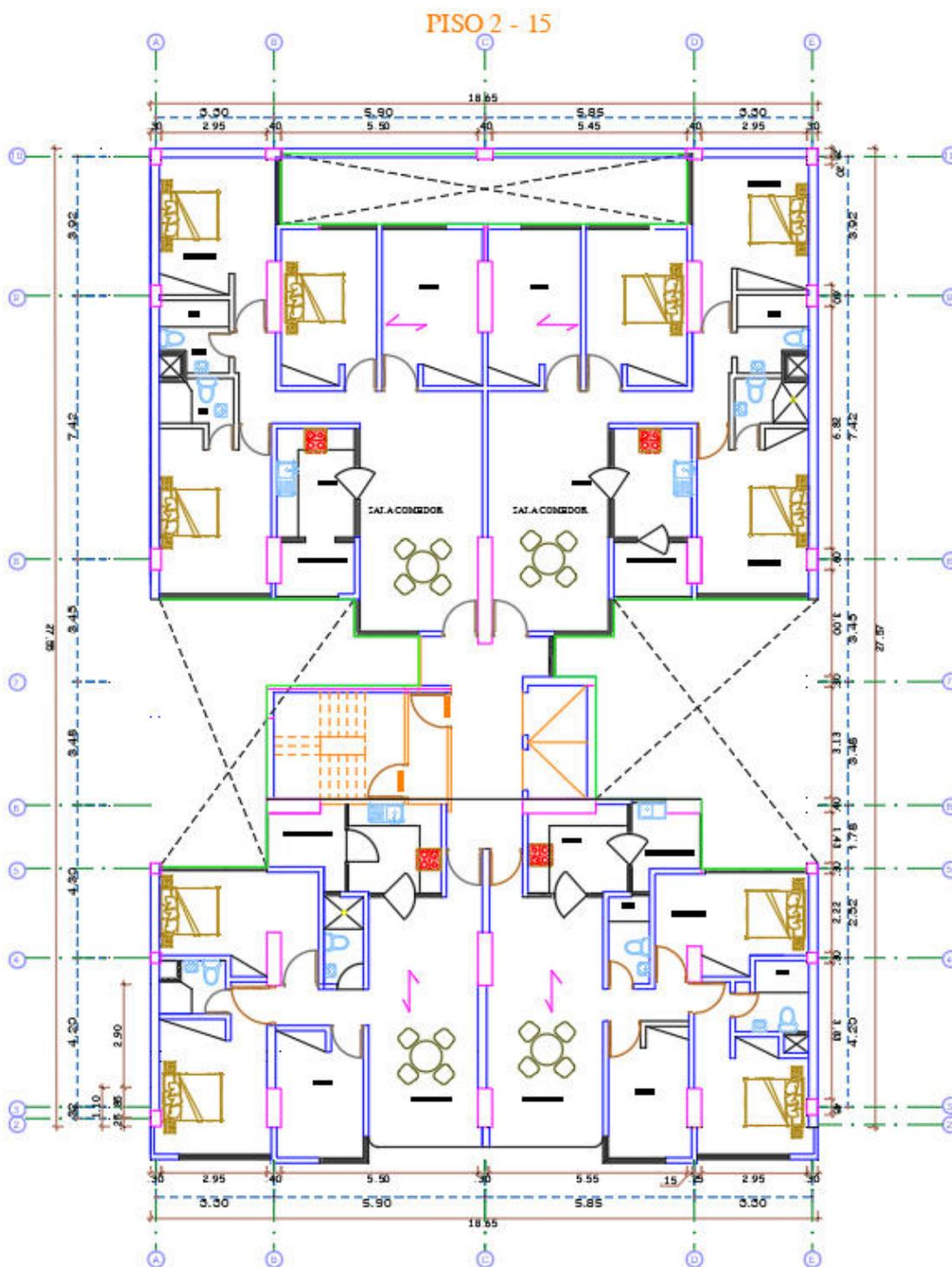


Figura 12

Piso 15 – vivienda multifamiliar



4.1.1. Ubicación Del Proyecto.

- Región : Junín
- Provincia : Huancayo
- Distrito : El Tambo
- Lugar : Av. Mariátegui N° 320

4.1.2. Características Climáticas De La Zona De Estudio

El clima en el distrito de El Tambo varía según las estaciones del año, siendo por lo general un clima templado, de día es puro sol y el frío es considerado, con una temperatura mínima media anual de 4° C y la temperatura máxima media anual es 23°. La temporada de lluvia inicia a mediados de octubre y termina por el mes de abril, así que la temporada de sequía es de mayo a setiembre, las lluvias por lo general son moderadas y ayuda al campo en el desarrollo de sembríos, la temporada más fría es en las noches de junio a agosto.

Como conclusión podemos decir que el distrito de El Tambo tiene un clima muy bueno ya que es templado y seco, no se puede distinguir mucho las diferentes estaciones del año.

4.1.3. Ubicación Del Proyecto De Investigación

El proyecto de investigación se encuentra ubicado en las siguientes coordenadas:

Latitud : 12° 03' 12.48" Latitud Sur

Longitud : 75° 13' 05.92" Latitud Oeste

Altitud : 3270.00 msnm

Coordenadas UTM WGS 84 del proyecto

Zona : 18L

Este : 476239.82 m

Norte : 8 667524.71 m

Figura 13

Ubicación – vivienda multifamiliar



4.1.4. Parámetros urbanísticos y edificatorios

La ubicación de la zona de estudio tiene como uso de suelo ZRDA- residencial densidad alta donde la municipalidad distrital de el tambo dentro de su PDU indica que se puede construir edificaciones de hasta 10 niveles. Sin embargo, para el estudio de la presente tesis y temas netamente técnicos se realizará el modelamiento para una edificación de 15 niveles y 3 sótanos.

4.1.5. Estudio Topográfico

Para la presente tesis, se realizó un estudio topográfico para determinar las características topográficas del terreno en situ. Lo que conlleva a realizar un levantamiento mediante el método

de triangulación utilizando la estación total como equipo primordial, 02 prismas y la ayuda de 02 personas.

el estudio determinó que la topografía del terreno es: Llano, levemente ondulado, con desniveles mínimos del 1% y el terreno al encontrarse descuidado lleva derrumbes de la construcción antigua en ese sentido habrá que reanalizar una limpieza en general.

Es necesario para todo estudio de proyectos de edificación realizar los estudios topográficos, con la finalidad de conocer los detalles físicos, geológicos y geográficos del lugar para el diseño de edificación de 15 pisos y 3 sótanos en el distrito de el Tambo, los mismo que se desarrollaran de acuerdo a las normas peruanas NTP 2018.

Figura 14

Levantamiento topográfico para vivienda multifamiliar



4.1.6. Normas Empleadas

El diseño del proyecto está basado en el Reglamento Nacional de Edificaciones, del cual se usaron las siguientes Normas Técnicas:

- Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones (2018)
- Norma Técnica E.020 Cargas (1985)
- Norma Técnica E.060 Concreto Armado (2009)
- Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente (2018)

4.2. ESTUDIO DE SUELOS

En la presente tesis, se realiza el estudio de suelo con el objetivo de estudiar las características físicas y mecánicas del terreno para estimar las capacidades portantes del EMS. Con la finalidad de realizar edificaciones especiales que transmitan cargas concentradas importantes, esta práctica es universalmente aceptada para la exploración de suelos con el fin de estimar y correlacionar característica y capacidades que soporta el suelo, con esa información obtenida, deberá contarse con la indicación de la magnitud de las cargas a transmitirse a la cimentación y niveles del proyecto y sus condiciones límite de servicio y las eventuales vibraciones o efectos térmicos generados en la utilización de la estructura.

Figura 15

Toma de muestra calicata 1



Figura 16*Profundidad de calicata***Figura 17***Toma de muestra calicata 2*

El estudio de Mecánica de suelos; para el presente proyecto se realizó en el Laboratorio de mecánica de suelos de GEOLUMAN SAC donde se encontraron los siguientes resultados:

Los suelos representativos ensayados se han clasificado de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS). En el cuadro siguiente se presenta la clasificación de los materiales.

Tabla 11

Propiedades geotécnicas del suelo analizado

| POZO | C-1 |
|--|----------------------|
| PROF. (m) | 7.95 mts a 13.00 mts |
| Retiene 4 | 52.50 |
| Pasa Malla 200 | 18.60 |
| Limite Liquido (%) | N.P |
| Indice Plástico (%) | N.P |
| Densidad máx – min (kg/cm ³) | 1.74 |
| CLASIFICACIÓN SUCS | GM |

Nota: Según clasificación SUCS

Fuente: elaboración propia

DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO

La estratigrafía se definió mediante la interpretación de los registros estratigráficos de las exploraciones efectuadas, las cuales se muestran en el “Perfil Estratigráfico) estableciéndose la siguiente información del subsuelo.

Tabla 12*Perfil estratigráfico*

| POZO | C-1 | CARACTERÍSTICAS |
|---|-----|---|
| C-1 DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE PISOS Y 3 SOTANOS | GM | De 7.95 mts a 13.00 mts de profundidad el tipo de terreno es grava limosa, mezclas de grava, arena y limo, de color marrón oscuro |

De acuerdo con el estudio de mecánica de suelos el límite líquido de las muestras de suelo fue de N.P, lo que significa que este requiere de aproximadamente 10% de humedad para tener una consistencia líquida o semilíquida; o, de acuerdo con el ensayo de Casagrande, para lograr cerrar un surco en el suelo con 25 golpes.

En la siguiente tabla se tiene un resumen de las zapatas propuestos de acuerdo al EMS del laboratorio de mecánica de suelos GEOLUMAS que predimensiona y me muestra los siguientes resultados:

Tabla 13*Redimensionamiento de la zapata*

| PARA ZAPATA CUADRADA | | |
|----------------------|---|--------------------------|
| Ancho | = | 2.50m |
| Profundidad | = | 3.00m |
| Fs | = | 3.0 |
| Qh | = | 112.92 tn/m ² |
| Qadm | = | 3.76 kg/cm ² |

Nota: Fuente elaboración propia

Además, se realizaron estudios de mecánica de suelos de la zona de estudio de acuerdo a la norma E030. Para esto se extrajeron muestras alteradas y no alteradas, tal como se muestra en la siguiente figura. a continuación, se enumeran los resultados del estudio de mecánica de suelos.

Tabla 14

Capacidad portante

| PARÁMETRO | VALOR |
|--|----------|
| Ancho Factor de zona (Z) | 0.35 |
| Factor de ampliación de ondas sísmicas (S) | 1.15 |
| Periodo de vibración predominante (Tp) | 0.6 seg. |
| Periodo de vibración (Tl) | 2.0 |

Nota: Capacidad portante del suelo: $Q_{adm} = 3.76 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de reacción del suelo: coeficiente de balasto: 7.52 kg/cm^3

Figura 18

Profundidad calicata 2



Nota: Calicatas realizadas en la zona de estudio con fines de estudios de mecánica de suelos.

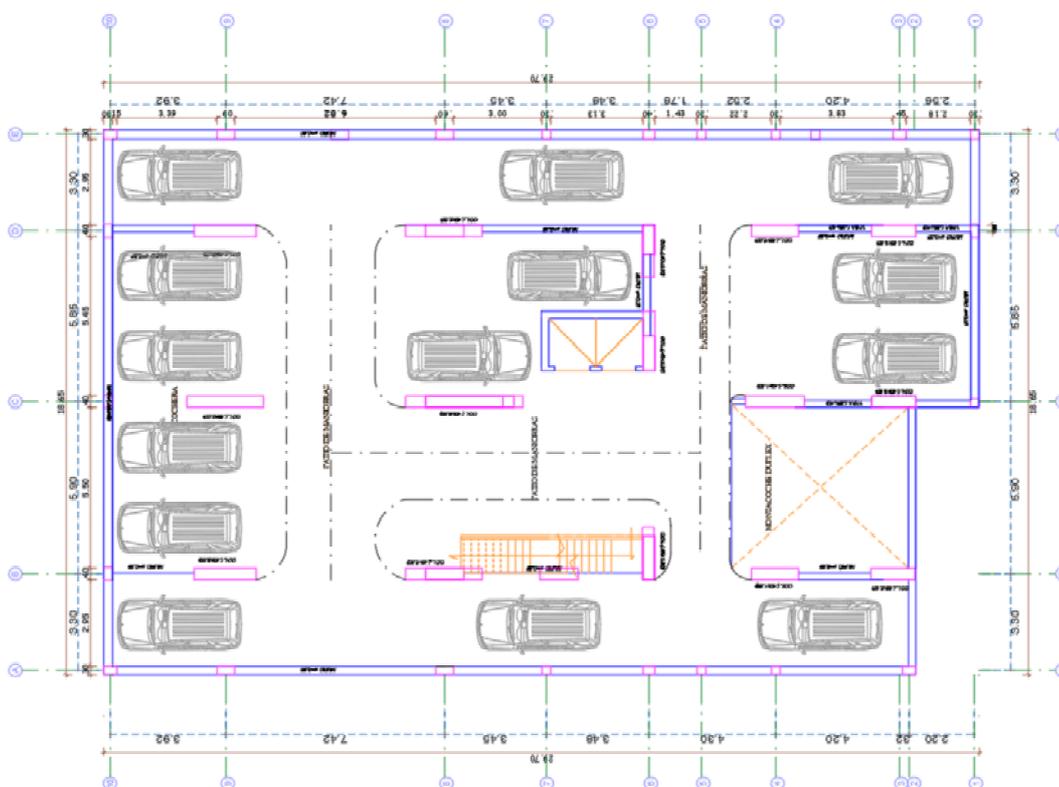
Diseño Arquitectónico.

El diseño se tomó en cuenta de acuerdo al Área del terreno (553.37 m²), respetando los aspectos ambientales en el diseño para conferirle luz natural, áreas verdes, ventilación y recolector de aguas pluviales. ambientes con cada funcionalidad de cada departamento y se tuvo asesoramiento de un profesional arquitecto para la distribución de espacios, recordemos que la presente tesis contempla el análisis de una edificación de 03 sótanos y 15 niveles y se tiene estrictamente conocimiento de la NTP a nivel arquitectónico. Todo el diseño arquitectónico se hizo tomando en cuenta el RNE.

Paso a mostrar los planos de distribución del primer y segundo sótano donde se encuentra el hall, ascensor monta cargas, escalera principal, cochera.

Figura 19

Planta primer y segundo sótano

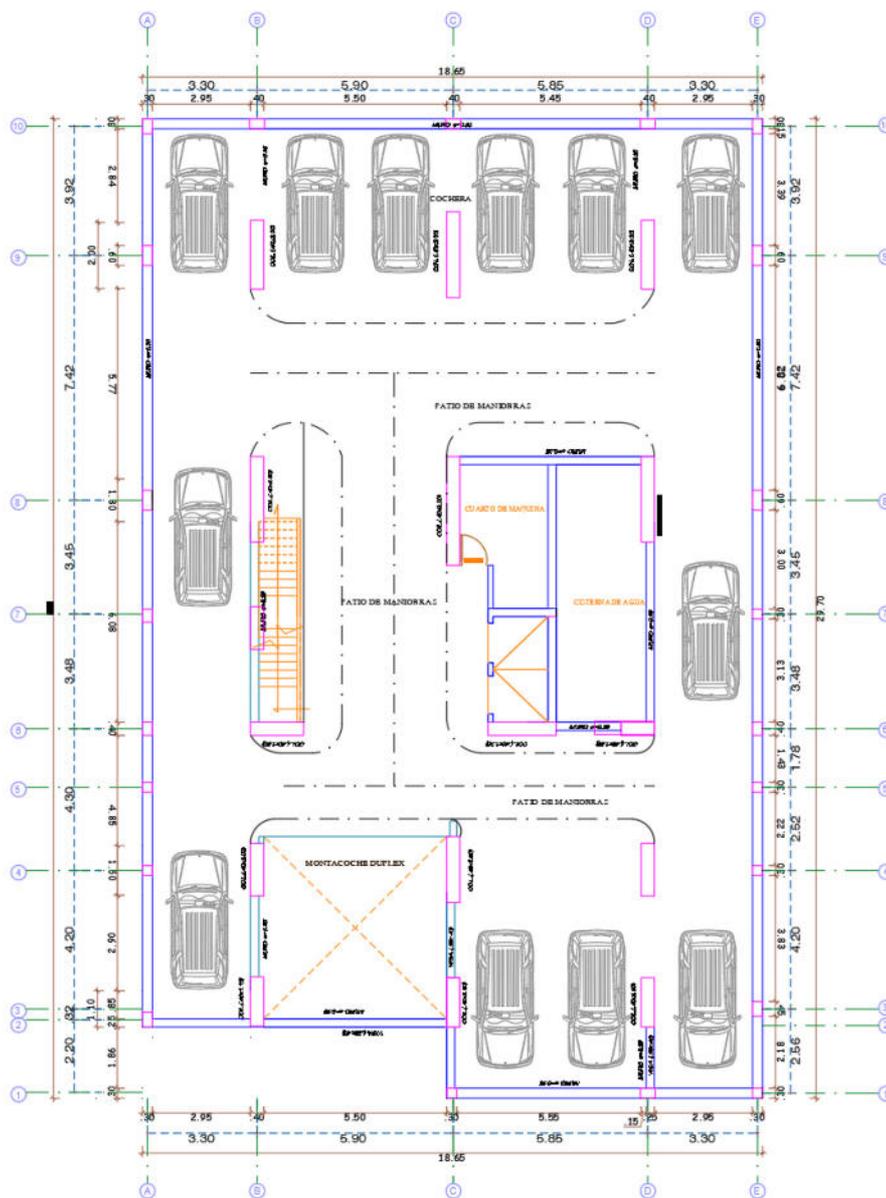


Fuente: Elaboración propia.

En la siguiente figura se muestra el tercer sótano de la edificación analizada para la siguiente tesis. Como puede observarse de este gráfico, este nivel es usado exclusivamente como cochera, hall, ascensor monta cargas, cuarto de máquina y cisterna de agua.

Figura 20

Planta primer sótano

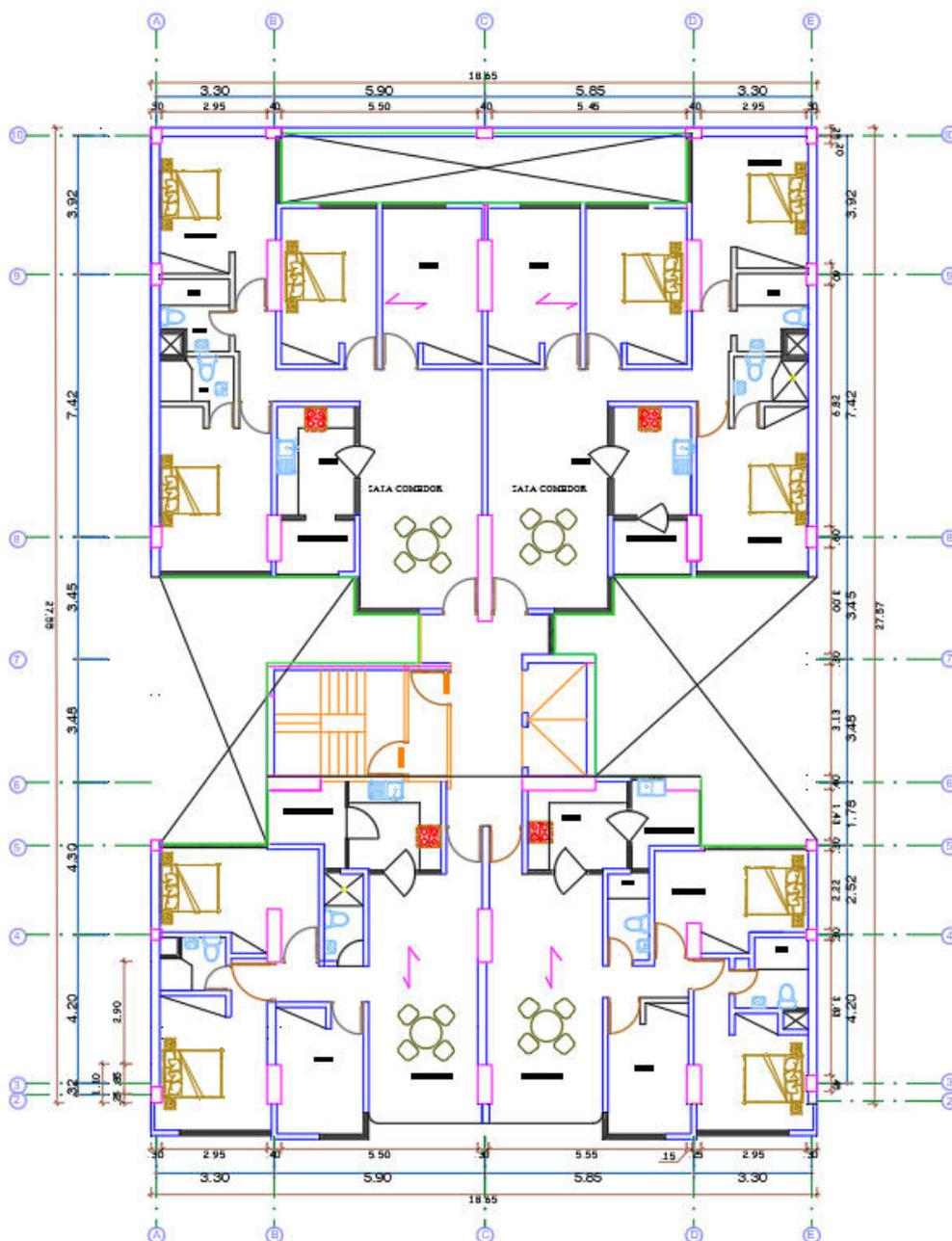


Fuente: Elaboración propia.

En la figura se muestra del segundo al quinceavo piso de la edificación analizada para la siguiente tesis. Esta es la planta típica del edificio y está compuesta por el hall principal y ascensor de pasajeros, escalera principal y la siguiente distribución de departamentos.

Figura 22

Planta segundo al quinceavo piso



Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se presentan del segundo al quinceavo piso de la estructura analizada. Como puede observarse de este plano, está destinada a vivienda, con cuatro departamentos por piso. Finalmente se muestra la distribución de los entresijos típicos de la estructura analizada, estos niveles del edificio son destinados a departamentos.

El edificio consta de 4 departamentos por cada piso, del segundo al quinceavo piso son de tipo A y B.

Departamento tipo A: del segundo al quinceavo piso

Tabla 15

Distribución de Departamentos

| Nivel | Uso | Descripción |
|--------|---------------|----------------------------|
| | | Área: 110.15m ² |
| | | 01 sala comedor |
| | | 01 estudio |
| 2 - 15 | departamentos | 03 dormitorios |
| | | 01 cocina |
| | | 02 baños |
| | | 01 lavandería |

Departamento tipo **B**: del segundo al quinceavo piso

| Nivel | Uso | Descripción |
|--------|---------------|----------------------------|
| | | Área: 87.50 m ² |
| | | 01 sala comedor |
| | | 01 estudio |
| 2 - 15 | departamentos | 02 dormitorios |
| | | 01 cocina |
| | | 02 baños |
| | | 01 lavandería |

Fuente: Elaboración propia

4.3. CARGAS Y PREDIMENSIONAMIENTO

Es un proceso de diseño en el que se tiene que ir perfeccionando una propuesta de elementos inicial, hasta obtener una propuesta óptima. Por tanto, se asume que los elementos de la estructura, (como vigas principales y columnas) son los tramos iniciales y sobre ellos se realizan un análisis estructural preliminar. Las propuestas iniciales de estas secciones no son definitivas, ya que a través del proceso de diseño se van optimizando las secciones de los elementos estructurales, sin embargo, a partir de una buena selección inicial, se puede reducir el número de iteraciones necesarias.

Para la presente tesis, se muestran los cálculos realizados de acuerdo a la arquitectura mostrada:

4.3.1. *Predimensionamiento De Losas*

El predimensionamiento de las losas se realizó mediante el control del peralte de la losa, mediante la siguiente expresión:

$\text{Peralte} = \text{luz libre} / 25$

El resultado se muestra a continuación

$h = 25 \text{ cm}$

Tabla 16.

Peraltes Elegidos para Losas Existentes en el Proyecto Bajo Análisis

| TIPO DE LOSA | LUZ LIBRE | PERALTE APROX | PERALTE USADO | LADRILLO |
|----------------|-----------|---------------|---------------|----------|
| LOSA ALIGERADA | 5.77 m | 0.2308 m | 0.25 m | 0.20 m |

Nota: Cálculo de proyecto

4.3.2. Predimensionamiento De Losas Macizas

El criterio de predimensionamiento de losas macizas se realizó de manera similar al caso de las losas aligeradas, tomando en cuenta las siguientes expresiones.

$\text{Peralte} = \text{luz libre} / 40$

$\text{Peralte} = \text{perímetro} / 180$

Tabla 17

Tipo de losa

| TIPO DE LOSA | LUZ LIBRE | PERALTE APROX | PERALTE USADO |
|--------------|-----------|---------------|---------------|
| LOSA MACIZA | 2.85 m | 0.071 m | 0.20 m |

Nota: Los resultados de este cálculo se muestran en la tabla anterior.

4.3.3. Lista De Vigas De Acuerdo A Los Ejes

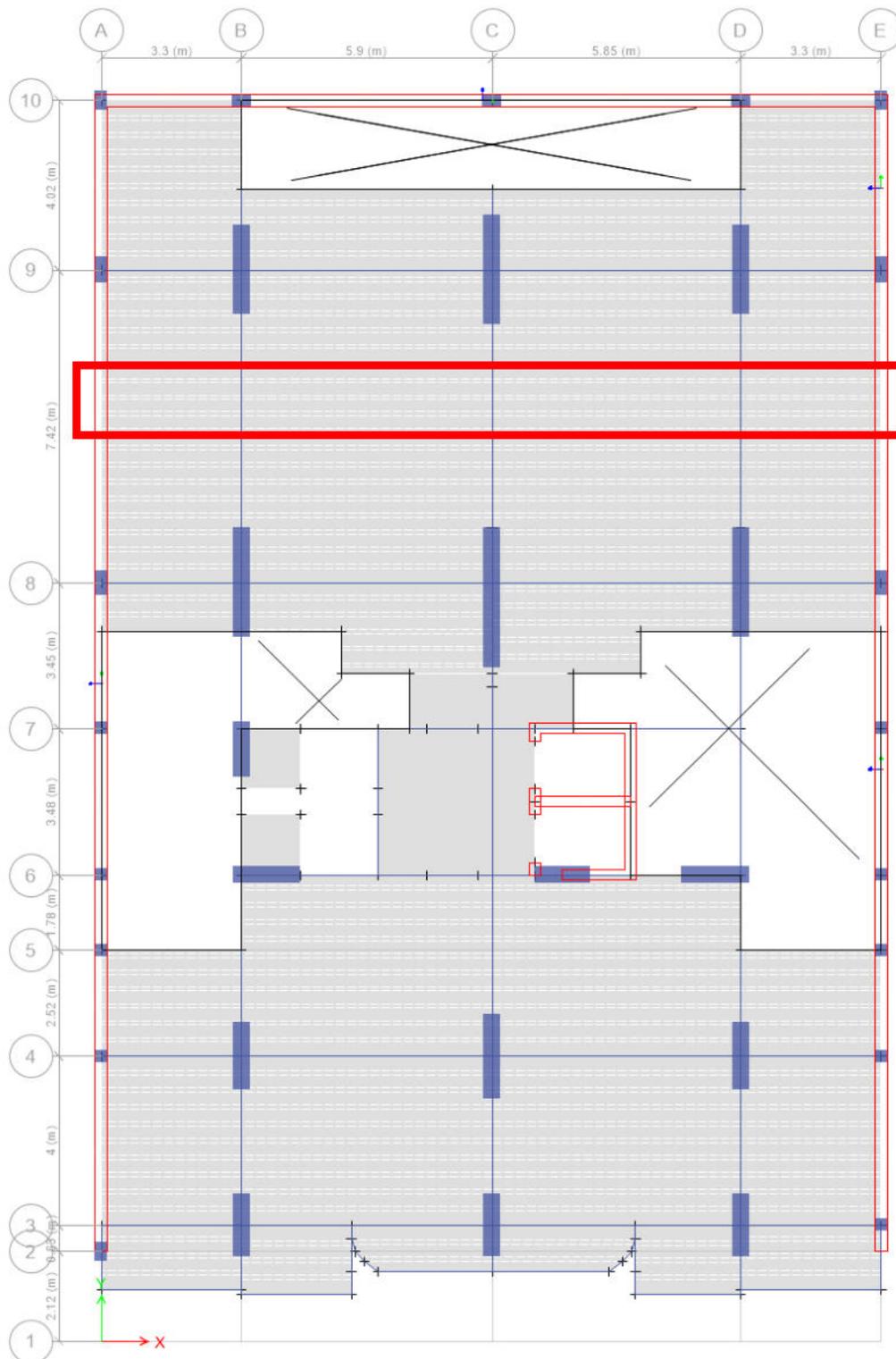
De acuerdo a la tesis se plantea las vigas con mayor peralte, en el mayor peralte de la viga se utilizará $h = L/12$, siendo h la altura de la sección, y L la luz libre entre apoyos de la viga. Siendo el material de buena calidad,

Tabla 18

Tipo de viga

| VIGA | TIPO | LUZ LIBRE | PERALTE APROX | PERALTE USADO |
|------|--------------|-----------|------------------|------------------|
| V101 | S. Apoyado | 7.42 | 0.62 | 0.70 |
| V102 | S. Apoyado | 7.42 | 0.62 | 0.70 |
| V103 | S. Apoyado | 7.42 | 0.62 | 0.70 |
| V104 | S. Apoyado | 4.00 | 0.39 | 0.40 |
| V106 | 1A. Continuo | 4.00 | 0.39 | 0.40 |
| V108 | 1A. Continuo | 5.90 | 0.49 | 0.50 |

Figura 23
Planta vigas



En la tesis se aprecia los cálculos y el resumen siguiente:

Es importante mencionar, además, que si el diseñador desea podría usar otros factores diferentes a los establecidos, siempre y cuando asegure que las deflexiones máximas diferidas están dentro de los rangos permisibles por la norma E060, tales requerimientos se muestran en la tabla anterior.

4.3.4. *Pre-Dimensionamiento De Columnas*

Finalmente, con los datos de materiales y los datos de carga calculados en el siguiente capítulo, se ha estimado el área tributaria requerida para cada una de las columnas presentes en la estructura. Un resumen de los cálculos efectuados se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 19

Tipo de columna

| Columna | Área tributaria (m ²) | Carga total (t) | f'c(kg/cm ²) | Área requerida (cm ²) | Área colocada (cm ²) |
|---------|-----------------------------------|-----------------|--------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|
| CL07 | 16.23 | 321.35 | 280 | 3825.64 | 40x100 |
| CL10 | 19.67 | 391.45 | 280 | 4660.07 | 40x120 |
| CL13 | 12.52 | 247.90 | 280 | 2951.14 | 40x100 |
| CL15 | 15.92 | 315.22 | 280 | 3752..57 | 40x130 |

Nota: Resumen de los cálculos efectuados para la estimación de las áreas requeridas en columnas.

4.3.5. *Predimensionamiento De Las Placas*

El predimensionamiento de placas se realizó usando criterios de rigidez lateral. Esto se hizo considerando longitudes de placa sucesivas, hasta lograr que las máximas distorsiones

laterales fueran menores a 7/1000, de acuerdo con la norma E030. Para nuestro predimensionamiento se usará un espesor de 30 cm.

4.3.6. *Predimensionamiento De Escaleras*

Se dimensionó la garganta de la escalera en función de la luz libre que cubre la escalera

$\frac{L}{20}$ y $\frac{L}{25}$ resultado promedio sería $\frac{L}{23} = t = 2.55/23 = 12.5\text{cm}$.

4.4. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO

Para la estructuración del proyecto se realizará de acuerdo a la NTP E060, con un diseño de elementos en flexión, axial, torsión, cortante para las columnas, vigas, placas losas y zapatas con un $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

La estructuración es un proceso racional y lógico consistente en la determinación de elementos estructurales necesarios y correcta distribución para lograr fines de desempeño estructural. En este sentido, es el proceso orientado a determinar las áreas de las secciones transversales de columnas, placas, y vigas. Así como determinar qué zonas debe de ir colocadas estas.

En el presente trabajo de investigación se tiene tres sótanos, por lo que es evidente que se requiere de la colocación de muros de contención en todo el perímetro de la edificación.

Además, con la finalidad de poder transmitir adecuadamente cargas de gravedad se colocaron columnas unidas a vigas que permitan captar las cargas de gravedad provenientes de las cargas muertas y las cargas vivas.

Tabla 20

Resistencia del concreto aplicado

| PISOS | $f'c$ | IN |
|------------|-------|----|
| S1, S2, S3 | 280 | |

P1- P15

280

IMPERMEABILIZANTE,
ADITIVO
ADITIVO USADO EN S1, S2 Y S3

En cuanto a la rigidez lateral de la estructura, se ha creído conveniente colocar placas, en diversas posiciones, tanto en direcciones X como en dirección Y. Además, se ha aprovechado la existencia de escaleras continuas para el uso de sistemas de muros estructurales confinantes, tal como se muestra en las siguientes imágenes.

Figura 24

Estructuración del tercer, segundo y primer sótano

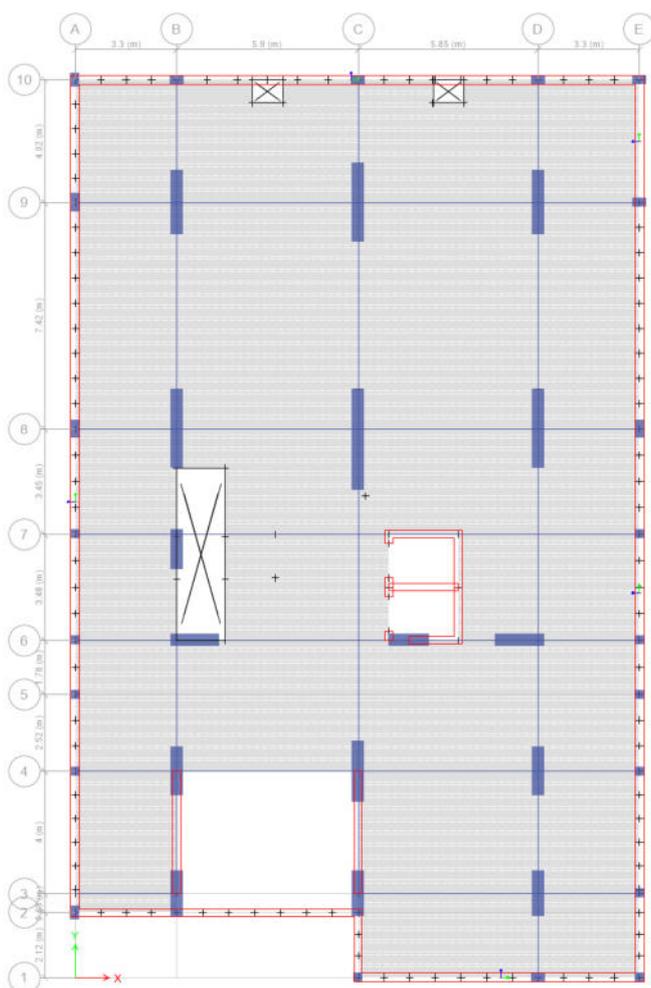


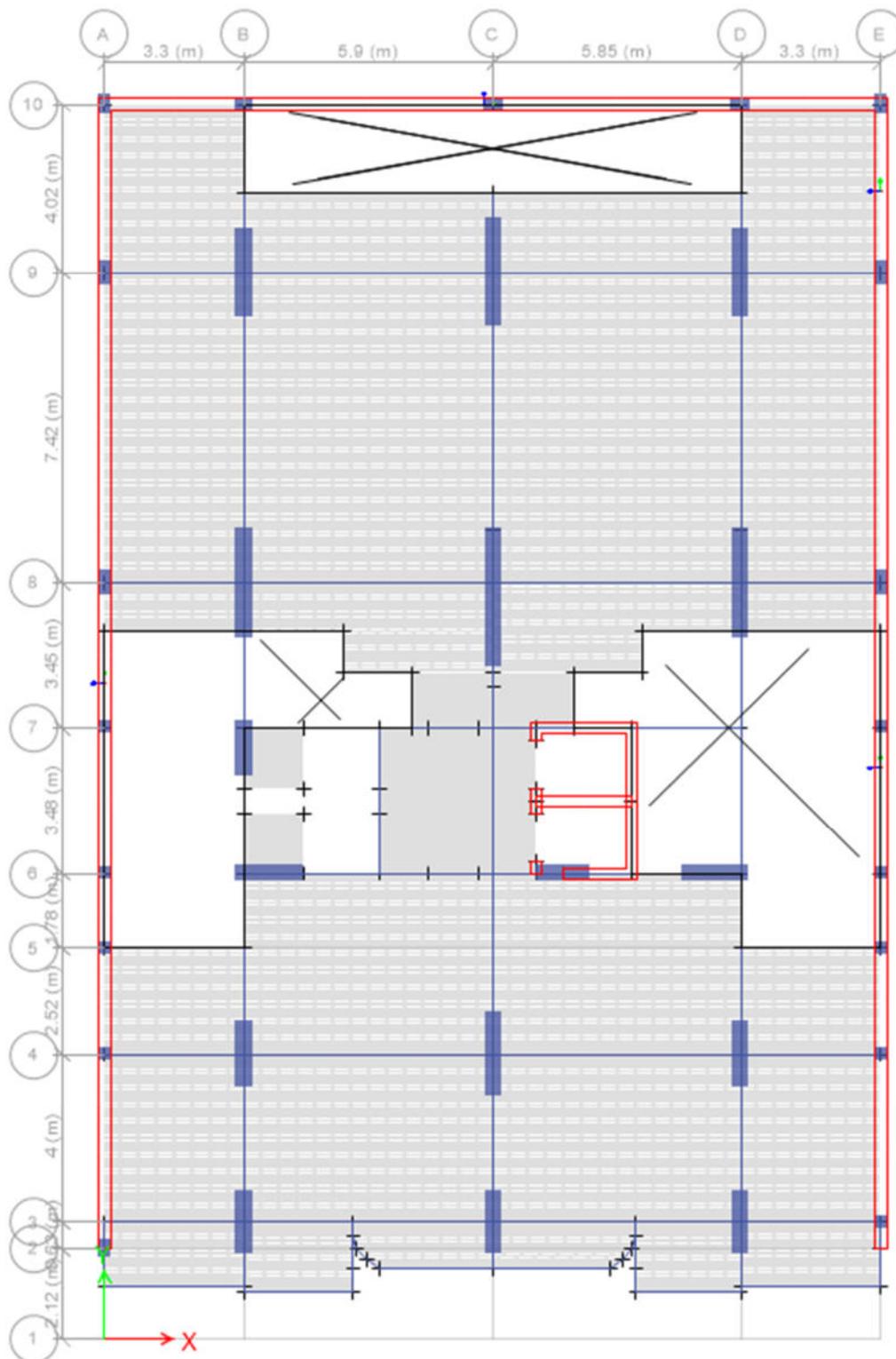
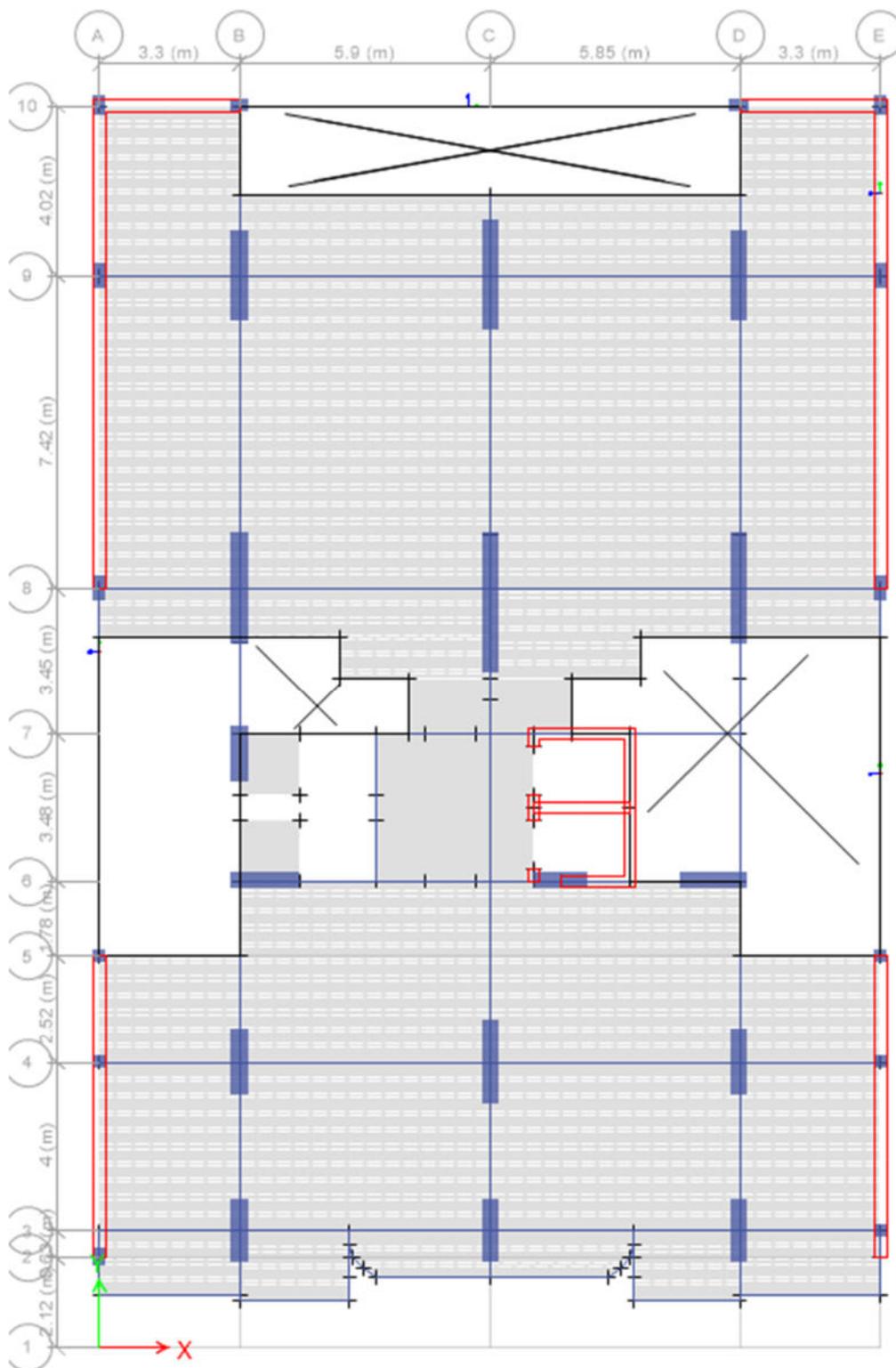
Figura 25*Estructuración del primer piso*

Figura 26*Estructuración del segundo piso*

a). cálculo del tanque cisterna

según norma IS.010, las dotaciones de agua para uso comercial

$$\text{sótano 1, 2 y 3} \quad = \text{estacionamiento} = 2\text{l/d} \times 553.90 \text{ m}^2 \times 3 = 3,323.40 \text{ l/d}$$

$$\text{1er piso tienda} \quad = 6\text{l/d} \times 55 \text{ m}^2 = 330 \text{ l/d}$$

$$\text{1er piso estacionamiento} \quad = 2\text{l/d} \times 498.90 \text{ m}^2 = 997.80 \text{ l/d}$$

$$\text{Vivienda multifamiliar} \quad = 2 \text{ dormitorios} = 850 \text{ l} \text{ y } 3 \text{ dormitorios} = 1200 \text{ l} = (1700 \text{ l} + 2400 \text{ l}) \times 14 \text{ pisos} = 57400 \text{ l}, \text{ obteniendo un total de litros y volumen} = 62051.20 \text{ l} = 62.05 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen de tanque cisterna} = 3/4 \times 62.05 \text{ m}^3 = 46.53 \text{ m}^3$$

$$\text{Tirante} = 47\text{m}^3/23\text{m}^2 = 2.04\text{m} = \text{redondeando } 2.10\text{m}$$

$$\text{Borde libre} = 0.45\text{m}$$

$$\text{Espesor de la pared} = 0.25\text{m}$$

$$\text{Espesor de techo} = 0.10\text{m}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Volumen de tanque elevado} = 1/3 \times 62.05\text{m}^3 = 20.58 \text{ m}^3 = \text{redondeando } 21 \text{ m}^3$$

$$\text{Tirante} = 21\text{m}^3/40.89 \text{ m}^2 = 0.513\text{m} = \text{redondeando} = 0.60\text{m}$$

$$\text{Borde libre} = 0.45\text{m}$$

$$\text{Espesor de la pared} = 0.20\text{m}$$

$$\text{Espesor de techo} = 0.10\text{m}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

b). Cargas

Las cargas son un conjunto de acciones actuantes sobre la estructura y debidas a su interacción con el medio circundante; por tanto, de diversa naturaleza y características. En

ingeniería, se le denomina carga a toda interacción actuante sobre una estructura. A partir de esta definición, se puede observar que el peso de una estructura es una carga, pues es una acción sobre la estructura producto de su interacción con el campo gravitacional de la tierra. Y es oportuno mencionar que en el caso de estructuras esta no es una carga menor, en especial en el caso de estructuras de concreto armado. Existen también las cargas inerciales, producto del movimiento de la estructura con respecto de un sistema de referencia inercial. Un ejemplo de estas es, las cargas sísmicas, aunque también ocurre lo mismo en el caso de cargas de viento.

La clasificación de las cargas típicas en ingeniería sismorresistente, es la basada en el origen y no necesariamente en las acciones que estas generan, es así que, se tienen cargas gravitacionales, cargas sísmicas y cargas de viento. Las últimas dos son, evidentemente, cargas debidas al sismo y al viento.

Las cargas gravitacionales son debidas, evidentemente, a la acción de la gravedad; sin embargo, estas aún se clasifican en función de su duración de acción. Es así que se tienen cargas muertas, como aquellas que no cambian su magnitud ni dirección por periodos prolongados de tiempo; mientras que, las cargas muertas son cargas gravitacionales con una duración de tiempo breve.

Dado que las cargas y las resistencias son magnitudes aleatorias, es preferible contar con factores que consideren esta variabilidad. Este criterio es el adoptado por numerosas normativas a nivel mundial, como la del ACI 318, norma peruana E060 entre otras.

La resistencia nominal es la capacidad de la sección que se obtiene al analizar las dimensiones y el acero de refuerzo colocado, usando los valores de resistencia de los elementos (concreto y acero) frente a alguna sollicitación. Es necesario colocar un factor de reducción a esta resistencia nominal, debido a la variabilidad en la resistencia de los materiales, diferencias de

dimensiones entre lo indicado en planos y en la construcción, la incertidumbre en el modelo mecánico y las consecuencias y el tipo de falla del elemento (E060, 2009).

“Asimismo, el diseño por resistencia se amplifica la carga hasta una condición última, un caso poco probable que suceda durante la vida de la estructura” (Alejandro, 2017). Estos factores de amplificación de carga consideran el grado de incertidumbre de las cargas, las suposiciones y simplificaciones que se hacen para lograr un modelo estructural, el comportamiento real de la estructura y su interacción con otros elementos.

Finalmente es importante comentar que el diseño por resistencia tiene como filosofía que las demandas, considerando los distintos factores de amplificación, deben ser siempre inferiores a las capacidades de los elementos estructurales, considerando en este caso los factores de reducción apropiados. Lo anterior puede ser expresado en términos matemáticos mediante la siguiente expresión:

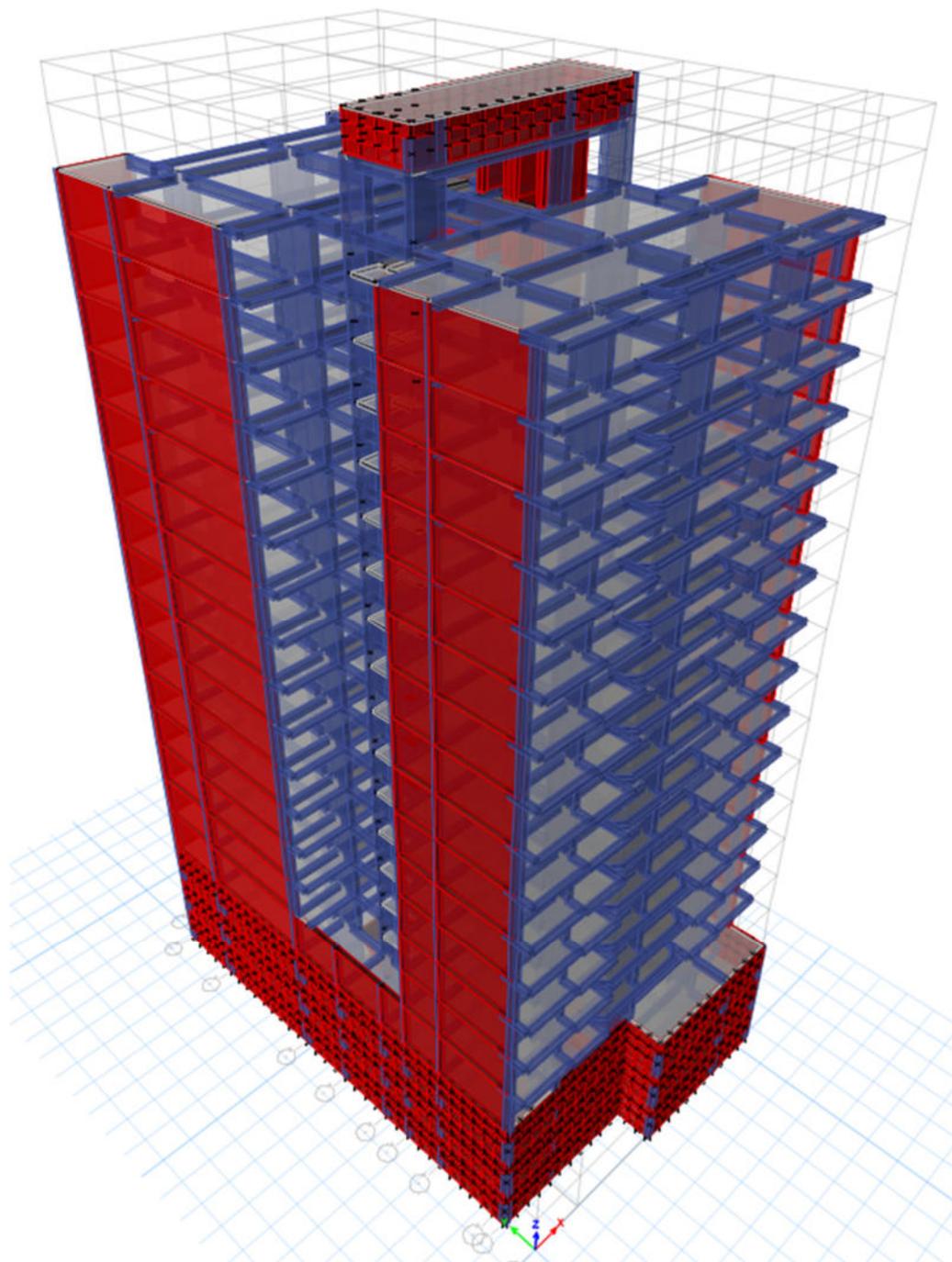
$$R_n \geq \sum_i \gamma_i S_i$$

4.5. MODELO ESTRUCTURAL

Finalmente, se ha implementado un modelo estructural basado en elementos finitos. Los elementos finitos usados para el desarrollo de este trabajo de investigación fueron, elementos frame, y elementos Shell. A continuación, se muestra el modelo empleado en todo el desarrollo del presente trabajo.

Figura 27

Vista en 3D Realizado en el Etabs.



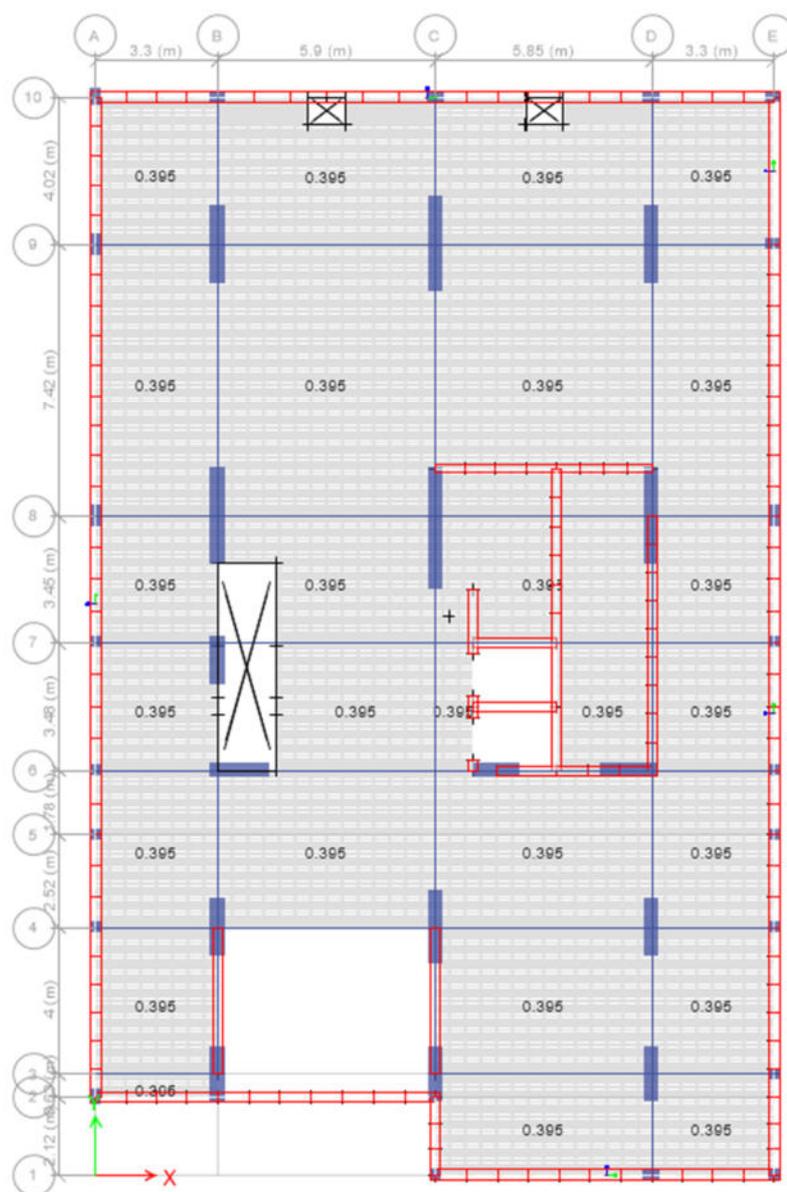
Fuente: Elaboración propia.

4.5.1. CARGAS Y MASAS (E030)

Las cargas consideradas en este trabajo son esencialmente de dos tipos, cargas gravitacionales y cargas sísmicas. Las segundas serán tratadas posteriormente y forma detallada. En esta sección, se muestran las cargas gravitacionales consideradas dentro de todo el trabajo de investigación.

Figura 28

Vista en planta del tercer sótano

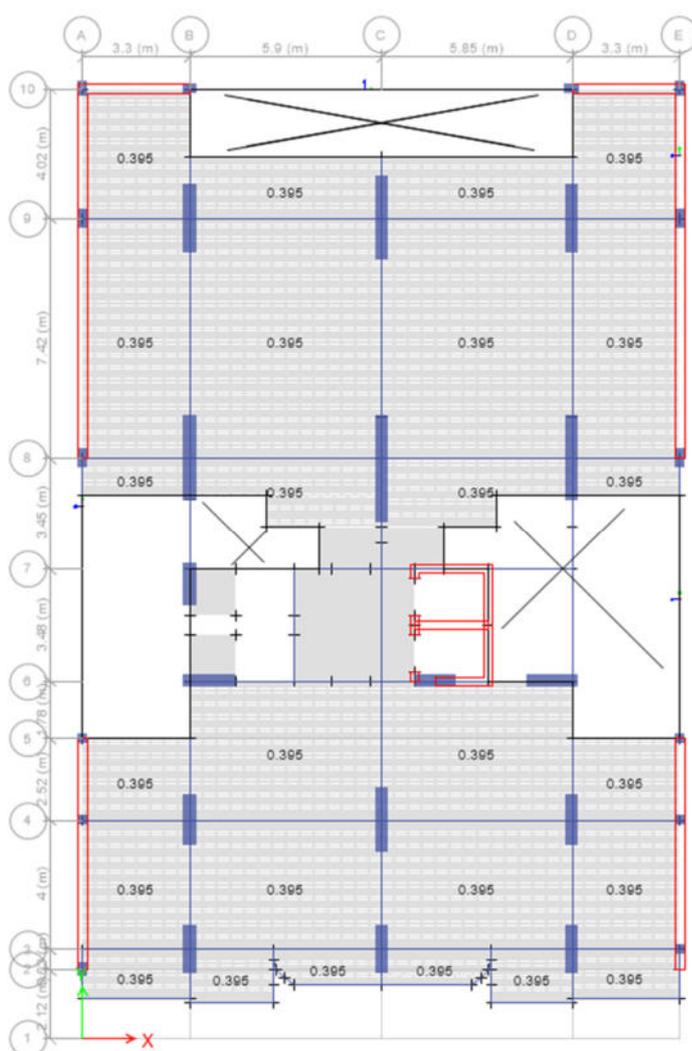


Fuente: Elaboración propia.

Las cargas gravitacionales consideradas en este trabajo fueron las cargas vivas y las cargas muertas. Las cargas muertas zona aquellas que permanecen en la estructura por periodos prolongados de tiempo, o periodos de tiempo en los que la variación de cargas no genere fuerzas de inercia en la estructura. Desde este punto de vista, las cargas muertas son, por ejemplo, el peso propio de los elementos estructurales y el peso de los acabados. Es importante entender que en este trabajo se está usando el software de análisis estructural ETABS.

Figura 29

Vista en planta del 1er al 15avo Piso

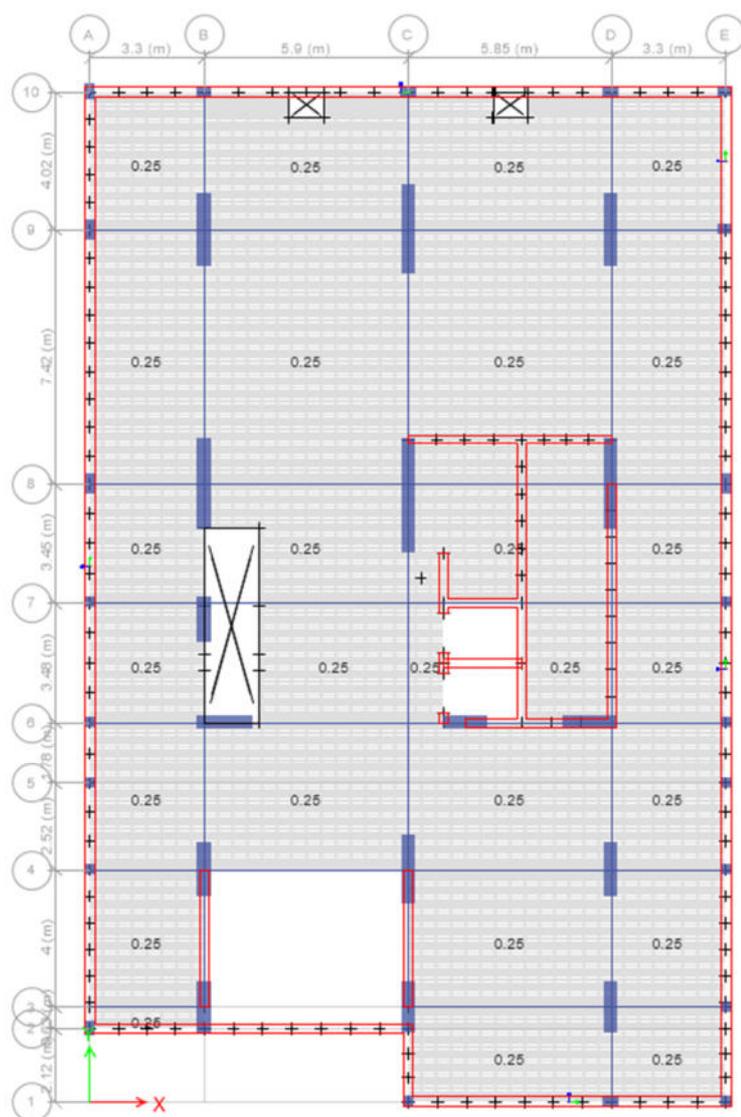


Fuente: Elaboración propia.

El hecho de usar ETABS tiene algunas consecuencias en el análisis estructural, pues este software realiza el metrado de las cargas de peso propio, por lo que no es necesario realizar un metrado de cargas de peso propio manual. Por lo que solo es necesaria la consideración de las cargas muertas de acabados y tabiquería móvil.

Figura 30

Vista en planta del tercer sótano

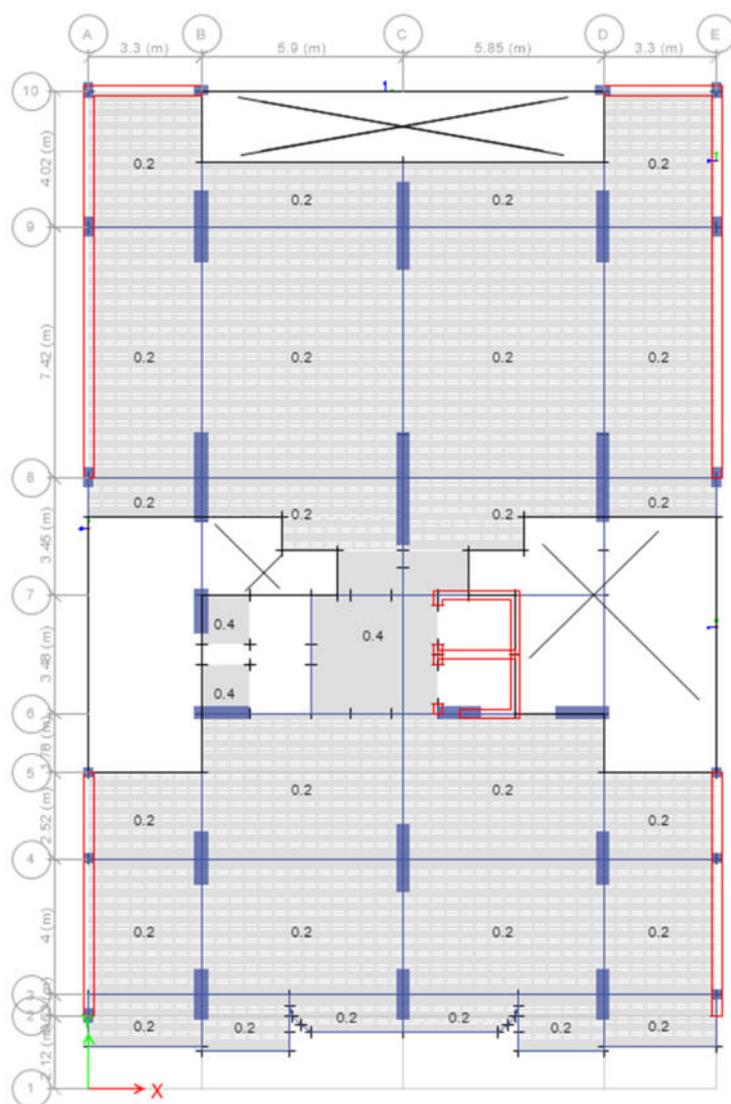


Fuente: Elaboración propia.

En este sentido tampoco es necesario el estudio de la transmisión de estas cargas, pues el software usado es capaz de tomar en cuenta la transmisión de las cargas gravitacionales. Todo esto es posible mediante la definición de losas como elementos membrana, que estén apoyadas en las vigas peraltadas. Este simple hecho le permite al programa distribuir las cargas gravitacionales de forma correcta y considerando un ancho tributario adecuado.

Figura 31

Vista en planta del primer piso



Fuente: Elaboración propia.

Por tanto, en este trabajo bastará con indicar las cargas muertas asociadas a los acabados, tabiquería móvil y cargas asociadas a las sobrecargas, y estas deberán ser ingresadas por metro cuadrado. Es así, que las cargas muertas se han considerado con un valor de 200 kg/m^2 , mientras que, en el caso de cargas vivas, estas han variado de acuerdo con su uso y de acuerdo con el reglamento nacional de cargas. Es así que, para el caso de viviendas la carga viva repartida por metro cuadrado tiene un valor de 200 kg/m^2 , mientras que para estacionamientos se tiene una carga viva de 400 kg/m^2 . Finalmente, es importante aclarar que, en el caso de azoteas, tanto las cargas vivas como muertas se consideran en 100 kg/m^2 . En las figuras anteriores se muestran las cargas vivas y muertas consideradas para el análisis sísmico.

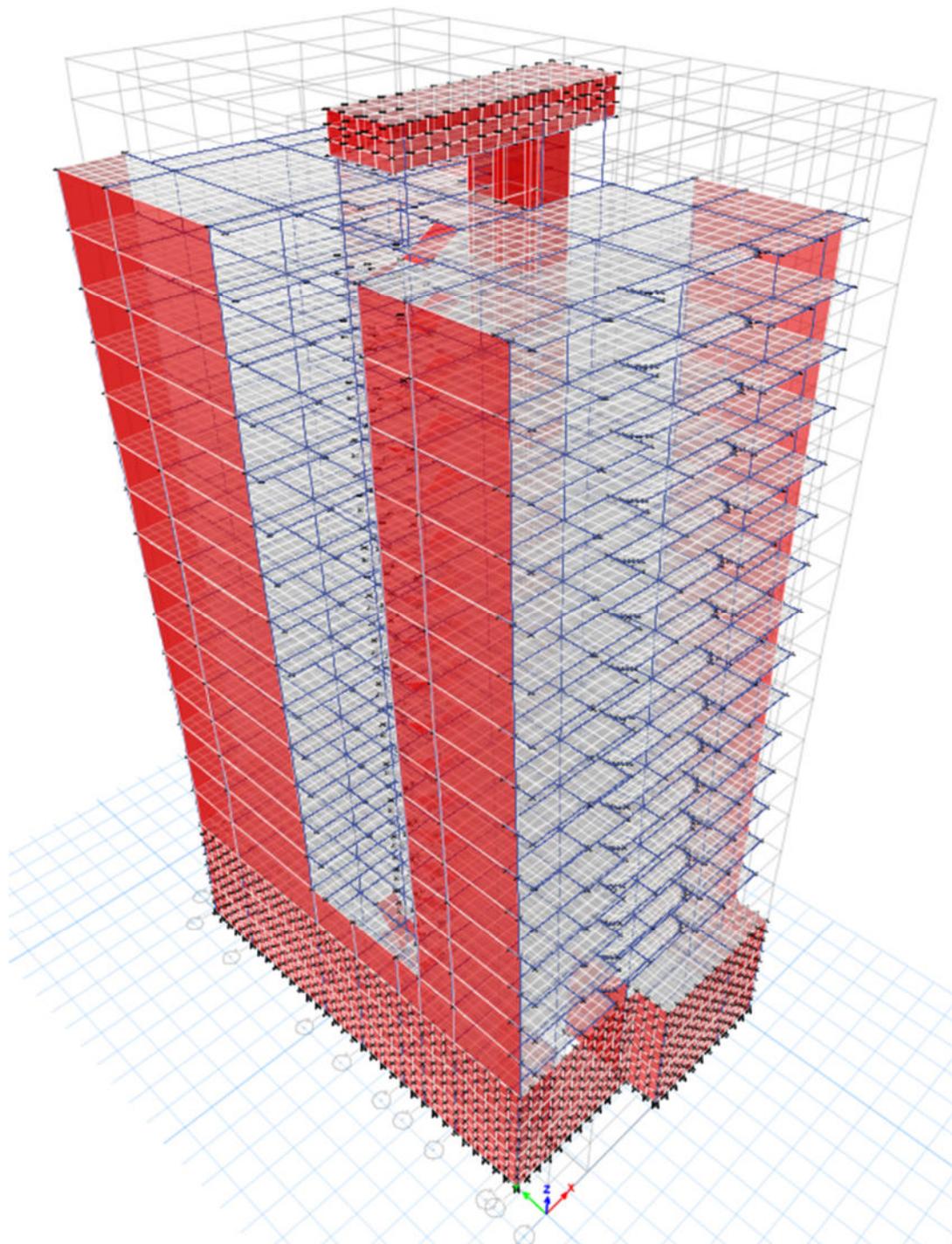
4.5.2. Análisis Modal

En la presente tesis, definimos al análisis modal como una técnica que permite estudiar las formas de vibrar de una estructura cualquiera (en nuestro caso los 15 niveles y 3 sótanos en estudio) y la determinación de los periodos asociados. Tiene gran importancia en el análisis sísmico, pues permite determinar que formas modales aportan con mayor incidencia en la respuesta sísmica de estructuras.

En la siguiente figura se aprecia la participación del modo 1 periodo de vibración = 1.414s en dirección X tal como se muestra:

Figura 32

1ra forma de vibrar de la estructura analizada con $T=1.414s$

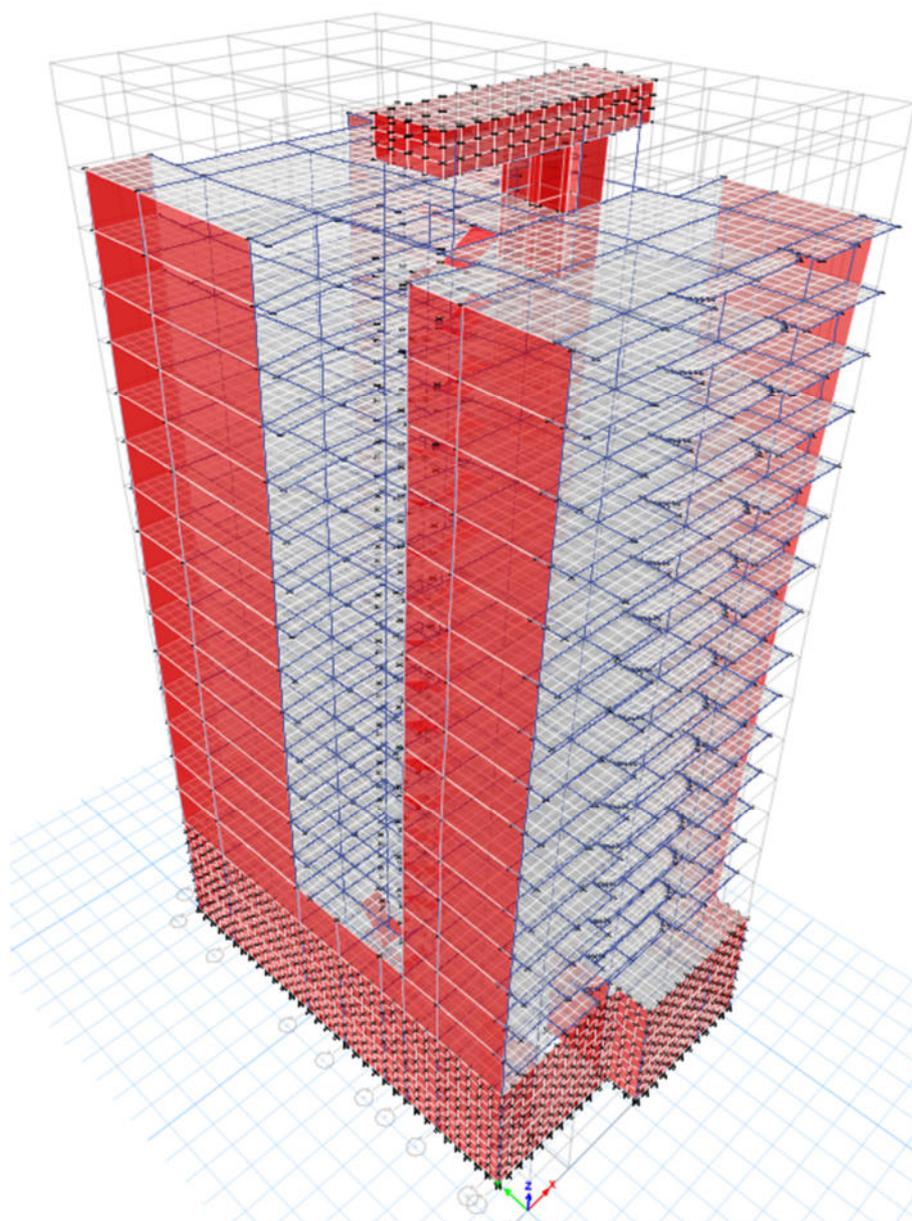


Fuente: Elaboración propia.

En la siguiente figura se aprecia la participación del modo 2 periodo de vibración = 0.613 en dirección Y tal como se muestra:

Figura 33

2da forma de vibrar estructura analizada con $T=0.613$ s

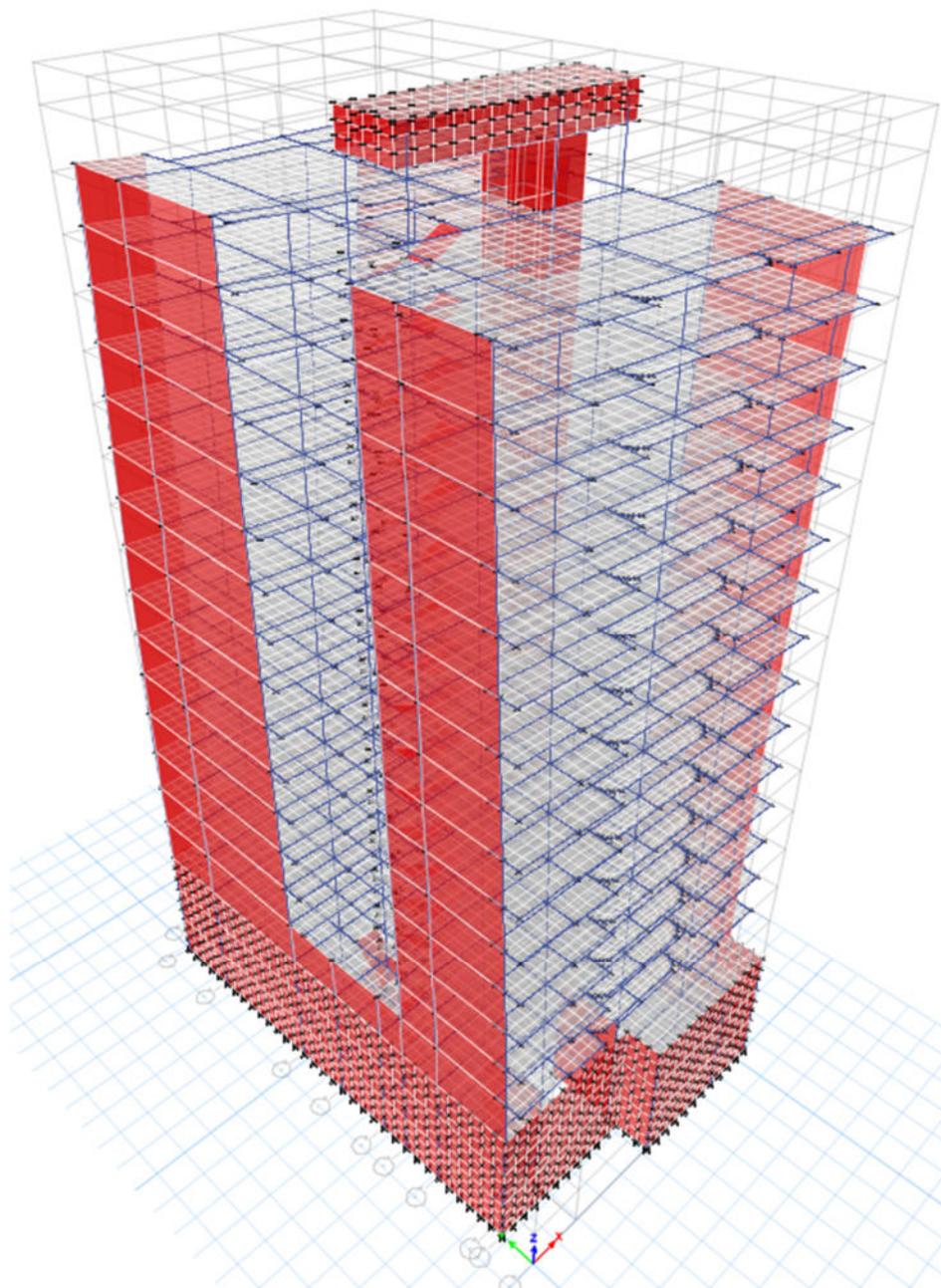


Fuente: Elaboración propia.

En la siguiente figura se aprecia la participación del modo 3 periodo de vibración = 0.586 en dirección Z tal como se muestra:

Figura 34

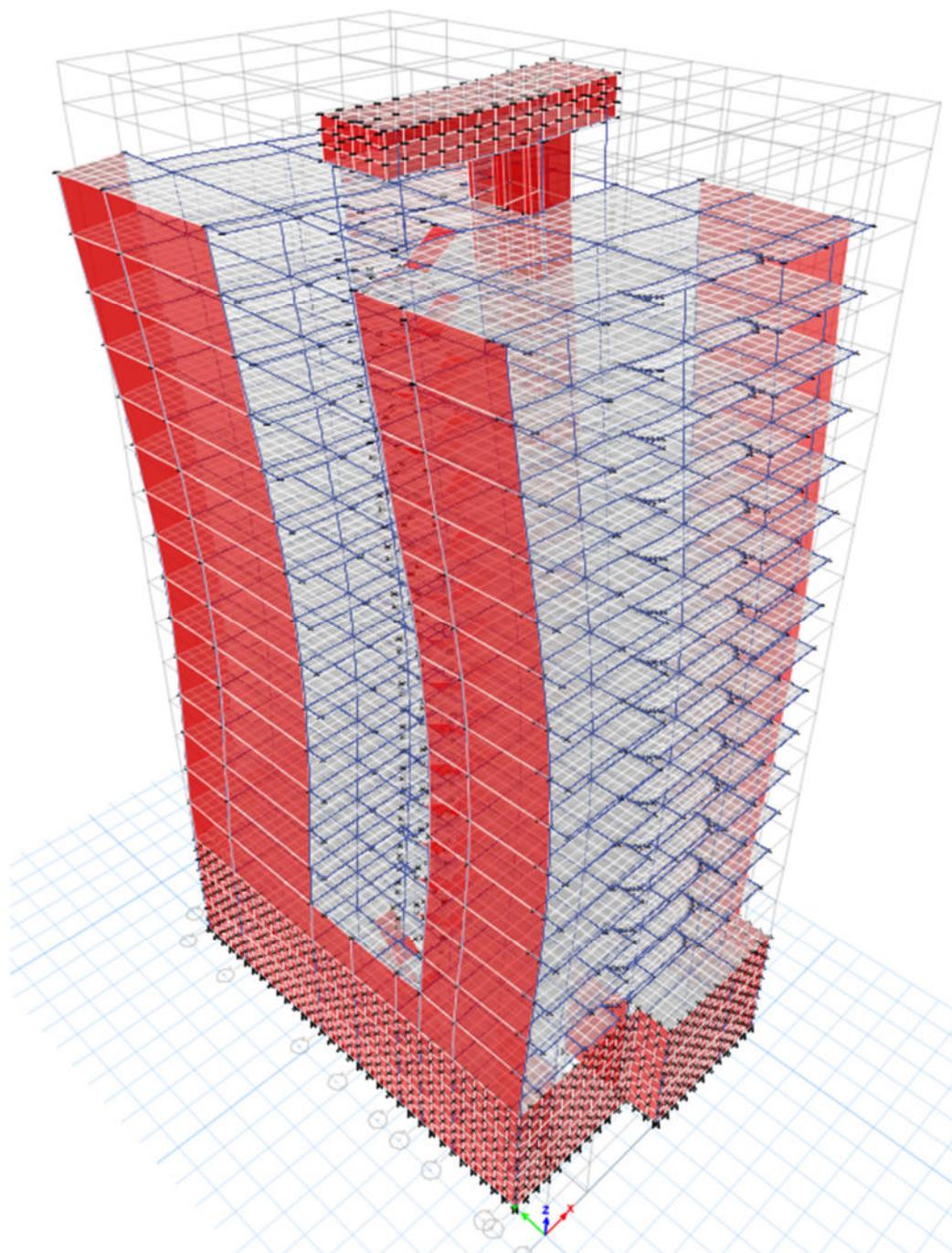
3ra forma de vibrar estructura analizada con $T=0.586$ s.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 35

4ta Forma de vibrar estructura analizada con $T=0.378$ s.



Fuente: Elaboración propia.

En la tabla se muestra el periodo, donde se puede apreciar en el modo 1 el máximo periodo es 1.414 en ETABS.

Tabla 21

Formas de modo y periodo asociados

| Mode | Period sec | Frequency cyc/sec | Circular Frequency rad/sec | Eigenvalue rad ² /sec ² |
|------|---------------|----------------------|-------------------------------|--|
| 1 | 1.414 | 0.707 | 4.4441 | 19.7505 |
| 2 | 0.613 | 1.631 | 10.2483 | 105.0275 |
| 3 | 0.586 | 1.705 | 10.7146 | 114.8017 |
| 4 | 0.378 | 2.648 | 16.6376 | 276.8104 |
| 5 | 0.182 | 5.506 | 34.5941 | 1196.754 |
| 6 | 0.145 | 6.914 | 43.444 | 1887.3773 |
| 7 | 0.131 | 7.625 | 47.9111 | 2295.4713 |
| 8 | 0.111 | 9.027 | 56.7156 | 3216.6631 |
| 9 | 0.084 | 11.866 | 74.558 | 5558.8889 |
| 10 | 0.079 | 12.661 | 79.5484 | 6327.951 |
| 11 | 0.078 | 12.871 | 80.8738 | 6540.579 |
| 12 | 0.064 | 15.511 | 97.4616 | 9498.7678 |
| 13 | 0.063 | 15.912 | 99.9774 | 9995.484 |
| 14 | 0.06 | 16.732 | 105.131 | 11052.5223 |
| 15 | 0.055 | 18.242 | 114.6195 | 13137.6225 |
| 16 | 0.049 | 20.354 | 127.8849 | 16354.55 |
| 17 | 0.049 | 20.547 | 129.0981 | 16666.3169 |
| 18 | 0.045 | 22.448 | 141.0445 | 19893.5435 |
| 19 | 0.043 | 23.02 | 144.639 | 20920.4477 |
| 20 | 0.043 | 23.119 | 145.2594 | 21100.2926 |
| 21 | 0.042 | 23.996 | 150.7686 | 22731.1796 |
| 22 | 0.04 | 24.848 | 156.1222 | 24374.1458 |
| 23 | 0.038 | 26.53 | 166.6929 | 27786.522 |
| 24 | 0.037 | 26.893 | 168.9745 | 28552.3966 |
| 25 | 0.034 | 29.13 | 183.0313 | 33500.4477 |

Tabla 22*Factores de participación*

| Mode | Period sec | UX | UY | Sum UX | Sum UY | RZ | Sum RZ |
|------|---------------|-------|-------|--------|--------|-------|--------|
| 1 | 1.414 | 0.572 | 0.000 | 0.572 | 0.000 | 0.010 | 0.010 |
| 2 | 0.613 | 0.000 | 0.564 | 0.572 | 0.564 | 0.001 | 0.011 |
| 3 | 0.586 | 0.002 | 0.001 | 0.575 | 0.565 | 0.528 | 0.539 |
| 4 | 0.378 | 0.125 | 0.000 | 0.700 | 0.565 | 0.001 | 0.539 |
| 5 | 0.182 | 0.062 | 0.000 | 0.762 | 0.565 | 0.003 | 0.542 |
| 6 | 0.145 | 0.000 | 0.207 | 0.762 | 0.772 | 0.000 | 0.542 |
| 7 | 0.131 | 0.006 | 0.001 | 0.768 | 0.773 | 0.193 | 0.735 |
| 8 | 0.111 | 0.056 | 0.000 | 0.824 | 0.773 | 0.000 | 0.735 |
| 9 | 0.084 | 0.000 | 0.003 | 0.824 | 0.775 | 0.000 | 0.735 |
| 10 | 0.079 | 0.025 | 0.020 | 0.849 | 0.795 | 0.000 | 0.735 |
| 11 | 0.078 | 0.026 | 0.017 | 0.875 | 0.812 | 0.001 | 0.736 |
| 12 | 0.064 | 0.001 | 0.062 | 0.876 | 0.875 | 0.015 | 0.752 |
| 13 | 0.063 | 0.021 | 0.008 | 0.896 | 0.882 | 0.063 | 0.815 |
| 14 | 0.06 | 0.022 | 0.002 | 0.919 | 0.884 | 0.021 | 0.836 |
| 15 | 0.055 | 0.001 | 0.000 | 0.920 | 0.884 | 0.002 | 0.838 |
| 16 | 0.049 | 0.000 | 0.002 | 0.920 | 0.886 | 0.000 | 0.838 |
| 17 | 0.049 | 0.024 | 0.000 | 0.944 | 0.886 | 0.000 | 0.838 |
| 18 | 0.045 | 0.000 | 0.036 | 0.944 | 0.922 | 0.006 | 0.844 |
| 19 | 0.043 | 0.000 | 0.000 | 0.944 | 0.922 | 0.000 | 0.844 |
| 20 | 0.043 | 0.003 | 0.000 | 0.948 | 0.923 | 0.001 | 0.845 |
| 21 | 0.042 | 0.001 | 0.005 | 0.949 | 0.927 | 0.046 | 0.892 |
| 22 | 0.04 | 0.013 | 0.000 | 0.961 | 0.927 | 0.016 | 0.907 |
| 23 | 0.038 | 0.000 | 0.001 | 0.961 | 0.929 | 0.000 | 0.908 |
| 24 | 0.037 | 0.000 | 0.010 | 0.962 | 0.939 | 0.007 | 0.915 |
| 25 | 0.034 | 0.008 | 0.000 | 0.969 | 0.939 | 0.004 | 0.918 |

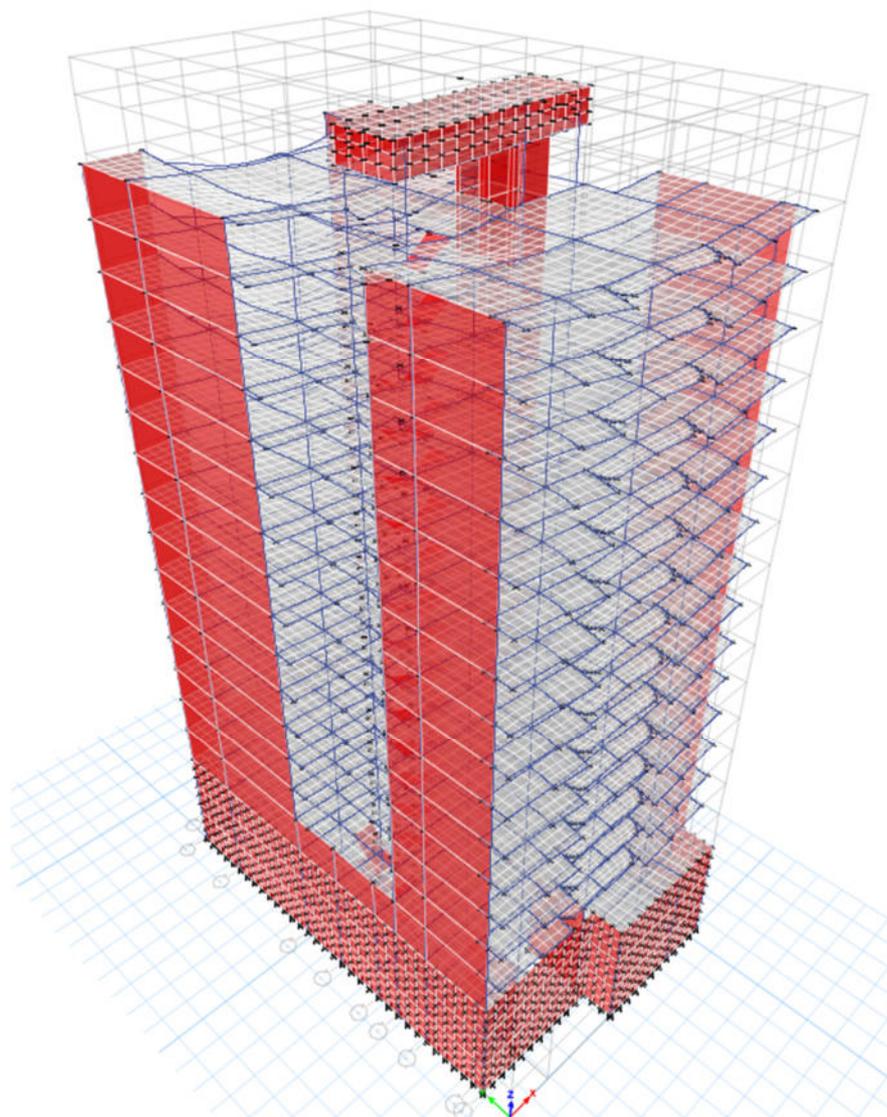
Nota: En direcciones X e Y.

4.5.3. Respuesta A Cargas Gravitacionales

Uno de los análisis de mayor relevancia es la distribución esfuerzos internos en los elementos estructurales debidas a las cargas de gravedad, es decir, debidas al peso de la estructura considerando, tanto las cargas muertas como cargas vivas. A continuación, se muestra la deformada de la estructura analizada.

Figura 36

Deformada por cargas gravitacionales



Fuente: Elaboración propia.

4.5.4. Definición de la Demanda Sísmica

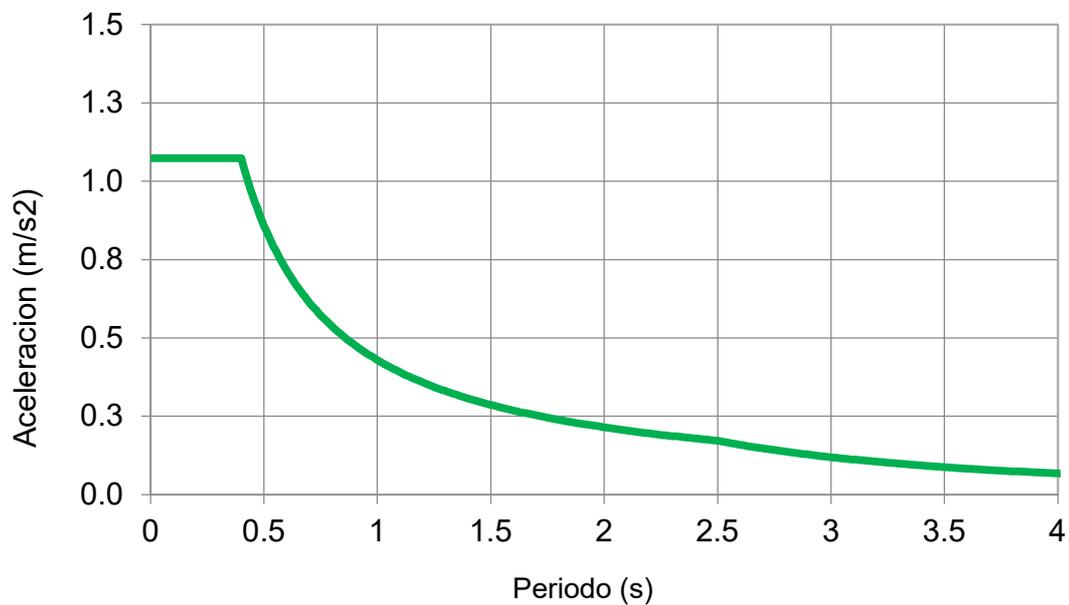
La demanda sísmica es la medida de las aceleraciones esperadas en una estructura dada. Dentro del estado del arte de la ingeniería estructural, esta se hace mediante el uso de espectros de aceleraciones. A continuación, se muestra el cálculo del espectro de aceleraciones correspondiente a la estructura analizada y los parámetros sísmicos considerados y mostrados a continuación.

| | | |
|----|------|----------------------------------|
| Z | 0.35 | Factor de zona |
| S | 1.00 | Factor de suelo |
| Tp | 0.40 | Periodo corto |
| Tl | 2.50 | Periodo largo |
| U | 1.00 | Factor de uso |
| Ro | 8.00 | Factor de reducción básico |
| Ia | 1.00 | Irregularidad en altura |
| Ip | 1.00 | Irregularidad en planta |
| R | 8.00 | Factor de reducción $R=Ro.Ia.Ib$ |

En las siguientes figuras, se aprecia los espectros en los ejes X e Y:

Figura 37

Espectro de aceleraciones en dirección X, para $R=8$.

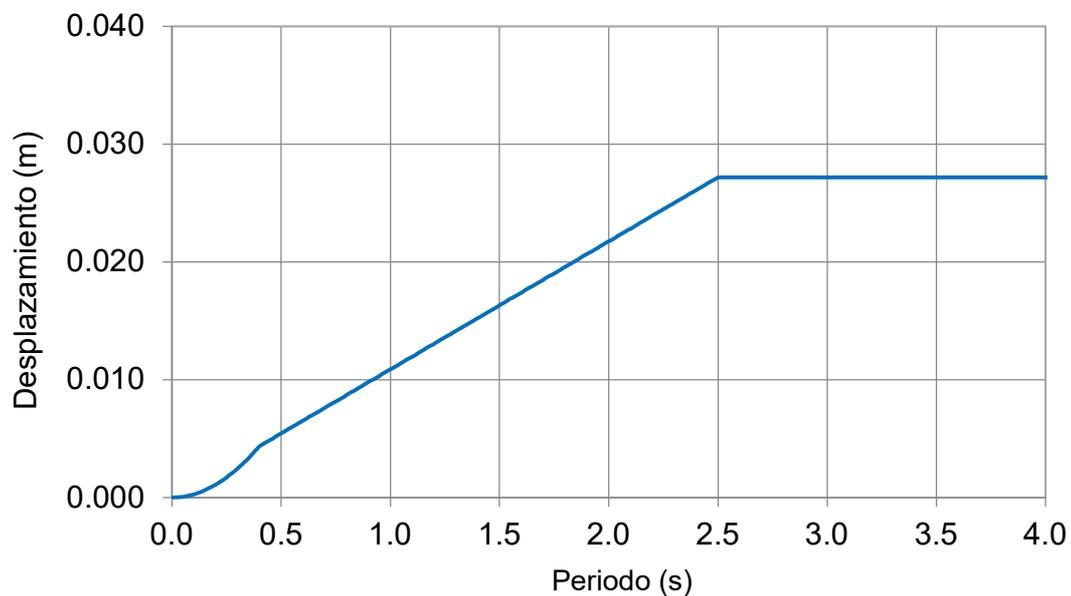


Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se muestra el espectro de desplazamientos asociado al espectro de aceleraciones mostrados en el gráfico anterior. Este gráfico, al igual que el de aceleraciones permite obtener los máximos desplazamientos esperados en función del periodo de la estructura analizada.

Figura 38

Espectro de desplazamientos en X, para R=6.

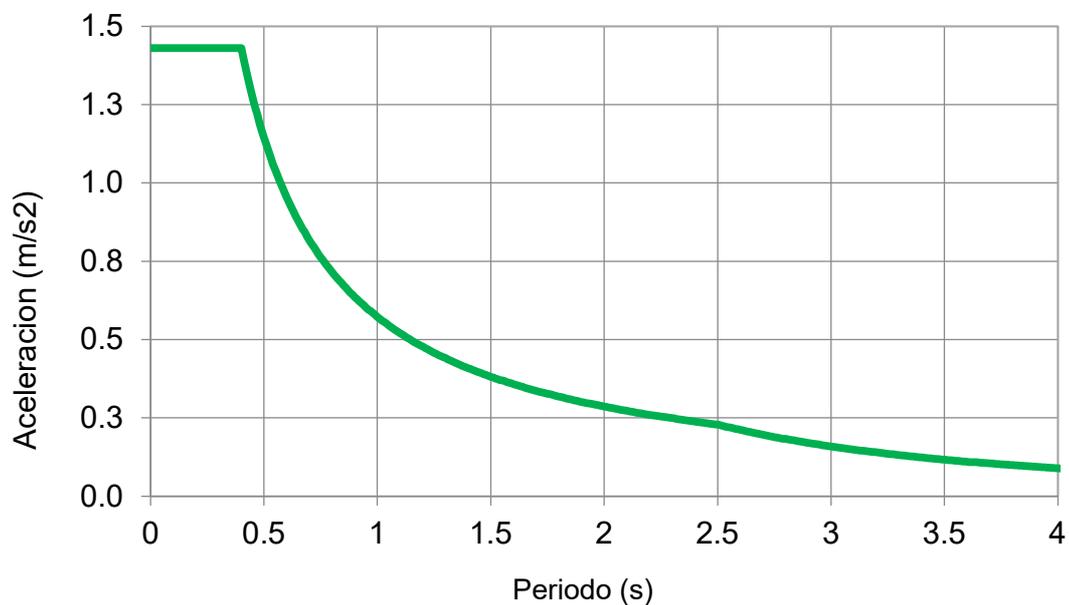


Fuente: Elaboración propia.

| | | |
|----|------|----------------------------------|
| Z | 0.35 | Factor de zona |
| S | 1.00 | Factor de suelo |
| Tp | 0.40 | Periodo corto |
| Tl | 2.50 | Periodo largo |
| U | 1.00 | Factor de uso |
| Ro | 6.00 | Factor de reducción básico |
| Ia | 1.00 | Irregularidad en altura |
| Ip | 1.00 | Irregularidad en planta |
| R | 6.00 | Factor de reducción $R=Ro.Ia.Ib$ |

Figura 39

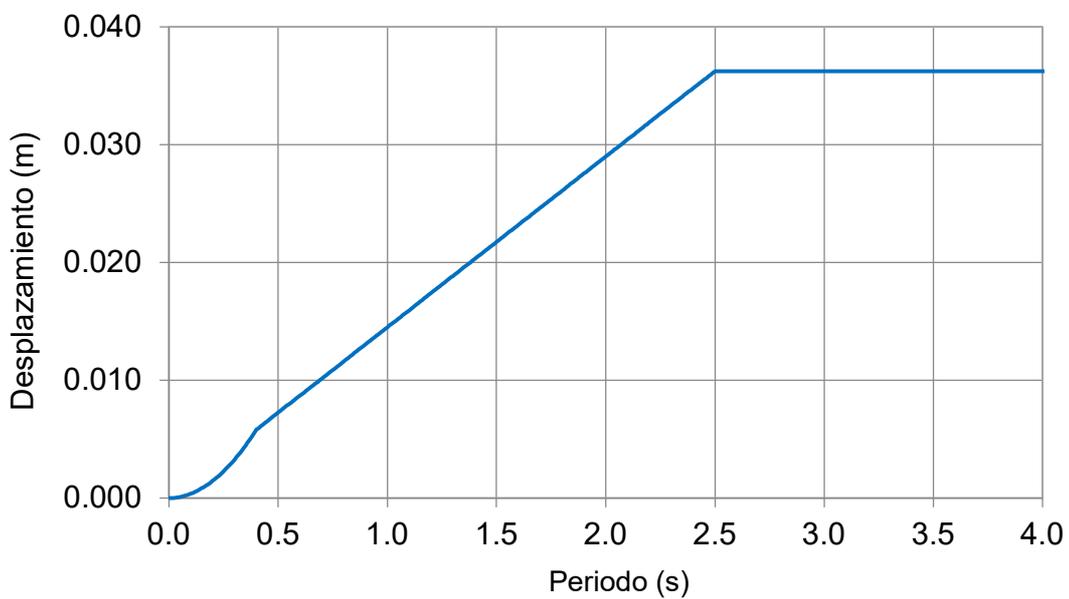
Espectro de aceleraciones en X, para R=6



Fuente: Elaboración propia.

Figura 40

Espectro de desplazamientos en Y para R=6.



Fuente: Elaboración propia.

Evaluación De La Respuesta Sísmica

Tabla 23*desplazamiento lateral*

| Story | TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts | | Ryx= | | 6 | |
|----------|---------------------------------|-----------|--------|--------|---------------|----|
| | Load Case/Combo | Max Drift | 0.75R | | DERIVA LIMITE | |
| | | | X-X | Y-Y | | |
| TECHO | SDIN X Max | 0.000785 | 0.0026 | | 0.007 | OK |
| TECHO | SDIN Y Max | 0.000431 | | 0.0015 | 0.007 | OK |
| PISO 14 | SDIN X Max | 0.000882 | 0.003 | | 0.007 | OK |
| PISO 14 | SDIN Y Max | 0.000441 | | 0.0015 | 0.007 | OK |
| PISO 13 | SDIN X Max | 0.000961 | 0.0032 | | 0.007 | OK |
| PISO 13 | SDIN Y Max | 0.000448 | | 0.0015 | 0.007 | OK |
| PISO 12 | SDIN X Max | 0.001025 | 0.0035 | | 0.007 | OK |
| PISO 12 | SDIN Y Max | 0.000453 | | 0.0015 | 0.007 | OK |
| PISO 11 | SDIN X Max | 0.001073 | 0.0036 | | 0.007 | OK |
| PISO 11 | SDIN Y Max | 0.000455 | | 0.0015 | 0.007 | OK |
| PISO 10 | SDIN X Max | 0.001108 | 0.0037 | | 0.007 | OK |
| PISO 10 | SDIN Y Max | 0.000451 | | 0.0015 | 0.007 | OK |
| PISO 9 | SDIN X Max | 0.001132 | 0.0038 | | 0.007 | OK |
| PISO 9 | SDIN Y Max | 0.000444 | | 0.0015 | 0.007 | OK |
| PISO 8 | SDIN X Max | 0.001145 | 0.0039 | | 0.007 | OK |
| PISO 8 | SDIN Y Max | 0.00043 | | 0.0015 | 0.007 | OK |
| PISO 7 | SDIN X Max | 0.001146 | 0.0039 | | 0.007 | OK |
| PISO 7 | SDIN Y Max | 0.000412 | | 0.0014 | 0.007 | OK |
| PISO 6 | SDIN X Max | 0.001131 | 0.0038 | | 0.007 | OK |
| PISO 6 | SDIN Y Max | 0.000386 | | 0.0013 | 0.007 | OK |
| PISO 5 | SDIN X Max | 0.001091 | 0.0037 | | 0.007 | OK |
| PISO 5 | SDIN Y Max | 0.000354 | | 0.0012 | 0.007 | OK |
| PISO 4 | SDIN X Max | 0.001015 | 0.0034 | | 0.007 | OK |
| PISO 4 | SDIN Y Max | 0.000314 | | 0.0011 | 0.007 | OK |
| PISO 3 | SDIN X Max | 0.000887 | 0.003 | | 0.007 | OK |
| PISO 3 | SDIN Y Max | 0.000265 | | 0.0009 | 0.007 | OK |
| PISO 2 | SDIN X Max | 0.000681 | 0.0023 | | 0.007 | OK |
| PISO 2 | SDIN Y Max | 0.000202 | | 0.0007 | 0.007 | OK |
| PISO 1 | SDIN X Max | 0.000361 | 0.0012 | | 0.007 | OK |
| PISO 1 | SDIN Y Max | 0.000103 | | 0.0003 | 0.007 | OK |
| SOTANO 1 | SDIN X Max | 0.000083 | 0.0003 | | 0.007 | OK |
| SOTANO 1 | SDIN Y Max | 0.000059 | | 0.0002 | 0.007 | OK |
| SOTANO 2 | SDIN X Max | 0.000051 | 0.0002 | | 0.007 | OK |
| SOTANO 2 | SDIN Y Max | 0.000047 | | 0.0002 | 0.007 | OK |
| SOTANO 3 | SDIN X Max | 0.000031 | 0.0001 | | 0.007 | OK |
| SOTANO 3 | SDIN Y Max | 0.00003 | | 0.0001 | 0.007 | OK |

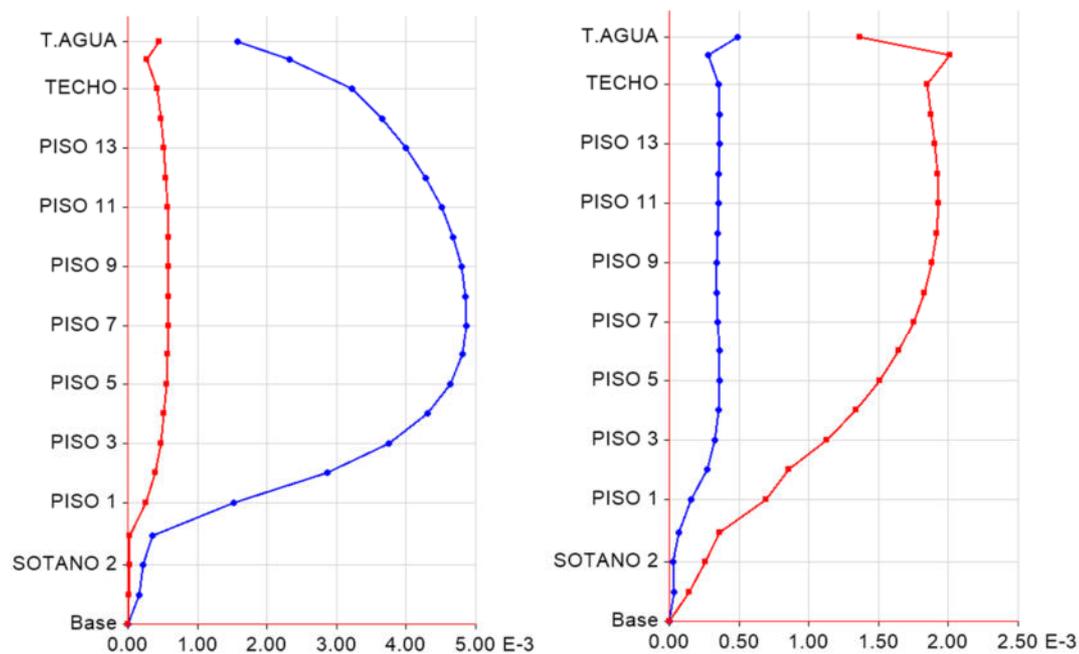
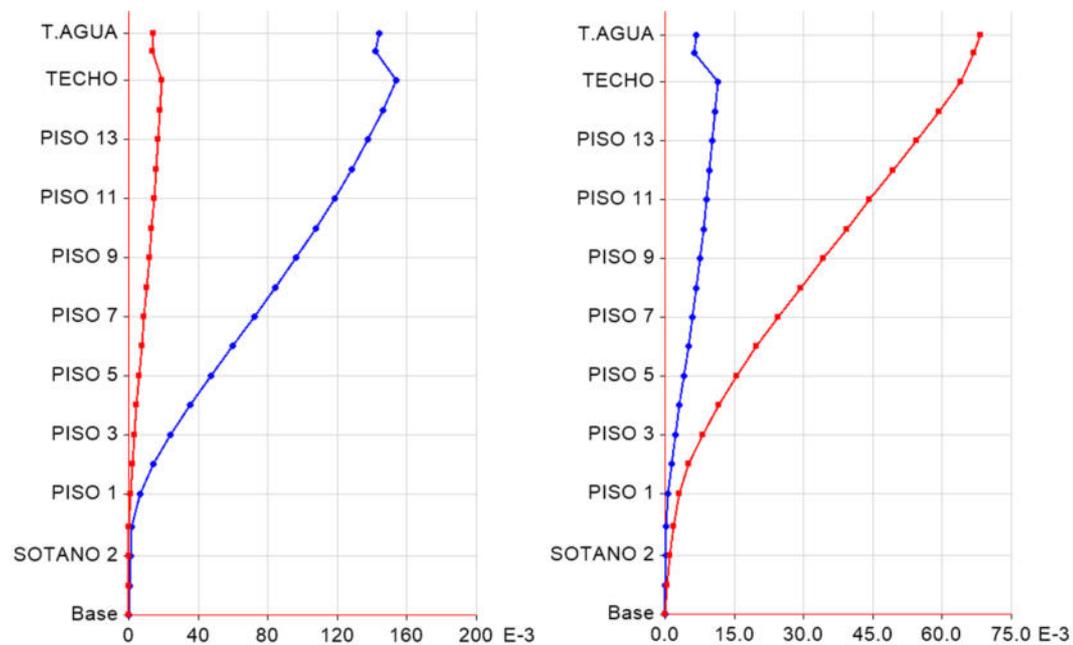
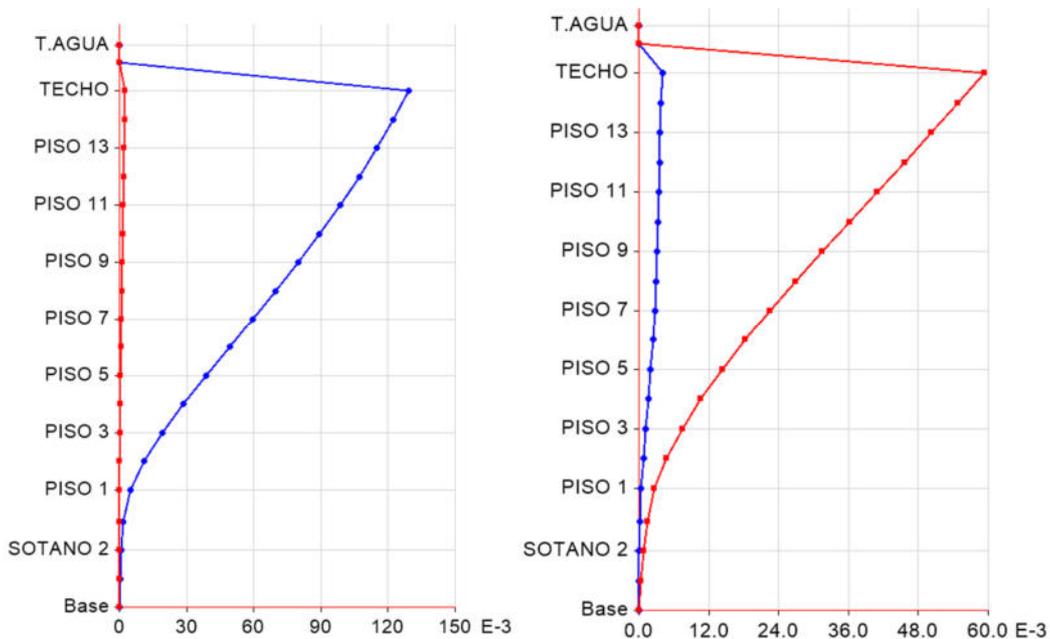
Figura 41*Máximas distorsiones en direcciones X e Y.**Fuente:* Elaboración propia.**Figura 41***Máximos desplazamientos en direcciones X e Y.**Fuente:* Elaboración propia.

Figura 42

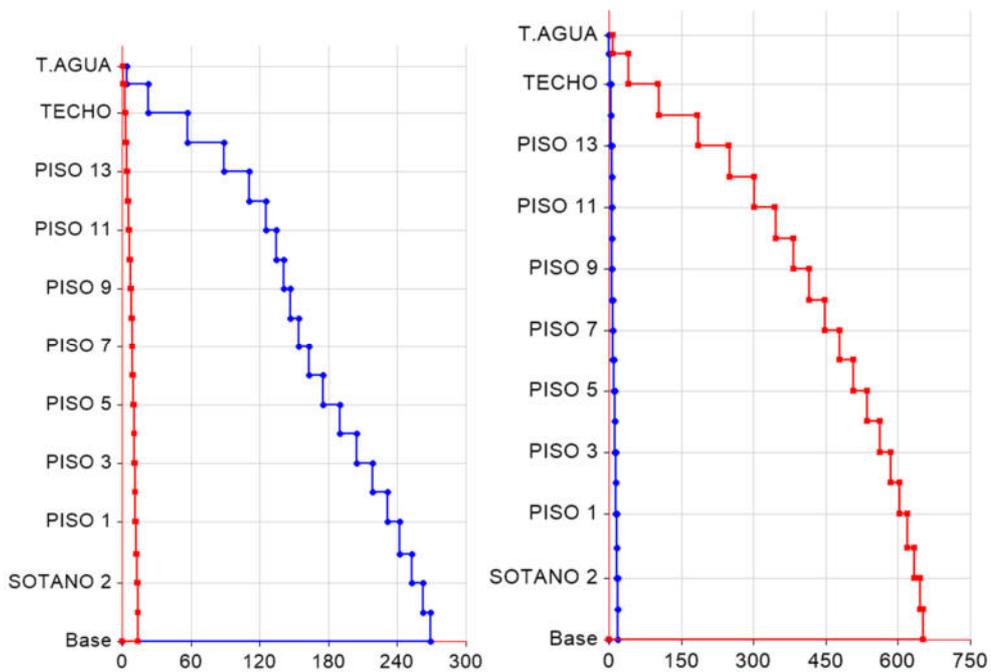
Desplazamientos del centro de masas debidos a los sismos en X e Y.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 43

Fuerzas cortantes dinámicas debidos a sismos en X e Y.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 24*Fuerzas actuantes en las columnas existentes debido al sismo en X.*

| Column | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|--------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| | tonf | tonf | tonf | tonf-m | tonf-m | tonf-m |
| C3 | 25.62 | 2.33 | 0.29 | 0.19 | 1.50 | 8.07 |
| C5 | 1.90 | 0.56 | 0.26 | 0.24 | 2.13 | 0.44 |
| C6 | 7.50 | 3.81 | 0.67 | 0.24 | 2.96 | 14.42 |
| C8 | 30.56 | 1.53 | 0.68 | 0.31 | 3.63 | 0.96 |
| C9 | 23.56 | 1.87 | 0.32 | 0.12 | 1.74 | 3.25 |
| C10 | 16.74 | 1.49 | 1.16 | 0.14 | 3.10 | 4.64 |
| C11 | 13.92 | 0.95 | 1.09 | 0.14 | 2.97 | 3.71 |
| C12 | 25.78 | 1.41 | 1.15 | 0.13 | 2.99 | 4.17 |
| C13 | 4.86 | 0.07 | 1.04 | 0.13 | 2.96 | 0.11 |
| C14 | 26.62 | 1.03 | 1.22 | 0.13 | 3.15 | 3.78 |
| C15 | 7.93 | 0.40 | 1.21 | 0.18 | 3.65 | 0.72 |
| C16 | 25.46 | 1.86 | 0.30 | 0.19 | 1.49 | 7.95 |
| C17 | 17.19 | 2.95 | 0.68 | 0.24 | 2.94 | 13.88 |
| C18 | 27.58 | 2.10 | 0.18 | 0.12 | 0.22 | 21.80 |
| C19 | 57.64 | 2.20 | 0.14 | 0.14 | 0.12 | 22.20 |
| Suma | | 24.54 | 10.38 | | | |

Vdin=270 t

Vcol=10.38

Porcentaje de absorcion=4%

Tabla 25*Fuerzas actuantes en las columnas existentes debido al sismo en Y.*

| Column | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|--------|---|----|----|---|----|----|
|--------|---|----|----|---|----|----|

| | tonf | tonf | tonf | tonf-m | tonf-m | tonf-m |
|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| C3 | 25.50 | 0.80 | 2.09 | 0.27 | 4.21 | 3.18 |
| C5 | 1.82 | 0.17 | 2.44 | 0.35 | 5.14 | 1.53 |
| C6 | 7.23 | 1.66 | 2.90 | 0.35 | 5.70 | 6.65 |
| C8 | 29.77 | 1.51 | 3.33 | 0.45 | 6.85 | 2.31 |
| C9 | 23.47 | 1.95 | 0.57 | 0.11 | 1.19 | 1.82 |
| C10 | 16.03 | 0.38 | 2.92 | 0.20 | 4.90 | 1.12 |
| C11 | 13.29 | 0.51 | 2.93 | 0.20 | 4.92 | 1.76 |
| C12 | 24.58 | 0.23 | 2.98 | 0.18 | 4.95 | 1.02 |
| C13 | 4.75 | 0.17 | 2.67 | 0.18 | 4.58 | 0.47 |
| C14 | 25.55 | 0.33 | 2.97 | 0.18 | 4.91 | 1.63 |
| C15 | 7.45 | 1.08 | 3.16 | 0.26 | 5.57 | 1.75 |
| C16 | 25.35 | 1.02 | 2.09 | 0.27 | 4.20 | 4.79 |
| C17 | 16.73 | 2.05 | 2.94 | 0.35 | 5.73 | 9.43 |
| C18 | 27.39 | 5.99 | 0.45 | 0.17 | 0.35 | 27.98 |
| C19 | 55.98 | 6.25 | 0.44 | 0.20 | 0.50 | 28.93 |
| Total | | 24.12 | 34.87 | | | |

Vdin=260 t

Vcol=34.87

Porcentaje de absorcion=13.4%

De los resultados obtenidos se concluye que en direccion "X" se tiene un sistema de muros estructurales, mientras que en direccion "Y" se tiene, tambien un sistema de muros estructurales.

De acuerdo con esto se tiene:

Rx=6

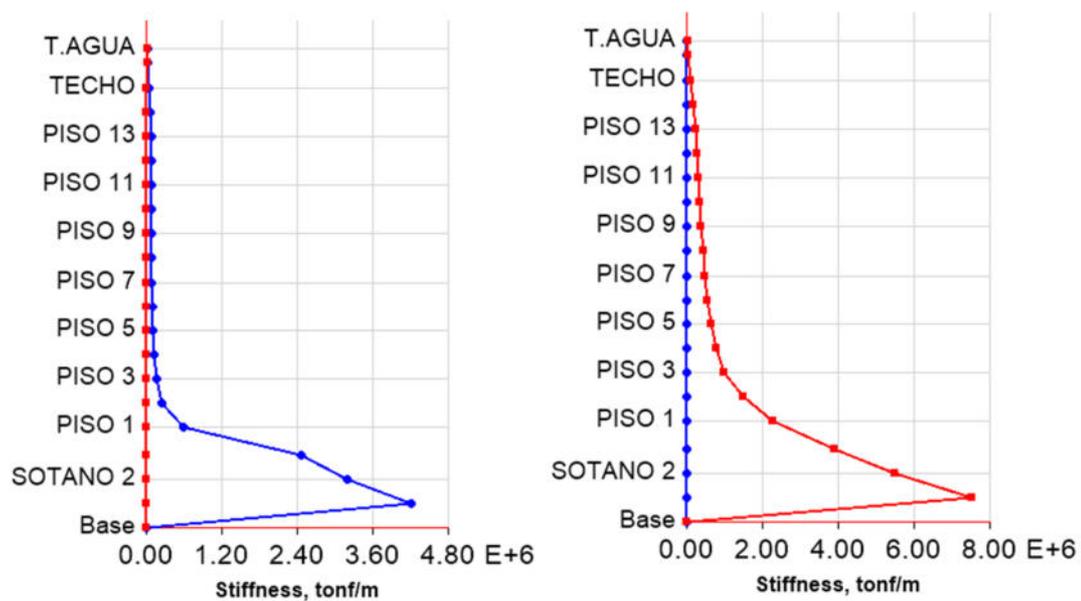
Ry=6

4.5.5. Evaluación De Irregularidades En Planta

- Irregularidad De Rigidez

Figura 44

Rigidez lateral de la estructura analizada.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 26*Rigideces laterales en dirección X e Y*

| Story | Elevation m | X-Dir tonf/m | Y-Dir tonf/m |
|----------|----------------|-----------------|-----------------|
| T.AGUA | 52.25 | 16522.55 | 22221.956 |
| AZO | 50.65 | 22106.71 | 37877.431 |
| TECHO | 48 | 44112.86 | 98355.706 |
| PISO 14 | 45.35 | 62133.01 | 172522.862 |
| PISO 13 | 42.7 | 71301.88 | 230343.673 |
| PISO 12 | 40.05 | 75685.49 | 276160.234 |
| PISO 11 | 37.4 | 77584.43 | 315013.47 |
| PISO 10 | 34.75 | 78599.28 | 351382.71 |
| PISO 9 | 32.1 | 80090.89 | 389194.83 |
| PISO 8 | 29.45 | 83116.66 | 431911.004 |
| PISO 7 | 26.8 | 88435.85 | 484084.628 |
| PISO 6 | 24.15 | 96796.11 | 552133.43 |
| PISO 5 | 21.5 | 109209.89 | 642902.595 |
| PISO 4 | 18.85 | 127833.50 | 772426.709 |
| PISO 3 | 16.2 | 158799.07 | 985055.516 |
| PISO 2 | 13.55 | 236823.69 | 1480924.39 |
| PISO 1 | 10.9 | 596470.69 | 2254782.154 |
| SOTANO 1 | 7.95 | 2468405.03 | 3893844.02 |
| SOTANO 2 | 5.3 | 3184227.73 | 5478773.125 |
| SOTANO 3 | 2.65 | 4208469.24 | 7513895.123 |
| Base | 0 | 0 | 0 |

Tabla 27*Verificación de irregularidad de rigidez en X e Y*

| Story | Elevation m | X-Dir tonf/m | Y-Dir tonf/m | C01X | C01Y | Obs | C02X | C02Y | Obs |
|---------|----------------|-----------------|-----------------|------|------|-----|------|------|-----|
| T.AGUA | 52.25 | 16522.55 | 22221.96 | | | | | | |
| AZO | 50.65 | 22106.71 | 37877.431 | 1.34 | 1.70 | OK | | | |
| TECHO | 48 | 44112.86 | 98355.706 | 2.00 | 2.60 | OK | | | |
| PISO 14 | 45.35 | 62133.01 | 172522.86 | 1.41 | 1.75 | OK | 3.27 | 0.85 | OK |
| PISO 13 | 42.7 | 71301.88 | 230343.67 | 1.15 | 1.34 | OK | 2.24 | 0.73 | OK |
| PISO 12 | 40.05 | 75685.49 | 276160.23 | 1.06 | 1.20 | OK | 1.65 | 0.70 | OK |
| PISO 11 | 37.4 | 77584.43 | 315013.47 | 1.03 | 1.14 | OK | 1.39 | 0.85 | OK |
| PISO 10 | 34.75 | 78599.28 | 351382.71 | 1.01 | 1.12 | OK | 1.28 | 0.94 | OK |
| PISO 9 | 32.1 | 80090.89 | 389194.83 | 1.02 | 1.11 | OK | 1.24 | 0.99 | OK |
| PISO 8 | 29.45 | 83116.66 | 431911 | 1.04 | 1.11 | OK | 1.23 | 1.02 | OK |
| PISO 7 | 26.8 | 88435.85 | 484084.63 | 1.06 | 1.12 | OK | 1.24 | 1.04 | OK |
| PISO 6 | 24.15 | 96796.11 | 552133.43 | 1.09 | 1.14 | OK | 1.27 | 1.05 | OK |
| PISO 5 | 21.5 | 109209.89 | 642902.6 | 1.13 | 1.16 | OK | 1.31 | 1.06 | OK |
| PISO 4 | 18.85 | 127833.5 | 772426.71 | 1.17 | 1.20 | OK | 1.38 | 1.07 | OK |
| PISO 3 | 16.2 | 158799.07 | 985055.52 | 1.24 | 1.28 | OK | 1.50 | 1.10 | OK |
| PISO 2 | 13.55 | 236823.69 | 1480924.4 | 1.49 | 1.50 | OK | 1.85 | 1.26 | OK |
| PISO 1 | 10.9 | 596470.69 | 2254782.2 | 2.52 | 1.52 | OK | 2.09 | 1.94 | OK |

Tabla 28*Irregularidad de masa*

| Story | UX tonf-s ² /m | UY tonf-s ² /m | mi/mi+1 | Criterio |
|---------|------------------------------|------------------------------|---------|----------|
| T. AGUA | 2.44 | 2.44 | | |
| AZOTEA | 12.10 | 12.10 | | |
| TECHO | 37.93 | 37.93 | | |
| PISO 14 | 54.89 | 54.89 | 1.45 | OK |
| PISO 13 | 55.23 | 55.23 | 1.01 | OK |
| PISO 12 | 55.23 | 55.23 | 1.00 | OK |
| PISO 11 | 55.23 | 55.23 | 1.00 | OK |
| PISO 10 | 55.23 | 55.23 | 1.00 | OK |

| Story | UX tonf-s ² /m | UY tonf-s ² /m | mi/mi+1 | Criterio |
|--------|------------------------------|------------------------------|---------|----------|
| PISO 9 | 55.23 | 55.23 | 1.00 | OK |
| PISO 8 | 55.23 | 55.23 | 1.00 | OK |
| PISO 7 | 55.23 | 55.23 | 1.00 | OK |
| PISO 6 | 55.23 | 55.23 | 1.00 | OK |
| PISO 5 | 55.23 | 55.23 | 1.00 | OK |
| PISO 4 | 55.23 | 55.23 | 1.00 | OK |
| PISO 3 | 55.23 | 55.23 | 1.00 | OK |
| PISO 2 | 55.23 | 55.23 | 1.00 | OK |
| PISO 1 | 59.61 | 59.61 | 1.08 | OK |

- **Irregularidad Geométrica Vertical**

Este tipo de irregularidad no aplica al caso analizado; pues, para que exista este tipo de irregularidad deben existir cambios en la geometría vertical, y esto no ocurre en el presente caso.

- **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes**

Este tipo de irregularidad no aplica, pues no existen elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales que resulten discontinuados de un nivel a otro.

4.5.6. *Evaluación de Irregularidades en Planta*

- **Irregularidad Torsional**

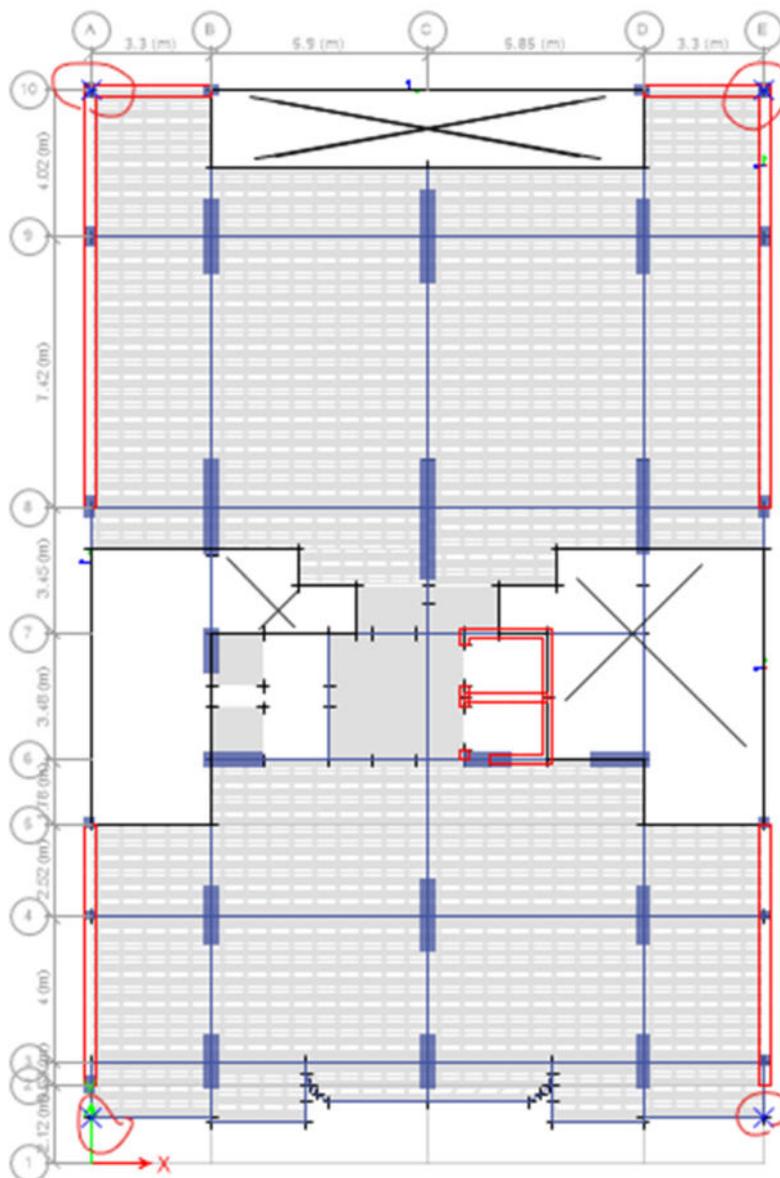
De acuerdo con la norma peruana de diseño sísmico (E030), existe irregularidad torsional cuando en cualquiera de las direcciones de análisis el máximo desplazamiento relativo (Δ_{max}) de entrepiso en esa dirección en uno de los extremos del edificio, calculado, considerando la excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo Δ_{prom} promedio de los extremos del mismo entrepiso en esa dirección. Además, la misma disposición establece que tal

verificación e haga solo en el caso que las máximas distorsiones sobrepasen el 50% de las máximas distorsiones.

$$\Delta_{max} > 1.3\Delta_{prom} = 1.3 \frac{\sum_i^n \Delta_i}{n}$$

Figura 45

Selección de los puntos extremos en planta del séptimo piso



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 29*Evaluación del criterio de irregularidad torsional en el piso 7*

| Label | UX m | UY m |
|----------|----------|----------|
| 27 | 0.049006 | 0.007418 |
| 31 | 0.049006 | 0.008947 |
| 51 | 0.071976 | 0.007418 |
| 52 | 0.071976 | 0.008947 |
| Max | 0.071976 | 0.008947 |
| Prom | 0.060491 | 0.008183 |
| Max/Prom | 1.189863 | 1.093431 |

- **Esquinas Entrantes**

Existe este tipo de irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, existen esquinas entrantes de hasta el 20% de la longitud total. En el presente caso de estudio no existen ninguna de estas condiciones, por lo que se puede asegurar que no existe este tipo de irregularidad.

- **Discontinuidad de Diafragma**

De acuerdo con la norma peruana de diseño sísmico (E030, 2018), existe este tipo de irregularidad cuando existen reducciones o cambios de área de los diafragmas rígidos, en por lo menos 50% de su valor en una sección cualquiera. En el presente caso de estudio, no existe una reducción de sección transversal del diafragma rígido que alcance esta cantidad, por lo que se concluye que esta edificación no tienen irregularidad de diafragama.

- **Irregularidad de Sistemas No Paralelos**

De acuerdo con la norma peruana de diseño sísmico, este tipo de irregularidad existe cuando se tienen elementos del sistema resistente no paralelos; es decir, cuando existen vigas no paralelas

o columnas no paralelas. Como se puede verificar de un análisis simple, esta condición no existe en el presente caso de estudio, por lo que se concluye que no existe este tipo de irregularidad.

- **Conclusion Sobre las Irregularidades del Sistema Estructural**

De acuerdo con los resultados obtenidos se puede ver que no existe irregularidad en altura, así como tampoco, existe irregularidad en planta, así que se concluye que los factores de irregularidad en planta y en altura son:

$$I_a=1$$

$$I_p=1$$

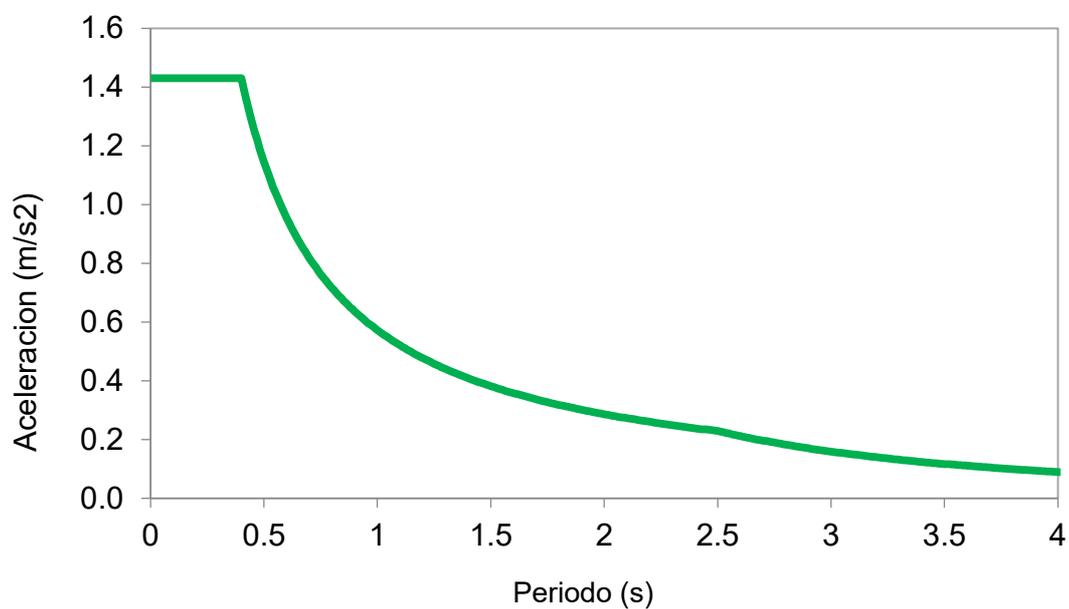
4.5.7. *Determinación de la Demanda Sísmica*

estará dado por

| | | |
|----------------|------|---|
| S | 1.00 | Factor de suelo |
| T _p | 0.40 | Periodo corto |
| T _l | 2.50 | Periodo largo |
| U | 1.00 | Factor de uso |
| R _o | 6.00 | Factor de reducción básico |
| I _a | 1.00 | Irregularidad en altura |
| I _p | 1.00 | Irregularidad en planta |
| R | 6.00 | Factor de reducción $R=R_o \cdot I_a \cdot I_b$ |

Figura 46

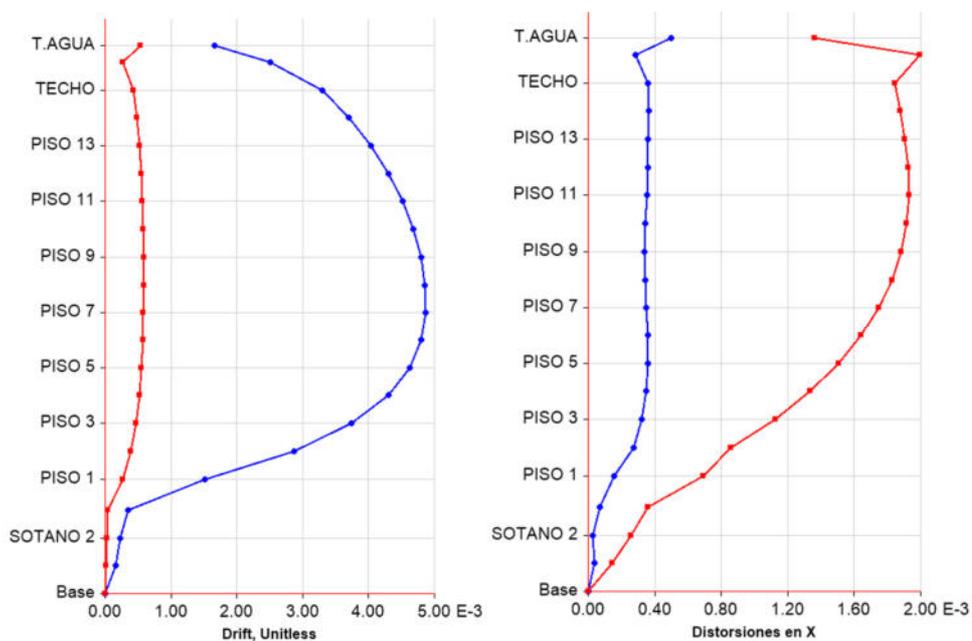
Definición de la demanda sísmica final de la estructura analizada.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 47

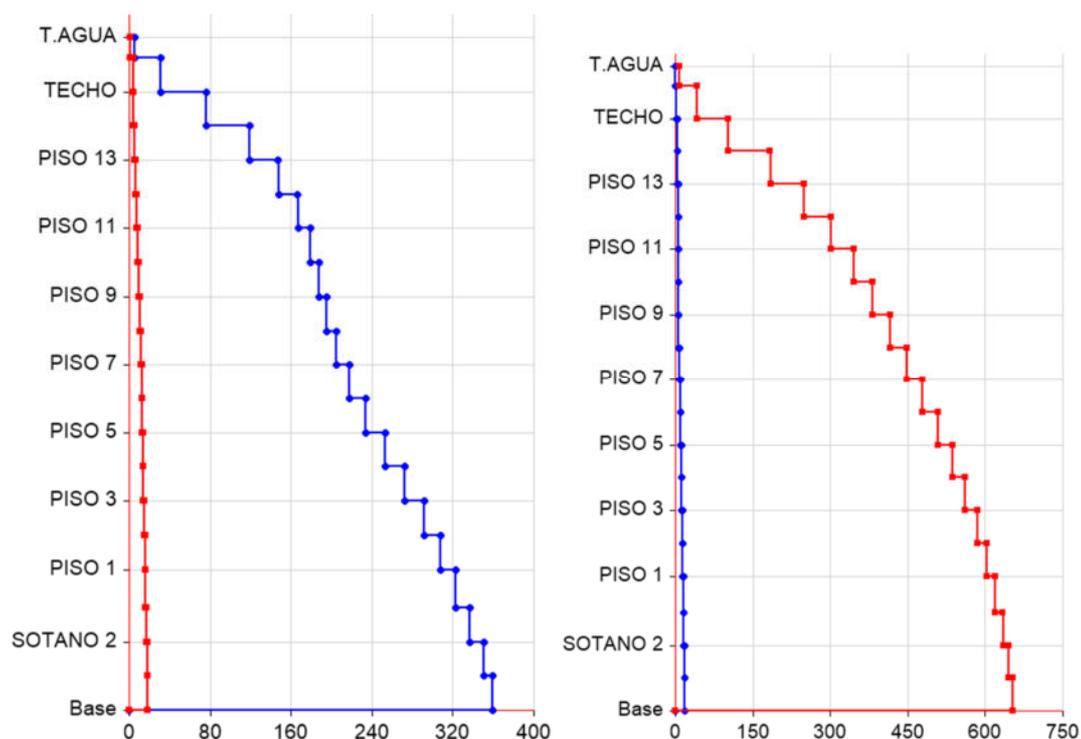
Máximas distorsiones laterales debidas a los sismos en X e Y.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 48

Máximas fuerzas cortantes debidas a los sismos en X e Y.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 30

Fuerzas cortantes actuantes en la estructura en dirección X

| Story | Elevation m | Location | X-Dir tonf | Y-Dir tonf |
|---------|----------------|----------|---------------|---------------|
| T.AGUA | 52.25 | Top | 5.6109 | 1.199 |
| | | Bottom | 5.6109 | 1.199 |
| AZO | 50.65 | Top | 31.2353 | 3.8153 |
| | | Bottom | 31.2353 | 3.8153 |
| TECHO | 48 | Top | 75.8884 | 4.254 |
| | | Bottom | 76.2621 | 4.2474 |
| PISO 14 | 45.35 | Top | 118.7044 | 5.4009 |
| | | Bottom | 118.9548 | 5.4015 |
| PISO 13 | 42.7 | Top | 147.453 | 6.663 |
| | | Bottom | 147.6238 | 6.665 |
| PISO 12 | 40.05 | Top | 166.6665 | 7.8736 |

| Story | Elevation m | Location | X-Dir tonf | Y-Dir tonf |
|----------|----------------|----------|---------------|---------------|
| | | Bottom | 166.7798 | 7.8707 |
| PISO 11 | 37.4 | Top | 179.025 | 8.8772 |
| | | Bottom | 179.0973 | 8.8699 |
| PISO 10 | 34.75 | Top | 187.4487 | 9.9203 |
| | | Bottom | 187.5019 | 9.9166 |
| PISO 9 | 32.1 | Top | 195.1085 | 10.9423 |
| | | Bottom | 195.1656 | 10.9365 |
| PISO 8 | 29.45 | Top | 204.6136 | 11.7786 |
| | | Bottom | 204.6904 | 11.7721 |
| PISO 7 | 26.8 | Top | 217.3903 | 12.5714 |
| | | Bottom | 217.4931 | 12.5644 |
| PISO 6 | 24.15 | Top | 233.7812 | 13.2524 |
| | | Bottom | 233.9079 | 13.2421 |
| PISO 5 | 21.5 | Top | 252.8545 | 13.8332 |
| | | Bottom | 252.9944 | 13.8246 |
| PISO 4 | 18.85 | Top | 272.6512 | 14.4689 |
| | | Bottom | 272.7901 | 14.4648 |
| PISO 3 | 16.2 | Top | 291.4429 | 15.1036 |
| | | Bottom | 291.5701 | 15.1023 |
| PISO 2 | 13.55 | Top | 308.0132 | 15.7934 |
| | | Bottom | 308.1203 | 15.7981 |
| PISO 1 | 10.9 | Top | 322.6595 | 16.5981 |
| | | Bottom | 322.7498 | 16.6044 |
| SOTANO 1 | 7.95 | Top | 336.2228 | 17.4633 |
| | | Bottom | 336.2716 | 17.4645 |
| SOTANO 2 | 5.3 | Top | 350.2907 | 18.1785 |
| | | Bottom | 350.3274 | 18.1822 |
| SOTANO 3 | 2.65 | Top | 358.7949 | 18.5853 |
| | | Bottom | 358.7971 | 18.5857 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |
| | | Bottom | 0 | 0 |

Tabla 31*Fuerzas cortantes actuantes en la estructura en dirección Y*

| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir |
|---------|-----------|----------|-------|-------|
| | m | | tonf | tonf |
| T.AGUA | 52.25 | Top | 0.5 | 8.9 |
| | | Bottom | 0.5 | 8.9 |
| AZO | 50.65 | Top | 2.8 | 41.3 |
| | | Bottom | 2.8 | 41.3 |
| TECHO | 48 | Top | 4.1 | 102.6 |
| | | Bottom | 4.1 | 103.2 |
| PISO 14 | 45.35 | Top | 4.8 | 183.9 |
| | | Bottom | 4.8 | 184.4 |
| PISO 13 | 42.7 | Top | 5.7 | 249.4 |
| | | Bottom | 5.7 | 249.8 |
| PISO 12 | 40.05 | Top | 6.6 | 301.9 |
| | | Bottom | 6.6 | 302.2 |
| PISO 11 | 37.4 | Top | 6.7 | 345.2 |
| | | Bottom | 6.7 | 345.5 |
| PISO 10 | 34.75 | Top | 6.5 | 382.4 |
| | | Bottom | 6.5 | 382.6 |
| PISO 9 | 32.1 | Top | 6.8 | 416.0 |
| | | Bottom | 6.8 | 416.2 |
| PISO 8 | 29.45 | Top | 7.8 | 447.8 |
| | | Bottom | 7.9 | 448.0 |
| PISO 7 | 26.8 | Top | 9.1 | 478.3 |
| | | Bottom | 9.1 | 478.5 |
| PISO 6 | 24.15 | Top | 10.3 | 507.8 |
| | | Bottom | 10.3 | 508.0 |
| PISO 5 | 21.5 | Top | 11.6 | 535.9 |
| | | Bottom | 11.6 | 536.0 |
| PISO 4 | 18.85 | Top | 12.8 | 561.6 |
| | | Bottom | 12.8 | 561.8 |
| PISO 3 | 16.2 | Top | 13.8 | 584.4 |
| | | Bottom | 13.8 | 584.5 |
| PISO 2 | 13.55 | Top | 14.7 | 603.4 |
| | | Bottom | 14.7 | 603.5 |
| PISO 1 | 10.9 | Top | 15.5 | 619.3 |

| | | | | |
|----------|------|--------|------|-------|
| | | Bottom | 15.6 | 619.4 |
| SOTANO 1 | 7.95 | Top | 16.7 | 634.4 |
| | | Bottom | 16.7 | 634.4 |
| SOTANO 2 | 5.3 | Top | 17.9 | 646.4 |
| | | Bottom | 17.9 | 646.4 |
| SOTANO 3 | 2.65 | Top | 18.6 | 652.5 |
| | | Bottom | 18.6 | 652.5 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |
| | | Bottom | 0 | 0 |

4.5.8. Evaluación De La Fuerza Cortante Basal Mínima

De acuerdo con la norma peruana de diseño sísmico, la cortante dinámica de una estructura no debe ser inferior al 80% del cortante estático basal, obtenida de acuerdo con los propios lineamientos de la norma peruana, esto en el caso de estructuras regulares. En el caso de estructuras con algún tipo de irregularidad, el cortante dinámico no debe ser inferior al 90% del cortante estático correspondiente.

En esta sección se evalúan las cortantes estáticas y se comparan sus valores con sus correspondientes valores dinámicos. Si se determina que las cortantes dinámicas son inferiores a las fracciones del cortante estático especificadas en la normativa sísmica, se procederán a obtener factores de escalamiento para llegar a los mismos requeridos. Esto últimos es posible gracias a la linealidad de los análisis modales espectrales.

| | | | |
|-------------|---------|-----|-------------------------------|
| Wd | 7974.39 | Ton | Peso debido a la carga muerta |
| wl | 1274.58 | Ton | Peso debido a la carga viva |
| W=wd+0.25wl | 8611.68 | Ton | Peso sísmico |

La cortante estática basal se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_x = ZUCSW/R \quad 0.04$$

| | | | |
|----|--------|-----------|-------------------|
| Vx | 356.28 | Ton basal | Cortante estático |
|----|--------|-----------|-------------------|

De acuerdo con los resultados de la sección anterior, el cortante dinámico fue de 323 t, en dirección X y en el primer piso. En este punto se hace una aclaración importante. Se ha considerado apropiado evaluar el cortante dinámico y estático en el primer entrepiso, tal como indica la norma E030, y no en el primer sótano, por considerar que la norma E030 hace referencia al primer nivel y no a un sótano. De estos resultados se ve que el cortante dinámico de 323 es mucho mayor al 80% del cortante estático que arrojó un valor de 285t, por lo que se concluye que no es necesario un proceso de escalamiento.

| | | | |
|---------------|---------|-----|-------------------------------|
| Wd | 7974.39 | Ton | Peso debido a la carga muerta |
| wl | 1274.58 | Ton | Peso debido a la carga viva |
| $W=wd+0.25wl$ | 8293.04 | Ton | Peso sísmico |

La cortante estática basal se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_y = ZUCSW/R \quad 0.10$$

| | | | |
|-------|--------|-----|-------------------------|
| V_y | 790.46 | Ton | Cortante estático basal |
|-------|--------|-----|-------------------------|

De acuerdo con los resultados de la sección anterior, el cortante dinámico en Y fue de 619.4 t, y en el primer piso. En este punto se hace una aclaración importante. Al igual que en la sección anterior, se ha considerado apropiado evaluar el cortante dinámico y estático en el primer entrepiso, tal como indica la norma E030, y no en el primer sótano, por considerar que la norma E030 hace referencia al primer nivel y no a un sótano. De estos resultados se ve que el cortante dinámico de 619.4 t es menor al 80% del cortante estático que arrojó un valor de 632 t, por lo que se concluye que es necesario un proceso de escalamiento.

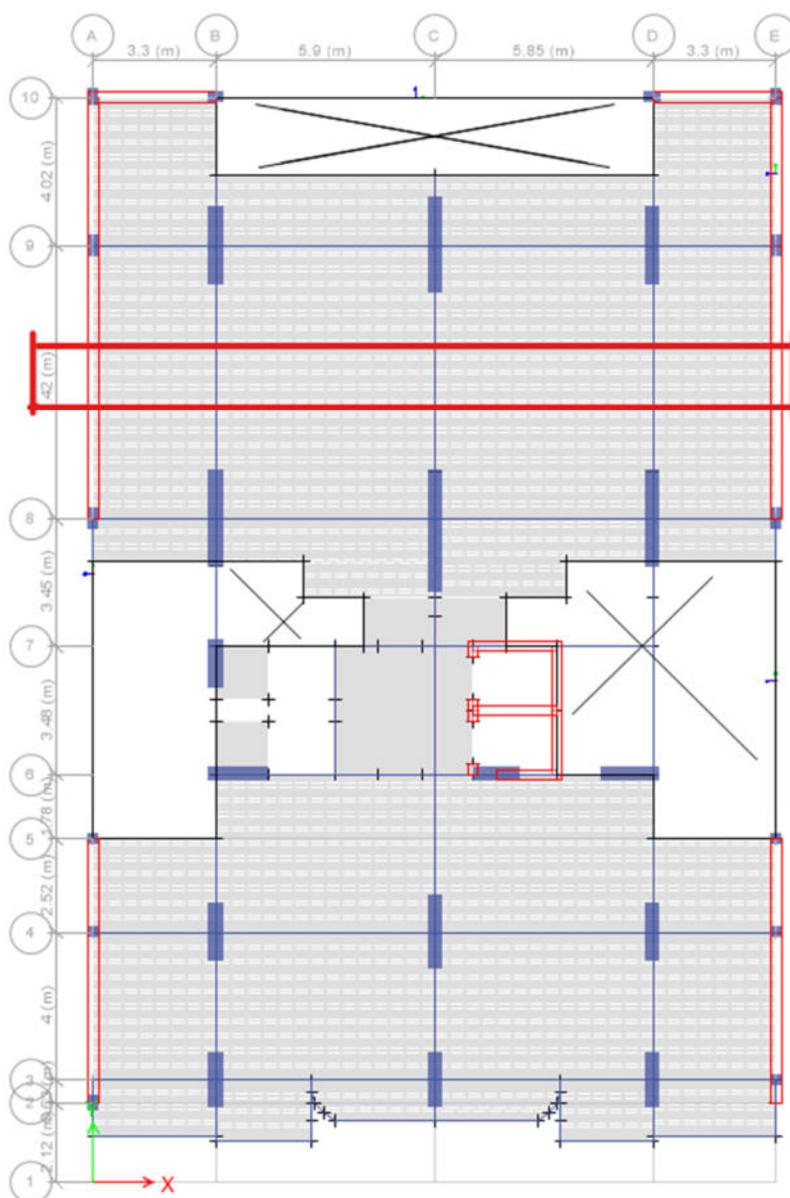
Factor de escalamiento en Y=1.03

En el caso analizado se tiene que la máxima luz que una losa debe cubrir es de 5.9m, por lo que, de acuerdo con la norma se referencia el peralte máximo deberá ser de 25cm.

$$h=25\text{cm}$$

Figura 49

Selección de la zona de losa aligerada a diseñar



Fuente: Elaboración propia.

4.5.9. *Metrado De Cargas*

4.5.9.1. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS ALIGERADAS

Peralte de la losa aligerada

Las losas aligeradas son un tipo de losas que usan nervaduras para permitir el funcionamiento del sistema y debido a esto permite la reducción de peso, ya que existen zonas de los elementos que no requieren de concreto.

El dimensionamiento de las losas aligeradas debe ser tal que cumpla con los requisitos de rigidez y resistencia. En este sentido, los requisitos de resistencia pueden ser cumplidos con la aplicación del acero de refuerzo, mientras que los requisitos de servicio dependen de las características geométricas de la losa, en específico, el espesor. De acuerdo con el estado del arte de la ingeniería, el espesor de las losas deberá cumplir:

$$h \geq \frac{L}{25}$$

Además del criterio presentado, es útil la aplicación de la siguiente tabla (Blanco Blasco, 2000)

Tabla 32

Espesores en losas aligeradas en función de las luces.

| Espesor (cm) | Luces |
|--------------|-------------------------|
| 17 | Luces menores a 4m |
| 20 | Luces entre 4m y 5.5m |
| 25 | Luces entre 5.5m y 6.5m |
| 30 | Luces entre 6.5m y 7.5m |

De acuerdo con estos criterios y considerando las geometrías presentes de la losa en el proyecto bajo análisis, se ha decidido usar un espesor de 25cm.

En el caso analizado se tiene que la máxima luz que una losa debe cubrir es de 5.9m, por lo que, de acuerdo a la tabla 5 y 6, el peralte máximo deberá ser de 25cm.

$h=25\text{cm}$

Tabla 33

Metrado de cargas muertas

| Tipo de carga | Carga/m ² (kg/m ²) | Ancho tributario (m) | Carga/m (kg/m) |
|------------------|---|----------------------|----------------|
| Peso propio | 350 | 0.40 | 140 |
| Acabados | 100 | 0.40 | 40 |
| Tabiquería móvil | 100 | 0.40 | 40 |
| Total | | | 220 |

Tabla34

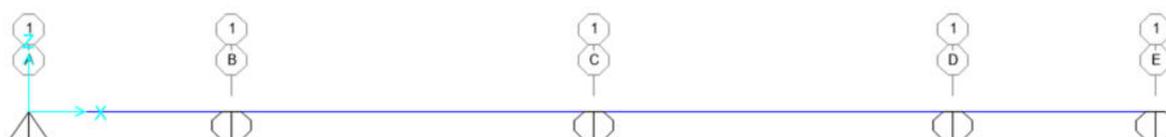
Metrado de cargas vivas

| Tipo de carga | Carga/m ² (kg/m ²) | Ancho tributario (m) | Carga/m (kg/m) |
|---------------|---|----------------------|----------------|
| Sobrecarga | 200 | 0.40 | 80 |
| Total | | | 80 |

- Modelo de análisis y resultados

Figura 50

Modelo de análisis y cargas consideradas.



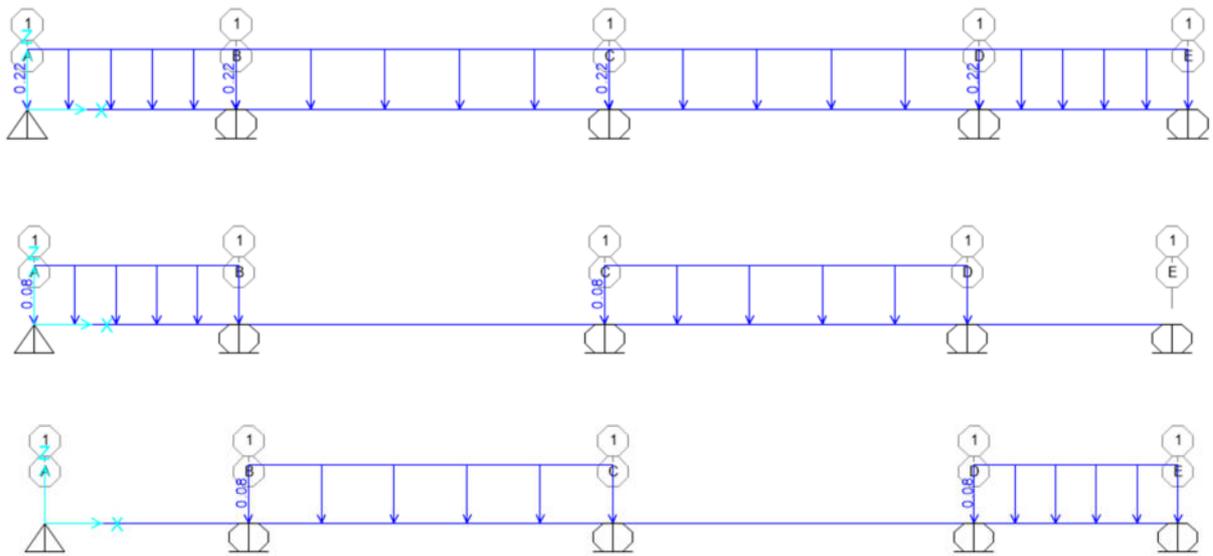


Figura 51

Diagrama de envolventes de momentos flectores y cortantes.

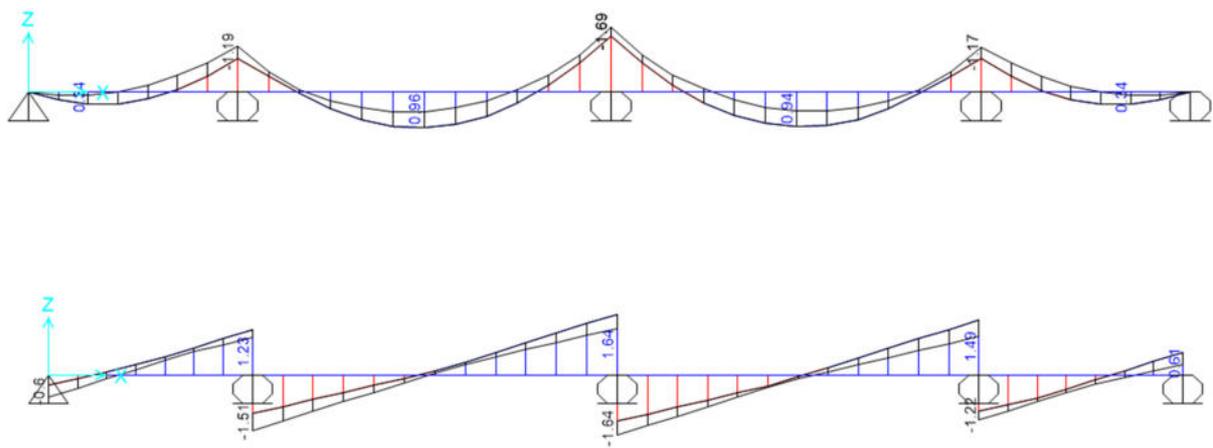
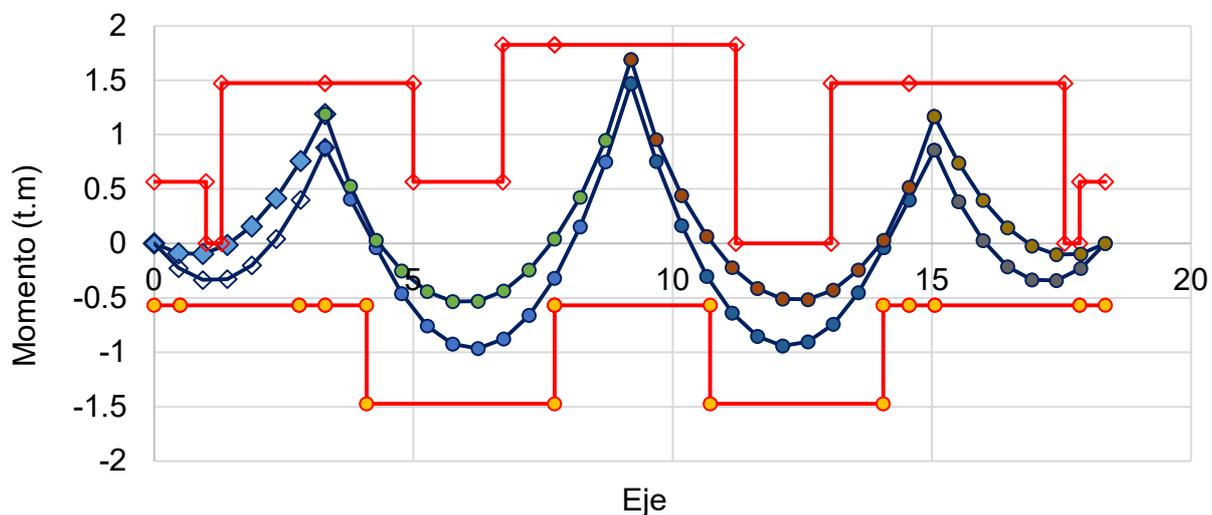


Figura 52

Curvas de demanda contra capacidad en vigueta.



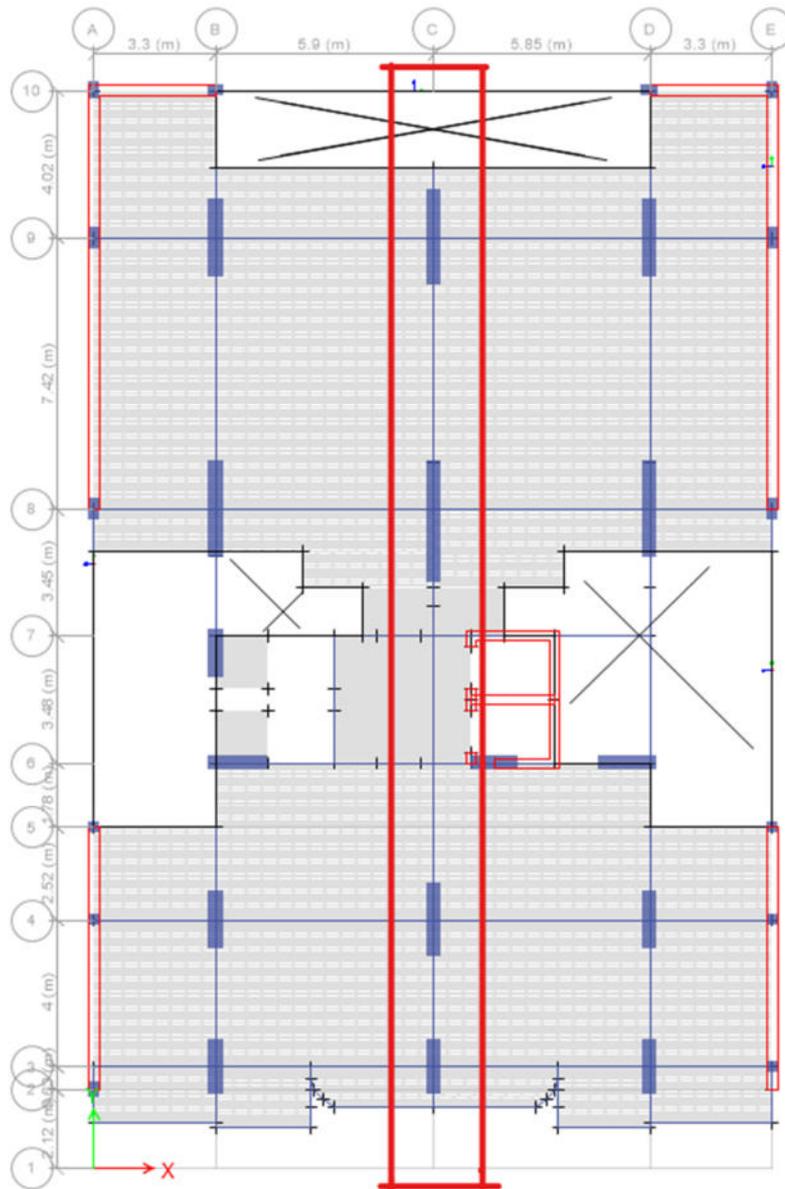
Fuente: Elaboración propia.

1.1.1.1. DISEÑO DE VIGAS CON RESPONSABILIDAD SÍSMICA

El diseño de vigas con responsabilidad sísmica deberá ser tal que, sometido a las fuerzas cortantes y momentos flectores, esta deberá presentar un diseño dúctil y con un modo de falla dominado esencialmente por la flexión; por lo que, las vigas deberán diseñarse por capacidad en las zonas críticas.

Figura 53

Viga sísmica elegida para el diseño estructural.

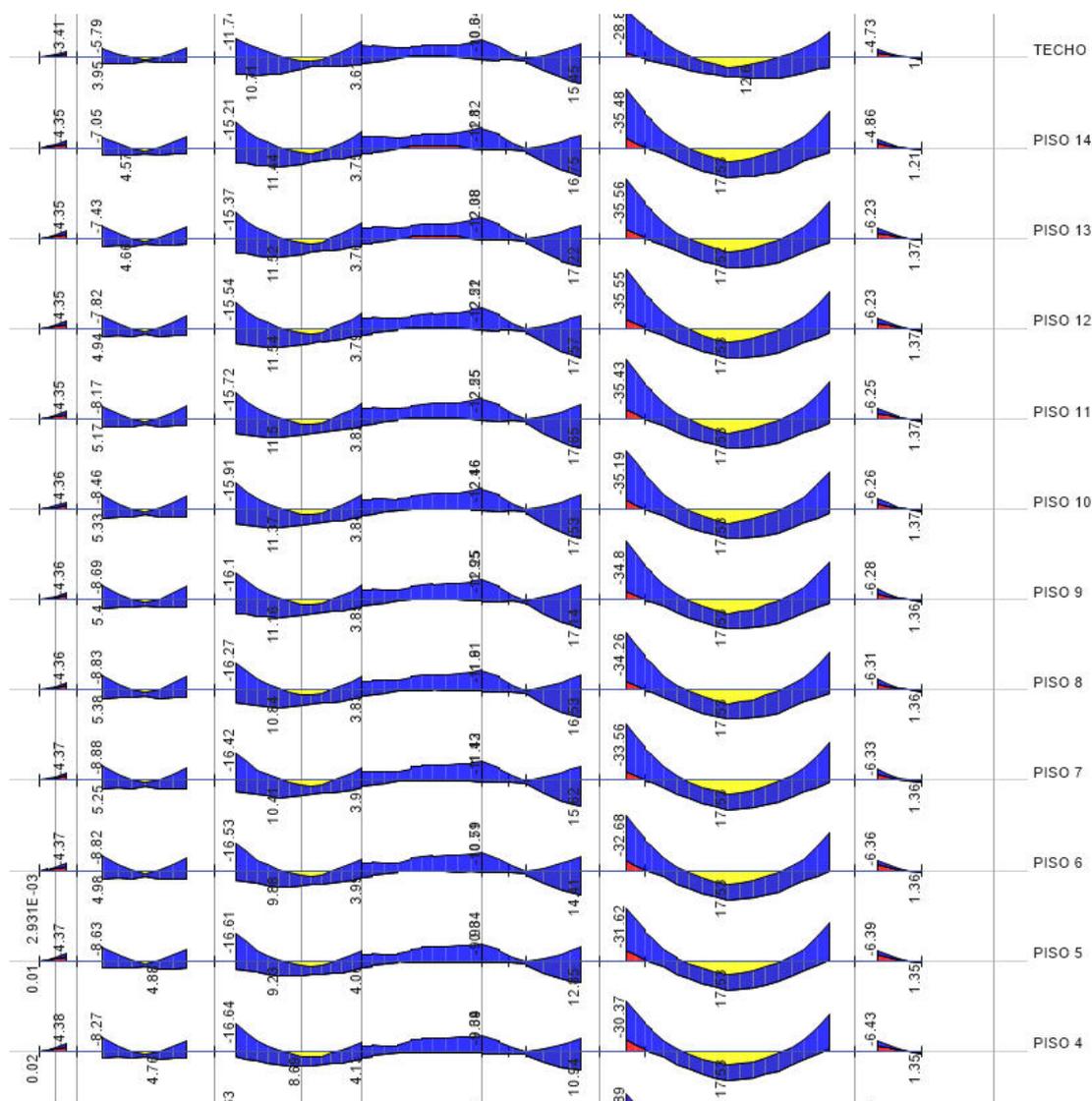


El diseño de las vigas es un proceso automático por lo que en esta sección se mostrará el diseño de una de las vigas más representativas del sistema estructural. En la figura anterior se señala la viga elegida. A continuación, se presentan las envolventes de momentos flectores encontrados en el análisis.

El diagrama de envolvente de momentos flectores es un gráfico que muestran los máximos momentos flectores considerando las combinaciones de carga indicadas en la norma peruana de diseño en concreto armado; así como, la variación de la carga viva en la estructura, es decir los daderos de carga.

Figura 54

Diagrama de envolventes de momentos flectores de los mayores.



Fuente: Elaboración propia.

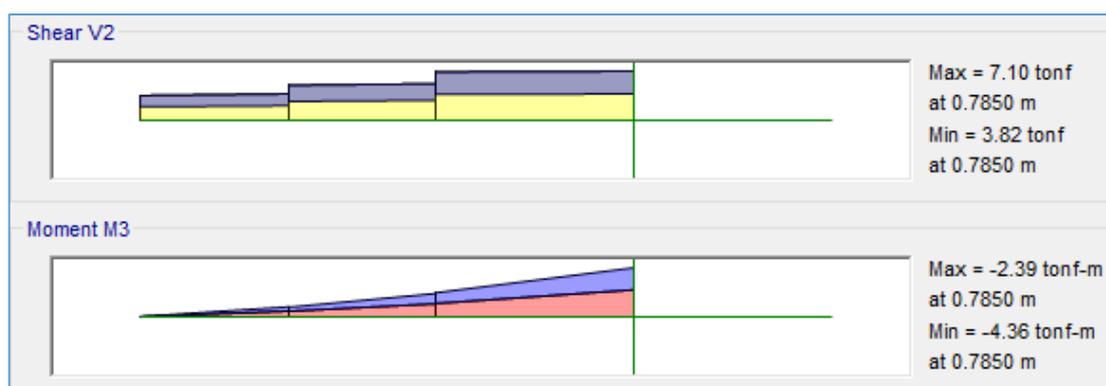
A continuación, se muestra el proceso detallado de diseño seguido en cada una de los tramos de la viga elegida. Se realizará el diseño considerado cada tramo, así, en esta sección se muestra el diseño del primer tramo o la viga en voladizo.

1.1.1.2. Diseño del tramo I

Se da inicio con el tramo I de la viga analizada. La sección transversal de esta viga fue de 25cmx30cm, y tuvo una longitud de 1.10 m. La envolvente de momentos flectores y de fuerzas cortantes obtenidas del análisis estructural se muestran en la siguiente figura.

Figura 55

Diagrama de envolventes de momentos flectores y fuerza cortantes.



Fuente: Elaboración propia.

De esta figura se puede apreciar que el máximo momento flector negativo fue de 4.36 t.m, mientras que la fuerza cortante máxima fue de 7.10 t. Como se puede observar, de estos resultados la máxima demanda de momentos flectores se encuentra en el apoyo de la viga. Esto implicará que la mayor cantidad de refuerzo se presentará en el apoyo. A continuación, se presenta los cálculos ejecutados para la obtención del refuerzo requerido y las consideraciones hechas en cada uno de estos pasos.

- Cálculos de los diferentes elementos estructurales

Diseño de vigas sísmicas

Geometría y materiales

$$b := 25 \cdot \text{cm}$$

$$h := 30 \cdot \text{cm}$$

$$r := 6 \cdot \text{cm}$$

$$f_{co} := 210 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía y área de acero mínima

$$\rho_{min} := \frac{0.70 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y} = 0.002$$

$$A_{smin} := \rho_{min} \cdot b \cdot (h - r) = 1.45 \text{ cm}^2$$

Cuantía de acero balanceada y máxima

$$\beta := 0.85 \quad e_{cu} := 0.003 \quad E := 2.1 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad e_s := \frac{f_y}{E} = 0.002$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot \left(\frac{e_{cu}}{e_{cu} + e_s} \right) = 0.022$$

$$A_{smax} := 0.5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot (h - r) = 6.503 \text{ cm}^2$$

Calculo del acero requerido

Apoyo izquierdo

Centro

Apoyo derecho

$$M_{ult} := 0 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{umt} := 2.7 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{urt} := 4.36 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{ulb} := 0 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{umb} := 0 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{urb} := 0 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$w := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot (h - r) = 51 \text{ cm}^2 \quad \phi := 0.9$$

$$A_{slt} := 0.5 \cdot w \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{ult}}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h - r)}} \right) = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{slb} := 0.5 \cdot w \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{ulb}}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h - r)}} \right) = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{smt} := 0.5 \cdot w \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{umt}}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h - r)}} \right) = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{smb} := 0.5 \cdot w \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{umb}}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h - r)}} \right) = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{srt} := 0.5 \cdot w \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{urt}}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h - r)}} \right) = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{srb} := 0.5 \cdot w \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{urb}}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h - r)}} \right) = 0 \text{ cm}^2$$

Diseño del refuerzo por cortante

Resistencia del concreto al corte

$$\phi_s := 0.75 \quad V_c := \phi_s \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot h = 4.762 \text{ tonf}$$

Cortante último actuante en la viga

$$V_u := 7.10 \cdot \text{tonf}$$

Determinación del refuerzo de acero requerido

$$V_s := \frac{V_u}{\phi_s} - V_c = 4.704 \text{ tonf}$$

Usando estribos con las siguientes características

$$\phi b := \frac{3}{8} \cdot \text{in} \quad A_s := \frac{\pi \cdot \phi b^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2 \quad d := h - r = 0.24 \text{ m}$$

$$s_o := \frac{f_y \cdot A_s}{V_s} \cdot d = 0.168 \text{ m}$$

Nota: Resultado obtenido del Mathcad

De los resultados del análisis de la viga en flexión se encuentra que el área de acero requerida en tensión fue de 4.8 cm². Considerando varillas de acero de media pulgada, se tiene que en el apoyo negativo de esta viga se requieren 4 varillas de media pulgada.

Es importante también observar que el área de acero mínimo requerido a lo largo de todas las secciones es de dos varillas de media pulgada.

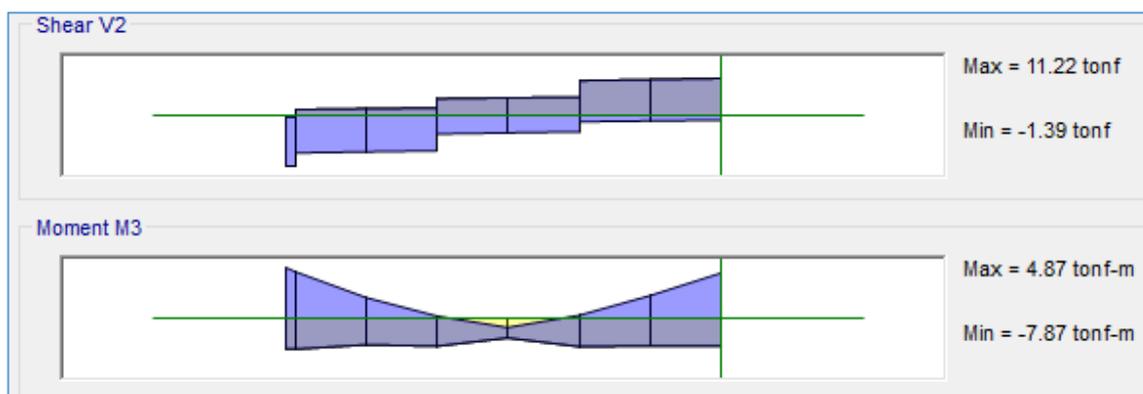
En cuanto al refuerzo por cortante, se tiene que usando varillas de 3/8 in como refuerzo transversal, el espaciamiento máximo fue de 15cm. Además, no fue necesario realizar el diseño por capacidad, puesto que esta viga en voladizo no tiene responsabilidad sísmica, por lo que el diseño finaliza así.

1.1.1.3. Diseño del tramo II

El tramo de la Viga elegida presenta una sección transversal de 40 cm de base y 70 cm de peralte bruto. Además, la longitud de esta viga fue de 4m. Los diagramas de envolventes de momentos flectores y fuerzas cortantes se muestran a continuación.

Figura 56

Diagrama de envolventes de momentos flectores y fuerzas cortantes.



Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar de estos gráficos, el máximo momento flector negativo fue de 7.87 t.m, mientras que el máximo momento positivo tuvo un valor de 4.87 t.m. De la misma forma, la fuerza cortante actuante en la viga tuvo un valor de 11.5 t. A continuación, se muestra el proceso de diseño seguido para obtener, tanto, el refuerzo longitudinal como el refuerzo transversal.

Diseño de vigas sísmicas

Geometría y materiales

$$b := 40 \cdot \text{cm}$$

$$h := 70 \cdot \text{cm}$$

$$r := 6 \cdot \text{cm}$$

$$f_{co} := 210 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía y área de acero mínima

$$\rho_{min} := \frac{0.70 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y} = 0.002$$

$$A_{smin} := \rho_{min} \cdot b \cdot (h - r) = 6.18 \text{ cm}^2$$

Cuantía de acero balanceada y máxima

$$\beta := 0.85 \quad e_{cu} := 0.003 \quad E := 2.1 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad e_s := \frac{f_y}{E} = 0.002$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot \left(\frac{e_{cu}}{e_{cu} + e_s} \right) = 0.022$$

$$A_{smax} := 0.5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot (h - r) = 27.744 \text{ cm}^2$$

Calculo del acero requerido

| Apoyo izquierdo | Centro | Apoyo derecho |
|--|---|--|
| $M_{ult} := 8.88 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$ | $M_{umt} := 0 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$ | $M_{urt} := 7.72 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$ |
| $M_{ulb} := 5.22 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$ | $M_{umb} := 3.5 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$ | $M_{urb} := 4.90 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$ |

$$w := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot (h - r) = 217.6 \text{ cm}^2 \quad \phi := 0.9$$

$$A_{slt} := 0.5 \cdot w \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{ult}}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h - r)}} \right) = 3.38 \text{ cm}^2$$

$$Aslb := 0.5 \cdot w \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{ulb}}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h - r)}} \right) = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$Asmt := 0.5 \cdot w \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{umt}}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h - r)}} \right) = 0 \text{ cm}^2$$

$$Asmb := 0.5 \cdot w \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{umb}}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h - r)}} \right) = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$Asrt := 0.5 \cdot w \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{urt}}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h - r)}} \right) = 2.9 \text{ cm}^2$$

$$Asrb := 0.5 \cdot w \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{urb}}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h - r)}} \right) = 1.85 \text{ cm}^2$$

Diseño del refuerzo por cortante

Resistencia del concreto al corte

$$\phi_s = 0.75 \quad V_c := \phi_s \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot h = 17.779 \text{ tonf}$$

Cortante ultimo actuante en la viga

$$V_u = 15.5 \cdot \text{tonf}$$

Determinación del refuerzo de acero requerido

$$V_s := \frac{V_u}{\phi_s} - V_c = 2.888 \text{ tonf}$$

Usando estribos con las siguientes características

$$\phi b = \frac{3}{8} \cdot \text{in} \quad A_s := \frac{\pi \cdot \phi b^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2 \quad d := h - r = 0.64 \text{ m}$$

$$s_o := \frac{f_y \cdot A_s}{V_s} \cdot d = 0.731 \text{ m}$$

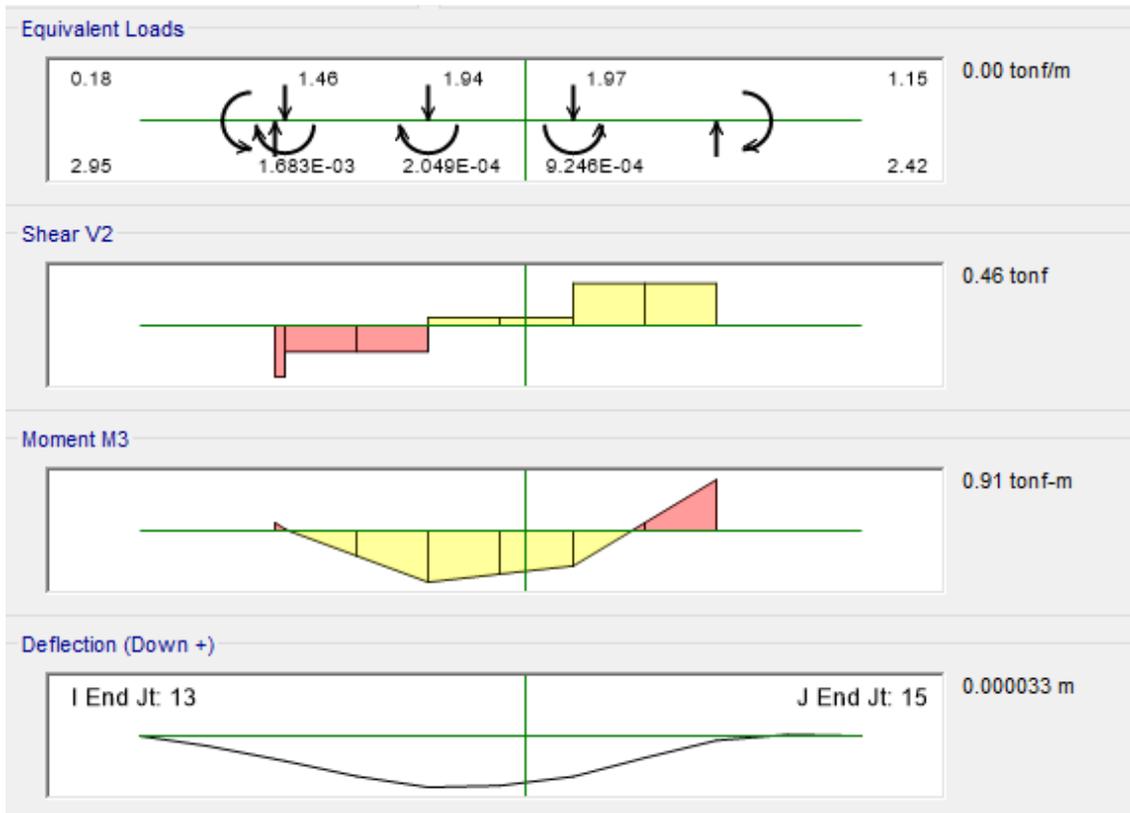
Como se puede apreciar de los resultados presentados, las áreas de acero requeridas son muy pequeñas, por lo que el espaciamiento de los estribos es muy grande. Aun así, es importante tener presente que la norma peruana de diseño en concreto armado requiere un espaciamiento máximo de 15 cm o el 25% del peralte de la sección en las zonas de confinamiento y 50% en las zonas no críticas, estos dan un resultado de 34 cm y 17cm, respectivamente. De estos resultados se observa que el máximo espaciamiento en la zona critica será de 15cm.

Figura 57

Cargas debidas al peso propio.



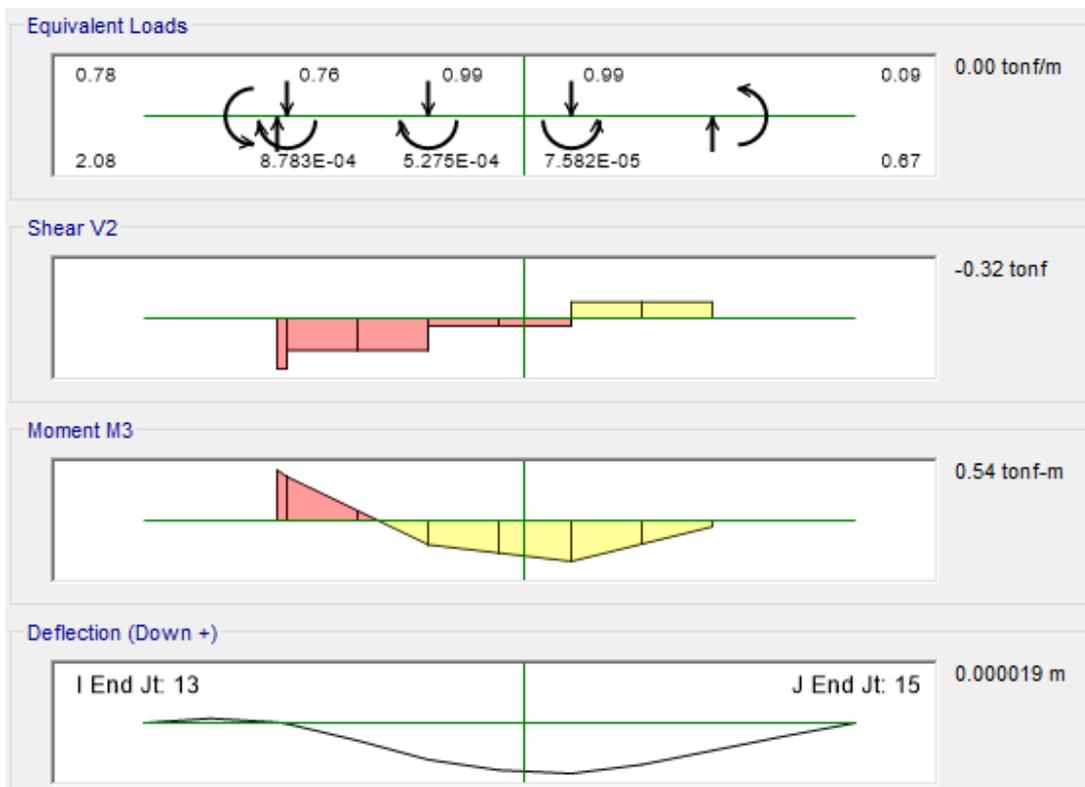
$$V1 = (0.95 + 1.16 + 1.18 + 0.67 \cdot 4) / 2 = 7.92 \text{ t}$$

Figura 58*Cargas debidas a las cargas muertas.**Fuente:* Elaboración propia.

$$V1 = (1.46 + 1.94 + 1.97) / 2 = 2.7 \text{ t}$$

Figura 59

Cargas debidas a las cargas vivas.



Fuente: Elaboración propia.

$$V3 = (0.76 + 0.99 + 0.99) / 2 = 1.37 \text{ t}$$

El cortante estático será:

$$V_e = V1 + V2 + V3 = 7.92 + 2.7 + 1.37 = 12 \text{ t}$$

DISEÑO POR CAPACIDAD

Áreas de acero colocadas en la viga

$$Aslt := 4 \cdot 1.98 \cdot \text{cm}^2 = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$Asrt := 4 \cdot 1.98 \cdot \text{cm}^2 = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$Aslb := 4 \cdot 1.98 \cdot \text{cm}^2 = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$Asrb := 4 \cdot 1.98 \cdot \text{cm}^2 = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$aslt := \frac{fy \cdot Aslt}{0.85 \cdot fco \cdot b} = 4.659 \text{ cm}$$

$$asrt := \frac{fy \cdot Asrt}{0.85 \cdot fco \cdot b} = 4.659 \text{ cm}$$

$$aslb := \frac{fy \cdot Aslb}{0.85 \cdot fco \cdot b} = 4.659 \text{ cm}$$

$$asrb := \frac{fy \cdot Asrb}{0.85 \cdot fco \cdot b} = 4.659 \text{ cm}$$

Calculo de momentos nominales en los extremos de la viga

$$Mnlb := fy \cdot Aslt \cdot (d - 0.5 \cdot aslt) = 22.613 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mnlb := fy \cdot Aslb \cdot (d - 0.5 \cdot aslt) = 22.613 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mnrt := fy \cdot Asrt \cdot (d - 0.5 \cdot aslt) = 22.613 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mnrb := fy \cdot Asrb \cdot (d - 0.5 \cdot aslt) = 22.613 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Cortante estático

$$Ve := 12 \cdot \text{tonf}$$

Cortante ultimo

$$Lo := 4 \cdot \text{m}$$

$$Vu := Ve + \frac{Mnlb + Mnrt}{Lo} = 23.31 \text{ tonf}$$

Determinación del refuerzo de acero requerido

$$Vs := \frac{Vu}{\phi_s} - Vc = 13.296 \text{ tonf}$$

Usando estribos con las siguientes características

$$\phi_b := \frac{3}{8} \cdot \text{in}$$

$$As := \frac{\pi \cdot \phi_b^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$d := h - r = 0.64 \text{ m}$$

$$so := \frac{fy \cdot As}{Vs} \cdot d = 0.159 \text{ m}$$

Diseño de columnas por capacidad

Materiales y sección transversal de columnas

| | |
|-----------------------------|---|
| Base de la columna | $bo := 40 \text{ cm}$ |
| Peralte de la columna | $to := 210 \cdot \text{cm}$ |
| Altura de entrepiso | $hn := 2.65 \cdot \text{m}$ |
| Resistencia a la compresión | $fco := 280 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ |
| Esfuerzo de fluencia | $fy := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ |
| Recubrimiento | $ro := 6 \cdot \text{cm}$ |

Momentos nominales asociadas a la sección de análisis en 3-3

| | |
|--------------------------|--|
| Momento nominal superior | $Mns := 715 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$ |
| Momento nominal inferior | $Mni := 715 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$ |
| Cortante ultimo | $Vu := \frac{Mns + Mni}{hn} = 539.62 \text{ tonf}$ |

Aporte de la resistencia del concreto al cortante

$$Vc := 0.53 \cdot \sqrt{fco \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bo \cdot to = 82.12 \text{ tonf}$$

Cortante requerido por el refuerzo transversal

$$\phi := 0.75 \quad Vs := \frac{Vu}{\phi} - Vc = 637.38 \text{ tonf}$$

$$\text{Diámetro de refuerzo transversal} \quad \phi b := \frac{1}{2} \cdot \text{in}$$

$$\text{Área de las varillas} \quad Asb := \frac{\pi \cdot \phi b^2}{4} = 126.68 \text{ mm}^2$$

$$\text{Numero de ramas} \quad no := 6$$

$$\text{Espaciamiento del estribo} \quad so := \frac{no (to - ro) \cdot fy \cdot Asb}{Vs} = 11.262 \text{ cm}$$

De los resultados obtenidos se observa que el máximo desplazamiento exigido en la zona de confinamiento para garantizar un comportamiento dúctil es de 15cm. Aunque se debe tener en

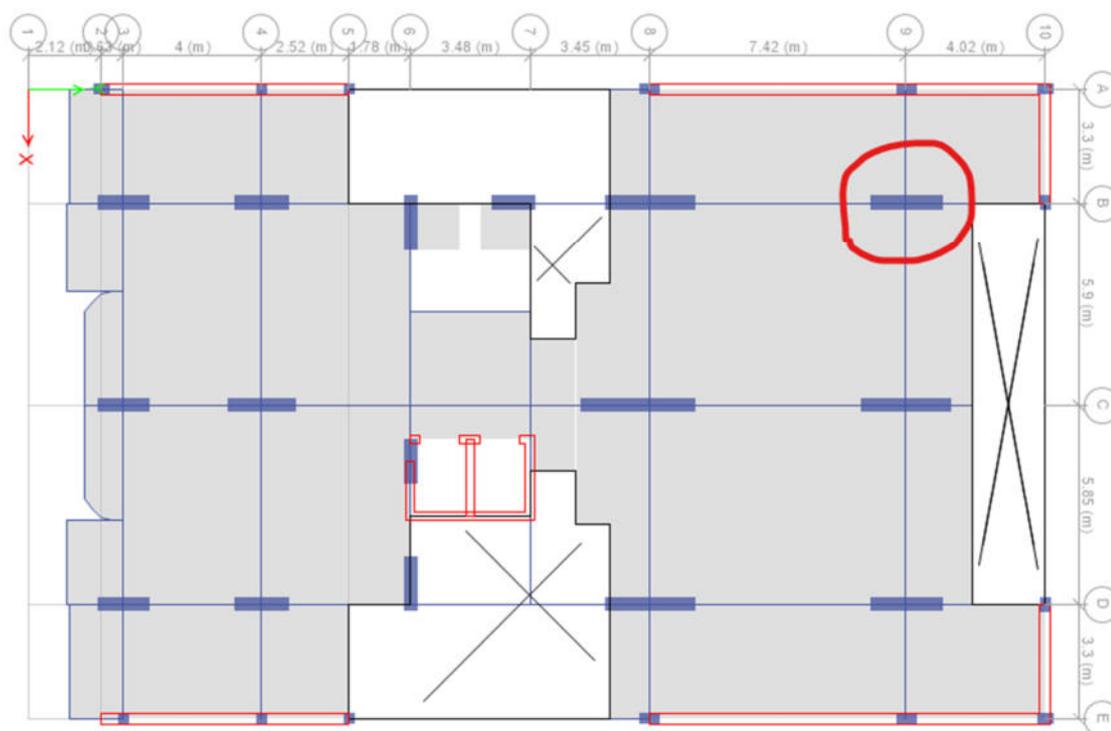
cuenta que el diseño de pórticos dúctiles exige que en la zona de confinamiento el espaciamiento máximo de los estribos deberá ser de 10cm, $d/4$ u 8 veces el diámetro de las varillas elegidas para el refuerzo longitudinal. De estos resultados se puede apreciar que el máximo espaciamiento a colocarse en esta zona sería de 10cm.

4.5.9.2. DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño de columnas de concreto armado debe verificar tres condiciones esenciales. El primero es que la sección de las columnas, incluyendo el refuerzo longitudinal colocado, tenga un comportamiento adecuado a flexo-compresión, es decir, combinaciones de momentos flectores y fuerzas axiales.

Figura 60

Vista en planta de la columna elegida para el diseño estructural.



Fuente: Elaboración propia.

El segundo caso de carga que debe satisfacer toda columna de concreto armado es ante la acción de fuerzas cortantes provenientes del análisis estructural. Finalmente, el tercer caso de carga que deben de satisfacer las columnas de concreto armado de los sistemas de muros estructurales o duales es el diseño por capacidad. A continuación, se describen cada uno de estos casos.

4.5.9.3. Diseño por flexocompresion

Fuerzas actuantes sobre la columna

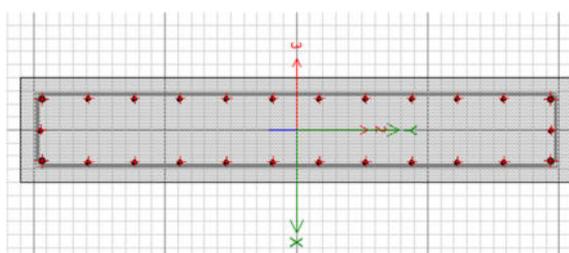
Tabla 35

Fuerzas Actuantes sobre la columna elegida.

| CASO | ESTACIÓN m | P tonf | V2 tonf | V3 tonf | T tonf-m | M2 tonf-m | M3 tonf-m |
|------------|---------------|-----------|------------|------------|-------------|--------------|--------------|
| CV | 0 | -48.29 | 1.25 | 0.59 | -0.0034 | 0.83 | 1.43 |
| CV | 1.225 | -48.29 | 1.25 | 0.59 | -0.0034 | 0.12 | -0.1 |
| CV | 2.45 | -48.29 | 1.25 | 0.59 | -0.0034 | -0.6 | -1.63 |
| CM | 0 | -269.4 | 4.19 | 2.18 | -0.01 | 2.89 | 3.39 |
| CM | 1.225 | -266.9 | 4.19 | 2.18 | -0.01 | 0.23 | -1.74 |
| CM | 2.45 | -264.5 | 4.19 | 2.18 | -0.01 | -2.44 | -6.88 |
| SDIN X Max | 0 | 36.37 | 3.31 | 0.37 | 0.27 | 2.13 | 11.53 |
| SDIN X Max | 1.225 | 36.37 | 3.31 | 0.37 | 0.27 | 2.03 | 7.99 |
| SDIN X Max | 2.45 | 36.37 | 3.31 | 0.37 | 0.27 | 2.15 | 4.65 |
| SDIN Y Max | 0 | 19.33 | 6.19 | 0.18 | 0.05 | 0.3 | 11.92 |
| SDIN Y Max | 1.225 | 19.33 | 6.19 | 0.18 | 0.05 | 0.1 | 19.49 |
| SDIN Y Max | 2.45 | 19.33 | 6.19 | 0.18 | 0.05 | 0.21 | 27.06 |

Figura 61

Sección bajo análisis de 40cmx210cm y un refuerzo de 4Ø1" +22 Ø 3/4".



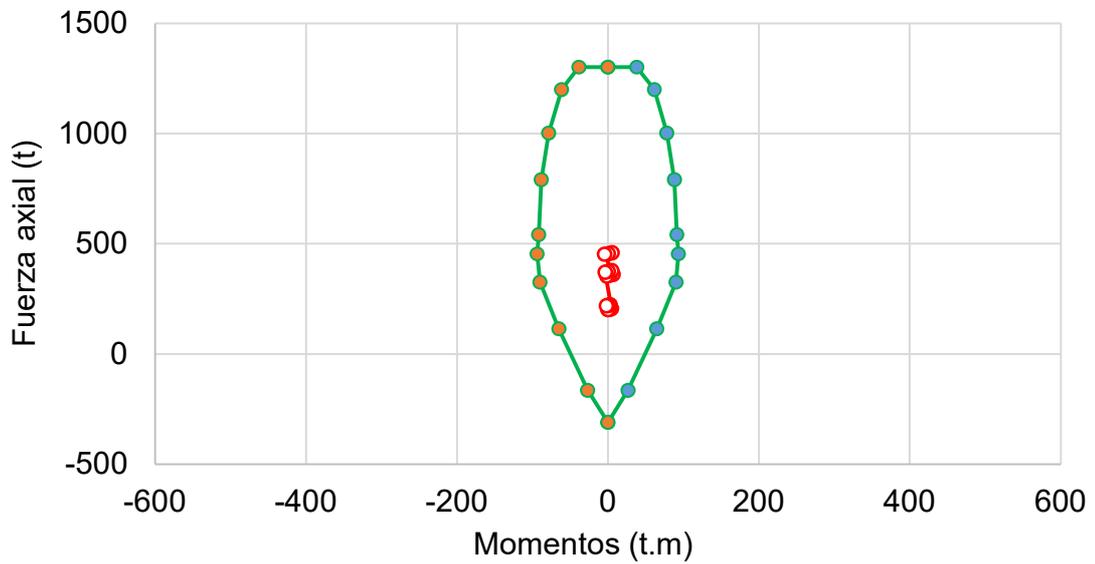
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 36*Combinaciones de carga para el diseño por flexo-compresión*

| Load Case/Combo | Station | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|-----------------|---------|--------|-------|------|--------|--------|--------|
| | m | tonf | tonf | tonf | tonf-m | tonf-m | tonf-m |
| Comb1 | 0 | -459.3 | 7.99 | 4.04 | -0.02 | 5.47 | 7.17 |
| Comb1 | 1.225 | -455.8 | 7.99 | 4.04 | -0.02 | 0.52 | -2.62 |
| Comb1 | 2.45 | -452.4 | 7.99 | 4.04 | -0.02 | -4.43 | -12.41 |
| Comb2 Max | 0 | -360.8 | 10.11 | 3.82 | 0.25 | 6.8 | 17.55 |
| Comb2 Max | 1.225 | -357.7 | 10.11 | 3.82 | 0.25 | 2.47 | 5.68 |
| Comb2 Max | 2.45 | -354.6 | 10.11 | 3.82 | 0.25 | -1.65 | -5.99 |
| Comb3 Max | 0 | -377.8 | 12.99 | 3.64 | 0.03 | 4.96 | 17.94 |
| Comb3 Max | 1.225 | -374.7 | 12.99 | 3.64 | 0.03 | 0.54 | 17.18 |
| Comb3 Max | 2.45 | -371.6 | 12.99 | 3.64 | 0.03 | -3.59 | 16.42 |
| Comb4 Max | 0 | -206.1 | 7.08 | 2.33 | 0.26 | 4.74 | 14.58 |
| Comb4 Max | 1.225 | -203.9 | 7.08 | 2.33 | 0.26 | 2.24 | 6.42 |
| Comb4 Max | 2.45 | -201.7 | 7.08 | 2.33 | 0.26 | -0.04 | -1.54 |
| Comb5 Max | 0 | -223.1 | 9.97 | 2.14 | 0.04 | 2.9 | 14.97 |
| Comb5 Max | 1.225 | -220.9 | 9.97 | 2.14 | 0.04 | 0.31 | 17.92 |
| Comb5 Max | 2.45 | -218.7 | 9.97 | 2.14 | 0.04 | -1.99 | 20.87 |

Figura 62

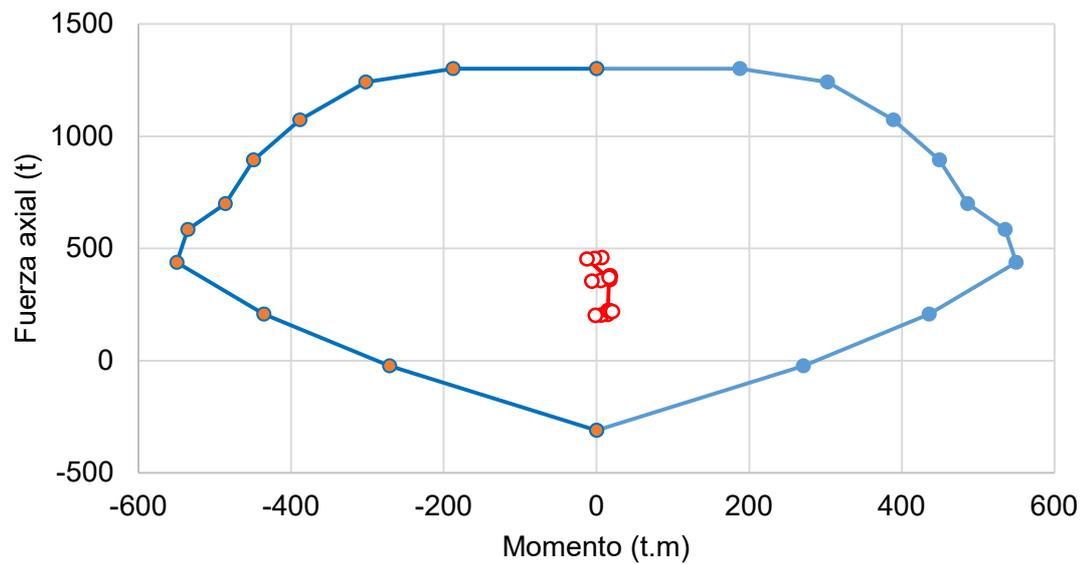
Diagrama de interacción en el eje 2-2 y demanda del análisis.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 63

Diagrama de interacción en el eje 3-3 y demanda del análisis.



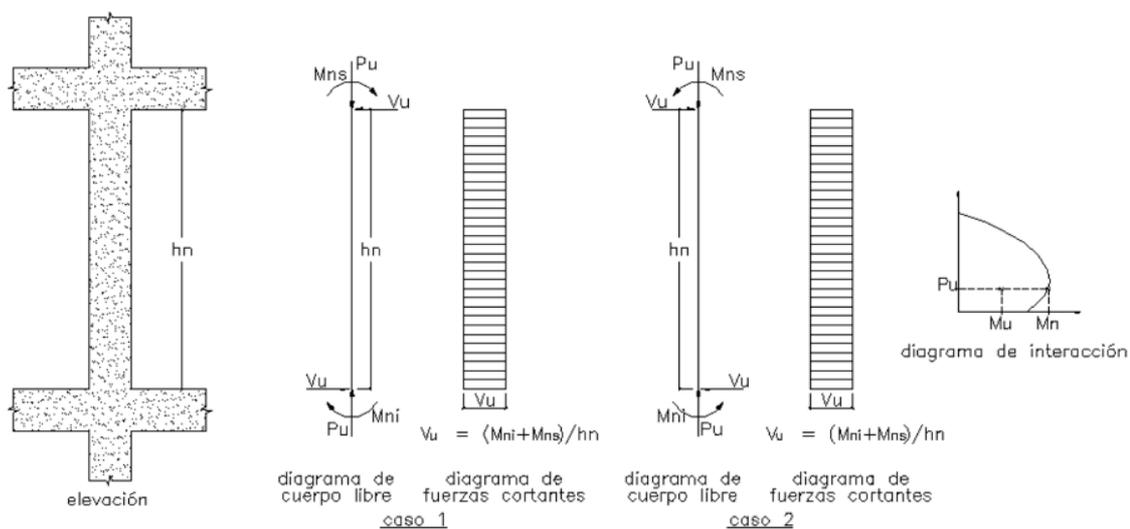
Fuente: Elaboración propia.

4.5.9.4. Diseño por capacidad

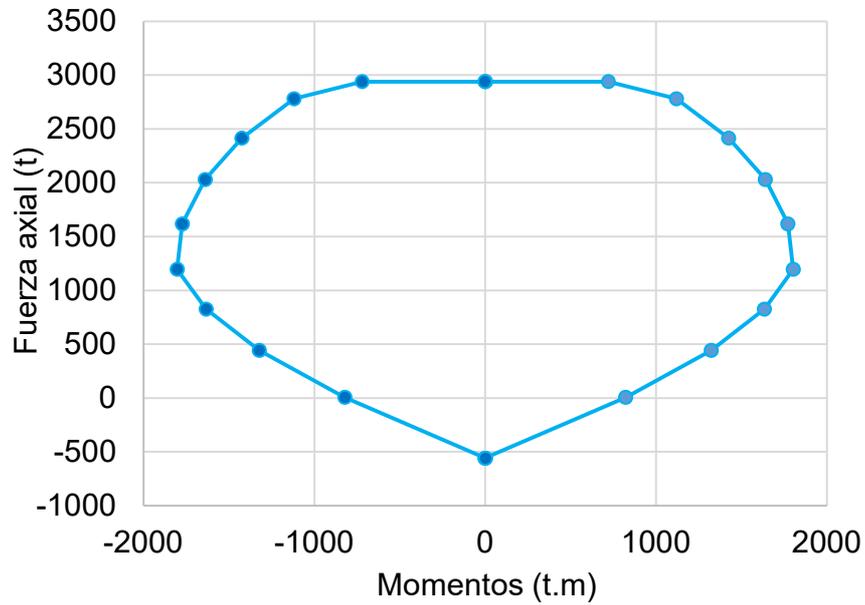
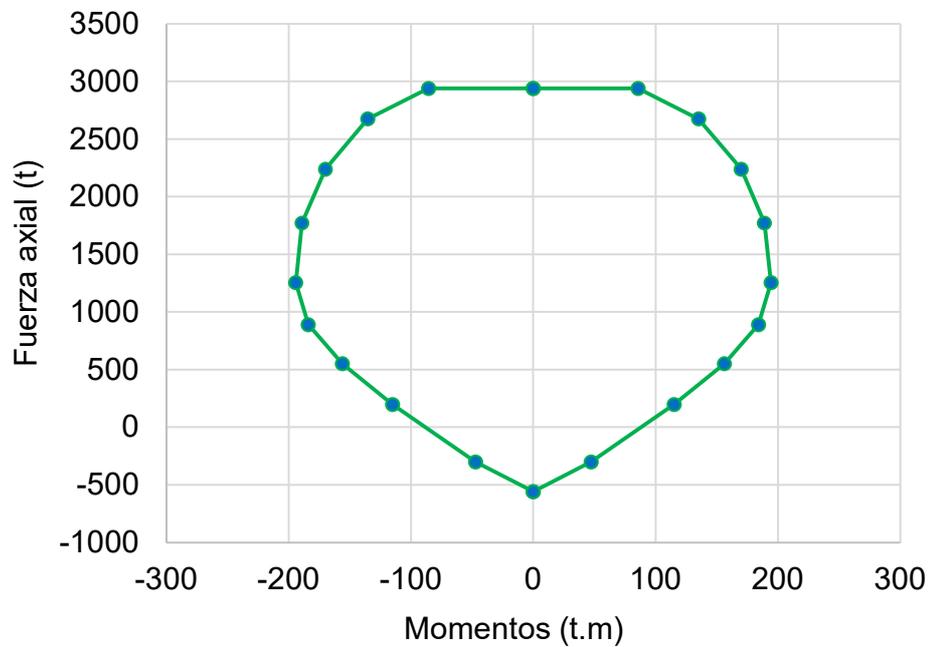
El diseño por capacidad es una filosofía de diseño orientada a la obtención de ciertos modos de falla que el diseñador considera menos dañinos, por lo que son deseables. De acuerdo con esta metodología, en el caso de vigas y columnas, es preferible que el diseño este orientado a un modo de falla dúctil o un modo de falla por fluencia del acero en tensión, antes que el modo de falla del concreto.

Figura 64

Grafico descriptivo del diseño por capacidad de columnas de concreto armado



Fuente: Norma E060.

Figura 65*Diagrama de interacción nominal en dirección 3-3.**Fuente: Elaboración propia.***Figura 66***Diagrama de interacción nominal en dirección 2-2.**Fuente: Elaboración propia.*

Diseño de columnas por capacidad

Materiales y sección transversal de columnas

| | |
|-----------------------------|---|
| Base de la columna | $bo := 40 \text{ cm}$ |
| Peralte de la columna | $to := 210 \cdot \text{cm}$ |
| Altura de entrepiso | $hn := 2.65 \cdot \text{m}$ |
| Resistencia a la compresión | $fco := 210 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ |
| Esfuerzo de fluencia | $fy := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ |
| Recubrimiento | $ro := 6 \cdot \text{cm}$ |

Momentos nominales asociadas a la sección de análisis en 3-3

| | |
|--------------------------|--|
| Momento nominal superior | $Mns := 715 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$ |
| Momento nominal inferior | $Mni := 715 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$ |
| Cortante ultimo | $Vu := \frac{Mns + Mni}{hn} = 539.62 \text{ tonf}$ |

Aporte de la resistencia del concreto al cortante

$$Vc := 0.53 \cdot \sqrt{fco \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bo \cdot to = 71.12 \text{ tonf}$$

Cortante requerido por el refuerzo transversal

$$\phi := 0.75 \quad Vs := \frac{Vu}{\phi} - Vc = 648.38 \text{ tonf}$$

| | |
|----------------------------------|---|
| Diámetro de refuerzo transversal | $\phi b := \frac{1}{2} \cdot \text{in}$ |
|----------------------------------|---|

| | |
|----------------------|---|
| Área de las varillas | $Asb := \frac{\pi \cdot \phi b^2}{4} = 126.68 \text{ mm}^2$ |
|----------------------|---|

| | |
|-----------------|-----------|
| Numero de ramas | $no := 6$ |
|-----------------|-----------|

| | |
|---------------------------|--|
| Espaciamiento del estribo | $so := \frac{no (to - ro) \cdot fy \cdot Asb}{Vs} = 11.071 \text{ cm}$ |
|---------------------------|--|

Momentos nominales asociadas a la sección de análisis en 2-2

Momento nominal superior $M_{ns} := 131 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$

Momento nominal inferior $M_{ni} := 131 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$

Cortante ultimo $V_u := \frac{M_{ns} + M_{ni}}{h_n} = 98.87 \text{ tonf}$

Aporte de la resistencia del concreto al cortante

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_o \cdot t_o = 71.1 \text{ tonf}$$

Cortante requerido por el refuerzo transversal

$$\phi := 0.75 \quad V_s := \frac{V_u}{\phi} - V_c = 60.71 \text{ tonf}$$

Diámetro de refuerzo transversal $\phi b := \frac{1}{2} \cdot \text{in}$

Área de las varillas $A_{sb} := \frac{\pi \cdot \phi b^2}{4} = 126.68 \text{ mm}^2$

Numero de ramas $n_o := 2$

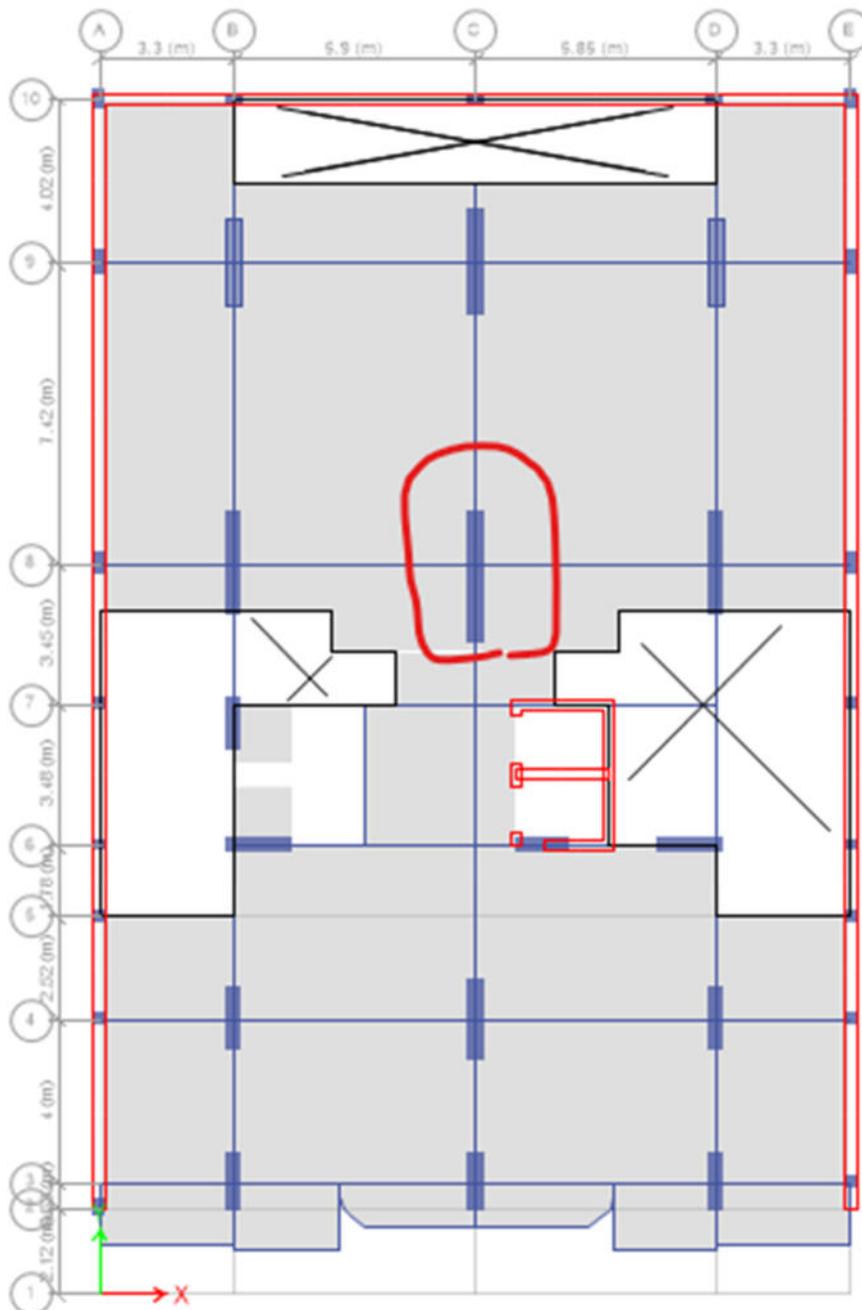
Espaciamiento del estribo $s_o := \frac{n_o (t_o - r_o) \cdot f_y \cdot A_{sb}}{V_s} = 39.416 \text{ cm}$

4.5.9.5. DISEÑO DE PLACAS

- Diseño Por Flexo-Compresión

Figura 67

Diseño sísmico de la placa señalada en planta.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 37*Fuerzas gravitacionales y sísmicas considerando el sismo en X.*

| Caso | Station | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|-----------|---------|--------|-------|------|--------|--------|--------|
| | m | tonf | tonf | tonf | tonf-m | tonf-m | tonf-m |
| Comb1 | 0 | -832.1 | -11.8 | -1.2 | 0.0 | -1.1 | -27.6 |
| Comb1 | 1.125 | -827.1 | -11.8 | -1.2 | 0.0 | 0.3 | -14.3 |
| Comb1 | 2.25 | -822.1 | -11.8 | -1.2 | 0.0 | 1.6 | -1.0 |
| Comb2 Max | 0 | -676.5 | -8.1 | -0.1 | 0.4 | 3.9 | -22.4 |
| Comb2 Max | 1.125 | -672.0 | -8.1 | -0.1 | 0.4 | 4.2 | -9.3 |
| Comb2 Max | 2.25 | -667.6 | -8.1 | -0.1 | 0.4 | 4.6 | 4.3 |
| Comb2 Min | 0 | -758.0 | -12.2 | -1.9 | -0.5 | -5.8 | -25.0 |
| Comb2 Min | 1.125 | -753.5 | -12.2 | -1.9 | -0.5 | -3.8 | -15.3 |
| Comb2 Min | 2.25 | -749.1 | -12.2 | -1.9 | -0.5 | -1.9 | -6.1 |
| Comb4 Max | 0 | -389.3 | -3.7 | 0.4 | 0.4 | 4.4 | -12.5 |
| Comb4 Max | 1.125 | -386.1 | -3.7 | 0.4 | 0.4 | 4.1 | -4.3 |
| Comb4 Max | 2.25 | -382.9 | -3.7 | 0.4 | 0.4 | 3.9 | 4.3 |
| Comb4 Min | 0 | -470.8 | -7.8 | -1.4 | -0.4 | -5.3 | -15.1 |
| Comb4 Min | 1.125 | -467.6 | -7.8 | -1.4 | -0.4 | -3.9 | -10.4 |
| Comb4 Min | 2.25 | -464.4 | -7.8 | -1.4 | -0.4 | -2.6 | -6.1 |

Tabla 38*Fuerzas gravitacionales y sísmicas considerando el sismo en Y.*

| Caso | Station | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|-----------|---------|--------|-------|------|------|------|-------|
| Comb3 Max | 0 | -666.3 | 4.1 | -0.8 | 0.0 | -0.3 | 23.6 |
| Comb3 Max | 1.125 | -661.8 | 4.1 | -0.8 | 0.0 | 0.5 | 50.9 |
| Comb3 Max | 2.25 | -657.4 | 4.1 | -0.8 | 0.0 | 1.5 | 78.2 |
| Comb3 Min | 0 | -768.2 | -24.3 | -1.3 | -0.1 | -1.5 | -71.0 |
| Comb3 Min | 1.125 | -763.7 | -24.3 | -1.3 | -0.1 | -0.1 | -75.5 |
| Comb3 Min | 2.25 | -759.3 | -24.3 | -1.3 | -0.1 | 1.3 | -80.0 |
| Comb5 Max | 0 | -379.1 | 8.5 | -0.2 | 0.0 | 0.1 | 33.5 |
| Comb5 Max | 1.125 | -375.9 | 8.5 | -0.2 | 0.0 | 0.4 | 55.8 |
| Comb5 Max | 2.25 | -372.7 | 8.5 | -0.2 | 0.0 | 0.8 | 78.2 |
| Comb5 Min | 0 | -481.0 | -20.0 | -0.8 | -0.1 | -1.0 | -61.1 |
| Comb5 Min | 1.125 | -477.8 | -20.0 | -0.8 | -0.1 | -0.2 | -70.5 |
| Comb5 Min | 2.25 | -474.6 | -20.0 | -0.8 | -0.1 | 0.6 | -80.0 |

DISEÑO DE PLACAS

Geometría de la sección y materiales

$$\text{Longitud del muro} \quad lm := 3.30 \cdot m$$

$$\text{Espesor del muro} \quad tm := 0.40 \cdot m$$

$$\text{Altura del muro} \quad hm := 48 \cdot m$$

$$\text{Resistencia a la compresión del concreto} \quad fco := 210 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\text{Esfuerzo de fluencia del acero} \quad fy := 4200 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

Cargas del análisis sísmico

$$Pu := -759 \cdot tonf \quad Mu := 80 \cdot tonf \cdot m$$

Cuantía de acero en los elementos de borde

$$\text{Ancho del elemento de borde derecho} \quad br := 0.60 \cdot m$$

$$\text{Ancho del elemento de borde izquierdo} \quad bl := 0.60 \cdot m$$

$$\text{Distancia entre las cargas} \quad lr := lm - 0.5 \cdot br - 0.5 \cdot bl = 2.7 \cdot m$$

$$\text{Carga axial elemento de borde derecho} \quad Pru := \frac{Pu}{2} + \frac{Mu}{lr} = -349.87 \cdot tonf$$

$$\text{Carga axial elemento de borde izquierdo} \quad Plu := \frac{Pu}{2} - \frac{Mu}{lr} = -409.13 \cdot tonf$$

$$\text{Factor de reducción por carga axial} \quad \phi := 0.85$$

$$Puf := \max(\text{abs}(Plu), \text{abs}(Pru)) = 409.13 \cdot tonf$$

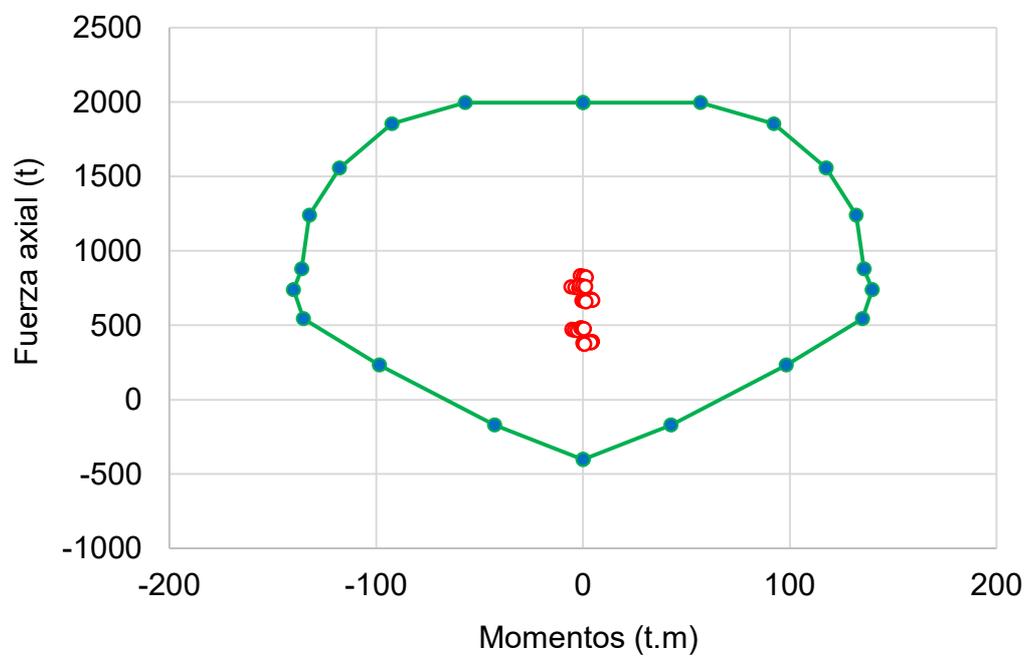
Área de acero requerida en los bordes

$$Asb := \frac{\frac{1.25 \cdot Puf}{\phi} - 0.85 \cdot fco \cdot br \cdot tm}{fy - 0.85 \cdot fco} = 29.2 \cdot cm^2$$

| | |
|---|--|
| Área de acero en el alma del muro | |
| Cuantía mínima de refuerzo longitudinal | $\rho_w := 0.0025$ |
| Área de refuerzo longitudinal /metro | $A_{sw} := \rho_w \cdot 100 \cdot \text{cm} \cdot \text{tm} = 10 \text{ cm}^2$ |

Figura 68

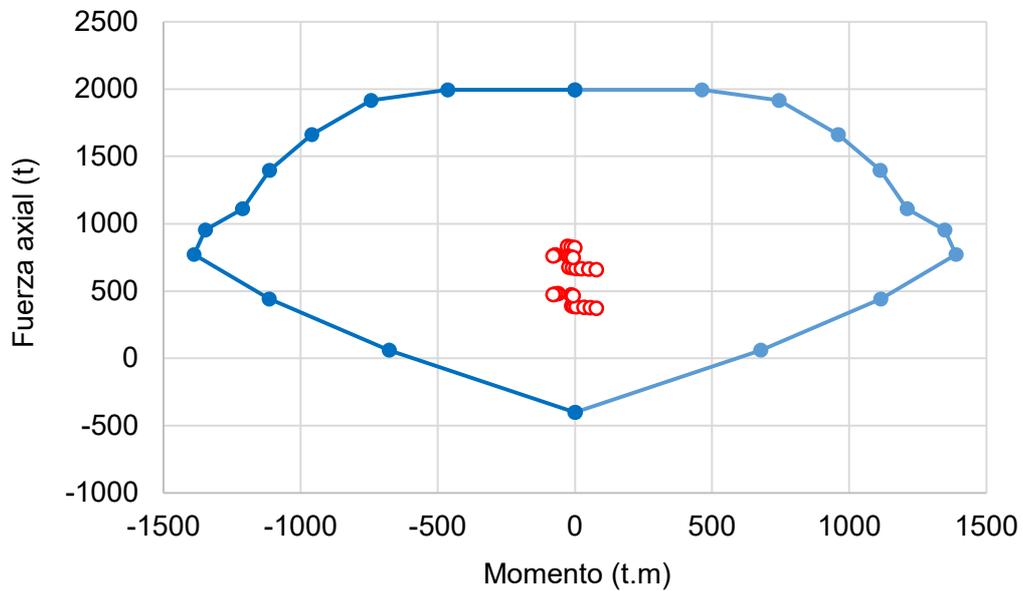
Diagrama de interacción en la dirección 2-2.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 69

Diagrama de interacción en la dirección 2-2.

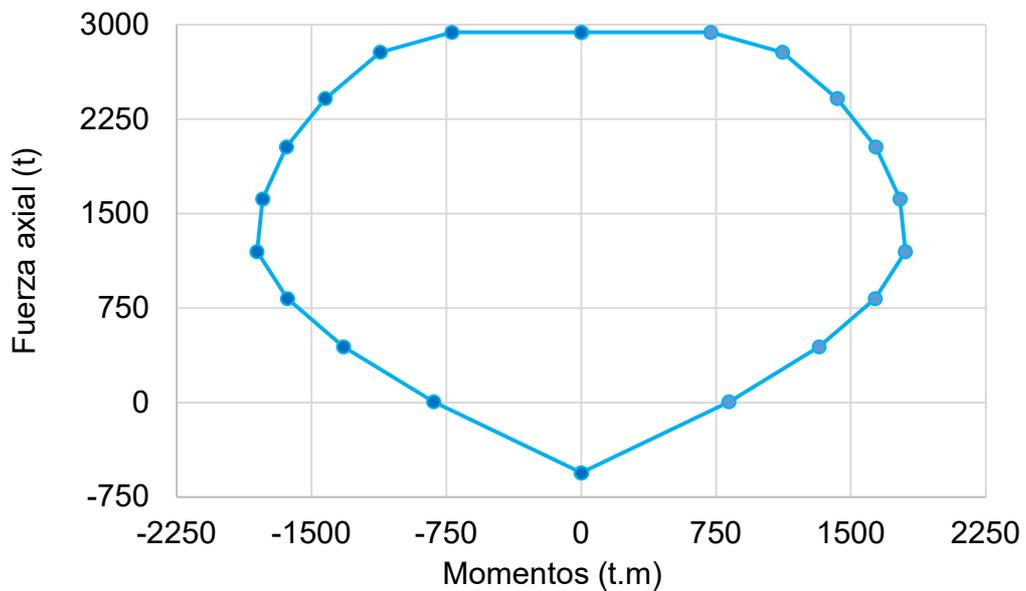


Fuente: Elaboración propia.

- **Diseño Por Capacidad**

Figura 70

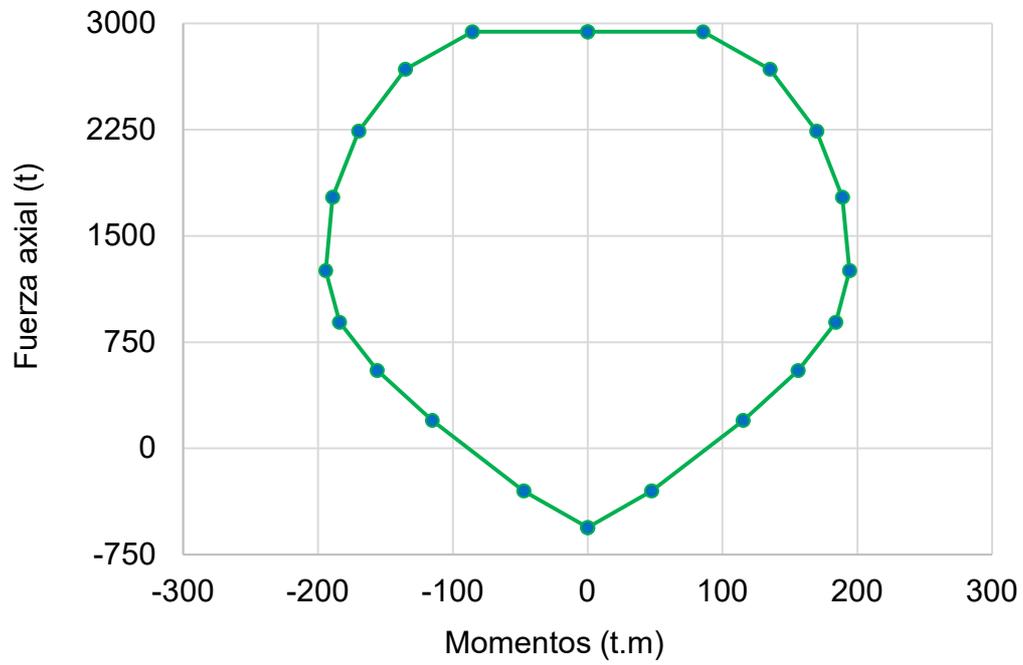
Diagrama de interacción en la dirección 2-2.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 71

Diagrama de interacción en la dirección 2-2.



Fuente: Elaboración propia.

DISEÑO DE PLACAS POR CAPACIDAD

Fuerzas provenientes del análisis

| | |
|------------------------------|---|
| Cortante ultimo análisis | $V_{ua} := 24.3 \cdot \text{tonf}$ |
| Momento ultimo análisis | $M_{ua} := 80 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$ |
| Momento nominal | $M_n := 1803 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$ |
| Razón Mn/Mua | $R_o := \frac{M_n}{M_{ua}} = 22.538$ |
| Factor de amplificación | $R_o := 6$ |
| Cortante ultimo del análisis | $V_u := V_{ua} \cdot R_o = 145.8 \text{ tonf}$ |

Aporte del concreto a la resistencia al corte

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \text{lm} \cdot \text{tm} = 111.75 \text{ tonf}$$

Calculo del cortante aportado por el acero

$$\phi := 0.75 \quad V_s := \frac{V_u}{\phi} - V_c = 82.65 \text{ tonf}$$

Determinación del refuerzo y espaciamiento

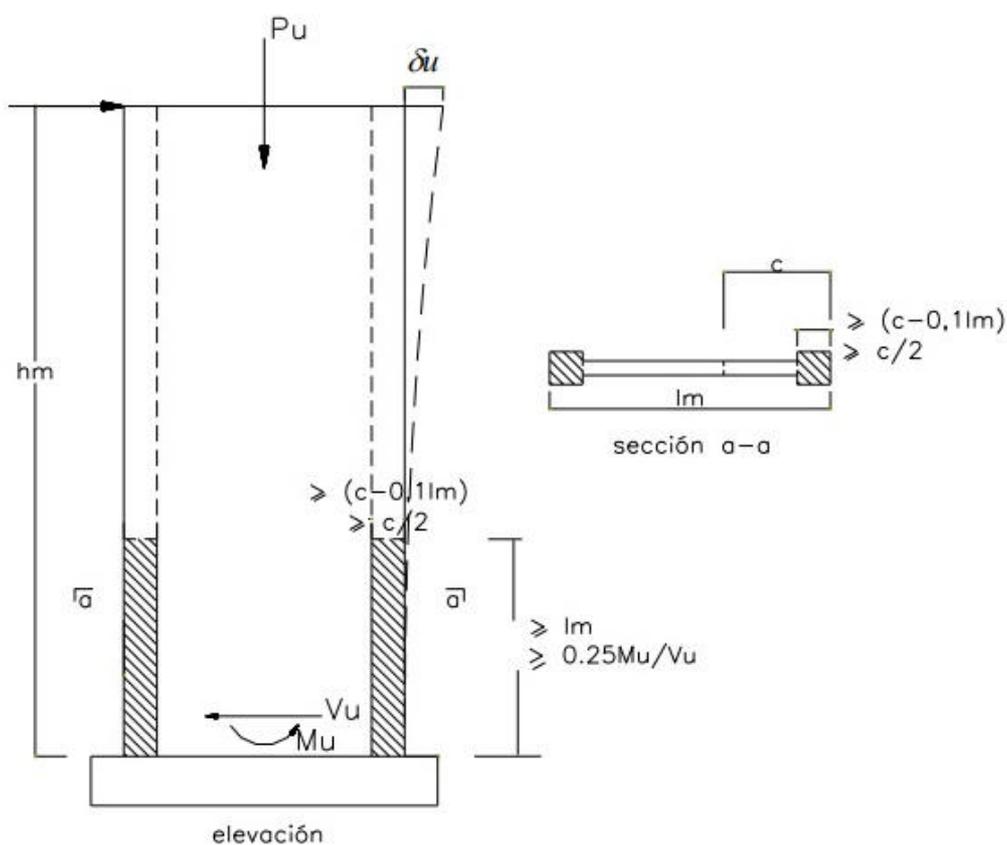
| | |
|--------------------------|---|
| Diámetro de las varillas | $db := \frac{3}{8} \cdot \text{in}$ |
| Área de las varillas | $Ab := \frac{\pi \cdot db^2}{4} = 71.256 \text{ mm}^2$ |
| Número de capaz | $no := 2$ |
| Espaciamiento máximo | $so := \frac{\text{lm} \cdot f_y \cdot no \cdot Ab}{V_s} = 26.345 \text{ cm}$ |

4.5.9.6. Diseño de los elementos de borde

Los elementos de borde son elementos de concreto armado ubicados en los extremos de un muro de concreto armado, que tiene como finalidad servir de anclaje al refuerzo transversal de los muros de contención y como proveedor de capacidad de flexión ante las cargas laterales y axiales actuantes. De acuerdo con la norma E060 existen dos criterios a ser evaluados para determinar la necesidad o no de estos elementos.

Figura 72

Diseño de elementos de borde en planta y en altura.



Fuente: Norma E060.

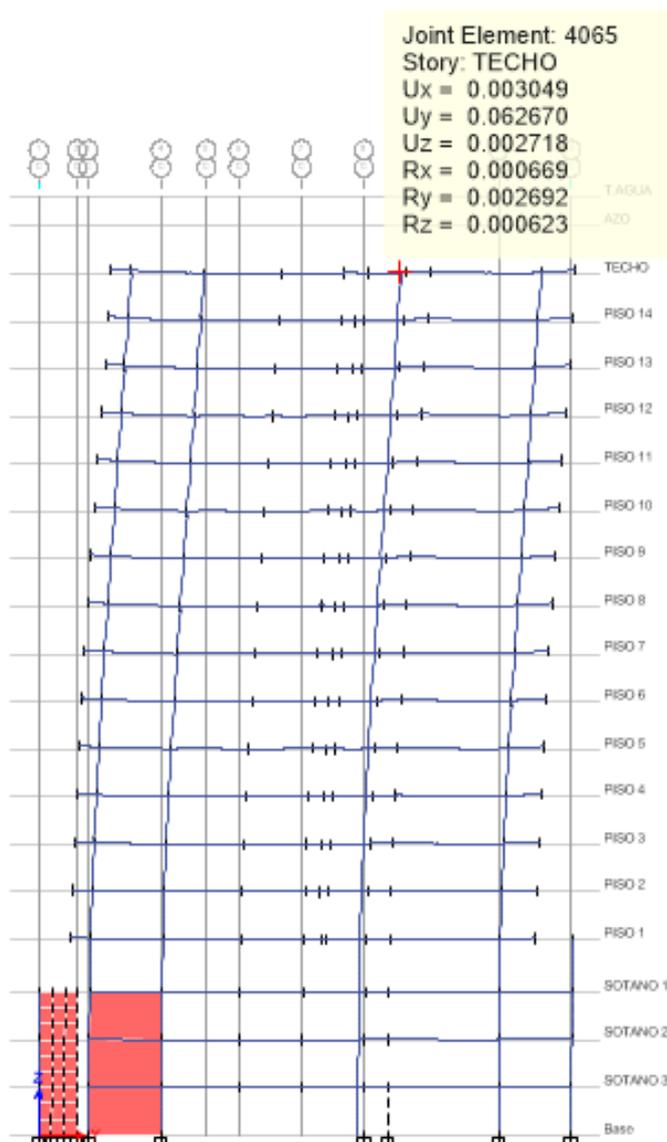
La primera es la determinación de la profundidad del eje neutro de la sección más crítica y compararla con la siguiente expresión:

$$C \geq \frac{l_m}{600 \frac{d_u}{h_m}}$$

Si se verifica la desigualdad presentada la norma afirma que se tienen necesidad de confinar los elementos de bordes.

Figura 73

Desplazamiento lateral del muro analizado $D_u=6.27$ cm.



Fuente: Elaboración propia.

El segundo criterio disponible en la citada normativa insta a verificar los esfuerzos de compresión en la fibra más extrema de la placa, si esta excede del 20% de la resistencia a la compresión de concreto, es necesario el uso de elementos de borde en la placa.

Figura 74

Referencia de borde

| DISEÑO DE ELEMENTOS DE BORDE | |
|--|---|
| Momento nominal | $M_u := 600 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$ |
| Carga axial amplificada | $P_u := -759 \cdot \text{tonf}$ |
| Esfuerzo de compresión | $\sigma_1 := \frac{P_u}{lm \cdot tm} - \frac{6 \cdot M_u}{tm \cdot lm^2} = -127.137 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ |
| Esfuerzo de tensión | $\sigma_2 := \frac{P_u}{lm \cdot tm} + \frac{6 \cdot M_u}{tm \cdot lm^2} = 22.811 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ |
| Profundidad del eje neutro | $c_o := \frac{\sigma_1}{\sigma_1 - \sigma_2} \cdot lm = 2.798 \text{ m}$ |
| Desplazamiento superior del muro | $\delta_u := 6.27 \cdot \text{cm}$ |
| Altura total del muro | $H_m := 45.35 \cdot \text{m}$ |
| Distorsión de techo | $\frac{\delta_u}{H_m} = 1.383 \cdot 10^{-3}$ |
| Distorsión mínima a considerar | $\Delta_o := 0.005$ |
| Evaluación del parámetro | $c_1 := \frac{lm}{600 \cdot (\Delta_o)} = 1.1 \text{ m}$ |
| Como se observa de los resultados, se requieren elementos de borde | |

4.5.9.7. Diseño de la cimentación

Figura 75

Selección del elemento vertical para el diseño de cimentación.

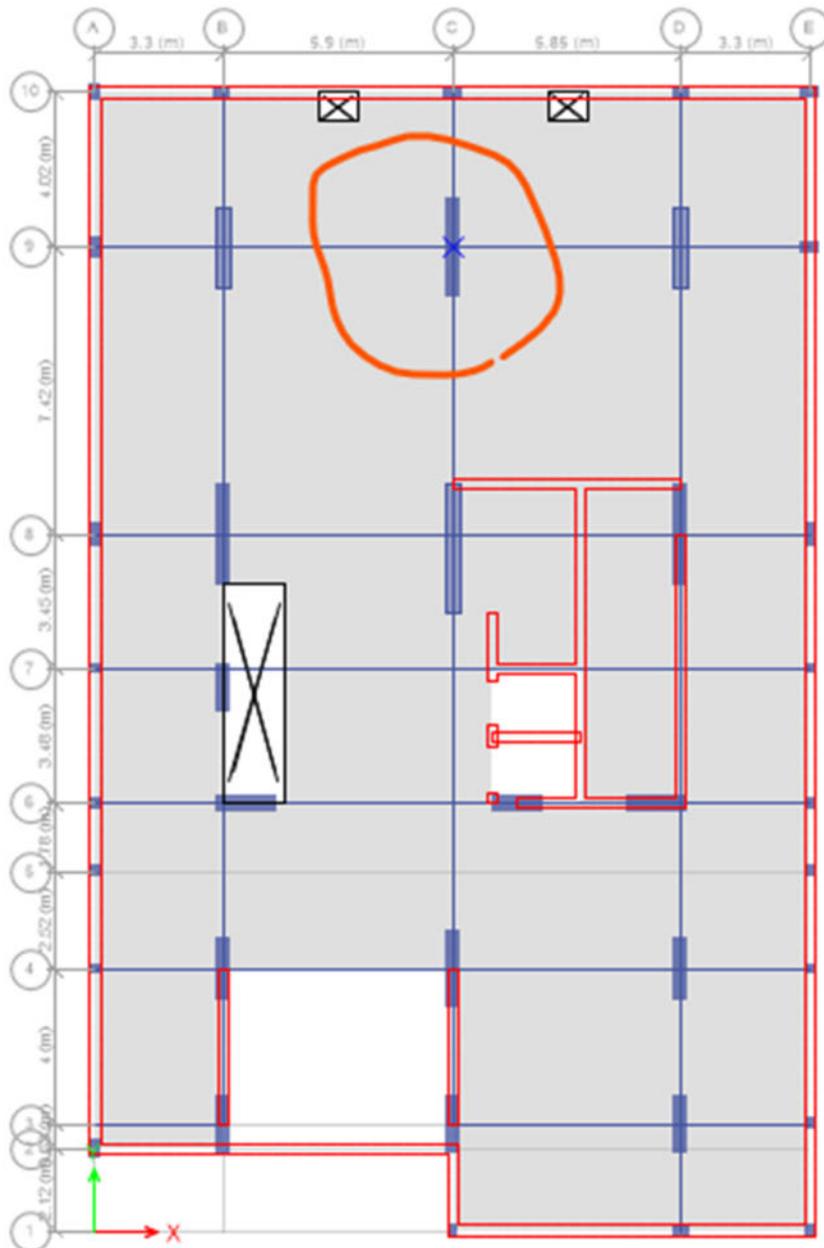


Tabla 39*Fuerzas actuantes sobre la zapata analizada*

| Caso | Station m | P tonf | V2 tonf | V3 tonf | T tonf-m | M2 tonf-m | M3 tonf-m |
|------|--------------|-----------|------------|------------|-------------|--------------|--------------|
| CV | 0 | -118.04 | 0.79 | -0.05 | 0.00 | -0.03 | -0.11 |
| CV | 0.975 | -118.04 | 0.79 | -0.05 | 0.00 | 0.01 | -0.88 |
| CV | 1.95 | -118.04 | 0.79 | -0.05 | 0.00 | 0.06 | -1.65 |
| CM | 0 | -230.71 | 1.36 | -0.08 | 0.00 | -0.05 | -0.21 |
| CM | 0.975 | -230.71 | 1.36 | -0.08 | 0.00 | 0.02 | -1.54 |
| CM | 1.95 | -230.71 | 1.36 | -0.08 | 0.00 | 0.10 | -2.87 |
| Sx | 0 | 2.57 | 0.44 | 0.59 | 0.02 | 1.25 | 0.95 |
| Sx | 0.975 | 2.57 | 0.44 | 0.59 | 0.02 | 0.68 | 0.77 |
| Sx | 1.95 | 2.57 | 0.44 | 0.59 | 0.02 | 0.14 | 0.78 |
| Sy | 0 | 37.20 | 7.25 | 0.11 | 0.01 | 0.18 | 29.07 |
| Sy | 0.975 | 37.20 | 7.25 | 0.11 | 0.01 | 0.07 | 22.07 |
| Sy | 1.95 | 37.20 | 7.25 | 0.11 | 0.01 | 0.04 | 15.12 |

4.5.9.8. Proceso de cálculo seguido para el dimensionado de zapatas

1) Dimensiones de la columna

| | | | |
|--------------------------|---|--------|--------------------|
| t3 | = | 2.60 | m |
| t2 | = | 0.40 | m |
| f _c | = | 280.00 | kg/cm ² |
| t3 orientado con (X o Y) | | | Y |

2) Cargas aplicadas

| | | | |
|-----------------|---|--------|------|
| P _m | = | 118.04 | tn |
| P _v | = | 230.71 | tn |
| P _{sx} | = | 2.57 | tn |
| P _{sy} | = | 37.20 | tn |
| M _{mx} | = | 0.03 | tn-m |
| M _{vx} | = | 0.05 | tn-m |
| M _{my} | = | 0.11 | tn-m |
| M _{vy} | = | 0.21 | tn-m |

$$M_{sx} = 1.25 \quad \text{tn-m}$$

$$M_{sy} = 29.07 \quad \text{tn-m}$$

3) Datos del terreno (capacidad admisible)

$$s_t = 3.76 \quad \text{kg/cm}^2 = 37.60 \quad \text{tn/m}^2$$

4) Dimensionamiento

4.1) verificación (Momento sin sismo)

$$P_m = 118.04 \quad \text{Tn}$$

$$P_v = 230.71 \quad \text{Tn}$$

$$M_{mx} = 0.03 \quad \text{tn-m}$$

$$M_{vx} = 0.05 \quad \text{tn-m}$$

$$M_{my} = 0.11 \quad \text{tn-m}$$

$$M_{vy} = 0.21 \quad \text{tn-m}$$

$$\text{Area tentativa} = \frac{348.75 \times 1.05}{33.84} = 10.82 \quad \text{m}^2$$

a) Buscando las dimensiones de la zapata:

$$L_x = 2.40 \quad \text{m}$$

$$L_y = 4.60 \quad \text{m}$$

b) Verificamos momentos en X

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2}$$

$$s = \frac{366.19}{11.04} + \frac{0.51}{26.50} = 33.19 \quad \text{tn/m}^2$$

c) Verificamos momentos en Y

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$s = \frac{366.19}{11.04} + \frac{1.92}{50.78} = 33.21 \quad \text{tn/m}^2$$

d) Verificamos biaxialmente

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2} + \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$s = \frac{366.19}{11.04} + \frac{0.51}{26.50} + \frac{1.92}{50.78} = 33.23 \text{ tn/m}^2$$

4.2) Verificación (Sismo en X)

| | | | |
|-----|---|--------|------|
| Pm | = | 118.04 | tn |
| Pv | = | 230.71 | tn |
| Psx | = | 2.57 | tn |
| Psy | = | 37.20 | tn |
| Mmx | = | 0.03 | tn-m |
| Mvx | = | 0.05 | tn-m |
| Mmy | = | 0.11 | tn-m |
| Mvy | = | 0.21 | tn-m |
| Msx | = | 1.25 | tn-m |
| Msy | = | 29.07 | tn-m |

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2} + \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$s = \frac{368.89}{11.04} + \frac{8.03}{26.50} + \frac{1.92}{50.78} = 33.75 \text{ tn/m}^2$$

4.3) verificación (Sismo en Y)

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2} + \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$s = \frac{368.89}{11.04} + \frac{0.51}{26.50} + \frac{176.36}{50.78} = 36.91 \text{ tn/m}^2$$

El esfuerzo máximo es $s_{max} = 36.91 \text{ tn/m}^2 < 47.00 \text{ tn/m}^2$

No se necesita aumentar dimensiones de la zapata

Dimensión a aumentar = 0.00 m

las nuevas dimensiones de la zapata son:

$$L_x = 2.40 \quad \text{m}$$

$$L_y = 4.60 \quad \text{m}$$

Verificamos momentos en X

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2}$$

$$s = \frac{366.19}{11.04} + \frac{0.51}{26.50} = 33.19 \quad \text{tn/m}^2$$

Verificamos momentos en Y

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$s = \frac{366.19}{11.04} + \frac{1.92}{50.78} = 33.21 \quad \text{tn/m}^2$$

Verificamos biaxialmente

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2} + \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$s = \frac{366.19}{11.04} + \frac{0.51}{26.50} + \frac{1.92}{50.78} = 33.23 \quad \text{tn/m}^2$$

Verificación (Sismo en X)

$$P_m = 118.04 \quad \text{tn}$$

$$P_v = 230.71 \quad \text{tn}$$

$$P_{sx} = 2.57 \quad \text{tn}$$

$$P_{sy} = 37.20 \quad \text{tn}$$

$$M_{mx} = 0.03 \quad \text{tn-m}$$

$$M_{vx} = 0.05 \quad \text{tn-m}$$

$$M_{my} = 0.11 \quad \text{tn-m}$$

$$M_{vy} = 0.21 \quad \text{tn-m}$$

$$M_{sx} = 1.25 \quad \text{tn-m}$$

$$M_{sy} = 29.07 \quad \text{tn-m}$$

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2} + \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$s = \frac{368.89}{11.04} + \frac{8.03}{26.50} + \frac{1.92}{50.78} = 33.75 \text{ tn/m}^2$$

Verificación (Sismo en Y)

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2} + \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$s = \frac{368.89}{11.04} + \frac{0.51}{26.50} + \frac{176.36}{50.78} = 36.91 \text{ tn/m}^2$$

El esfuerzo máximo es $s_{max} = 36.91 \text{ tn/m}^2 < 47.00 \text{ tn/m}^2$

No se necesita aumentar dimensiones de la zapata

Diseño

Cuando no se considera sismo:

$$s_{max} = 1.60 \times 33.23 = 53.16 \text{ tn/m}^2$$

Cuando se considera sismo:

$$s_{max} = 1.25 \times 36.91 = 46.13 \text{ tn/m}^2$$

Por lo tanto se efectuara el diseño con: $s_{max} = 53.16 \text{ tn/m}^2$

Verificación por punzonamiento

Se tienen volados iguales = -0.10 m

Ingrese el peralte de la zapata $d = 0.70 \text{ m}$

La altura de la zapata será $h = 0.80 \text{ m}$

$$b_o = 2.00 \times 3.30 + 2.00 \times 1.10 = 8.80 \text{ m}$$

$$A_o = 3.30 \times 1.10 = 3.63 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{total}} = 2.40 \times 4.60 = 11.04 \text{ m}^2$$

Cortante de diseño por punzonamiento

$$V_u = s_u (A_{\text{total}} - A_o) = 393.93 \text{ tn}$$

Cortante resistente por punzonamiento

$$V_c = (0.53 + 1.1/B_c) (\text{Raiz}(f'_c) \text{ bo } d)$$

$$\text{Donde } B_c = \frac{2.60}{0.40} = 6.50 \implies V_c = 624.2 \text{ tn}$$

$$\text{Por tanto } f V_c = 0.85 \times 624.18 = 530.55 \text{ tn}$$

$$f V_c > V_u \implies \text{El peralte escogido es correcto}$$

Cortante de diseño

$$V_u = s \max L_x \text{ (volado-d)}$$

$$V_u = 53.16 * 2.40 (1.00 - 0.70) = 38.28 \text{ tn}$$

Cortante resistente

$$V_c = 0.53 \text{ Raiz}(f_c) L_x d = 129.03 \text{ tn}$$

$$\text{Por tanto } f V_c = 0.85 \times 129.03 = 109.68 \text{ tn}$$

$f V_c > V_u \implies$ El peralte escogido es correcto

- **Diseño por Flexión**

Diámetro (1/2, 5/8, 3/4, 1) **5/8**

Sección 1-1

$$M_u = s \text{ máx (volado)}^2 * L_x / 2$$

$$M_u = 63.79 \text{ tn-m}$$

$$A_s = 24.53 \text{ cm}^2 / 2.40 \text{ m}$$

$$A_s = 10.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = 14.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sección 2-2

$$M_u = s \text{ máx. (volado)}^2 * L_y / 2$$

$$M_u = 122.27 \text{ tn-m}$$

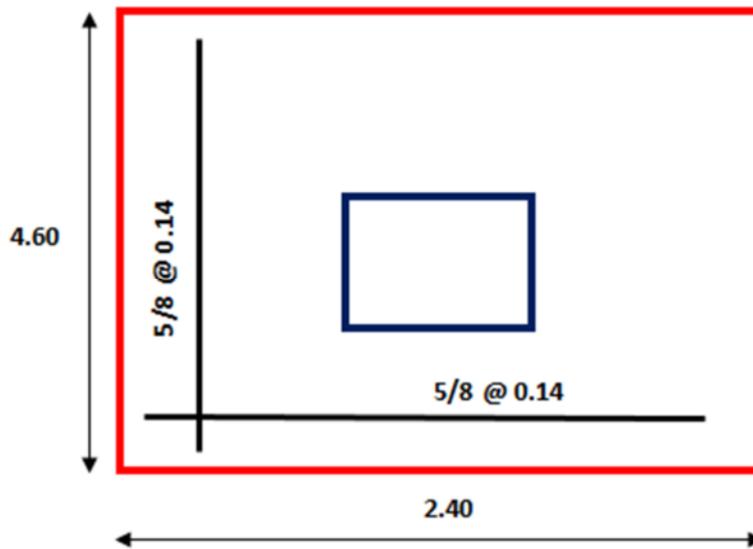
$$A_s = 47.02 \text{ cm}^2 / 4.60 \text{ m}$$

$$A_s = 10.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As_{min}= 14.40 cm²/m

Figura 76

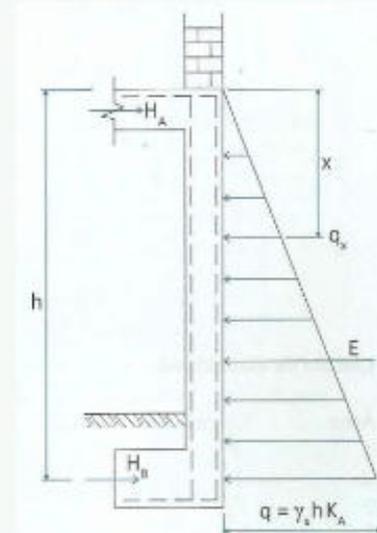
Armado de la zapata elegida para el diseño.



Fuente: Elaboración propia.

4.5.9.9. DISEÑO DE MUROS DE SOTANO

| | |
|-----------------------|---|
| Resistencia concreto | $f_{co} := 210 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ |
| Resistencia del acero | $f_y := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ |
| P.E. Concreto | $\gamma_{co} := 2400 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ |
| P.E. Concreto | $\gamma_{so} := 1800 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ |
| Angulo de fricción | $\phi := 30^\circ$ |
| Altura de entrepiso | $h := 7.95 \cdot \text{m}$ |
| Espesor del muro | $t := 30 \cdot \text{cm}$ |



Coeficiente de empuje activo $ka := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.333$

Presión lateral máxima sobre el muro $q := \gamma_{so} \cdot ka \cdot h \cdot 1 \text{ m} = 5.258 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

Modelo de empuje lateral sobre muros de sótanos

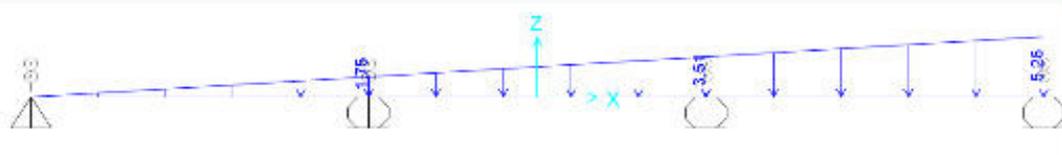
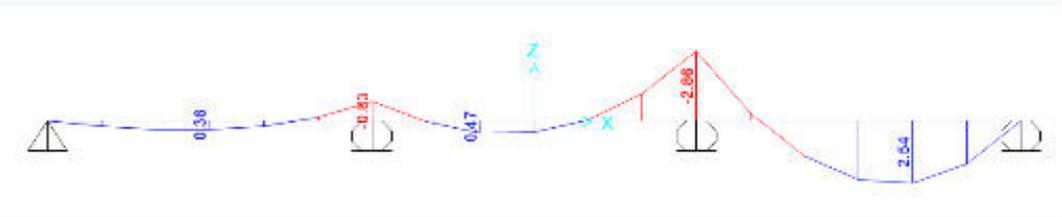
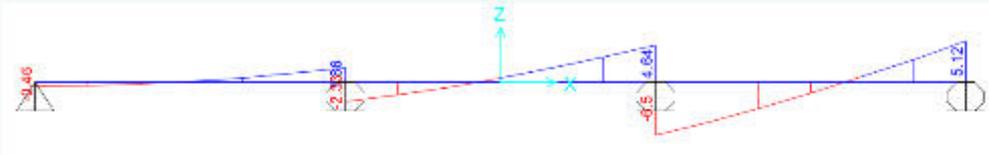


Diagrama de momentos flectores debido al empuje lateral



Fuerzas cortantes actuantes sobre el muro de sótano



$$\text{Acero horizontal mínimo} \quad \rho_{hm} := 0.0025 \quad A_{sh} := \rho_{hm} \cdot 100 \cdot \text{cm} \cdot 20 \text{ cm} = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro de acero} \quad \phi := \frac{3}{8} \cdot \text{in} \quad A_{sb} := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$\text{Numero de caras} \quad n_c := 2$$

$$\text{Numero de varillas} \quad n_o := \frac{A_{sh}}{n_c \cdot A_{sb}} = 3.508 \quad s_o := \frac{100 \text{ cm}}{n_o} = 0.285 \text{ m}$$

$$\text{Acero vertical mínimo} \quad \rho_{vm} := 0.0015 \quad A_{sv} := \rho_{vm} \cdot 100 \cdot \text{cm} \cdot 20 \cdot \text{cm} = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro de acero} \quad \phi := \frac{3}{8} \cdot \text{in} \quad A_{sb} := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$\text{Numero de caras} \quad n_c := 2$$

$$\text{Numero de varillas} \quad n_o := \frac{A_{sv}}{n_c \cdot A_{sb}} = 2.105 \quad s_o := \frac{100 \text{ cm}}{n_o} = 0.475 \text{ m}$$

Diseño del refuerzo longitudinal

Sótano 01

$$M_{up} := 0.36 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \quad d := t - 2.5 \cdot \text{cm} = 0.275 \text{ m} \quad b := 100 \cdot \text{cm} \quad \phi := 0.90$$

$$k_o := 1.7 \cdot \left(\frac{f_{co}}{f_y} \right) \cdot b \cdot d = 233.75 \text{ cm}^2 \quad A_s := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{up}}{\phi \cdot k_o \cdot d \cdot f_y}} \right) = 0.315 \text{ cm}^2$$

$$a := \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{up}}{\phi \cdot k_o \cdot d \cdot f_y}} \right) \cdot d = 0.074 \text{ cm}$$

$$M_{un} := 0.83 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \quad d := t - 8 \cdot \text{cm} = 22 \text{ cm} \quad b := 100 \cdot \text{cm} \quad \phi := 0.90$$

$$k_o := 1.7 \cdot \left(\frac{f_{co}}{f_y} \right) \cdot b \cdot d = 187 \text{ cm}^2 \quad A_s := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{un}}{\phi \cdot k_o \cdot d \cdot f_y}} \right) = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$a := \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{un}}{\phi \cdot k_o \cdot d \cdot f_y}}\right) \cdot d = 0.214 \text{ cm}$$

Sótano 02

$$M_{up} := 1.4 \cdot 0.47 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} = 0.658 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$d := t - 2.5 \cdot \text{cm} = 27.5 \text{ cm} \quad b := 100 \cdot \text{cm} \quad \phi := 0.90$$

$$k_o := 1.7 \cdot \left(\frac{f_{co}}{f_y}\right) \cdot b \cdot d = 233.75 \text{ cm}^2 \quad A_s := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{up}}{\phi \cdot k_o \cdot d \cdot f_y}}\right) = 0.576 \text{ cm}^2$$

$$a := \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{up}}{\phi \cdot k_o \cdot d \cdot f_y}}\right) \cdot d = 0.135 \text{ cm}$$

$$M_{un} := 1.4 \cdot 2.86 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} = 4.004 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$d := t - 8 \cdot \text{cm} = 22 \text{ cm} \quad b := 100 \cdot \text{cm} \quad \phi := 0.90$$

$$k_o := 1.7 \cdot \left(\frac{f_{co}}{f_y}\right) \cdot b \cdot d = 187 \text{ cm}^2 \quad A_s := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{un}}{\phi \cdot k_o \cdot d \cdot f_y}}\right) = 4.475 \text{ cm}^2$$

$$a := \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{un}}{\phi \cdot k_o \cdot d \cdot f_y}}\right) \cdot d = 1.053 \text{ cm}$$

Sótano 03

$$M_{up} := 1.4 \cdot 2.54 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} = 3.556 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$d := t - 2.5 \cdot \text{cm} = 27.5 \text{ cm} \quad b := 100 \cdot \text{cm} \quad \phi := 0.90$$

$$k_o := 1.7 \cdot \left(\frac{f_{co}}{f_y}\right) \cdot b \cdot d = 233.75 \text{ cm}^2 \quad A_s := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{up}}{\phi \cdot k_o \cdot d \cdot f_y}}\right) = 3.146 \text{ cm}^2$$

$$a := \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{up}}{\phi \cdot k_o \cdot d \cdot f_y}}\right) \cdot d = 0.74 \text{ cm}$$

Verificación del corte

Resistencia aportada por el concreto

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 23.282 \text{ tonf}$$

4.5.9.10. Diseño de escaleras

DISEÑO DE ESCALERAS

| | |
|-----------------------------|--|
| Resistencia a la compresión | $f_{co} := 210 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ |
| Esfuerzo de fluencia | $f_y := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ |
| Sobrecarga | $SC := 250 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$ |

| | | |
|--------------|---|-----------------------------|
| Luz libre | $L := 1.53 \cdot \text{m}$ | $Lo := 0.85 \cdot \text{m}$ |
| Paso | $P := 0.25 \cdot \text{m}$ | |
| Contrapaso | $CP := 0.19 \cdot \text{m}$ | |
| Garganta | $t := \frac{L + Lo}{23} = 10.348 \text{ cm}$ | |
| | $t := 12.5 \cdot \text{cm}$ | |
| PE. Concreto | $\gamma_{co} := 2.4 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$ | |

$$q1D := \left(t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{CP}{P} \right)^2} + \frac{CP}{2} \right) \cdot 1 \cdot \text{m} \cdot \gamma_{co} = 0.6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$q1L := SC \cdot 1 \cdot \text{m} = 0.28 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$q1 := 1.4 \cdot q1D + 1.7 \cdot q1L = 1.32 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

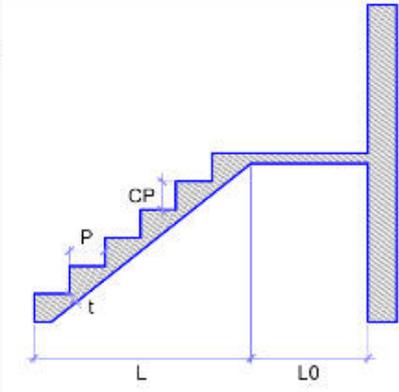
$$q2D := \gamma_{co} \cdot 1 \cdot \text{m} \cdot t = 0.3 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$q2L := SC \cdot 1 \cdot \text{m} = 0.276 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$q2 := 1.4 \cdot q2D + 1.7 \cdot q2L = 0.888 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

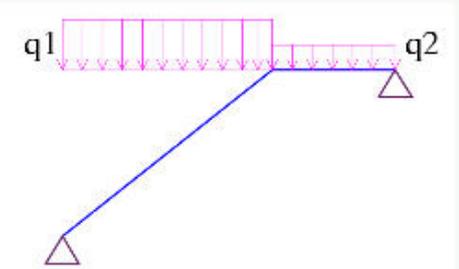
$$w := \frac{1}{2} \cdot (q1 + q2) = 1.102 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$M1 := \frac{1}{12} \cdot w \cdot L^2 = 0.215 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$



$$q1$$

$$q2$$



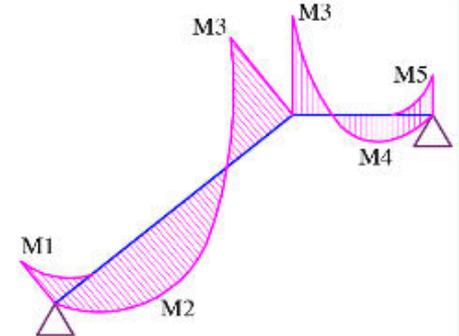
$$M1$$

$$M2$$

$$M3$$

$$M4$$

$$M5$$



$$M2 := \frac{1}{10} \cdot w \cdot L^2 = 0.258 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M3 := \frac{1}{9} \cdot w \cdot \left(\frac{L + Lo}{2} \right)^2 = 0.173 \text{ tonf} \cdot \text{m} \quad M4 := \frac{1}{10} \cdot w \cdot Lo^2 = 0.08 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M5 := \frac{1}{12} \cdot w \cdot Lo^2 = 0.066 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$d := t - 2.5 \cdot \text{cm} = 10 \text{ cm} \quad b := 100 \cdot \text{cm} \quad ko := 1.7 \cdot \frac{fco}{fy} \cdot b \cdot d = 85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero mínimo} \quad As_{min} := 0.0018 \cdot d \cdot 100 \cdot \text{cm} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$As1 := \frac{ko}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M1}{\phi \cdot fy \cdot ko \cdot d}} \right) = 0.519 \text{ cm}^2$$

$$As2 := \frac{ko}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M2}{\phi \cdot fy \cdot ko \cdot d}} \right) = 0.624 \text{ cm}^2$$

$$As3 := \frac{ko}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M3}{\phi \cdot fy \cdot ko \cdot d}} \right) = 0.418 \text{ cm}^2$$

$$As4 := \frac{ko}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M4}{\phi \cdot fy \cdot ko \cdot d}} \right) = 0.191 \text{ cm}^2$$

$$As5 := \frac{ko}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M5}{\phi \cdot fy \cdot ko \cdot d}} \right) = 0.16 \text{ cm}^2$$

CAPÍTULO V:

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1. ANÁLISIS, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADO

5.1.1. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN

Para el desarrollo de la presente tesis se recabo información de la NTP, norma E.050, estudio de suelo obtenido de Laboratorio de mecánica de suelo en la empresa (GEOLUMAS SAC). Norma E.020, indica usar adecuadamente la cargas vivas y cargas muertas mínimas repartidas. Norma E.060, podemos construir diferentes tipos de edificación y Norma E.030, diseño sísmoresistente tenemos que disminuir la pérdida de vidas humanas y disminuir los daños estructurales en el proyecto planteado.

- ✓ El EMS, se ha realizado para obtener un mejor resultado con una empresa especializada, obteniendo un resultado de 3.76 kg/cm² de capacidad portante, a una profundidad estudiada, sugerida y comprobada por la empresa, se realizaron mediante calicatas de 7.95 a 13.00 mts de profundidad por cada 250 m² de techado de acuerdo a la Norma E050 – Suelos, el resultado del estudio fueron llevados al laboratorio para su ensayo respectivo (GEOLUMAS S.A.C), cuyos resultados se obtuvieron siguiendo las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM); se verifica los siguientes resultados: Ensayos Estándar; Análisis granulométrico por tamizado ASTM D-422, Límite líquido ASTM D-4318 y Límite Plástico ASTM D-4318, también se llevaron a cabo ensayo especiales como: Corte Directo ASTM D-3080 y Humedad ASTM D-2216, su clasificación de suelos (SUCS) en una profundidad de 7.95 mts a 13 mts se obtiene la clasificación de materiales: Retiene 4 = 52.50%, Pasa malla 200 = 18.60%, límite líquido (%) = N.P, índice plástico (%) = N.P. Densidad máx.-min (kg/cm³) = 1.74,

obteniendo una clasificación (GM) con características grava limosa, arena y limo, de color marrón oscuro.

- ✓ El estudio de metrado de Cargas se realizó adecuadamente de acuerdo a la NTP donde indica que para este tipo de edificaciones se realiza metrados de carga, tomando en cuenta el RNE E020 las cargas muertas y vivas actuantes sobre los elementos estructurales de la edificación con un único objetivo de determinar el peso de la estructura que será transmitido al suelo. En la norma indica dar un factor de seguridad mínima que están actuaran en las combinaciones sin causar esfuerzos ni deformación para este proyecto de edificación de gran magnitud se aplica $1.4 CM + 1.7 CV$ para tener un resultado óptimo de la edificación.
- ✓ El diseño estructural para la presente tesis se desarrolló de acuerdo a la NTP E060, esta normativa peruana exige que la deriva máxima permite 0.007; en el proyecto se usó una deriva menor a lo permitido, ya que se usa de acuerdo al diseño de la norma E020, E030 y E060 y tomándose en cuenta la E050, lo que se puede mostrar en la tesis los diferentes momentos y cortantes, también se puede apreciar que el sector crítico se encuentra en el 1er sótano de la edificación, el diagrama de envolvente de momentos flectores considerando que es un gráfico que muestra los máximos momentos flectores.
- ✓ El análisis y modelamiento realizado en la presente tesis con el programa ETABS encaminó a resultados precisos. El análisis Estático representa la fuerza horizontal producida por el peso total de la estructura en las direcciones de los ejes “X” y “Y”, se obtiene para verificar la cortante dinámica y seguridad de nuestro edificio. El análisis dinámico se determinó mediante un espectro de diseño obtenido de las formas modales y logrando obtener un valor del factor de amplificación sísmica para obtener el cortante en la base en las direcciones “X” e “Y”

5.1.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

- ✓ La capacidad portante que muestra el estudio de mecánica de suelo, es un tipo de suelo grava limosa, mezclas de arena y limo de color marrón oscuro, obteniendo un resultado de 3.76 kg/cm² de capacidad portante promedio a una profundidad

estudiada de 11 mts, es un tipo de suelo granulométrico y 13.00 mts de profundidad se obtiene 5.37 kg/cm². Se realizaron una calicata por cada 250 m² de techado de acuerdo a la Norma E050 – Suelos, los resultados del estudio fueron llevados al laboratorio para su ensayo respectivo (GEOLUMAS S.A.C), cuyos resultados se obtuvieron siguiendo las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM) se verifica los siguientes resultados: Ensayos Estándar; Análisis granulométrico por tamizado ASTM D-422, Límite líquido ASTM D-4318 y Límite Plástico ASTM D-4318, también se llevaron a cabo ensayos especiales como: Corte Directo ASTM D-3080 y Humedad ASTM D-2216, su clasificación de suelos (SUCS); por lo tanto, si es considerable usar la capacidad portante a 13 mts de profundidad de acuerdo al resultado obtenido, probablemente podría presentar fallas en la estructura de la edificación.

- ✓ Según el estudio de metrado de cargas, se realizó adecuadamente de acuerdo a la NTP donde indica que para este tipo de edificaciones se realiza metrados tomando en cuenta el RNE E020; las cargas muertas y vivas actuantes sobre los elementos estructurales de la edificación con un único objetivo de determinar el peso de la estructura que será transmitido al suelo. En la norma indica dar un factor de seguridad mínima que esta actuaran en las combinaciones, sin causar esfuerzos ni deformación para este proyecto de edificación de gran magnitud se aplica $1.4 CM + 1.7 CV$ para tener un resultado óptimo de la edificación; sin embargo, este resultado podría variar amplificando y estableciendo la combinación de cargas actuantes utilizando el RNE con sus respectivos factores a ampliación, siendo $U = 1.5CM + 1.8 CV$.

- ✓ El Cálculo estructural para la presente tesis se ha obtenido de acuerdo a la NTP E060, para que soporten satisfactoriamente las cargas a las que serán sometidas de acuerdo a la normativa peruana, la cual exige que la deriva máxima permite 0.007, en el proyecto se usó una deriva menor a lo permitido, ya que se usa de acuerdo al diseño de la norma E020, E030 y E060 y tomándose en cuenta la E050 donde se puede mostrar en la tesis, los diferentes momentos y cortantes, también se puede

apreciar que el sector crítico se encuentra en el 1er sótano de la edificación, el diagrama de envolvente de momentos flectores considerando que es un gráfico que muestra los máximos momentos flectores. Sin embargo, este resultado se podría precisar obteniendo el 50% = (0.0035) de resultado de la deriva, siendo un resultado neutro y perfecto para la estructura.

- ✓ Según el resultado del análisis y modelamiento realizado en la presente tesis con el programa ETABS encaminó a resultados precisos. El Análisis Estático representa la fuerza horizontal producida en cada nivel por el peso total de la estructura, considerando la excentricidad accidental en las direcciones de los ejes “X” y “Y”, en cada centro se aplica una fuerza actuante y el momento generado por la excentricidad accidental del edificio. El análisis dinámico se determinó mediante un espectro de diseño obtenido de las formas modales y logrando obtener un valor del factor de amplificación sísmica para obtener el cortante en la base en las direcciones “X” e “Y”, estos parámetros de diseño sismoresistente específica de acuerdo a la NTP. E.030. Sin embargo, el análisis estático es necesario obtener resultados en ambas direcciones X e Y, para obtener un resultado de análisis óptimo.

5.2. PRUEBA DE HIPÓTESIS

5.2.1. Hipótesis General

Al realizar un diseño estructural óptimo de las cargas de servicio basado en el actual reglamento nacional de edificaciones mejora significativamente el procedimiento y la capacidad portante influye positivamente en el diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de 15 pisos y 3 sótanos.

5.2.2. *Hipótesis Específicas*

- ✓ El procedimiento propuesto para realizar el estudio de la capacidad portante del suelo influye positivamente en la estabilidad y permanencia de la estructura con las condiciones que requiere el actual reglamento nacional de edificaciones norma E050, mejora significativamente el análisis y estudio para una edificación de un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos. Se puede apreciar que existe relación directa entre la capacidad portante y el diseño estructural del proyecto de edificación de 15 pisos y 3 sótanos, al realizar los cálculos se determinó que una mayor capacidad portante del diseño estructural mejora o disminuye y a menor capacidad portante del terreno, el diseño estructural requiere material para mejoramiento de suelo.

Por lo mencionado existe relación directa entre la capacidad portante y el diseño estructural

- ✓ El procedimiento adecuado propuesto para realizar el metrado de carga tal como lo requiere el actual reglamento nacional de edificaciones norma E020, mejora significativamente el procedimiento de metrado para una edificación de un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos. Existe una relación directa entre el metrado de carga E.020 del reglamento nacional de edificaciones; mejora significativamente el procedimiento de metrados de la presente tesis. Existe una relación directa entre el metrado E.020 del reglamento nacional de edificaciones en el procedimiento de metrado de la presente tesis que

fue el metrado de 15 pisos y 3 sótanos, pues se pudo observar que el reglamento posee pasos explícitos para realizar el procedimiento correctamente.

- ✓ El procedimiento propuesto del diseño estructural de concreto armado con las condiciones que requiere el actual reglamento nacional de edificaciones norma E060, mejora significativamente el análisis, para una edificación de un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos. Según los resultados se pudo determinar que el cálculo estructural para la presente tesis se ha obtenido de acuerdo a la NTP E060, para que soporten satisfactoriamente las cargas a las que serán sometidas de acuerdo a la normativa peruana, la cual exige que la deriva máxima permite 0.007, en el proyecto se usó una deriva menor a lo permitido, ya que se usa de acuerdo al diseño de la norma E020, E030 y E060 y tomándose en cuenta la E050, lo que se puede mostrar en la tesis, los diferentes momentos y cortantes, también se puede apreciar que el sector crítico se encuentra en el 1er sótano de la edificación, el diagrama de envolvente de momentos flectores considerando que es un gráfico que muestra los máximos momentos flectores. Sin embargo, este resultado se podría precisar obteniendo el 50% = (0.0035) de resultado de la deriva, siendo un resultado neutro y perfecto para la estructura

- ✓ Determinar el procedimiento adecuado para realizar el análisis estático y dinámico tal como lo requiere la norma E-030 para un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos. Según el resultado del análisis y modelamiento realizado en la presente tesis con el programa ETABS encaminó a resultados precisos. El Análisis Estático representa la fuerza horizontal producida

en cada nivel por el peso total de la estructura, considerando la excentricidad accidental en las direcciones de los ejes “X” y “Y”, en cada centro se aplica una fuerza actuante y el momento generado por la excentricidad accidental del edificio. El análisis dinámico se determinó mediante un espectro de diseño obtenido de las formas modales y logrando obtener un valor del factor de amplificación sísmica para obtener el cortante en la base en las direcciones “X” e “Y”, estos parámetros de diseño sismoresistente específica de acuerdo a la NTP. E.030. Sin embargo, el análisis estático es necesario obtener resultados en ambas direcciones X e Y, para obtener un resultado de análisis oprimo.

5.3 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

- ✓ Se realizaron 2 calicatas para obtener la capacidad portante que muestra el estudio de mecánica de suelo en un rango de valores, que se encuentra comprendido entre: el desplante Df de 7.95 – 13.00 encontrando valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación; sin embargo, se concluye encontrándose mezclas de grava, arena y limo de color marrón oscuro, obteniendo un resultado de 3.76 kg/cm² de capacidad portante promedio a una profundidad estudiada de 11 mts, es un tipo de suelo granulométrico y a 13.00 mts de profundidad se obtiene 5.37 kg/cm². Se realizó una calicata por cada 250 m² de techado de acuerdo a la Norma E050 – Suelos, los resultados del estudio fueron llevados al laboratorio para su ensayo respectivo (GEOLUMAS S.A.C), cuyos resultados se obtuvieron siguiendo las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM), se verifica los siguientes resultados: Ensayos Estándar;

Análisis granulométrico por tamizado ASTM D-422, Límite líquido ASTM D-4318 y Límite Plástico ASTM D-4318, también se llevaron a cabo ensayo especiales como: Corte Directo ASTM D-3080 y Humedad ASTM D-2216, su clasificación de suelos (SUCS); por lo tanto, el resultado del diseño es de regular a bueno por lo cual la presente tesis queda sin lugar a discusión, que trabajara dentro del lineamiento estandarizado y no necesitara mejoramiento de suelos por tener una capacidad portante adecuada para este tipo de edificaciones.

- ✓ El procedimiento adecuado propuesto para realizar el metrado de carga tal como lo requiere el actual reglamento nacional de edificaciones norma E020, mejora significativamente el procedimiento de metrado para una edificación de un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 15 pisos y 3 sótanos. Existe una relación directa entre el metrado de carga E.020 del reglamento nacional de edificaciones de la presente tesis. Sin embargo, para el metrado de cargas se requiere una alta precisión al momento de ingresar los datos al software, para no volver a reformular no causar esfuerzos ni deformación para este proyecto de edificación de gran magnitud, se aplica $1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$, para tener un resultado óptimo de la edificación; sin embargo, este resultado podría variar amplificando y estableciendo la combinación de cargas actuantes utilizando el RNE con sus respectivos factores a ampliación, siendo $U = 1.5\text{CM} + 1.8 \text{ CV}$

- ✓ En la presente investigación de la tesis los diseños de muros de 30 centímetros han sido necesarias por el empuje de la tierra y las cargas verticales, las columnas son de mayor tamaño de forma rectangular para conservar la arquitectura del edificio y

las vigas de concreto armado son elementos estructurales que resisten las cargas lineales, gravedad y las cargas sísmicas, el esfuerzo de flexión, son los que controlan el diseño de vigas por capacidad, se deben evitar fallas de corte de acuerdo a la NTP E.060. soportan satisfactoriamente las cargas a las que serán sometidas de acuerdo a la normativa peruana de concreto armado E.030, la cual exige que el límite de desplazamiento lateral inelástico de entrepiso no debe exceder de 0.007, en el proyecto se usó una deriva máxima de 0.001146 en el piso 7 en dirección X, la deriva máxima de 0.000455 en el piso 11 de la dirección Y, el cual se encuentra dentro de lo permitido, donde se puede apreciar que el sector crítico de la edificación, el diagrama de envolvente de momentos flectores considerando que es un gráfico que muestra los máximos momentos flectores. Sin embargo, este resultado se podría precisar obteniendo el 50% = (0.0035) de resultado de la deriva, siendo un resultado neutro y perfecto para la estructura.

- ✓ El resultado de definir sismo estático es para verificar la cortante dinámica y obtener un resultado óptimo. Según el resultado del análisis con el programa ETABS encamino a resultados precisos. El Análisis Estático representa la fuerza horizontal producida en cada nivel por el peso total de la estructura, considerando la excentricidad accidental en las direcciones de los ejes “X” y “Y”, tenemos la cortante máxima en el eje X del primer piso sin considerar el sótano de 339.6351 Tn.m y 648.681 tn.m en el eje Y. Aplicando una fuerza actuante y el momento generado por la excentricidad accidental del edificio. El análisis dinámico se determinó mediante un espectro de diseño obtenido de las formas modales y

logrando obtener un valor del factor de amplificación sísmica para obtener el cortante en la base “X” e “Y”, estos parámetros de diseño sismoresistente específica de acuerdo a la NTP. E.030. Sin embargo, el análisis estático es necesario obtener resultados en ambas direcciones para obtener un resultado de análisis óptimo

CONCLUSIONES

1. El estudio de suelo de capacidad portante fue elemental porque permitió conocer el tipo de terreno en el que se va a construir y que me permitió conocer la capacidad portante del suelo para realizar el tipo de edificación que se requiere en el terreno...
2. El metrado de carga de acuerdo a la norma E.020, que fue aplicado en la presente tesis permitió determinar con exactitud el procedimiento que se requiere para poder elevar este tipo de edificación de forma vertical sin reformular, se obtuvo un resultado adecuado que se debe verificar, los mecanismos de transmisión de estas a lo largo de los elementos estructurales. En el caso de losas de concreto armado, por ejemplo, se ha observado que el metrado de cargas se debe realizar considerando una vigueta aislada, por lo que las cargas a considerar son el peso propio, el peso de los ladrillos de techo, el peso de los acabados y la carga viva considerada en este elemento. Otro elemento importante en el caso de losas, sin duda, la alternancia de cargas vivas, o damero de cargas.
3. El presente diseño estructural de concreto armado se realizó tomando en cuenta la normativa E.060, tomando en cuenta que la placa es de un espesor de 30 cm, básicamente se usó en los sótanos. Se usó De acuerdo con los resultados encontrados en el desarrollo del presente trabajo de investigación, un diseño estructural óptimo pasa por un análisis sísmico detallado que permita verificar condiciones de rigidez estructural, tales como máximas distorsiones laterales; asimismo, tal análisis debería permitir la evaluación de las irregularidades estructurales, tanto en planta como en altura. Además, se ha observado que para que el diseño sea el adecuado, es necesario en todos los casos la aplicación de métodos de diseño basados en capacidad; es decir, métodos que privilegien ciertas formas de falla sobre otras.

4. El análisis sísmico es la herramienta fundamental en el diseño sísmico, pues permite establecer la rigidez de los elementos estructurales necesarios para lograr cumplir con los requisitos de rigidez exigidos en la norma peruana de diseño sísmico (E030). En cuanto al análisis estático, se concluye que esta herramienta permite la evaluación del cortante mínimo esperado en una estructura cualquiera por lo que este parámetro es una guía útil en el diseño sísmico. En cuanto al análisis dinámico, se concluye que este tipo de análisis nos permite tomar en cuenta la participación modal de las formas de modo superiores de una estructura cualquiera; por lo que, específicamente en el caso de estudio resultó fundamental.

RECOMENDACIONES

- 1 Se recomienda realizar el estudio de mecánica de suelo en base a la norma Técnica E.050 suelo y cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones obteniendo un resultado de carga admisible, para diferentes geométricas y profundidades, teniendo en cuenta que los materiales a mayor profundidad van ganando propiedades de resistencia, debido a su compacidad. En caso de obtener una carga admisible menor, se recomienda usar aditivos para un mejor desempeño del suelo.
- 2 Se recomienda realizar el metrado de cargas para un buen desempeño del diseño de concreto armado del proyecto de edificación.
- 3 Se recomienda la realización el diseño de los diagramas de interacción mediante alguna hoja de cálculo, que garantice la obtención de numerosos puntos de la curva de interacción o superficie de interacción, según sea el caso.
- 4 El diseño por cortante debe considerar ecuaciones que sean conservadoras, puesto que la falla por cortante es un tipo de falla frágil y esta siempre es desfavorable en todo diseño sísmico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alejandro, M. (2017). *DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETOARMADO DE CINCO PISOS Y TRES SÓTANOS UBICADO EN EL DISTRITO DE BARRANCO* [tesis de licenciatura, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Institucional.
- Bartolome, A. S. (1998). *Analisis de edificios*. Lima: fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Obtenido de https://www.academia.edu/43835712/AN%C3%81LISIS_DE_EDIFICIOS_%C3%81NG_EL_SAN_BARTOLOM%C3%89
- Bicentenario, D. O. (2 de enero de 2016). *El Peruano*. Obtenido de El Peruano: <https://busquedas.elperuano.pe/normaslegales/decreto-supremo-que-modifica-la-norma-tecnica-e030-diseno-decreto-supremo-n-003-2016-vivienda-1337531-1/>
- Bosco Gonzales, G. (2018). *DINÁMICA DE SUELOS. (Tesis de pregrado"*. Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, Tacna.
- bravo, s. c. (13 de octubre de 2017). *NORMA TÉCNICA E.020 CARGAS*. Obtenido de Slideshare: <https://www.slideshare.net/nemoalx/norma-tecnica-e020-cargas>
- capacidad portante*. (21 de noviembre de 2020). Obtenido de Wikipedia: https://es.wikipedia.org/wiki/Capacidad_portante
- Coronado:, R. D. (junio de 2016). *slideshare*. Obtenido de Published in: Engineering: <https://www.slideshare.net/RenDemetrioRamrezCor/identificacion-y-clasificacion-de-suelos>
- edd.hg. (3 de marzo de 2011). *INGENIERO CIVIL*. Obtenido de Asentamientos Tolerables en Edificios: <http://ingenieriaciviltips.blogspot.com/2011/05/asentamientos-tolerables-en-edificios.html>

- Franzero, M. A. (25 de junio de 2010). *Las pruebas de carga deben ser precedidas por un EMS y se recomienda su uso únicamente cuando el suelo a ensayar es tridimensionalmente homogéneo, comprende la profundidad activa de la cimentación y es semejante al ubicado bajo el plato de carga.* Obtenido de http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/lima/Aplicacion_de_la_Norma_E.050_Estudios_de_Mecanica_de_Suelo_%20y_la_Cimentacion_%20de_Edificaciones.pdf
- Gamboa, W. (6 de febrero de 2012). *Libro cimentaciones, parte 2.* Obtenido de issuu: https://issuu.com/williamgamboa/docs/fundamentos_de_ingenieria_geotecnica_parte2/135
- Hernández Canales, J. C. (7 de octubre de 2008). Estudio de suelos. *CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS Y SUS MÉTODOS DE MEDICIÓN.* Universidad de San Carlos de Guatemala Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civi, Guatemala. Obtenido de wikipedia: <https://es.scribd.com/doc/14537512/Caracteristicas-Fisicas-y-Propiedades-Mecanicas-de-los-suelos-y-sus-Metodos-de-Medicion>
- Isabel Bernal, J. C. ((s/f) de 2019). *PROGRAMA PRESUPUESTAL N° 068: REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD Y ATENCIÓN DE EMERGENCIAS POR DESASTRES.* Obtenido de [PROGRAMA PRESUPUESTAL N° 068 - SIGRID: http://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/storage/biblioteca/9856_zonificacion-sismica-geotecnica-de-la-ciudad-de-paita.pdf](http://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/storage/biblioteca/9856_zonificacion-sismica-geotecnica-de-la-ciudad-de-paita.pdf)
- Jahel Fernández, C. G. ((s/f)). *Planos estructurales.* Obtenido de emaze: <https://www.emaze.com/@ALLZQLIF/planos-estructurales#!>

Kevin Arnold, v. b. (29 de setiembre de 2012). *Muros de corte o placas*. Obtenido de Slideshare:

<https://www.slideshare.net/KevinArnoldVasquezBarreto/muros-de-corte-o-placas>

Llerena Ruiz, J. S. (2019). CIMENTOS. (*tesis de pregrado*). UNIVERSIDAD PRIVADA DEL

NORTE, Lima. Obtenido de <https://www.coursehero.com/file/49806853/Cimientos-2docx/>

Ministerio de Vivienda, C. y. (24 de enero de 2016). Obtenido de "NORMA TECNICA E.030

DISEÑO SISMORESISTENTE":

<https://drive.google.com/file/d/0B9nKI1tYMgmeZi1iNXFhOGpqVEk/view#!>

Paul Leonardo, S. R. (s.f.). "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR

DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE HUANCAYO". (*Tesis de pregrado*). Universidad Peruana del Centro, Huancayo.

Portocarrero Rosas, B. (15 de setiembre de 2017). *resumen-norma-e050*. Obtenido de Slideshare:

<https://www.slideshare.net/MorningStarx/40030430-resumennormae050>

Seguro, J. ((s/f)). *¿Sabes qué son las cimentaciones superficiales y para qué sirven?* Obtenido de

Construyendo seguro: <https://www.construyendoseguro.com/sabes-que-son-las-cimentaciones-superficiales-y-para-que-sirven/>

Tokar, P. y. (8 de setiembre de 2012). *ASENTAMIENTOS TOLERABLES EN EDIFICIOS*.

Obtenido de Constructor Civil: <https://www.elconstructorcivil.com/search?updated-max=2013-02-25T09:02:00-08:00&max-results=50&reverse-paginate=true>

Vidarte, C. A. ((s/f)). *NORMA PERUANA E 060 – CONCRETO ARMADO*. Obtenido de CivilMac

Ingeniería Civil y Arquitectura: <https://www.civilmac.com/libros/norma-peruana-e-060-concreto-armado/>

Wikipedia. (12 de diciembre de 2020). *Análisis estructural*. Obtenido de Wikipedia:

https://es.wikipedia.org/wiki/An%C3%A1lisis_estructural

Wikipedia. (12 de diciembre de 2020). *Analisis estructural*. Obtenido de Wikipedia :

https://es.wikipedia.org/wiki/An%C3%A1lisis_estructural

Blanco B.A (1991). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado (1° ed.)*. Lima,

Perú: Ediciones Capítulo de Ingeniería Civil. Consejo Departamental de Lima.

Morales M. R. (2015). Supervisor de Obras de Concreto Armado. ACI – Capítulo Peruano.

Principales Aspectos Estructurales en la Supervisión. Capítulo V. 6ta

ANEXO

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELO



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

ENSAYO DE CAPACIDAD PORTANTE

DE 7.95 mts a 13.00 mts

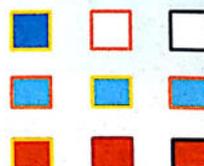
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS



**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE
VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO
DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI Nº
320, DISTRITO DE EL TAMBO – PROVINCIA DE
HUANCAYO – REGION JUNIN”**



LABORATORIO DE
MECANICA DE SUELOS Nº
01
GEOLUMAS SAC



**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIÓN**

TESIS:

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA
MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS
Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI Nº 320, DISTRITO
DE EL TAMBO – PROVINCIA DE HUANCAYO – REGION
JUNIN”**

INFORME TECNICO

SOLICITANTE:

Bach. MARIO GALVAN AVILA

ENERO DEL 2019



GEOLUMAS SAC
MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

INDICE

1. GENERALIDADES
 - 1.1. Objetivo
 - 1.2. Normatividad
 - 1.3. Ubicación
2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO
 - 2.1.- Geologia
 - 2.1.1. Geologia Regional
 - 2.1.2. Geologia Local
 - 2.2.- Sismicidad
- 3.0. INVESTIGACION GEOTECNICA EFECTUADA
 - 3.1. Exploraciones
 - 3.2. Muestreo
 - 3.3. Registro De Exploraciones
- 4.0. ENSAYOS DE LABORATORIO
 - 4.1. Ensayos Estandar
 - 4.2. Ensayos Especiales
 - 4.3. Clasificación De Suelos
- 5.0. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO
- 6.0. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN
- 7.0. CAPACIDAD PORTANTE
 - 7.1. Capacidad De Carga
 - 7.1. Diseño Por Seguridad Global
 - 7.1. Parametros De Obras De Sostenimiento.
- 8.0. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES


GEOLUMAS SAC
 LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
 Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO CIP 145416
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
 CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
 (ALTURA DEL PUENTE CARRION)
 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
 RUC: 20568764995

CEL 968111156 RPM #968111156
 CFI 971337776 RPM #971337776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

TESIS

**"DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN
EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR
DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y
TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N°
320, DISTRITO DE EL TAMBO –
PROVINCIA DE HUANCAYO – REGION
JUNIN"**

 **GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC: 20568764995

CEL 968111156, RPM #968111156
CFI 971337776 RPM #971337776



GEOLUMAS SAC
MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

"DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320, DISTRITO DE EL TAMBO – PROVINCIA DE HUANCAYO – REGION JUNIN"

1. GENERALIDADES

1.1. OBJETIVO

El objetivo del presente estudio de mecánica de suelos, es establecer las características geotécnicas del suelo donde se cimentará la edificación proyectada.

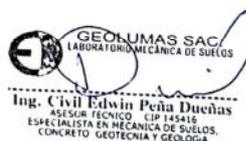
Para tal efecto, se ha efectuado una investigación geotécnica que incluye trabajos de campo y ensayos de laboratorio necesarios para definir la estratigrafía, características físicas y mecánicas de los suelos predominantes, sus propiedades de resistencia y estimación de asentamientos, del mismo modo se analizó la agresividad del suelo al concreto de la cimentación.

1.2. NORMATIVIDAD

El presente Informe Técnico se ha elaborado en base a la Norma Técnica E-050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y y Norma Técnica E0.30 "DISEÑO SISMORRESISTENTE" DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, APROBADA EL 11 DE OCTUBRE DEL 2018, corresponde al estudio de mecánica de suelos para el proyecto.

1.3. UBICACIÓN

| | |
|--------------|-------------------------|
| LUGAR | : AV. MARIATEGUI N° 320 |
| DISTRITO | : EL TAMBO |
| PROVINCIA | : HUANCAYO |
| DEPARTAMENTO | : JUNIN |



JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC: 20568764995

CEL 968111156, RPM #968111156
CFI 971337776 RPM #971337776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO

2.1 GEOLOGIA

2.1.1 GEOLOGIA REGIONAL

Aspectos geomorfológicos

Los rasgos geomorfológicos presentes en el área de estudio y alrededores han sido modelados por eventos de geodinámica interna y externa. Las unidades geomorfológicas existentes son clasificadas como Valles - Quebradas y Estribaciones de la Cordillera Occidental.

Aspectos Litoestratigráficos.

La secuencia litoestratigráfica, esta dada por la ocurrencia de afloramientos y depósitos no consolidados con edades que se inician en el Cretáceo Inferior, hasta la actualidad.

Morfogénesis y Procesos Geodinámicos

La configuración del relieve en la región está subordinada a procesos morfogenéticos que han ocurrido en el pasado geológico.

2.1.2 Geología Local

Aspectos Geomorfológicos

El área de estudio se encuentra en el cauce de quebradas antiguas

Aspectos Litoestratigráficos

El área en estudio está asociada a depósitos aluviales de quebradas

2.2 SISMICIDAD

En general, la zona de estudio se halla en una región de mediana actividad sísmica, donde se puede esperar la ocurrencia de sismos de intensidad media durante la vida útil de la edificación proyectada.

La actividad sísmica del área se relaciona con la subducción de la placa oceánica bajo la placa continental sudamericana, subducción que se realiza con un desplazamiento del orden de diez centímetros por año, ocasionando fricciones de la corteza, con la consiguiente liberación de energía mediante sismos, los cuales son en general tanto más violentos cuando menos profundos son en su origen.

Como los sismos de la región se originan en las fricciones corticales debidas a la subducción de la placa oceánica bajo la continental, resulta que a igualdad de condiciones los sismos resultan más intensos en las regiones costeras, decreciendo generalmente hacia la sierra y



Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC 20568764995

CEL 968111156, RPM #968111156
CFI 971337776, RPM #971337776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

selva, donde la subducción y fricción cortical es paulatinamente más profunda. Las zonas alejadas del oriente amazónico, sufren de pocos eventos sísmicos precisamente por la gran profundidad en que se produce la subducción bajo esta región, en comparación a lo que ocurre bajo la costa

Según los mapas de zonificación sísmica y mapa de máximas intensidades sísmicas del Perú y de acuerdo a las Normas Sismo-Resistentes del Reglamento Nacional de Edificaciones, el proyecto se encuentra comprendido en la Zona 3.

En la Figura N°3, se presenta el Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú realizado por Alva et al (1984), el cual se basó en Mapas de Isosistas de Sismos Peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos recientes. En la Figura N°4, se presenta el Mapa de Zonificación Sísmica considerando por la norma Técnica E-030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Construcciones.

Los parámetros sísmicos a usarse son:

ZONA 3

| PARAMETRO | VALOR |
|--|----------|
| Factor de zona (Z) | 0.35 |
| Factor de ampliación de ondas sísmicas (S) | 1.15 |
| Período de vibración predominante (Tp) | 0.6 seg. |

| PERFILES DE SUELO |
|----------------------------|
| PERFIL TIPO S ₂ |

| FACTOR DE SUELO "S" | S ₂ |
|---------------------|----------------|
| Z ₃ | 1.15 |

| PERIODOS "Tp" y "TL" | S ₂ |
|----------------------|----------------|
| "Tp" (S) | 0.6 |
| "TL" (S) | 2.0 |

JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC: 20568764995

 **GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

CEL 968111156, RPM #968111156
CFI 871337776, RPM #871337776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

Mapa de Zonificación Sísmica del Perú



Figura N°1: Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, Según el Reglamento Nacional de Edificaciones o Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente. (2018).

GEOLUMAS SAC
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC: 20568764995

CEL 968111156. RPM #968111156
C.FI 971337776 RPM #971337776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

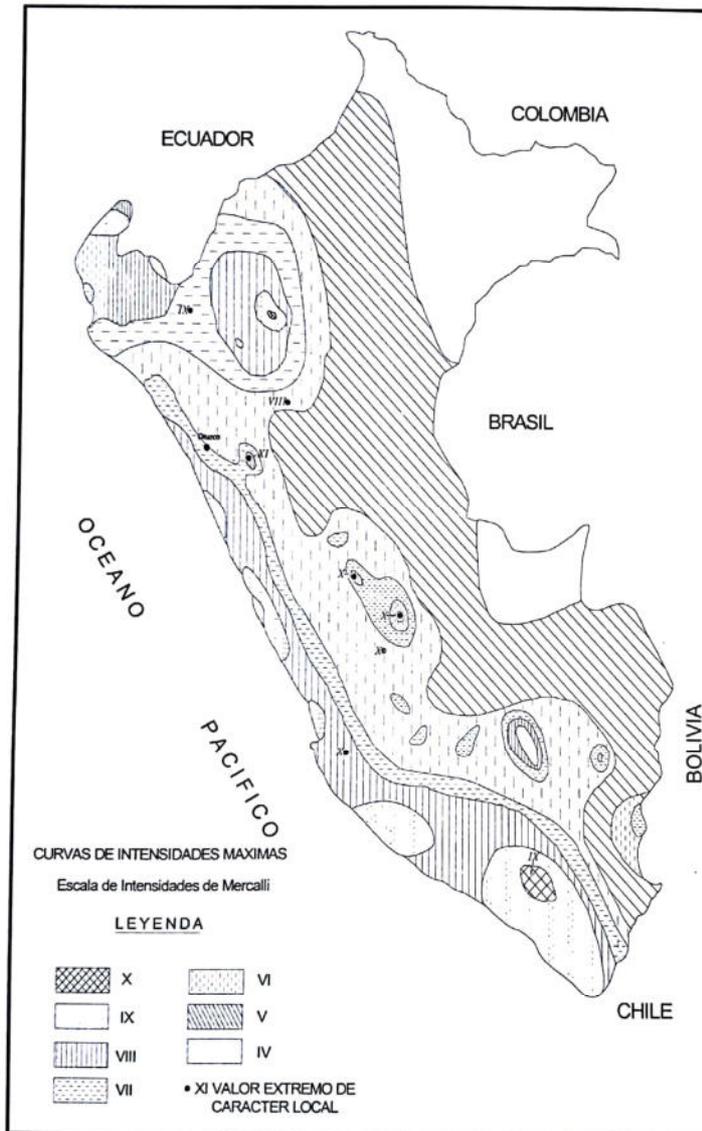


Figura N°3: Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas (Alva et., al, 1984)

GEOLUMAS SAC.
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC 20568764995

CEL 968111156, RPM #968111156
CFI 971337776 RPM #971337776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

3.- INVESTIGACION GEOTECNICA EFECTUADA

3.1. EXPLORACIONES

La exploración del subsuelo se realizó mediante 01 excavación a cielo abierto ó calicata, ubicadas estratégicamente de tal manera de cubrir todo el terreno en estudio. La profundidad máxima explorada fue de 7.95 mts a 13.00 m.

C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320

3.2. MUESTREO DISTURBADO

Se extrajeron muestras disturbadas representativas de los estratos típicos en cantidad suficiente para la realización de ensayos estándar, especiales y análisis químicos.

3.3. REGISTRO DE EXPLORACIONES

Paralelamente al muestreo se efectuó el registro de cada una de las exploraciones, anotándose las características de los suelos tales como espesor, color, humedad, compacidad, etc.

Cada una de las calicatas exploradas, presentan un Registro de Excavación. Se presenta el resumen de los materiales encontrados en las calicatas exploradas.

Se indica las profundidades y se describen los materiales predominantes en cada una de las exploraciones. Sin embargo se puede concluir que los suelos son del tipo:

C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320

- De 7.95 mts a 13.00 mts de profundidad el tipo de terreno esta grava limosas, mezclas de grava, arena y limo, de color marron oscuro.

4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos se efectuaron en el Laboratorio N° 01 de Mecánica de Suelos de la Empresa GEOLUMAS SAC, siguiendo las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM) y fueron los siguientes:



JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC: 20568764995

CEL 968111156, RPM #968111156
CFI 97133776 RPM #97133776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

4.1. ENSAYOS ESTANDAR

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422
- Límite Líquido ASTM D-4318
- Límite Plástico ASTM D-4318

ENSAYOS ESPECIALES

- Corte Directo ASTM D-3080
- Humedad ASTM D-2216

4.2. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Los suelos representativos ensayados se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). En el cuadro siguiente se presenta la clasificación de los materiales:

| POZO | C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320 |
|--|---|
| PROF.(m) | 7.95 mts a 13.00 mts |
| Retiene N°4 | 52.50 |
| Pasa malla N°200 | 18.60 |
| Límite Líquido (%) | N.P. |
| Índice Plástico (%) | N.P. |
| Densidad máx-mín (kg/cm ³) | 1.74 |
| CLASIFICACIÓN SUCS | GM |

CUADRO N°1: CLASIFICACIÓN DE SUELOS

5. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO

La estratigrafía se definió mediante la interpretación de los registros estratigráficos de las exploraciones efectuadas, las cuales se muestran en el "Perfil Estratigráfico" estableciéndose la siguiente conformación del subsuelo:



JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC 20568764995

CEL 968111156, RPM #968111156
CFI 971337776 RPM #971337776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

| POZO | CLASIFICACION | CARACTERISTICAS |
|---|---------------|--|
| C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320 | GM | •De 7.95 mts a 13.00 mts de profundidad el tipo de terreno esta grava limosas, mezclas de grava, arena y limo, de color marron oscuro. |

6. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio y la estratigrafía del subsuelo, se evaluó la capacidad portante, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

El material presente en la zona activa de cimentación, está conformado por :

se efectuó un ensayo de corte directo en laboratorio, obteniéndose los siguientes parámetros de resistencia:

| | C-1 |
|------------------------------------|--------|
| Angulo de fricción interna, ϕ | 27.30° |
| Cohesión, C (kg/cm ²) | 0.01 |

7. CAPACIDAD PORTANTE

7.1 CAPACIDAD DE CARGA

El ingeniero estructural verificará las cargas transmitidas al terreno por unidad de área. En el presente, se ha realizado el análisis estático de la capacidad de carga, en la cual se ha determinado características geométricas asumidas.

Si bien es cierto, la expresión que determina la capacidad admisible, estará afectada por un factor de seguridad de acuerdo a las recomendaciones de diseño empleados en el país (léase como $q_{adm} = q_{ult} / FS$), en el cálculo se han empleado factores de seguridad que responden a cada uno de los parámetros que participan en el desarrollo de los cálculos.

Si luego se desea efectuar el análisis dinámico, se recomienda emplear la metodología por Estado Límite, en el cual los parámetros de resistencia son minorados y las cargas actuantes mayoradas.

 **GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC: 20568764995

CEL 968111156 RPM #968111156
CFI 971337776 RPM #971337776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

7.2 DISEÑO POR SEGURIDAD GLOBAL

Los diseños por este método se basan en las recomendaciones de Terzaghi y los aportes de Vesic, que integran, además de los factores de carga, los factores de influencia para la forma. El método determina una capacidad última del terreno y luego halla la capacidad admisible dividiéndola entre un factor de seguridad igual a 3, como promedio.

Generalmente las teorías desarrolladas tienen su base en hipótesis simplificadas del comportamiento de los suelos. El problema de capacidad portante se reduce a los casos, de presencia de suelos friccionantes. Terzaghi, propone un mecanismo de falla para un cimiento poco profundo que posteriormente Vesic (1973), proporciona algunas ideas sobre la capacidad portante, considerando un factor adicional, ocasionado por los efectos de la forma de la cimentación, tal como se muestra.

$$q_{ult} = CN_c S_c + \gamma_1 D_f N_q W_q S_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma W_\gamma S_\gamma$$

Donde:

| | | |
|----------------------|---|------------------------------------|
| qult | = | Capacidad última de carga |
| γ | = | Peso Volumetrico. |
| B | = | Ancho o diámetro de la cimentación |
| Df | = | Profundidad de cimentación |
| Nc , Nq , N γ | = | Factores de carga |
| Sc , Sq , S γ | = | Factores de forma |
| Wq, W γ | = | Factores por nivel freático |

Los factores de forma son parámetros adimensionales que dependen principalmente del ángulo de resistencia al esfuerzo cortante ϕ del suelo y de la geometría de la cimentación.

Para la evaluación de la capacidad portante tenemos los datos brindados por el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Empresa GEOLUMAS SAC:

Ver : CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE .

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentra comprendido entre :



JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC: 20568764995

CEL 968111156, RPM #968111156
CFI 971337776 RPM #971337776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE
CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320

| Desplante Df(m) | Cota Relativa | Ancho B(m) | Factores por N.F. | | qult (kg/cm ²) | qadm (kg/cm ²) |
|--------------------|------------------|---------------|-------------------|----|-------------------------------|-------------------------------|
| | | | W | W' | | |
| 7.95 | 3,252.05 | 1.50 | 1 | 1 | 4.13 | 1.38 |
| 8.00 | 3,252.00 | 1.50 | 1 | 1 | 4.16 | 1.39 |
| 8.20 | 3,251.80 | 1.50 | 1 | 1 | 4.66 | 1.55 |
| 8.40 | 3,251.60 | 1.50 | 1 | 1 | 5.15 | 1.72 |
| 8.60 | 3,251.40 | 1.50 | 1 | 1 | 5.65 | 1.88 |
| 8.80 | 3,251.20 | 1.50 | 1 | 1 | 6.15 | 2.05 |
| 9.00 | 3,251.00 | 1.50 | 1 | 1 | 6.65 | 2.22 |
| 9.20 | 3,250.80 | 1.50 | 1 | 1 | 7.15 | 2.38 |
| 9.40 | 3,250.60 | 1.50 | 1 | 1 | 7.65 | 2.55 |
| 9.60 | 3,250.40 | 1.50 | 1 | 1 | 8.15 | 2.72 |
| 9.80 | 3,250.20 | 1.50 | 1 | 1 | 8.65 | 2.88 |
| 10.00 | 3,250.00 | 1.50 | 1 | 1 | 9.15 | 3.05 |
| 10.20 | 3,249.80 | 1.50 | 1 | 1 | 9.65 | 3.22 |
| 10.40 | 3,249.60 | 1.50 | 1 | 1 | 10.15 | 3.27 |
| 10.60 | 3,249.40 | 1.50 | 1 | 1 | 10.65 | 3.44 |
| 10.80 | 3,249.20 | 1.50 | 1 | 1 | 11.15 | 3.60 |
| 11.00 | 3,249.00 | 1.50 | 1 | 1 | 11.65 | 3.76 |
| 11.20 | 3,248.80 | 1.50 | 1 | 1 | 12.15 | 3.92 |
| 11.40 | 3,248.60 | 1.50 | 1 | 1 | 12.65 | 4.08 |
| 11.60 | 3,248.40 | 1.50 | 1 | 1 | 13.15 | 4.24 |
| 11.80 | 3,248.20 | 1.50 | 1 | 1 | 13.65 | 4.40 |
| 12.00 | 3,248.00 | 1.50 | 1 | 1 | 14.15 | 4.56 |
| 12.20 | 3,247.80 | 1.50 | 1 | 1 | 14.65 | 4.73 |
| 12.40 | 3,247.60 | 1.50 | 1 | 1 | 15.15 | 4.89 |
| 12.60 | 3,247.40 | 1.50 | 1 | 1 | 15.65 | 5.05 |
| 12.80 | 3,247.20 | 1.50 | 1 | 1 | 16.15 | 5.21 |
| 13.00 | 3,247.00 | 1.50 | 1 | 1 | 16.65 | 5.37 |

valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación además a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia.

7.3. PARAMETROS DE OBRAS DE SOSTENIMIENTO

La evaluación de la estabilidad del talud se deberá referir a la zona de relleno en cuya parte alta se procederá al corte, dejando paredes expuestas de material deleznable. En caso sean las necesidades del proyecto y al requerimiento de ganar terreno a desnivel, se tendrá que emplear un muro de contención, diseñado adecuadamente según el proyecto integral.

Los empujes de tierra, presentada por la distribución de cargas geostáticas como de cargas


Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC: 20568764995

CEL 968111156, RPM #968111156
CFI 971337776 RPM #971337776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

inducidas (estructuras), propiciarán empujes que generan inestabilidad del talud y a partir del cual se permitirá el diseño de la estructura de contención.

Sobre la base de los datos del estudio, tanto en campo como en laboratorio y de la estructura, los empujes, activos y pasivos producidos por la masa de suelo, a diferentes profundidades, serán calculados teniendo en cuenta el suelo friccionante y las ecuaciones propuestas por Rankine.

Sobre la zona donde descansarán las cimentaciones se presentan suelos del tipo:

C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320

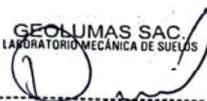
- De 7.95 mts a 13.00 mts de profundidad el tipo de terreno esta grava limosas, mezclas de grava, arena y limo, de color marron oscuro.

En promedio estas muestras presentan pesos unitarios altos así como la capacidad de soporte alta de acuerdo a su compacidad.

De ser necesario se podrá estimar los empujes por el método de Rankine, para lo cual el diseño de la estructura de contención se basarán en los empujes activos y pasivos producidos por la masa de suelo, a diferentes profundidades que serán calculados teniendo en cuenta los coeficientes de presiones laterales según:

$$k_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad k_p = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde, ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo, luego obtenemos los coeficientes de presión lateral activo y pasivo, respectivamente.

 **GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC 20568764995

CEL 968111156. RPM #968111156
CFI 971337776 RPM #971337776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El presente Informe Técnico se ha elaborado en base a la Norma Técnica E-050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y Norma Técnica E0.30 "DISEÑO SISMORRESISTENTE" DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, APROBADA EL 11 DE OCTUBRE DEL 2018, corresponde al estudio de mecánica de suelos para el proyecto.
- Los cálculos realizados son basados en una profundidad de 7.95 mts a 13.00 mts.
- El terreno estudiado en toda su extensión tiene capacidad portante alta.
- El terreno no presenta napa freática a la fecha de excavación. (Enero del 2019)
- Sobre la zona donde descansarán las cimentaciones se presentan suelos del tipo:

| POZO | CLASIFICACION | CARACTERISTICAS |
|---|---------------|--|
| C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320 | GM | •De 7.95 mts a 13.00 mts de profundidad el tipo de terreno esta grava limosas, mezclas de grava, arena y limo, de color marron oscuro. |

- En promedio estas muestras presentan pesos unitarios altos, así como la capacidad de soporte alta de acuerdo a su compacidad.
- Se calculó la capacidad de carga admisible, para diferentes geometrías y profundidades de manera que sea el ingeniero a cargo de los diseños quien defina una profundidad de cimentación adecuada para los diseños de la estructura proyectada; teniendo en cuenta que los materiales a mayor profundidad van ganando propiedades de resistencia debido a su compacidad.


GEOLUMAS SAC.
 LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
 Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO CIP 145416
 ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS,
 CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
 (ALTURA DEL PUENTE CARRION)
 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
 RUC: 20568764995

CEL 968111156, RPM #968111156
 CFI 971337776 RPM #971337776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320

| Desplante Df(m) | Cota Relativa | Ancho B(m) | Factores por N.F. | | qult (kg/cm ²) | qadm (kg/cm ²) |
|--------------------|------------------|---------------|-------------------|----|-------------------------------|-------------------------------|
| | | | W | W' | | |
| 7.95 | 3,252.05 | 1.50 | 1 | 1 | 4.13 | 1.38 |
| 8.00 | 3,252.00 | 1.50 | 1 | 1 | 4.16 | 1.39 |
| 8.20 | 3,251.80 | 1.50 | 1 | 1 | 4.66 | 1.55 |
| 8.40 | 3,251.60 | 1.50 | 1 | 1 | 5.15 | 1.72 |
| 8.60 | 3,251.40 | 1.50 | 1 | 1 | 5.65 | 1.88 |
| 8.80 | 3,251.20 | 1.50 | 1 | 1 | 6.15 | 2.05 |
| 9.00 | 3,251.00 | 1.50 | 1 | 1 | 6.65 | 2.22 |
| 9.20 | 3,250.80 | 1.50 | 1 | 1 | 7.15 | 2.38 |
| 9.40 | 3,250.60 | 1.50 | 1 | 1 | 7.65 | 2.55 |
| 9.60 | 3,250.40 | 1.50 | 1 | 1 | 8.15 | 2.72 |
| 9.80 | 3,250.20 | 1.50 | 1 | 1 | 8.65 | 2.88 |
| 10.00 | 3,250.00 | 1.50 | 1 | 1 | 9.15 | 3.05 |
| 10.20 | 3,249.80 | 1.50 | 1 | 1 | 9.65 | 3.22 |
| 10.40 | 3,249.60 | 1.50 | 1 | 1 | 10.15 | 3.27 |
| 10.60 | 3,249.40 | 1.50 | 1 | 1 | 10.65 | 3.44 |
| 10.80 | 3,249.20 | 1.50 | 1 | 1 | 11.15 | 3.60 |
| 11.00 | 3,249.00 | 1.50 | 1 | 1 | 11.65 | 3.76 |
| 11.20 | 3,248.80 | 1.50 | 1 | 1 | 12.15 | 3.92 |
| 11.40 | 3,248.60 | 1.50 | 1 | 1 | 12.65 | 4.08 |
| 11.60 | 3,248.40 | 1.50 | 1 | 1 | 13.15 | 4.24 |
| 11.80 | 3,248.20 | 1.50 | 1 | 1 | 13.65 | 4.40 |
| 12.00 | 3,248.00 | 1.50 | 1 | 1 | 14.15 | 4.56 |
| 12.20 | 3,247.80 | 1.50 | 1 | 1 | 14.65 | 4.73 |
| 12.40 | 3,247.60 | 1.50 | 1 | 1 | 15.15 | 4.89 |
| 12.60 | 3,247.40 | 1.50 | 1 | 1 | 15.65 | 5.05 |
| 12.80 | 3,247.20 | 1.50 | 1 | 1 | 16.15 | 5.21 |
| 13.00 | 3,247.00 | 1.50 | 1 | 1 | 16.65 | 5.37 |

- Los resultados obtenidos en el presente estudio, así como las conclusiones y recomendaciones establecidas, solo son válidos para la zona investigada y no garantiza a otros proyectos que lo tomen como referencia.
- Se recomienda la presencia del profesional responsable (PR) en los trabajos correspondientes a las excavaciones, teniendo en cuenta el PR los sistemas constructivos necesarios y medios de seguridad a tomar en cuenta para mantener el bienestar de las obras y de las personas involucradas en el proceso constructivo.

 **GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145415
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC 20568764995

CEL 968111156, RPM #968111156
CFI 971337776 RPM #971337776

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIÓN**

TESIS:

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA
MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15
PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320,
DISTRITO DE EL TAMBO – PROVINCIA DE HUANCAYO
– REGION JUNIN”**

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

SOLICITANTE:

Bach. MARIO GALVAN AVILA

ENERO DEL 2019



GEOLUMAS SAC

MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

TEORIA DE CAPACIDAD PORTANTE

(KARL TERZAGHI)

TESIS: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320, DISTRITO DE EL TAMBO – PROVINCIA DE HUANCAYO – REGION JUNIN"

SOLICITANTE: Bach. MARIO GALVAN AVILA

CALICATA : C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320

MUESTRA : De 7.95 mts a 13 mts

A. DATOS GENERALES:

| | | |
|---|-----------------|--------------------|
| Angulo de fricción interna | 27.30 | grados |
| Cohesión | 0.01 | kg/cm ² |
| Peso unitario de sobrecarga | 1.74 | gr/cm ³ |
| Peso unitario del suelo de cimentación | 1.74 | gr/cm ³ |
| Relación Ancho/Largo (B/L) | 0.1 | Forma: |
| Profundidad de fondo de cimentación | De 7.95 a 13.00 | m |
| Profundidad de desplante | De 7.95 a 13.00 | m |
| Posición de nivel freático | 50 | m |
| Factor de seguridad | 3 | |
| Clasificación SUCS del suelo de cimentación | GM | |
| Cota de terreno | 3260 | msnm |

B. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

| | |
|-----|-------|
| Nc: | 24.53 |
| Nq: | 13.66 |
| Ny: | 15.15 |

C. FACTORES DE FORMA:

| | |
|-----|--------|
| Sc: | 1.0557 |
| Sq: | 1.0516 |
| Sy: | 0.96 |

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

| Desplante Df(m) | Cota Relativa | Ancho B(m) | Factores por N.F. | | qult (kg/cm ²) | qadm (kg/cm ²) |
|--------------------|------------------|---------------|-------------------|----|-------------------------------|-------------------------------|
| | | | W | W' | | |
| 7.95 | 3,252.05 | 1.50 | 1 | 1 | 4.13 | 1.38 |
| 8.00 | 3,252.00 | 1.50 | 1 | 1 | 4.16 | 1.39 |
| 8.20 | 3,251.80 | 1.50 | 1 | 1 | 4.66 | 1.55 |
| 8.40 | 3,251.60 | 1.50 | 1 | 1 | 5.15 | 1.72 |
| 8.60 | 3,251.40 | 1.50 | 1 | 1 | 5.65 | 1.88 |
| 8.80 | 3,251.20 | 1.50 | 1 | 1 | 6.15 | 2.05 |
| 9.00 | 3,251.00 | 1.50 | 1 | 1 | 6.65 | 2.22 |
| 9.20 | 3,250.80 | 1.50 | 1 | 1 | 7.15 | 2.38 |
| 9.40 | 3,250.60 | 1.50 | 1 | 1 | 7.65 | 2.55 |
| 9.60 | 3,250.40 | 1.50 | 1 | 1 | 8.15 | 2.72 |
| 9.80 | 3,250.20 | 1.50 | 1 | 1 | 8.65 | 2.88 |
| 10.00 | 3,250.00 | 1.50 | 1 | 1 | 9.15 | 3.05 |
| 10.20 | 3,249.80 | 1.50 | 1 | 1 | 9.65 | 3.22 |
| 10.40 | 3,249.60 | 1.50 | 1 | 1 | 10.15 | 3.27 |
| 10.60 | 3,249.40 | 1.50 | 1 | 1 | 10.65 | 3.44 |
| 10.80 | 3,249.20 | 1.50 | 1 | 1 | 11.15 | 3.60 |
| 11.00 | 3,249.00 | 1.50 | 1 | 1 | 11.65 | 3.76 |
| 11.20 | 3,248.80 | 1.50 | 1 | 1 | 12.15 | 3.92 |
| 11.40 | 3,248.60 | 1.50 | 1 | 1 | 12.65 | 4.08 |
| 11.60 | 3,248.40 | 1.50 | 1 | 1 | 13.15 | 4.24 |
| 11.80 | 3,248.20 | 1.50 | 1 | 1 | 13.65 | 4.40 |
| 12.00 | 3,248.00 | 1.50 | 1 | 1 | 14.15 | 4.56 |
| 12.20 | 3,247.80 | 1.50 | 1 | 1 | 14.65 | 4.73 |
| 12.40 | 3,247.60 | 1.50 | 1 | 1 | 15.15 | 4.89 |
| 12.60 | 3,247.40 | 1.50 | 1 | 1 | 15.65 | 5.05 |
| 12.80 | 3,247.20 | 1.50 | 1 | 1 | 16.15 | 5.21 |
| 13.00 | 3,247.00 | 1.50 | 1 | 1 | 16.65 | 5.37 |

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentran comprendido entre 1.38 kg/cm² y 5.37 kg/cm², valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación adecuada. En esta tabla de capacidad admisible a diferentes profundidades notamos que se va ganando propiedades de resistencia.

JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
R.I.C. 20568764995

GEOLUMAS SAC
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

CEL 968111156, RPM #968111156
CFI 871337776, RPM #871337776

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIÓN**

TESIS:

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA
MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS
Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI Nº 320, DISTRITO
DE EL TAMBO – PROVINCIA DE HUANCAYO – REGION
JUNIN”**

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

SOLICITANTE:

Bach. MARIO GALVAN AVILA

ENERO DEL 2019



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

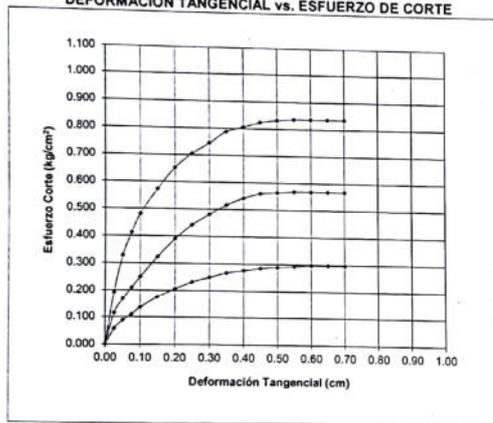
RUC 20568764995

SOLICITADO : Bach. MARIO GALVAN AVILA
 TESIS : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320, DISTRITO DE EL TAMBO - PROVINCIA DE HUANCAYO - REGION JUNIN"
 UBICACIÓN : AV. MARIATEGUI N° 320, DISTRITO DE EL TAMBO
 FECHA : ENERO DEL 2019

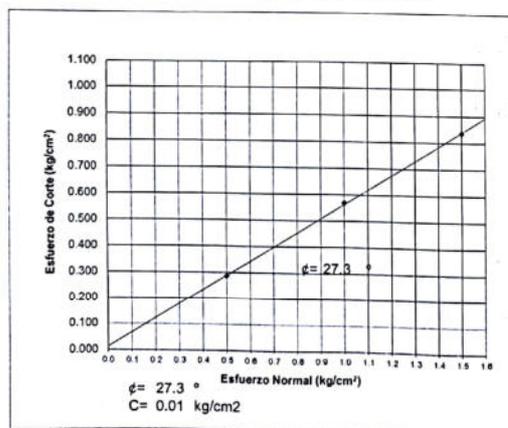
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
 Muestra : M-1
 Calcata : C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320
 Prof.(m) : De 7.95 mts a 13 mts

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
 (ALTURA DEL PUENTE CARRION)
 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
 RUC: 20568764995

GEOLUMAS SAC.
 LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
 Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO CIP 145416
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
 CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

Pág 3 de 3

CEL 968111156, RPM #968111156
 CFI 971337776, RPM #971337776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Calicata : C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA
MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y
TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320
Muestra : M-1
Prof.(m) : De 7.95 mts a 13 mts

| Especimen N° | I | II | III |
|---|--------|-------|-------|
| Diametro del anillo (cm) | 6.36 | 6.36 | 6.36 |
| Altura Inicial de muestra (cm) | 2.16 | 2.16 | 2.16 |
| Densidad húmeda inicial (gr/cm3) | 1.870 | 1.870 | 1.870 |
| Densidad seca inicial (gr/cm3) | 1.647 | 1.647 | 1.647 |
| Cont. de humedad inicial (%) | 13.55 | 13.55 | 13.55 |
| Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm) | 1.992 | 1.970 | 1.934 |
| Altura final de muestra (cm) | 1.959 | 1.929 | 1.891 |
| Densidad húmeda final (gr/cm3) | 2.331 | 2.358 | 2.386 |
| Densidad seca final (gr/cm3) | 1.815 | 1.844 | 1.881 |
| Cont. de humedad final (%) | 28.4 | 27.9 | 26.8 |
| Esfuerzo normal (kg/cm ²) | 0.5 | 1.0 | 1.5 |
| Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²) | 0.285 | 0.569 | 0.836 |
| Angulo de friccion interna : | 27.3 ° | | |
| Cohesion (Kg/cm ²) : | 0.01 | | |



**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIÓN**

TESIS:

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA
MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15
PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI Nº 320,
DISTRITO DE EL TAMBO – PROVINCIA DE HUANCAYO
– REGION JUNIN”**

**ANALISIS GRANULOMETRICO
LIMITES DE CONSISTENCIA
PERFIL ESTATRIGRAFICO**

SOLICITANTE:

Bach. MARIO GALVAN AVILA

ENERO DEL 2019



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

SOLICITANTE : Bach. MARIO GALVAN AVILA

TESIS : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320, DISTRITO DE EL TAMBO – PROVINCIA DE HUANCAYO – REGION JUNIN"

UBICACIÓN : AV. MARIATEGUI N° 320, DISTRITO DE EL TAMBO

FECHA : ENERO DEL 2019

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320

Muestra : M-1

PROG : DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320

Prof. (m) : De 7.95 mts a 13 mts

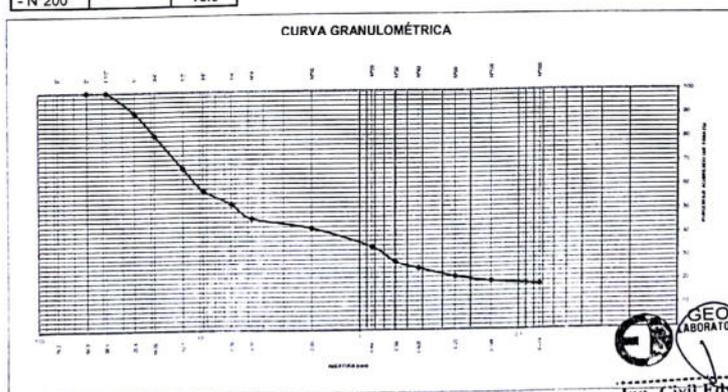
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO - ASTM D-422

| Tamiz | Abertura (mm) | (%) Parcial Retenido | (%) Acumulado Rete | (%) Acumulado Pasa |
|---------|---------------|----------------------|--------------------|--------------------|
| 3" | 76.200 | - | - | - |
| 2" | 50.300 | - | - | 100.0 |
| 1 1/2" | 38.100 | - | - | 100.0 |
| 1" | 25.400 | 8.5 | 8.5 | 91.5 |
| 3/4" | 19.050 | 9.5 | 18.0 | 82.0 |
| 1/2" | 12.700 | 13.7 | 31.7 | 68.3 |
| 3/8" | 9.525 | 9.2 | 40.9 | 59.1 |
| 1/4" | 6.350 | 5.6 | 46.5 | 53.5 |
| N°4 | 4.760 | 6.1 | 52.5 | 47.5 |
| N°10 | 2.000 | 4.3 | 56.8 | 43.2 |
| N°20 | 0.840 | 7.9 | 64.7 | 35.3 |
| N°30 | 0.590 | 6.8 | 71.5 | 28.5 |
| N°40 | 0.426 | 2.8 | 74.3 | 25.7 |
| N°60 | 0.250 | 3.7 | 77.9 | 22.1 |
| N°100 | 0.149 | 2.1 | 80.1 | 19.9 |
| N°200 | 0.074 | 1.3 | 81.4 | 18.6 |
| - N°200 | | 18.6 | | |

| | |
|---------|--------|
| % grava | : 52.5 |
| % arena | : 28.8 |
| % finos | : 18.6 |

| LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318 | |
|---------------------------------------|--------|
| LIMITE LIQUIDO (%) | : NP |
| LIMITE PLASTICO (%) | : NP |
| INDICE PLASTICO (%) | : 0.00 |

Clasificación SUCS ASTM D-2487 : GM
Clasificación AASTHO ASTM D-3282 : A-2-4(0)



JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC: 20568764995

CEL 968111156, RPM #968111156
CFI 971337776 RPM #971337776

GEOLUMAS SAC.
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

PERFIL ESTRATIGRAFICO

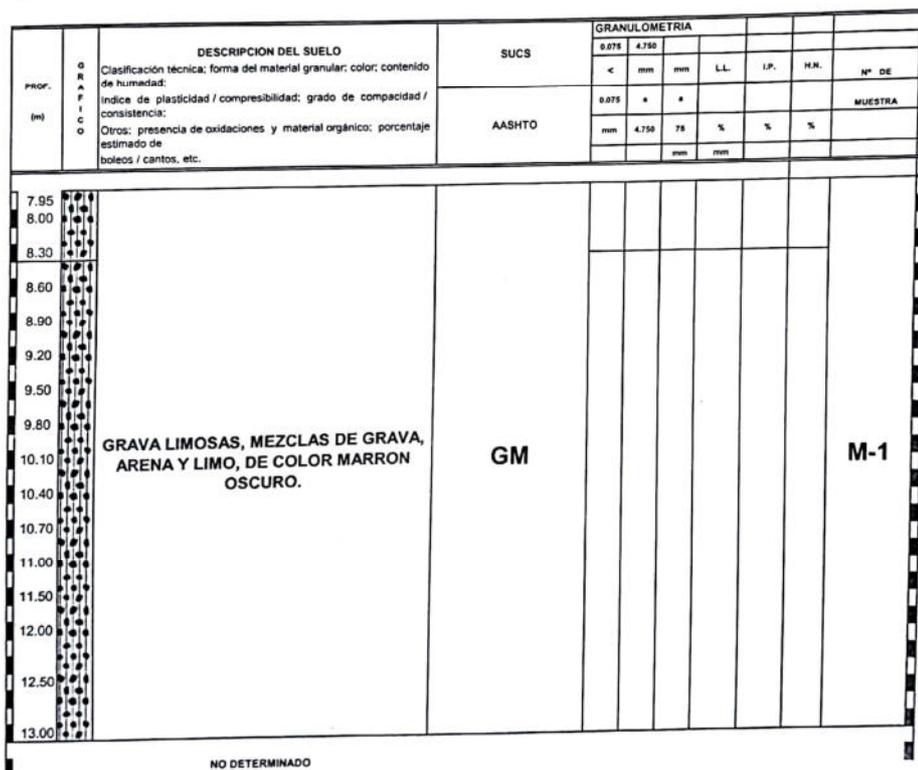
TESIS: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320, DISTRITO DE EL TAMBO – PROVINCIA DE HUANCAYO – REGION JUNIN"

UBICACIÓN: AV. MARIATEGUI N° 320, DISTRITO DE EL TAMBO

FECHA : ENERO DEL 2019
SOLICITANTE: Bach. MARIO GALVAN AVILA PROFUNDIDAD TOTAL (m) : De 7.95 mts a 13 mts
MUESTRA: M-1 PROF. NIVEL FREÁTICO (m) : N.P.

CALICATA: C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320

PROGRESIVA: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI N° 320



OBSERVACIONES

GEOLUMAS SAC.
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145415
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC: 20568764995

CEL 968111156, RPM #968111156
CFI 971337776 RPM #971337776

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

TESIS:

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA
MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15
● PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI Nº 320,
DISTRITO DE EL TAMBO – PROVINCIA DE HUANCAYO
– REGION JUNIN”**

ALBUM FOTOGRAFICO

SOLICITANTE:

Bach. MARIO GALVAN AVILA

ENERO DEL 2019



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995



FOTO 01.- C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI Nº 320



FOTO 02.- C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI Nº 320

GEOLUMAS SAC.
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

JR 28 DE OCTUBRE Nº 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC: 20568764995

CEL 968111156, RPM #968111156
CFI 971337776 RPM #971337776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995



FOTO 03.- C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI Nº 320



FOTO 04.- C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI Nº 320

GEOLUMAS SAC
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS



Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

JR 28 DE OCTUBRE Nº 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC 20568764995

CEL 968111156, RPM #968111156
CFI 971337776 RPM #971337776



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

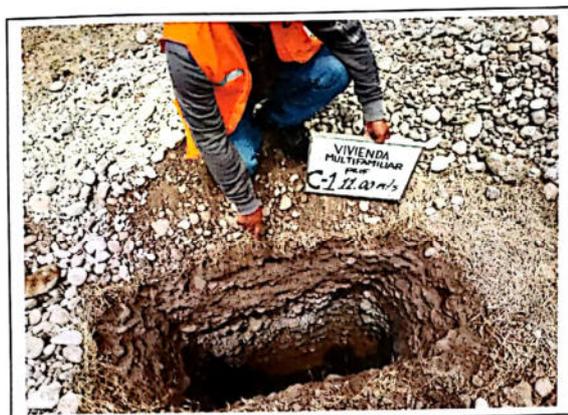


FOTO 05.- C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI Nº 320

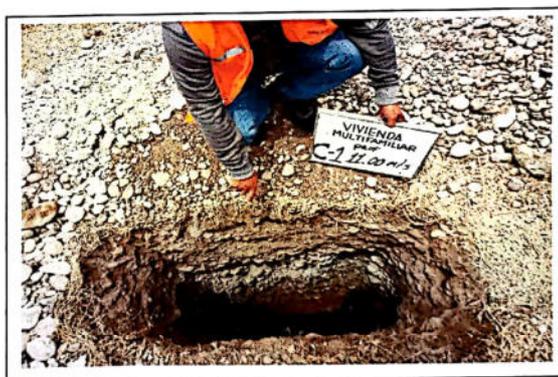


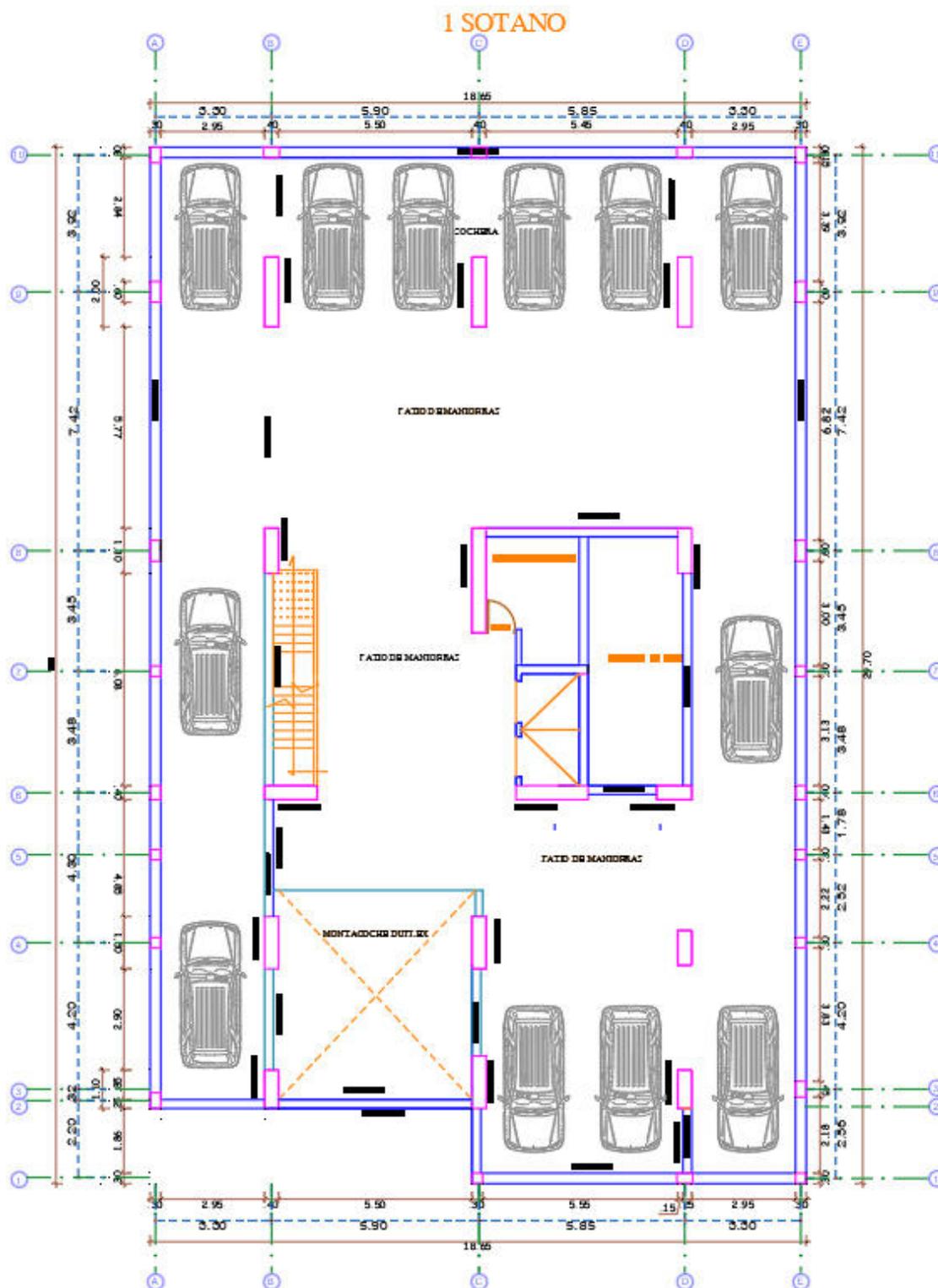
FOTO 06.- C-1, DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 15 PISOS Y TRES SOTANOS, AV. MARIATEGUI Nº 320

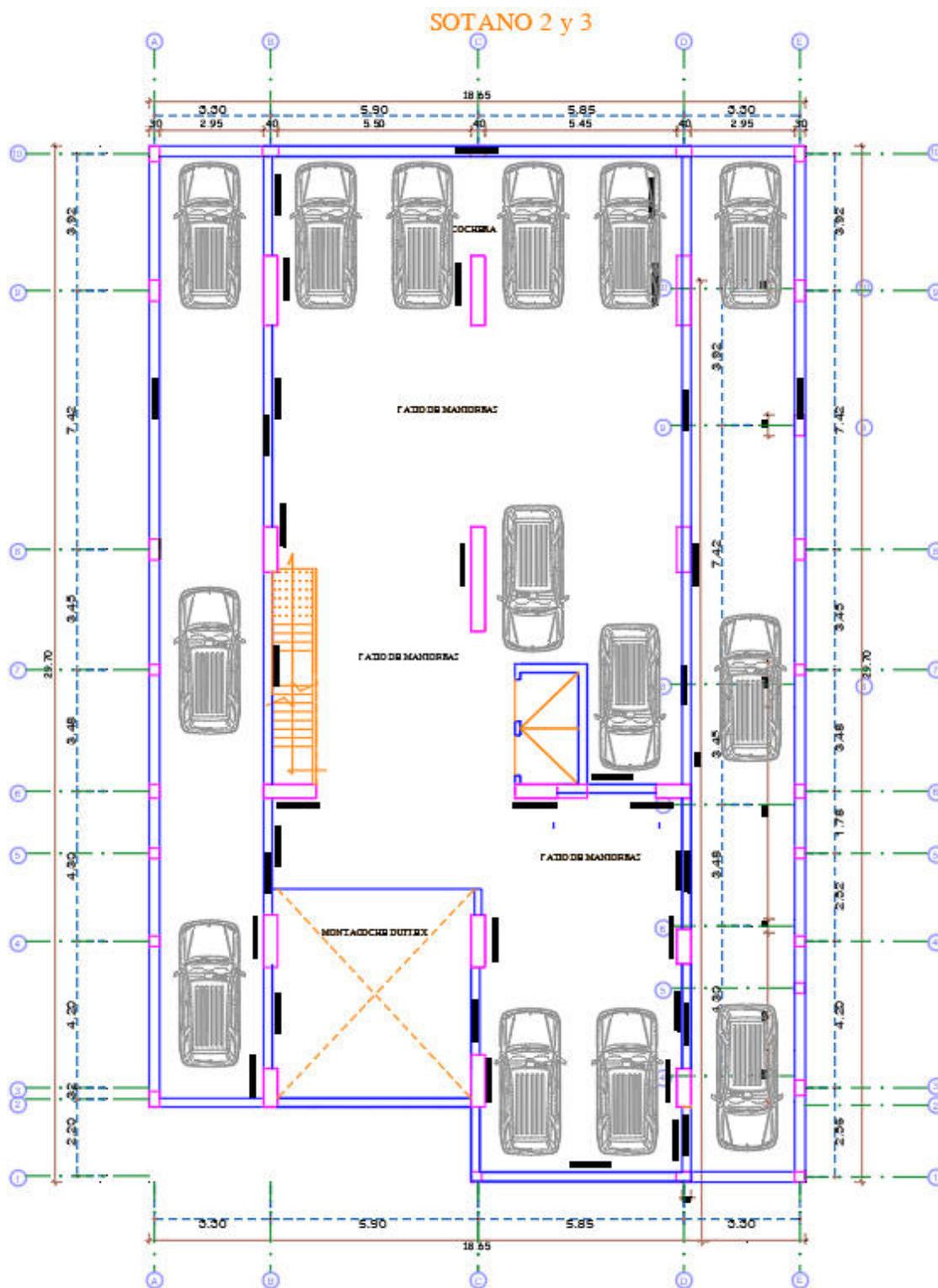
GEOLUMAS SAC.
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

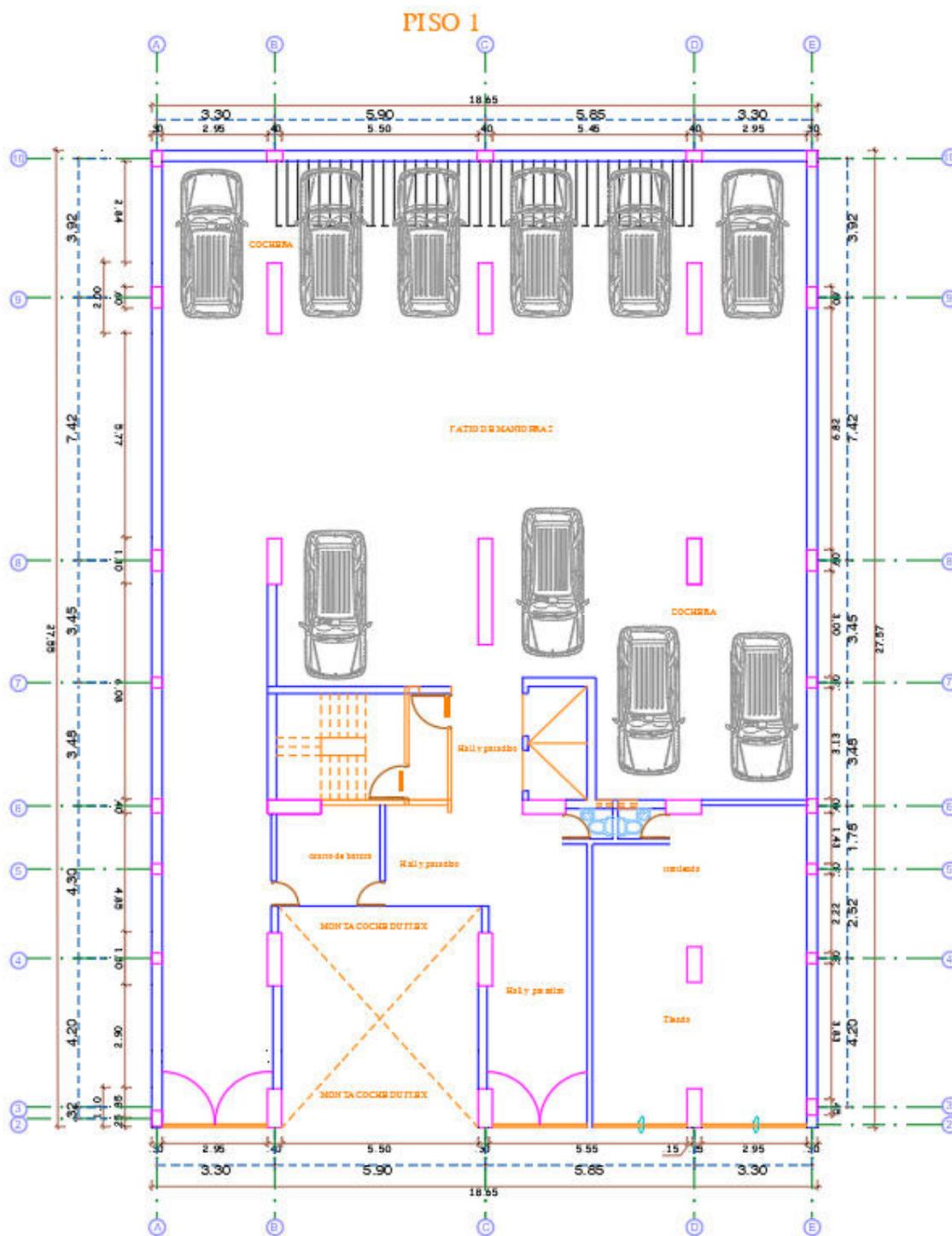
JR 28 DE OCTUBRE Nº 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC 20568764995

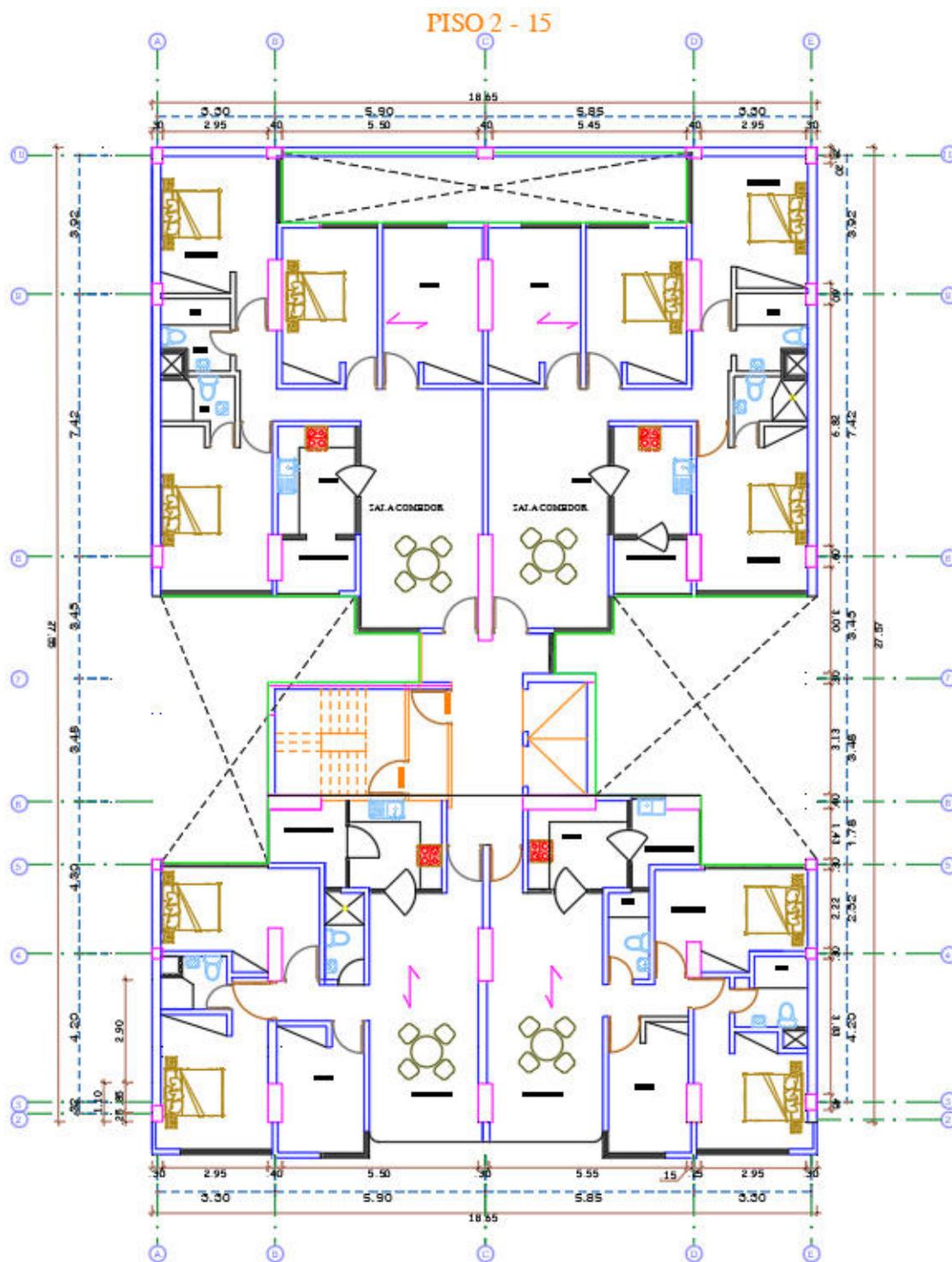
CEL 968111156, RPM #968111156
CFI 971337776, RPM #971337776

PLANOS DE ARQUITECTURA

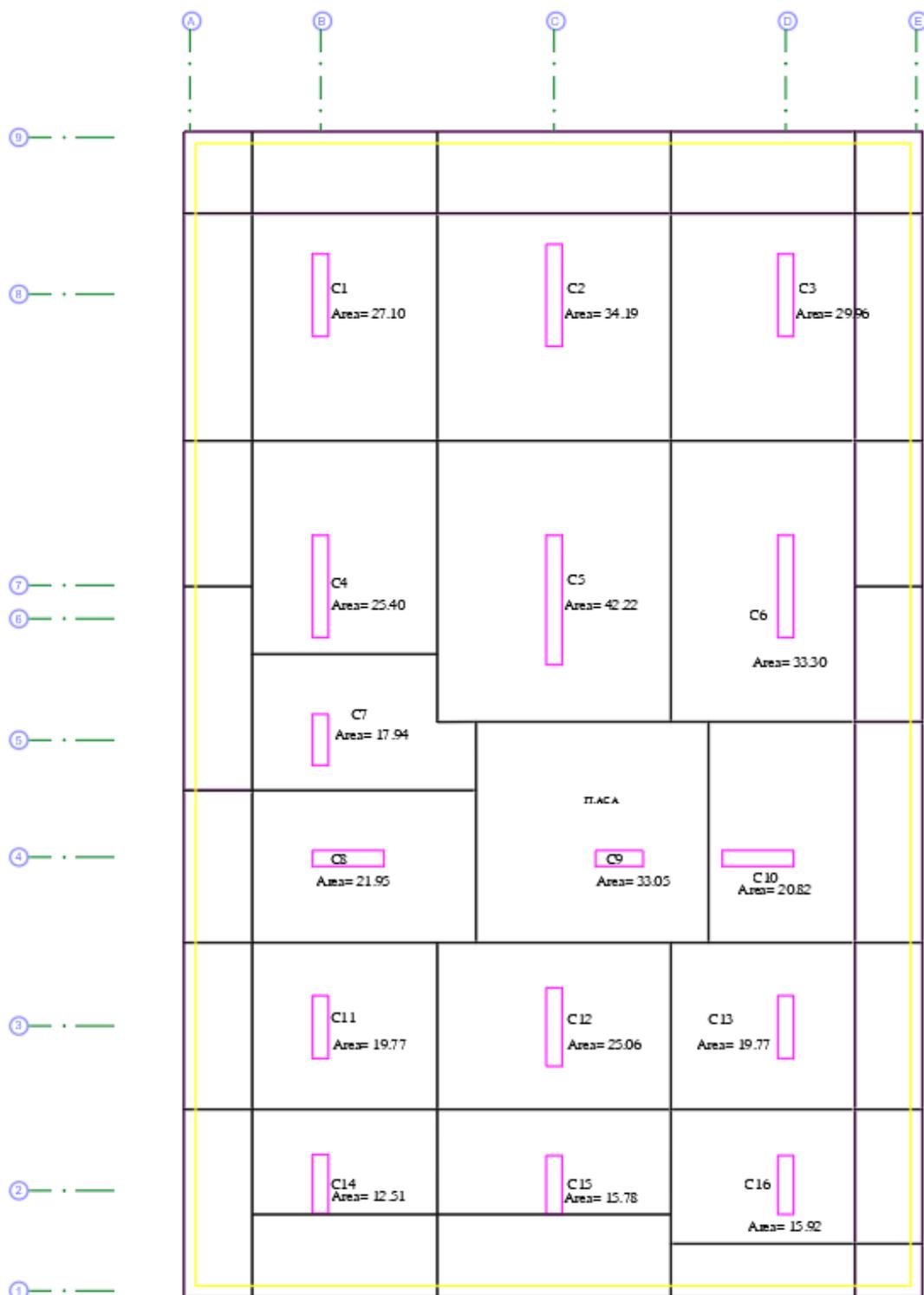








PREDIMENCIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES



| DESCRIPCION | AREA TRIBUTARIA | FACTOR D PESC | N° DE PISOS | CONDICION | n | MYOR > 4PISOS | | | | MENOR < 3 PISOS | | | | AREA DE COLUMNA | | | | LARGO REDONDEADO | DC | | | |
|-------------|-----------------|---------------|-------------|-----------|------|---------------|-----|--------|-----|-----------------|-----|--------|----|-----------------|----------|-------------|-------|------------------|----|---|---|---|
| | | | | | | ESQUINA | | CENTRO | | ESQUINA | | CENTRO | | 1,25 | | 1,1 | | | | D | b | t |
| | | | | | | P | Fc | P | Fc | P | Fc | P | Fc | BxL | CIRCULAR | RECTANGULAR | | | | | | |
| C1 | 26,27 | 1000 | 18 | CENTRO | 0,3 | 520,146 | 210 | 0,2 | 1,5 | 8256,29 | 95 | 105 | 40 | 210 | 210 | 210 | | | | | | |
| C2 | 33,3 | 1000 | 18 | CENTRO | 0,3 | 659,34 | 210 | 0,3 | 1,1 | 10465,71 | 105 | 120 | 40 | 265 | 50 | 50 | | | | | | |
| C3 | 26,27 | 1000 | 18 | CENTRO | 0,3 | 520,146 | 210 | 0,2 | 1,5 | 8256,29 | 95 | 105 | 40 | 210 | 40 | 40 | | | | | | |
| C4 | 33,36 | 1000 | 18 | CENTRO | 0,3 | 660,528 | 210 | 0,3 | 1,1 | 10484,57 | 105 | 120 | 40 | 265 | 30 | 30 | | | | | | |
| C5 | 42,22 | 1000 | 18 | CENTRO | 0,3 | 835,956 | 210 | 0,2 | 1,5 | 13269,14 | 120 | 130 | 40 | 335 | PL | PL | | | | | | |
| C6 | 33,3 | 1000 | 18 | CENTRO | 0,3 | 659,34 | 210 | 0,2 | 1,5 | 10465,71 | 105 | 120 | 40 | 265 | 40 | 40 | | | | | | |
| C7 | 16,15 | 1000 | 18 | CENTRO | 0,3 | 319,77 | 210 | 0,3 | 1,1 | 5075,71 | 75 | 85 | 40 | 130 | 45 | 45 | | | | | | |
| C8 | 26,14 | 1000 | 18 | CENTRO | 0,3 | 517,572 | 210 | 0,2 | 1,5 | 8215,43 | 95 | 105 | 40 | 210 | 50 | 50 | | | | | | |
| C9 | 26,18 | 1000 | 18 | CENTRO | 0,3 | 518,364 | 210 | 0,3 | 1,1 | 8228,00 | 95 | 105 | 40 | 210 | 60 | 60 | | | | | | |
| C10 | 19,77 | 1000 | 18 | CENTRO | 0,3 | 391,446 | 210 | 0,2 | 1,5 | 6213,43 | 80 | 90 | 40 | 160 | PL | PL | 30*30 | | | | | |
| C11 | 25,06 | 1000 | 18 | CENTRO | 0,3 | 496,188 | 210 | 0,3 | 1,1 | 7876,00 | 90 | 105 | 40 | 200 | PL | PL | | | | | | |
| C12 | 19,77 | 1000 | 18 | CENTRO | 0,3 | 391,446 | 210 | 0,2 | 1,5 | 6213,43 | 80 | 90 | 40 | 160 | PL | PL | | | | | | |
| C13 | 15,92 | 1000 | 18 | PERIMETRO | 0,25 | 358,2 | 210 | 0,25 | 1,1 | 6822,86 | 85 | 95 | 40 | 175 | PL | PL | | | | | | |
| C14 | 20,19 | 1000 | 18 | PERIMETRO | 0,25 | 454,275 | 210 | 0,25 | 1,1 | 8652,86 | 95 | 105 | 40 | 220 | 65 | 65 | | | | | | |
| C15 | 15,92 | 1000 | 18 | PERIMETRO | 0,25 | 358,2 | 210 | 0,25 | 1,1 | 6822,86 | 85 | 95 | 40 | 175 | 40 | 40 | | | | | | |

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

VP

| | | | |
|------------|-----------|-----|------|
| ESCENCIAL | HOSPITAL | A = | 1/10 |
| IMPORTANTE | COLEGIOS | B = | 1/11 |
| COMUN | VIVIENDAS | C = | 1/12 |

VS

| | | | |
|------------|-----------|-----|------|
| ESCENCIAL | HOSPITAL | A = | 1/13 |
| IMPORTANTE | COLEGIOS | B = | 1/14 |
| COMUN | VIVIENDAS | C = | 1/15 |

| DESCRIPCION DE LUZ | | | | | P | B |
|--------------------|------|-------------|-------------|----|----|----|
| VP1 | 8.13 | (L/9+L/12) | 79.04166667 | 80 | 80 | 40 |
| VP2 | 5 | (L/9+L/12) | 48.61111111 | 50 | 50 | 25 |
| VS1 | 5.5 | (L/13+L/15) | 39.48717949 | 40 | 40 | 25 |
| VS2 | 5.5 | (L/13+L/15) | 39.48717949 | 40 | | |

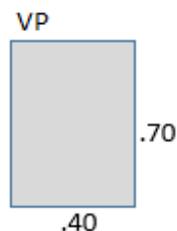
METODO CONVENCIONAL

$$L/12 = 12$$

$$L/12 = 12$$

$$67.75 \text{ 70 cm}$$

$$41.66666667 \text{ 40 cm}$$



METODO APORTICADO (MEDIO RIESGO SISMICO)

$$L/14 = 14$$

$$39.285714$$

$$b \times h^2 = b^{\circ} \times h^{\circ 2}$$

$$L/14 = 14$$

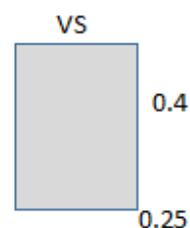
$$39.285714$$

$$b^{\circ} = 25, h^{\circ} = .70 \quad h^{\circ} = 0.885$$

METODO APORTICADO (ALTO RIESGO SISMICO)

$$b \times h^3 = b^{\circ} \times h^{\circ 3}$$

$$b^{\circ} = 25, h^{\circ} = .70 \quad h^{\circ} = 0.7408$$



ANALISIS ESTRUCTURAL

Grid System Data

Grid System Name: GRILLA

System Origin: Global X: 0 cm, Global Y: 0 cm, Rotation: 0 deg

Story Range Option: Default - All Stories, User Specified

Click to Modify/Show: Reference Points..., Reference Planes...

Options: Bubble Size: 100 cm, Grid Color: [Grey]

Rectangular Grids: Display Grid Data as Ordinates, Display Grid Data as Spacing

Quick Start New Rectangular Grids...

X Grid Data:

| Grid ID | X Ordinate (cm) | Visible | Bubble Loc |
|---------|-----------------|---------|------------|
| A | 0 | Yes | End |
| B | 330 | Yes | End |
| C | 920 | Yes | End |
| D | 1505 | Yes | End |
| E | 1835 | Yes | End |

Y Grid Data:

| Grid ID | Y Ordinate (cm) | Visible | Bubble Loc |
|---------|-----------------|---------|------------|
| 1 | 0 | Yes | Start |
| 2 | 212 | Yes | Start |
| 3 | 275 | Yes | Start |
| 4 | 675 | Yes | Start |
| 5 | 927 | Yes | Start |
| 6 | 1105 | Yes | Start |

General Grids:

| Grid ID | X1 (cm) | Y1 (cm) | X2 (cm) | Y2 (cm) | Visible | Bubble Loc |
|---------|---------|---------|---------|---------|---------|------------|
| | | | | | | |

OK Cancel

Story Data

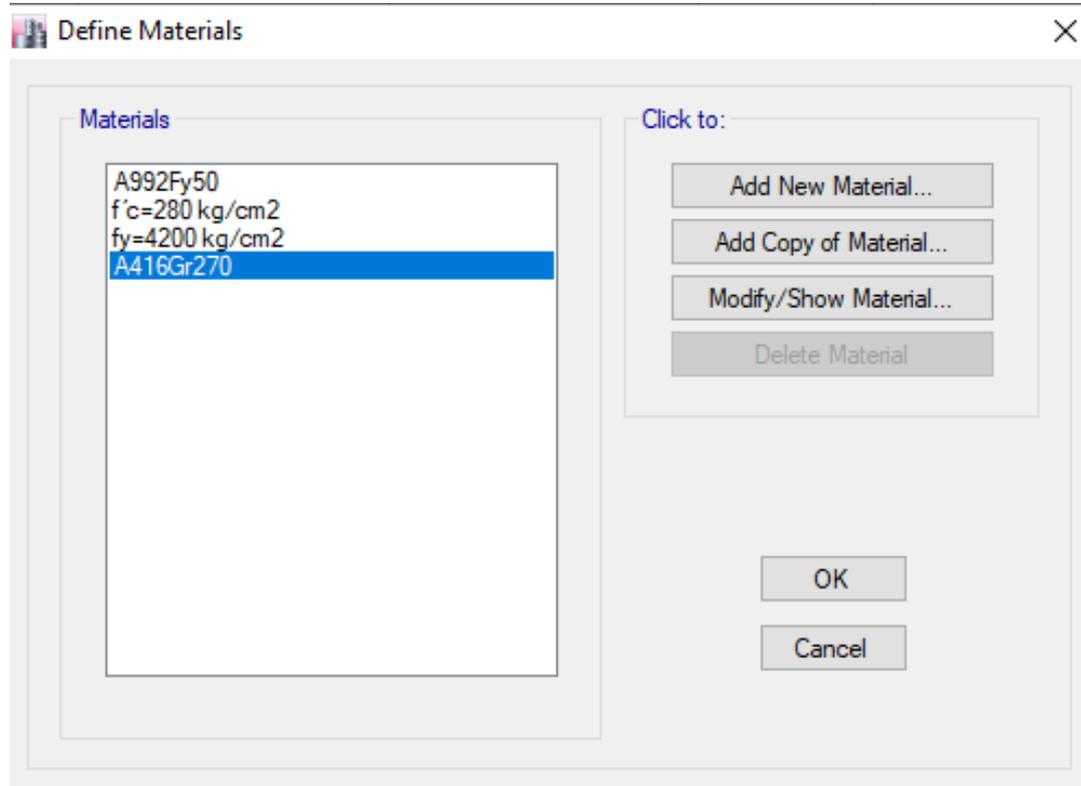
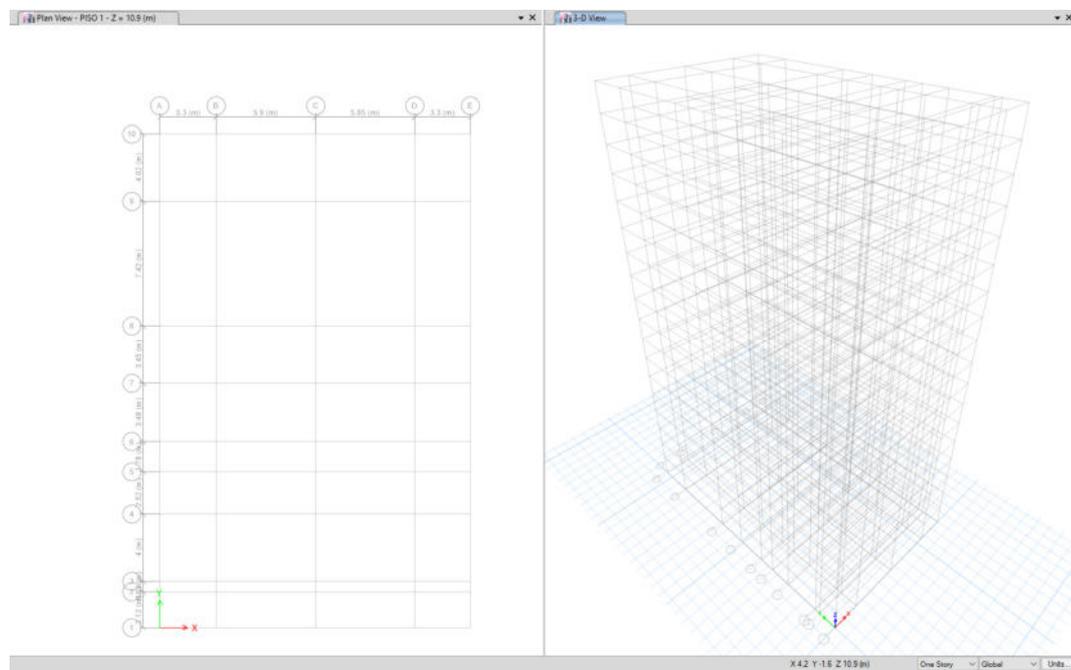
| Story | Height cm | Elevation cm | Master Story | Similar To | Splice Story | Splice Height cm | Story Color |
|----------|-----------|--------------|--------------|------------|--------------|------------------|-------------|
| TECHO | 265 | 4770 | Yes | None | No | 0 | [Blue] |
| PISO 14 | 265 | 4505 | No | None | No | 0 | [Green] |
| PISO 13 | 265 | 4240 | No | PISO 1 | No | 0 | [Cyan] |
| PISO 12 | 265 | 3975 | No | PISO 1 | No | 0 | [Red] |
| PISO 11 | 265 | 3710 | No | PISO 1 | No | 0 | [Magenta] |
| PISO 10 | 265 | 3445 | No | PISO 1 | No | 0 | [Yellow] |
| PISO 9 | 265 | 3180 | No | PISO 1 | No | 0 | [Blue] |
| PISO 8 | 265 | 2915 | No | PISO 1 | No | 0 | [Blue] |
| PISO 7 | 265 | 2650 | No | PISO 1 | No | 0 | [Green] |
| PISO 6 | 265 | 2385 | No | PISO 1 | No | 0 | [Cyan] |
| PISO 5 | 265 | 2120 | No | PISO 1 | No | 0 | [Red] |
| PISO 4 | 265 | 1855 | No | PISO 1 | No | 0 | [Magenta] |
| PISO 3 | 265 | 1590 | No | PISO 1 | No | 0 | [Yellow] |
| PISO 2 | 265 | 1355 | No | PISO 1 | No | 0 | [Grey] |
| PISO 1 | 295 | 1090 | Yes | None | No | 0 | [Blue] |
| SOTANO 1 | 265 | 795 | No | SOTANO 3 | No | 0 | [Green] |
| SOTANO 2 | 265 | 530 | No | SOTANO 3 | No | 0 | [Cyan] |
| SOTANO 3 | 265 | 265 | Yes | None | No | 0 | [Red] |
| Base | | 0 | | | | | |

Note: Right Click on Grid for Options

Refresh View

OK Cancel

DISTRIBUCION DE FUERZAS



Material Property Data X

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/m²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/m²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Módulo de elasticidad del concreto

CSI Calculator X

View Edit Angles Close

Calculate Formula (Textbox Units: kgf/m²; Angles Used in Trig Functions: Radians)

Formula: Length:

Force:

Result:

Material Property Data [X]

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/m²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Módulo de elasticidad del acero

CSI Calculator [X]

View Edit Angles Close

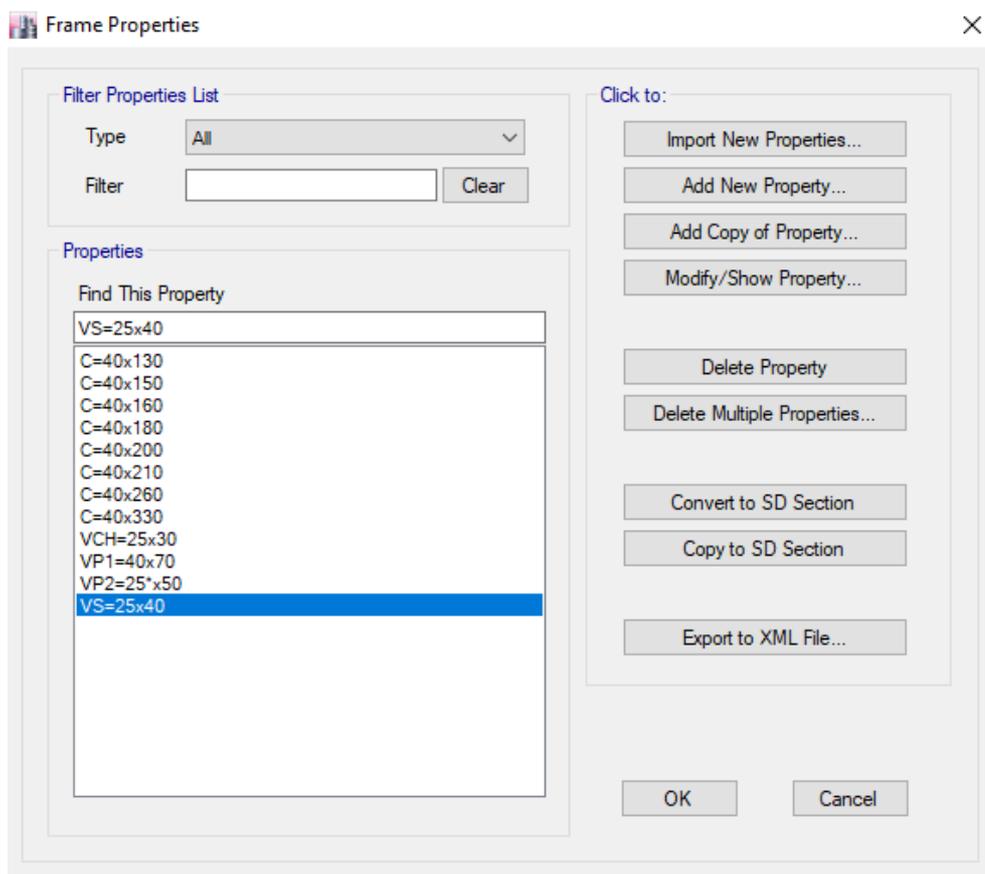
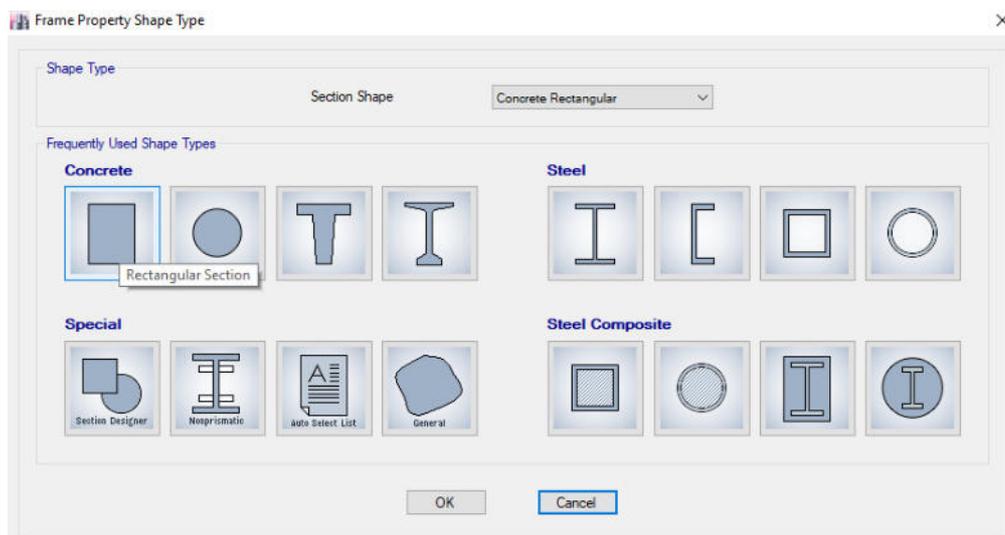
Calculate Formula (Textbox Units: kgf/m²; Angles Used in Trig Functions: Radians)

Formula: Length:

Force:

Result:

Definir secciones (Columnas, Vigas, Losas, Placas y Escaleras)



Slab Property Data

General Data

Property Name: LADY=25cm

Slab Material: f_c=280 kg/cm²

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Ribbed

Overall Depth: 25 cm

Slab Thickness: 5 cm

Stem Width at Top: 10 cm

Stem Width at Bottom: 10 cm

Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): 40 cm

Rib Direction is Parallel to: Local 1 Axis

OK Cancel

Slab Property Data

General Data

Property Name: LADY=25cm

Slab Material: f_c=280 kg/cm²

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Ribbed

Overall Depth: 25 cm

Slab Thickness: 5 cm

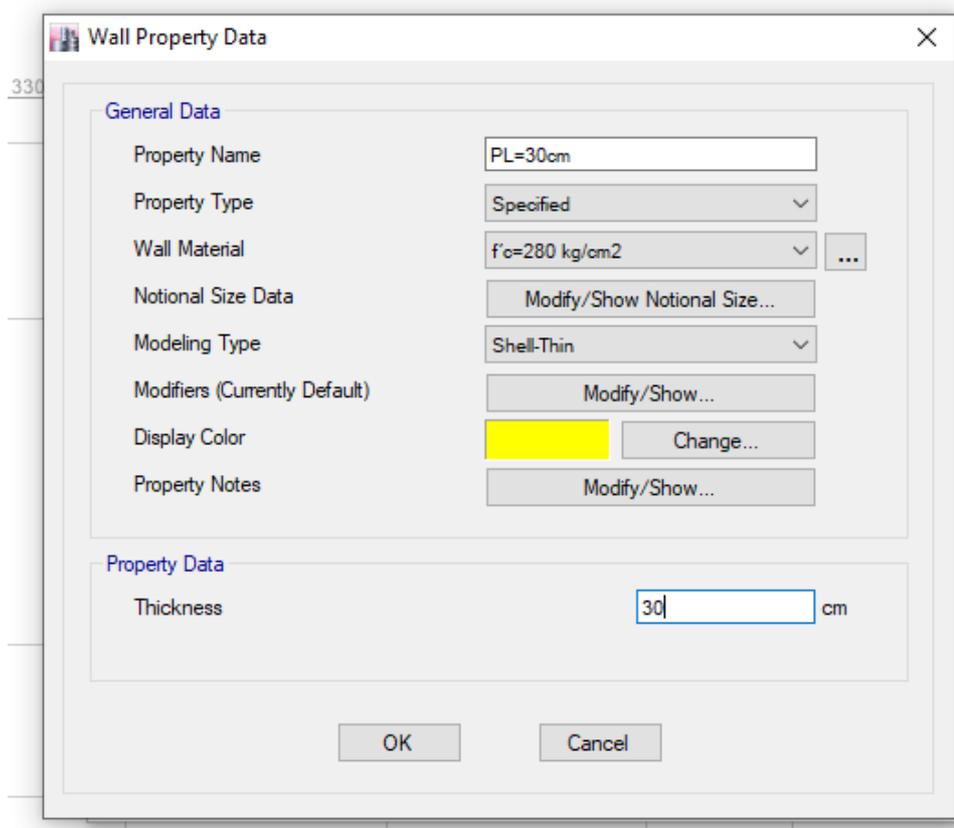
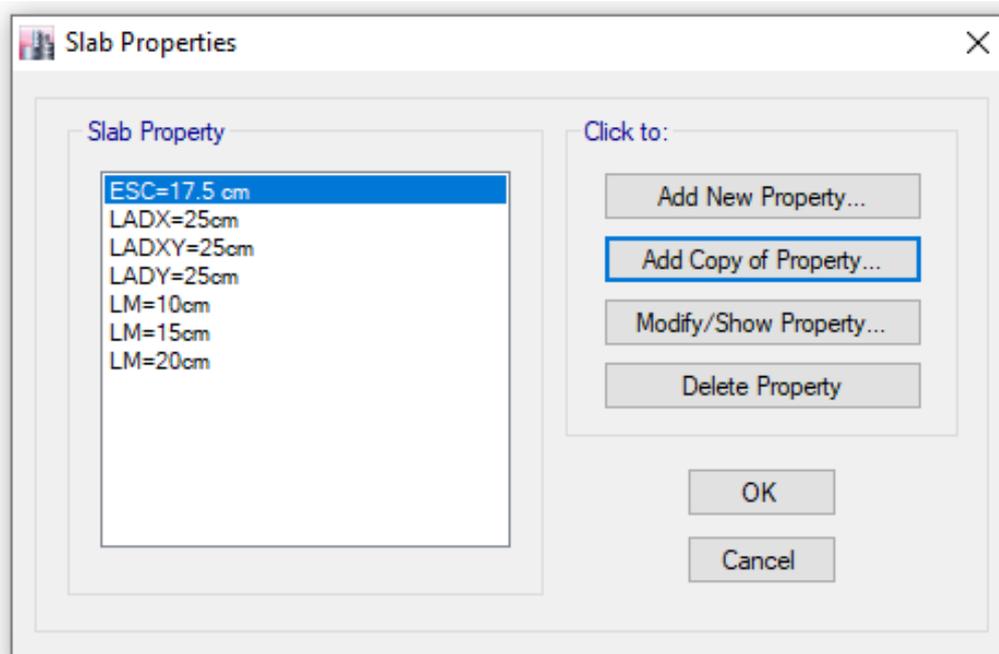
Stem Width at Top: 10 cm

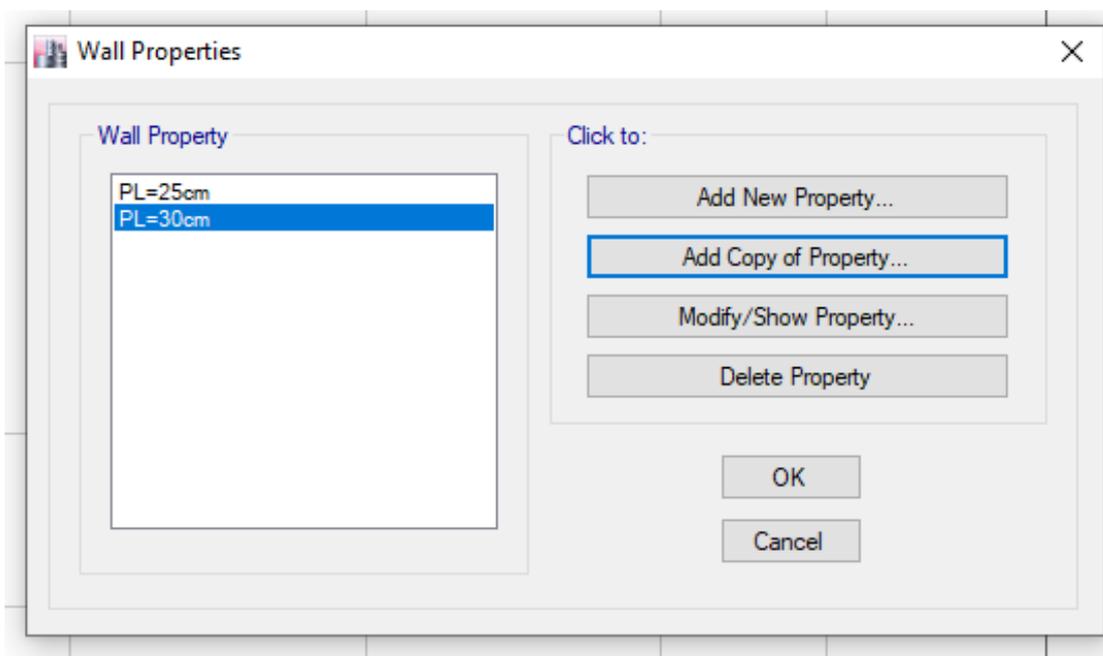
Stem Width at Bottom: 10 cm

Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): 40 cm

Rib Direction is Parallel to: Local 2 Axis

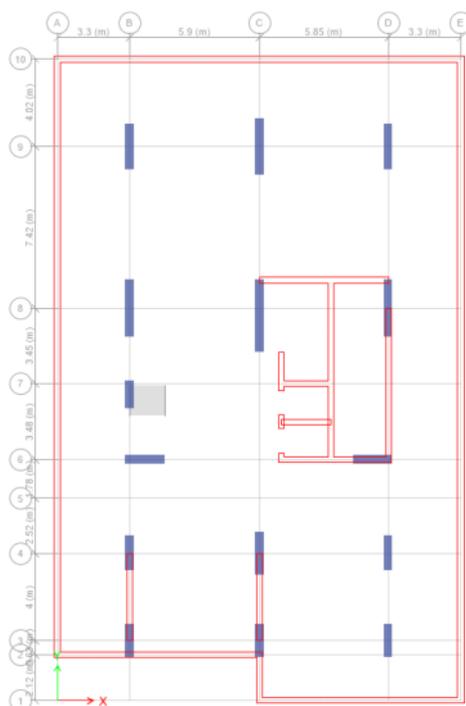
OK Cancel

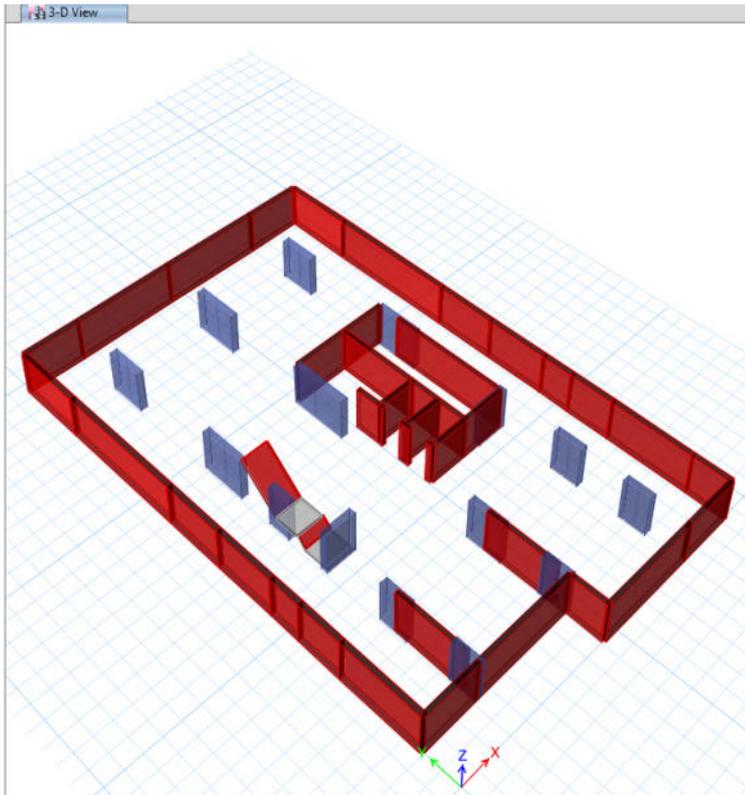




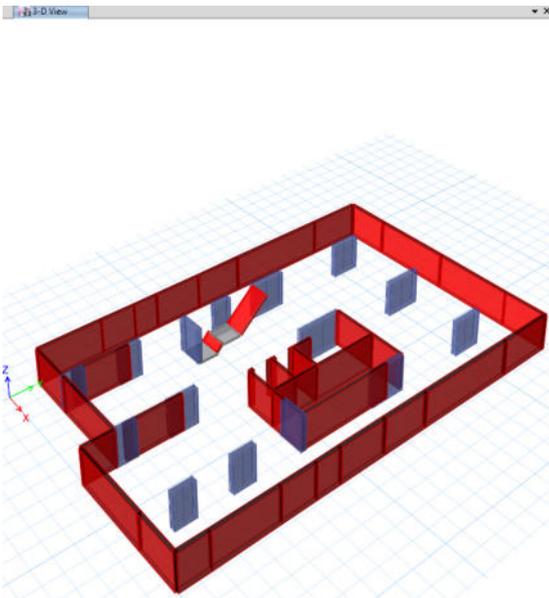
Estructura 1, 2 y 3er Sótano

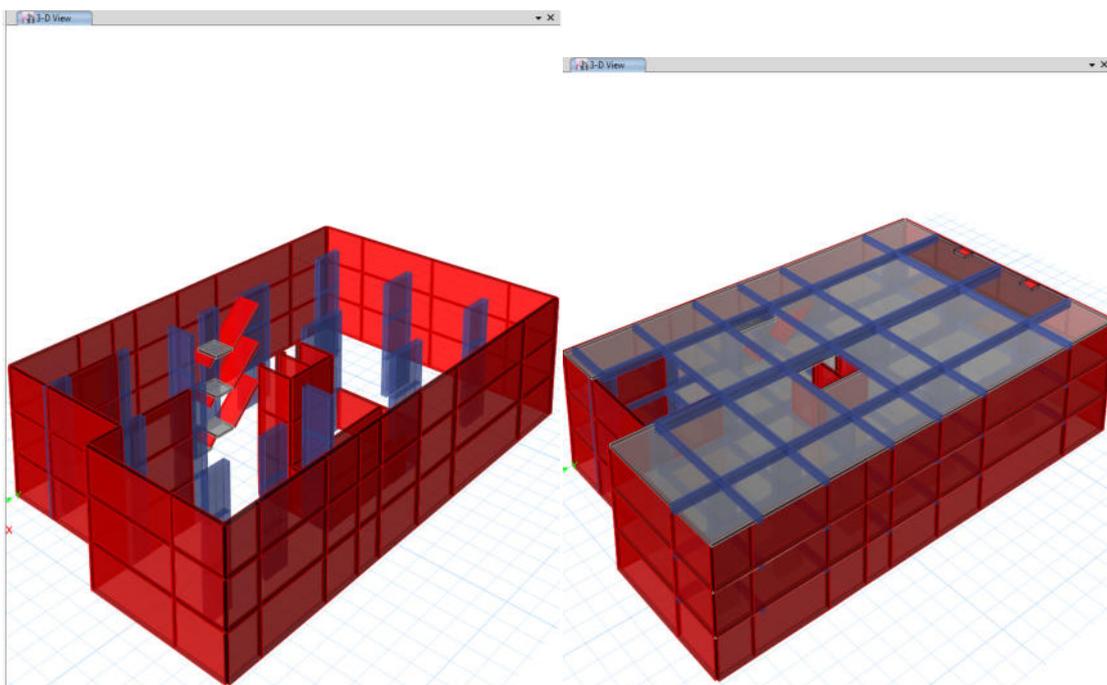
Plan View - SOTANO 3 - Z = 2.65 (m)



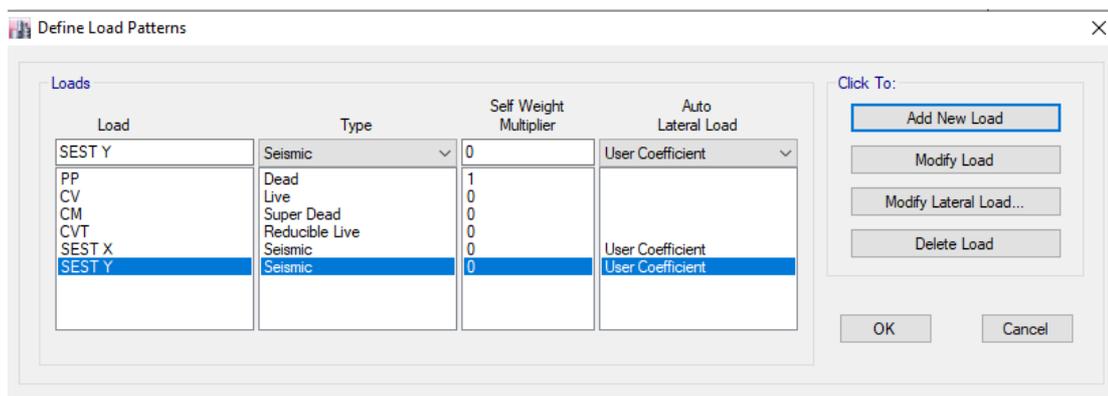


DISEÑO DE COLUMNAS Y PLACAS

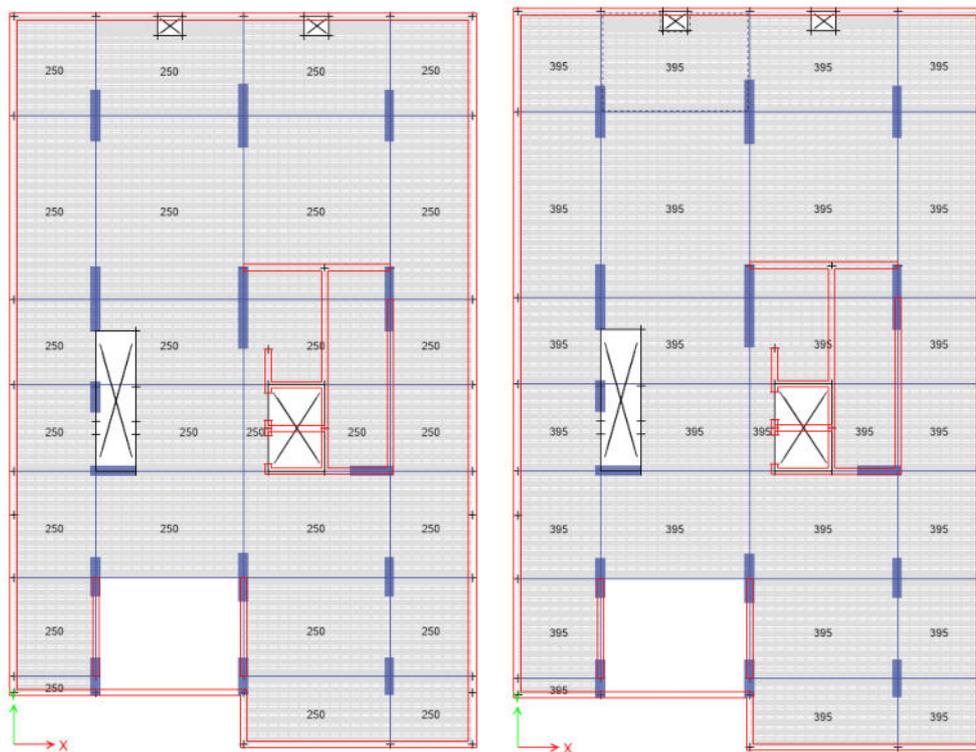




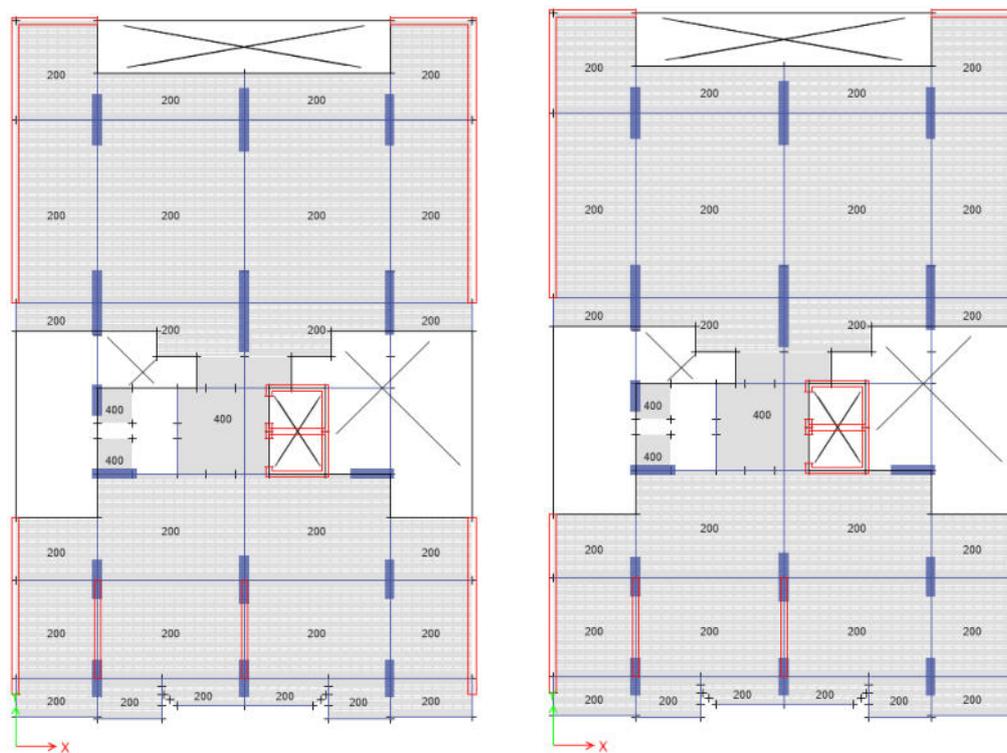
Patrones de carga



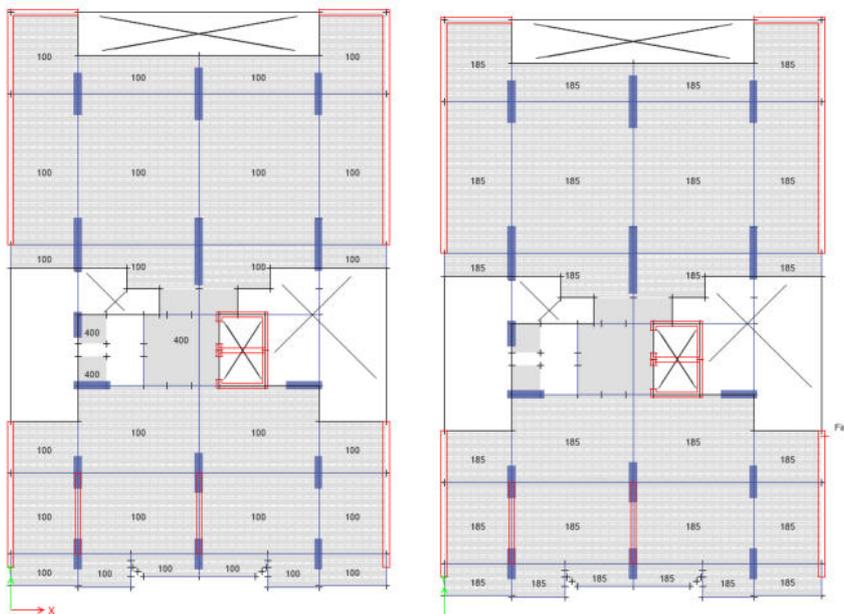
Carga Viva y CM del sotano 1, 2 y 3 Para cochera



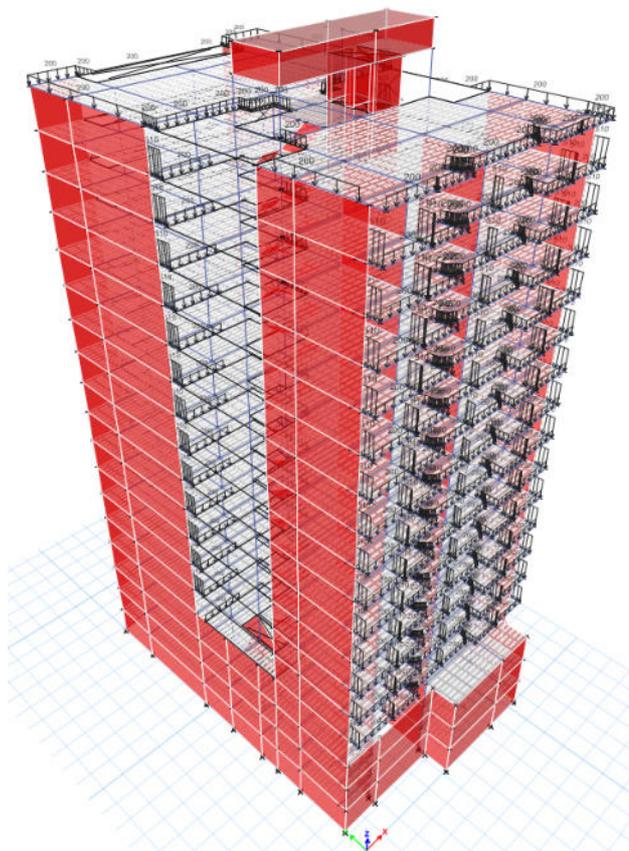
Carga Viva y CM del del Piso 1 al 14avo Piso



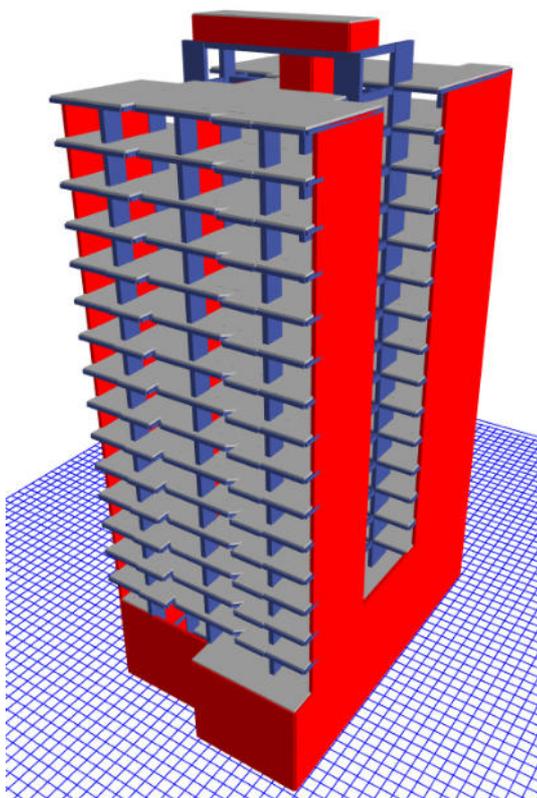
Azotea



Cargas de Muros y Parapetos



Modelando



Estimación de Peso o Cargas de Gravedad (Mass Source)

Se determina de acuerdo al tipo de edificación, en este proyecto es de categoría C: el cual se requiere el 25% de la carga viva, en azotea y techo, en tanque elevado de agua se considera el 100% de la carga que contiene

Mass Source Data

Mass Source Name: PESO SISMICO

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

| Load Pattern | Multiplier |
|--------------|------------|
| PP | 1 |
| CP | 1 |
| CM | 1 |
| CV | 0.25 |
| CVT | 0.25 |

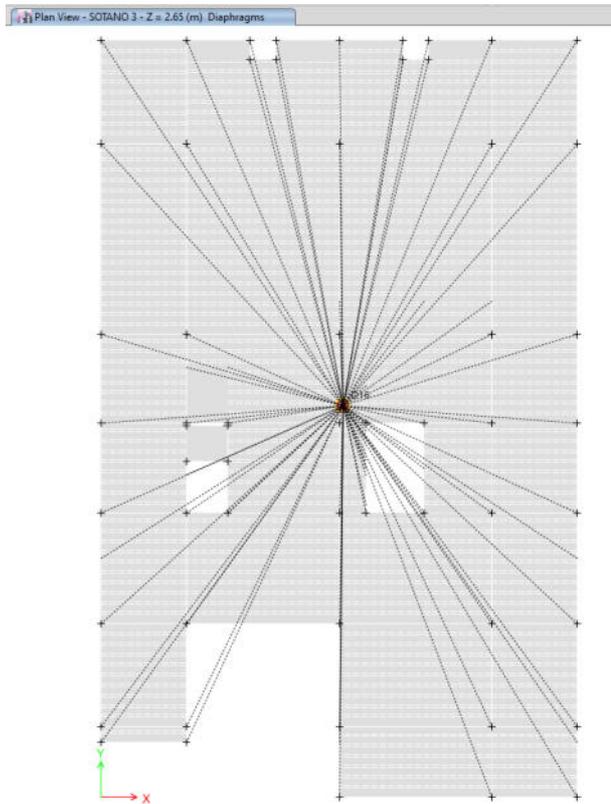
Buttons: Add, Modify, Delete

Mass Options

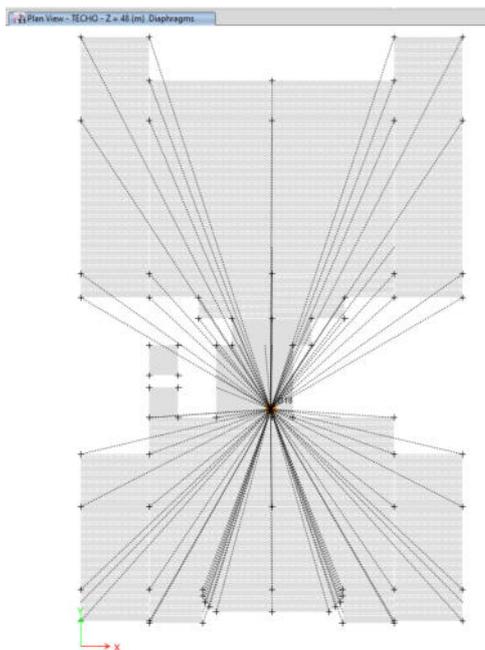
- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

Buttons: OK, Cancel

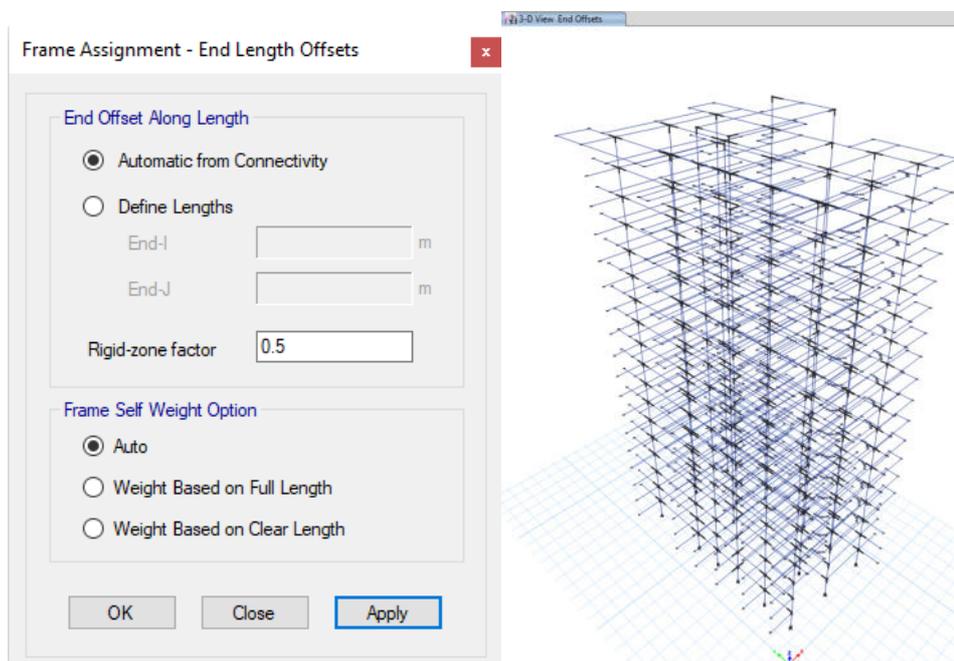
Diafragmas de sótano 1, 2 y 3



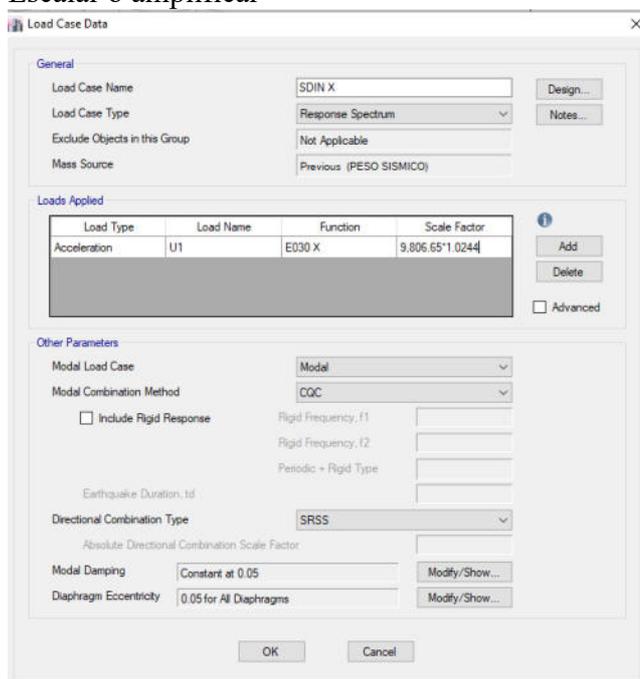
Diafragmas del 1er piso a la azotea



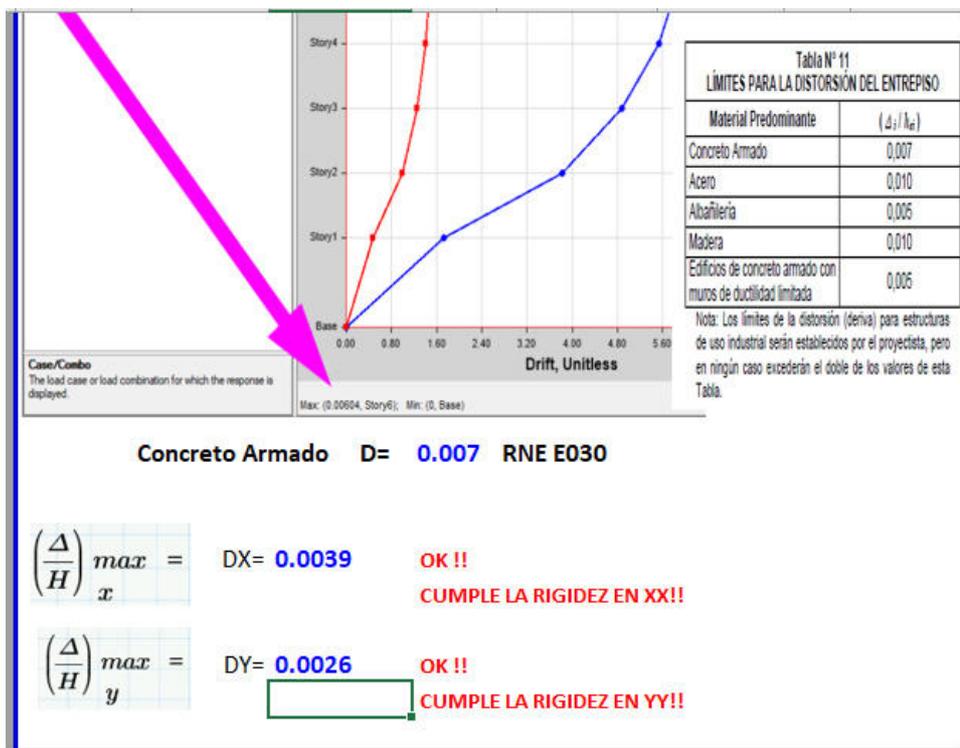
Brazos rígidos



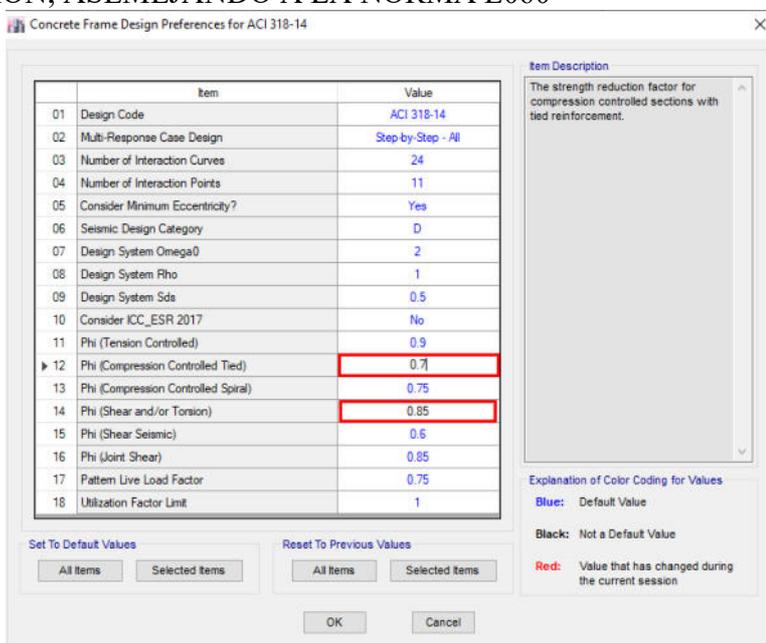
Escarlar o amplificar



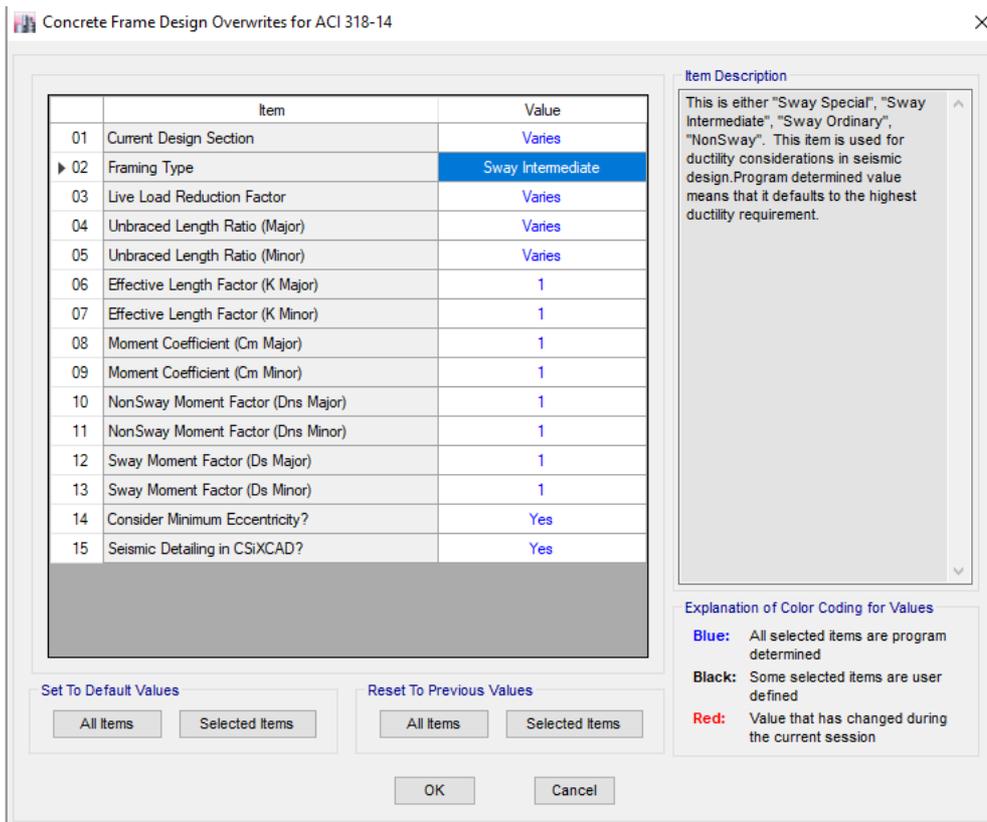
Para estructuras irregulares $0.85 \cdot R$, los desplazamientos laterales obtenidos del análisis lineal y elástico



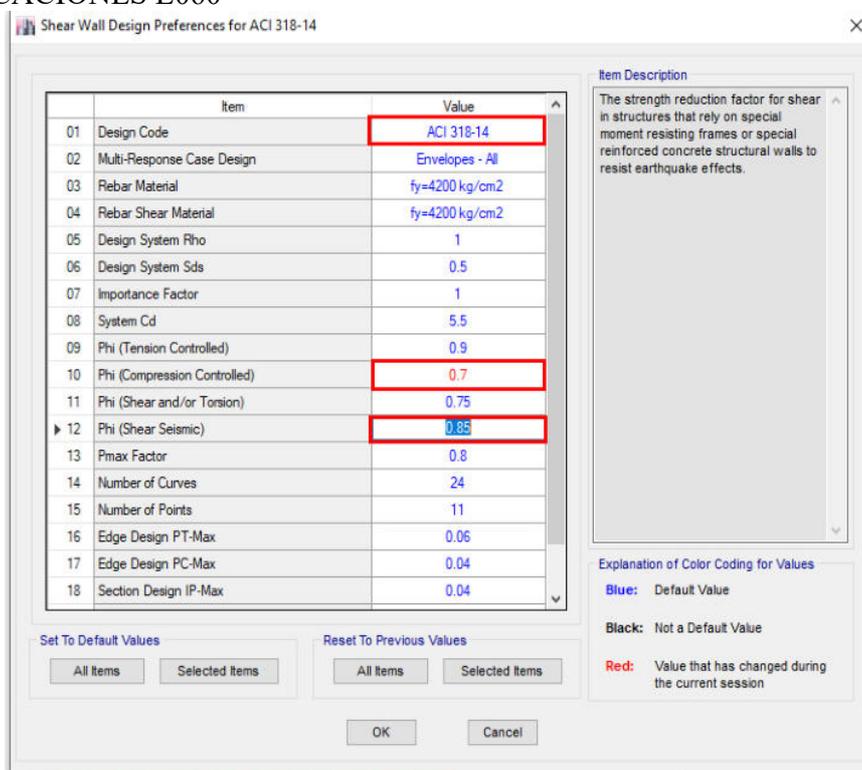
CAMBIAMOS DE ACUERDO AL REGLAMENTO NACIONAL E060 – ESTRIBO Y TORSION, ASEMEJANDO A LA NORMA E060



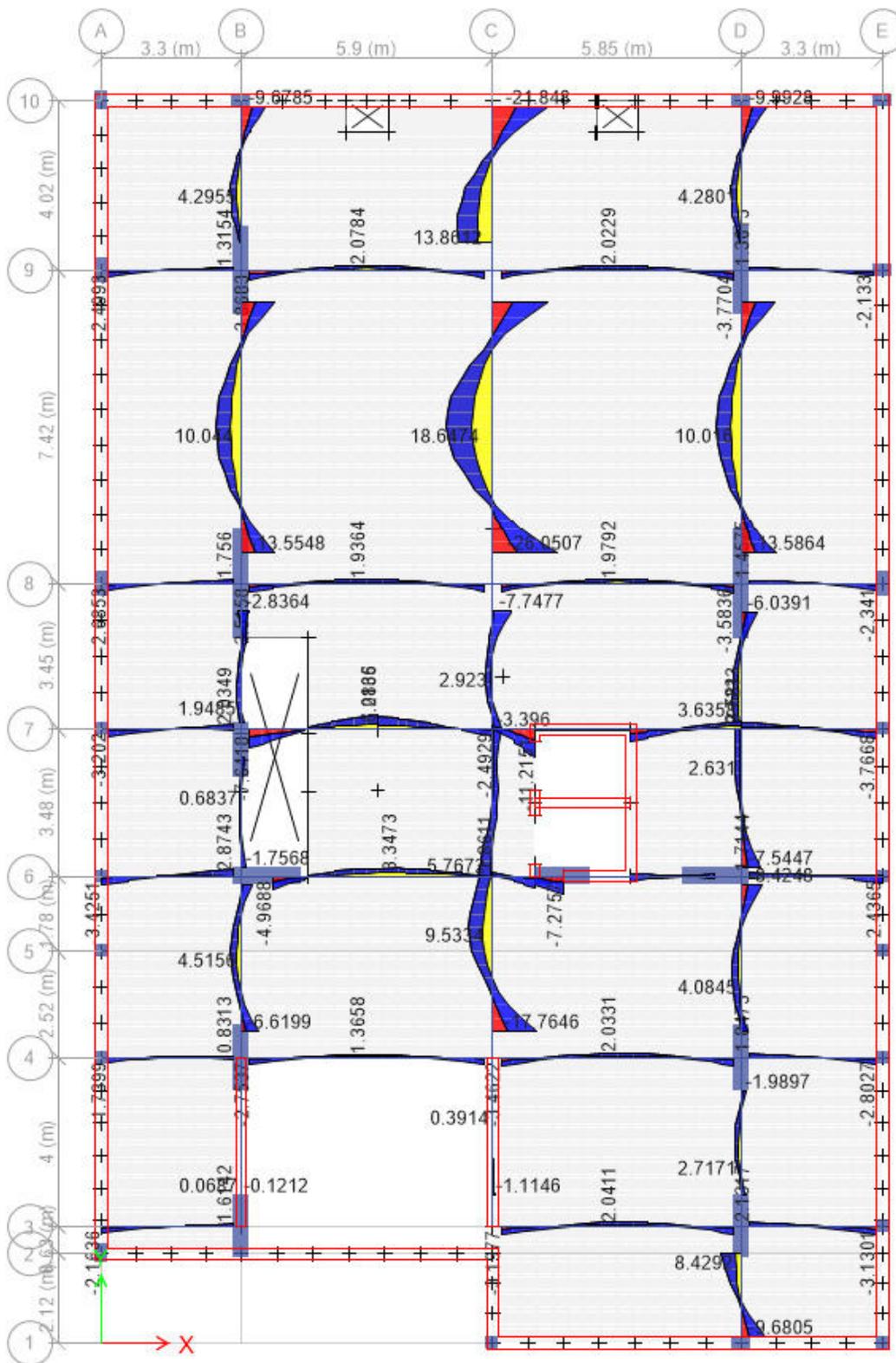
COMPATIBILIZAMO EL ACI 318, CON LA NORMA E060, PARA QUE ESTOS PORTICOS SEAN INTERMEDIOS



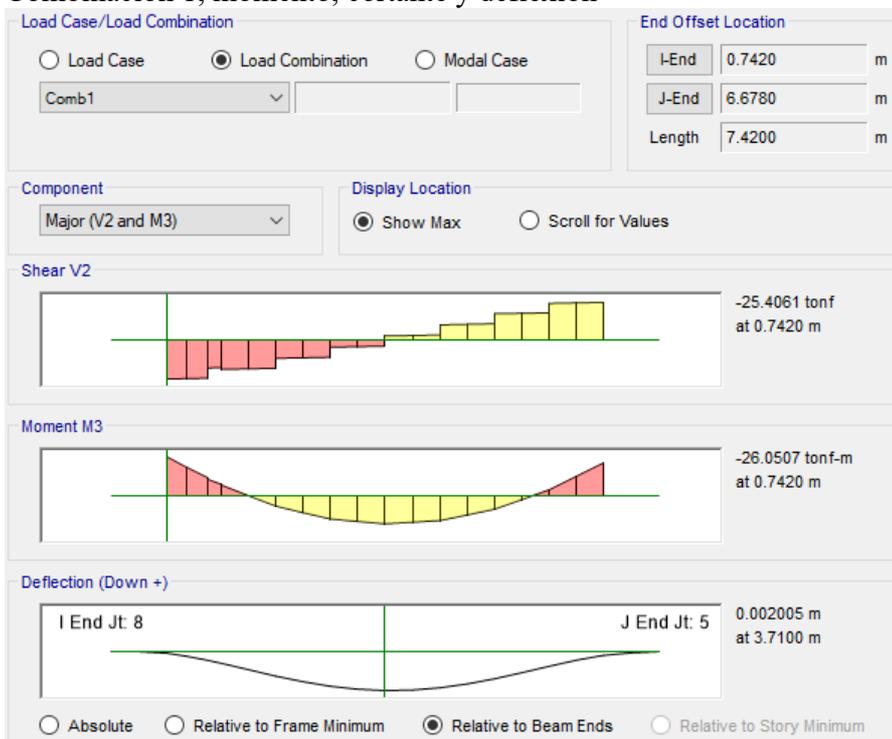
PARA PLACAS CAMBIAMOS DE ACUERDO AL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES E060



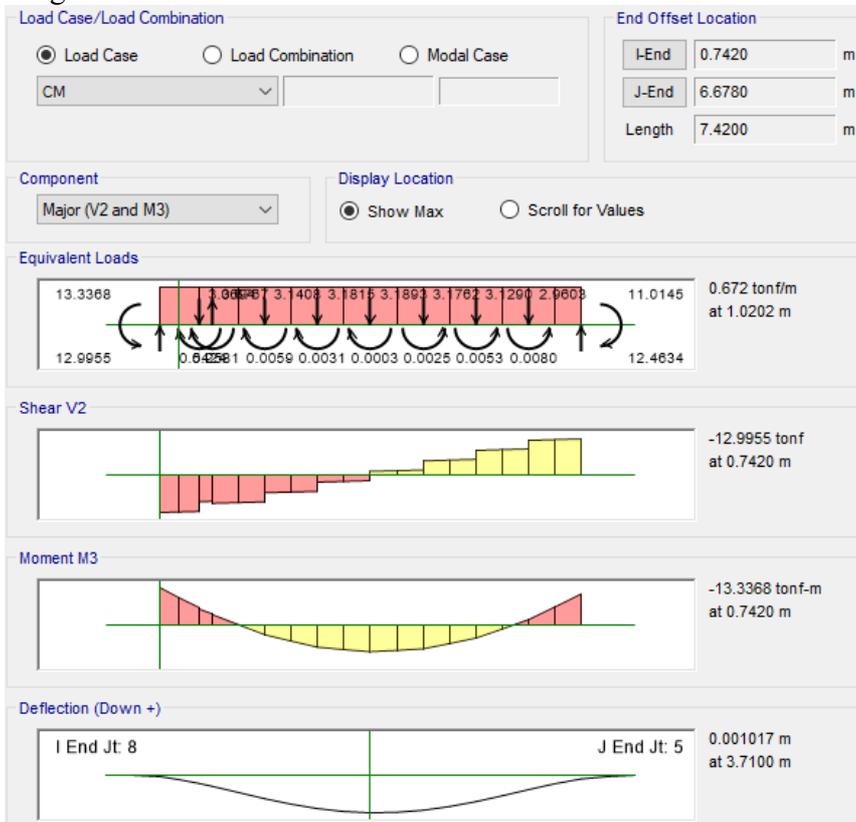
Momentos máximos y mínimos del diagrama del sótano 1 el más crítico



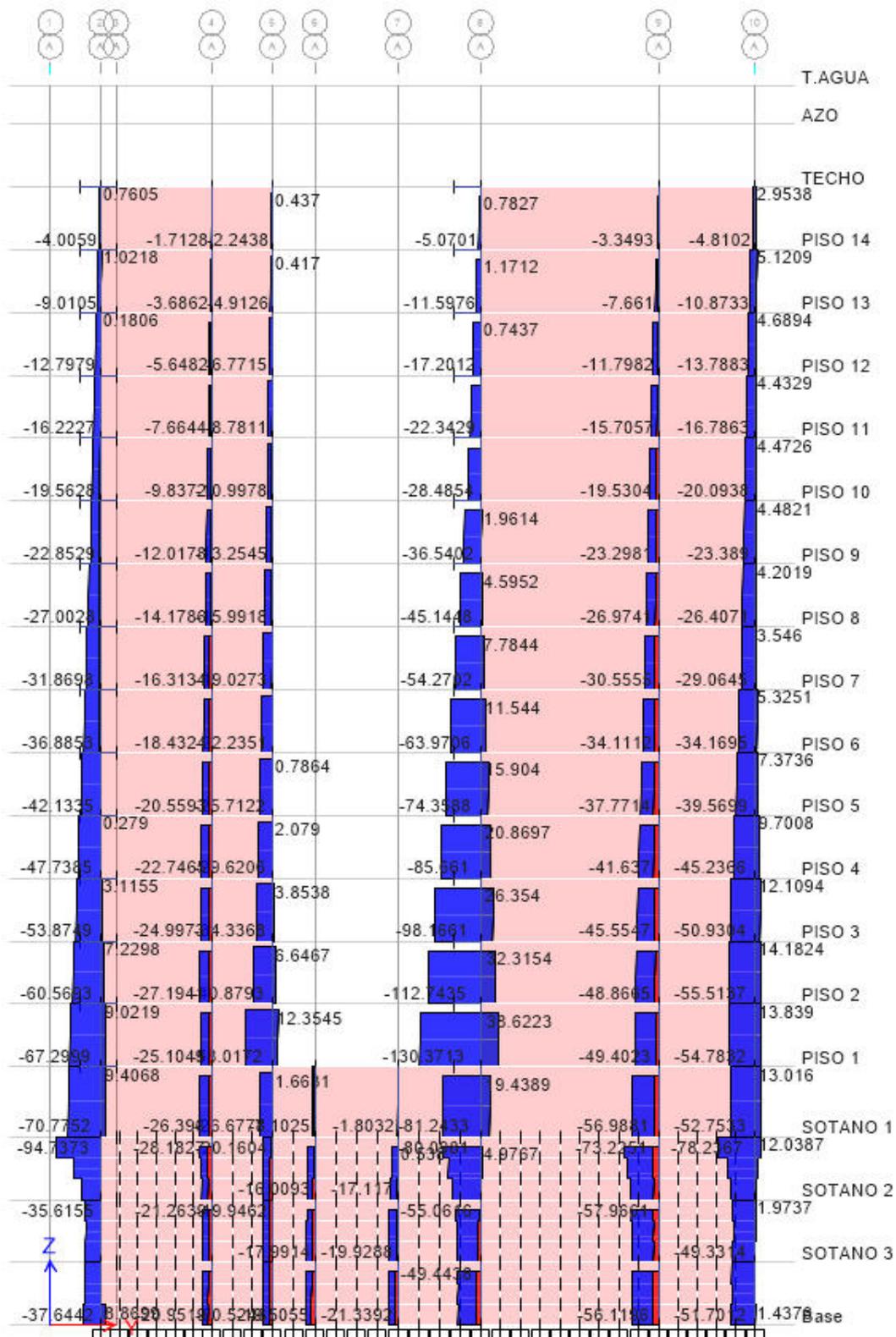
Combinación 1, momento, cortante y deflexión

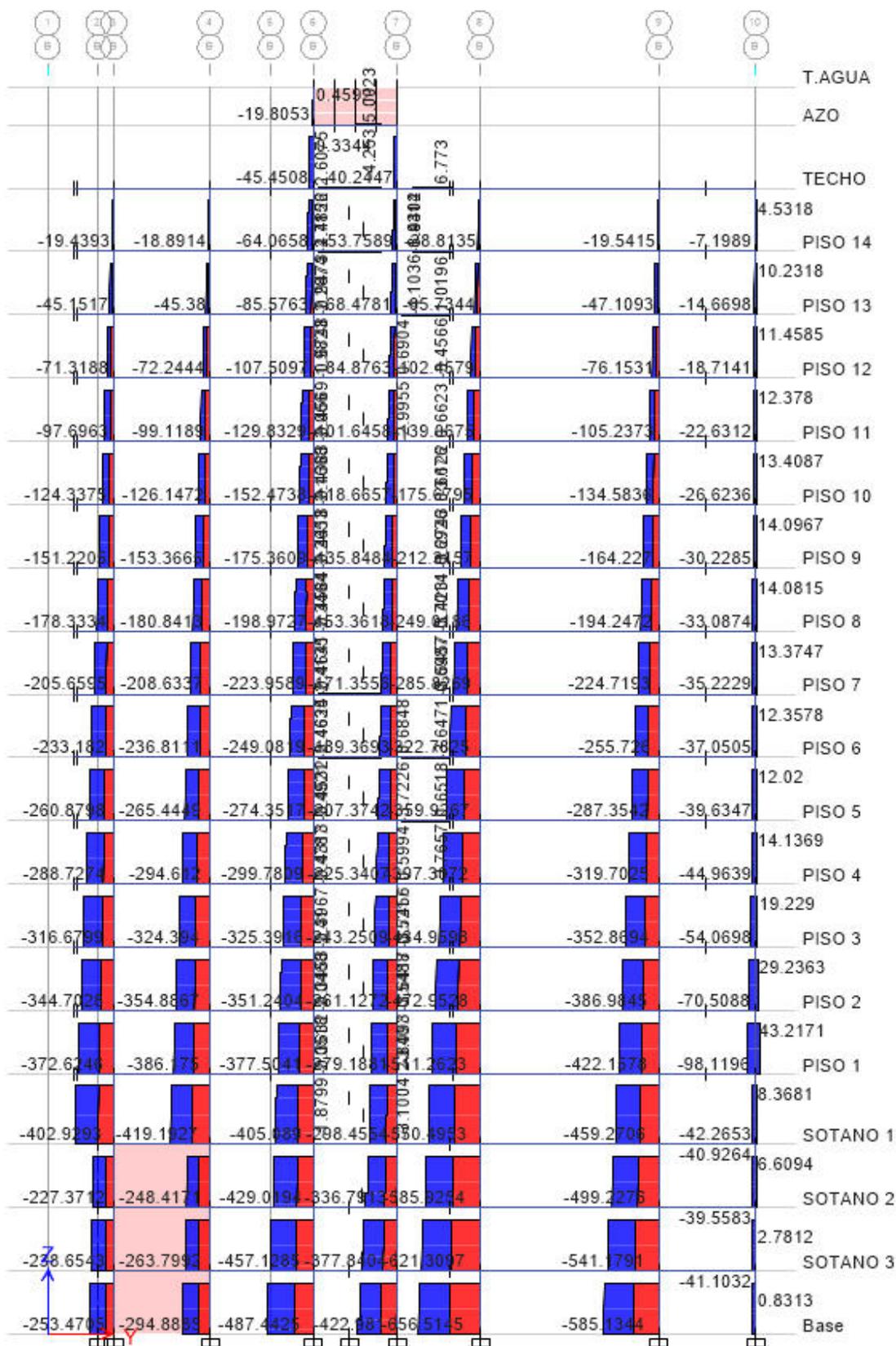


Carga muerta del elemento

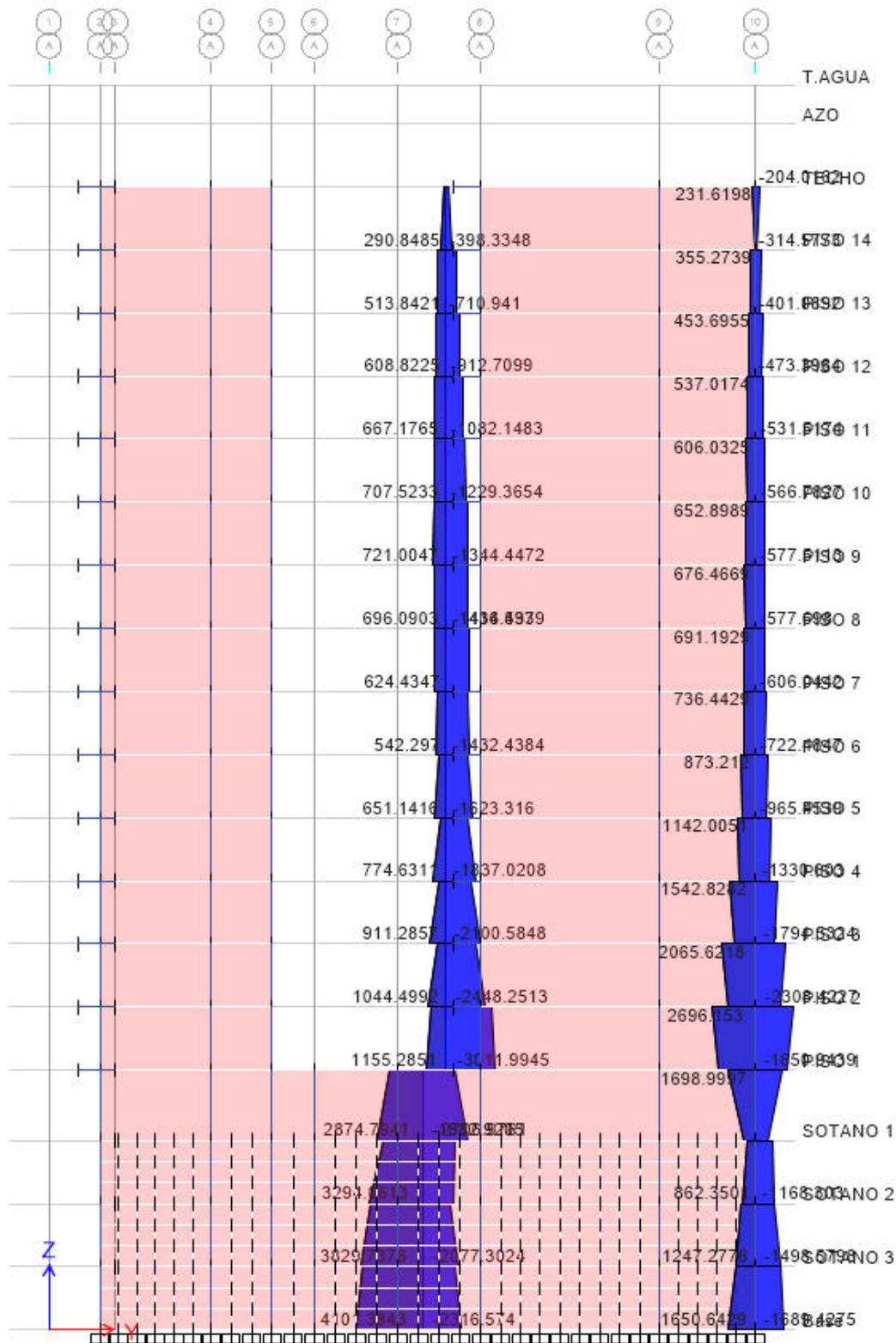


Fuerza cortante en las columnas

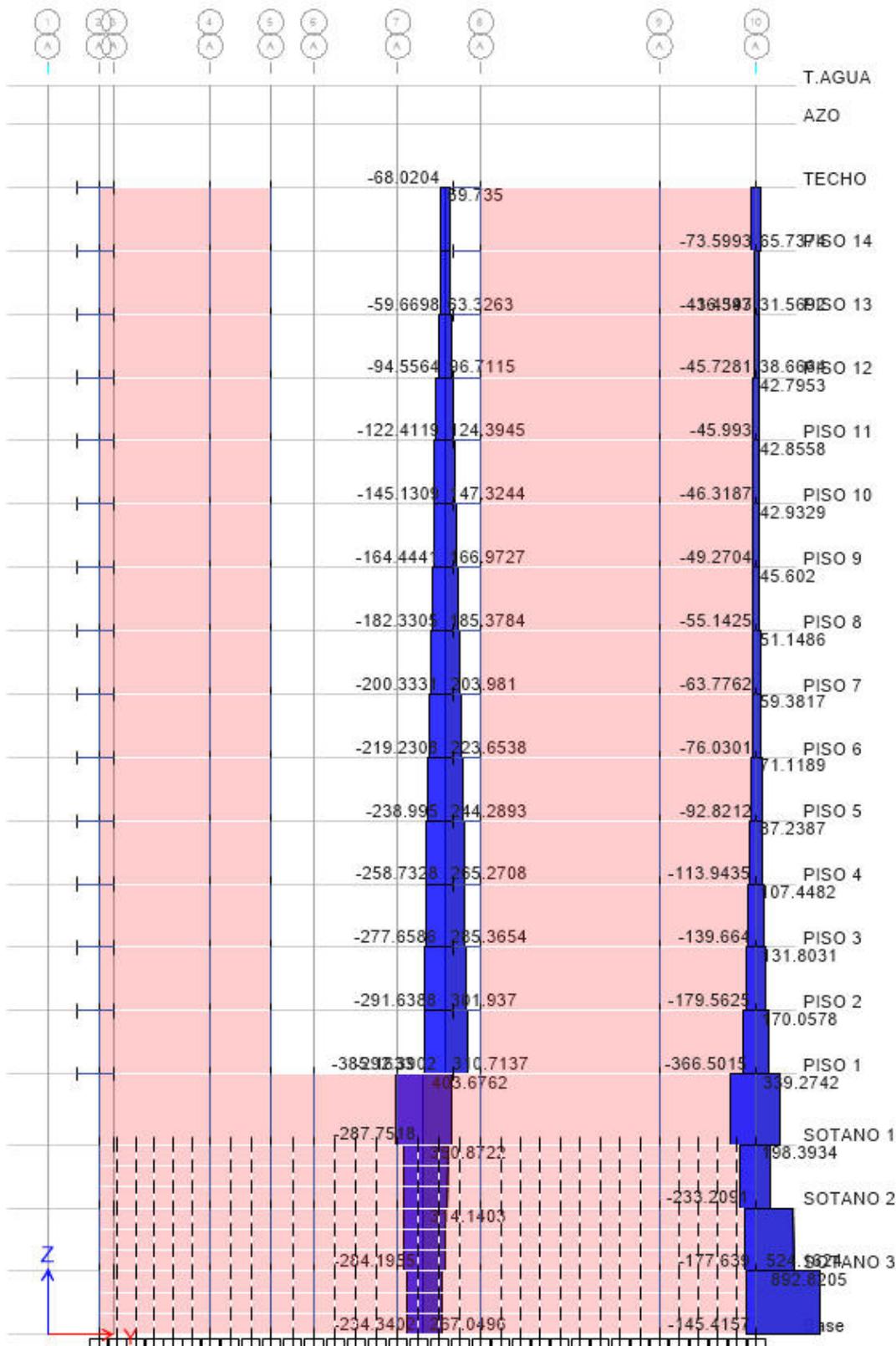




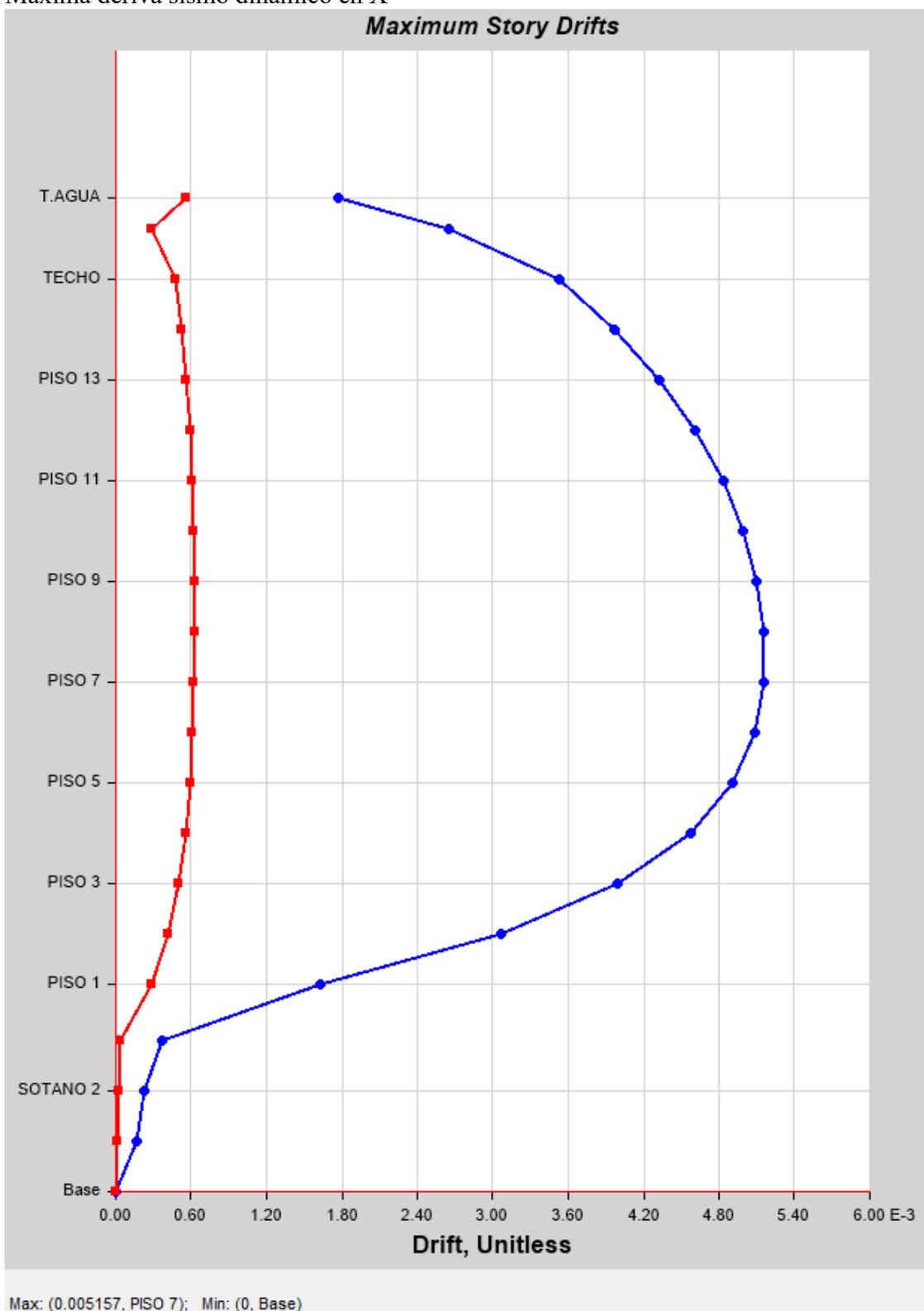
Momento envolvente en placas corte en elevación A



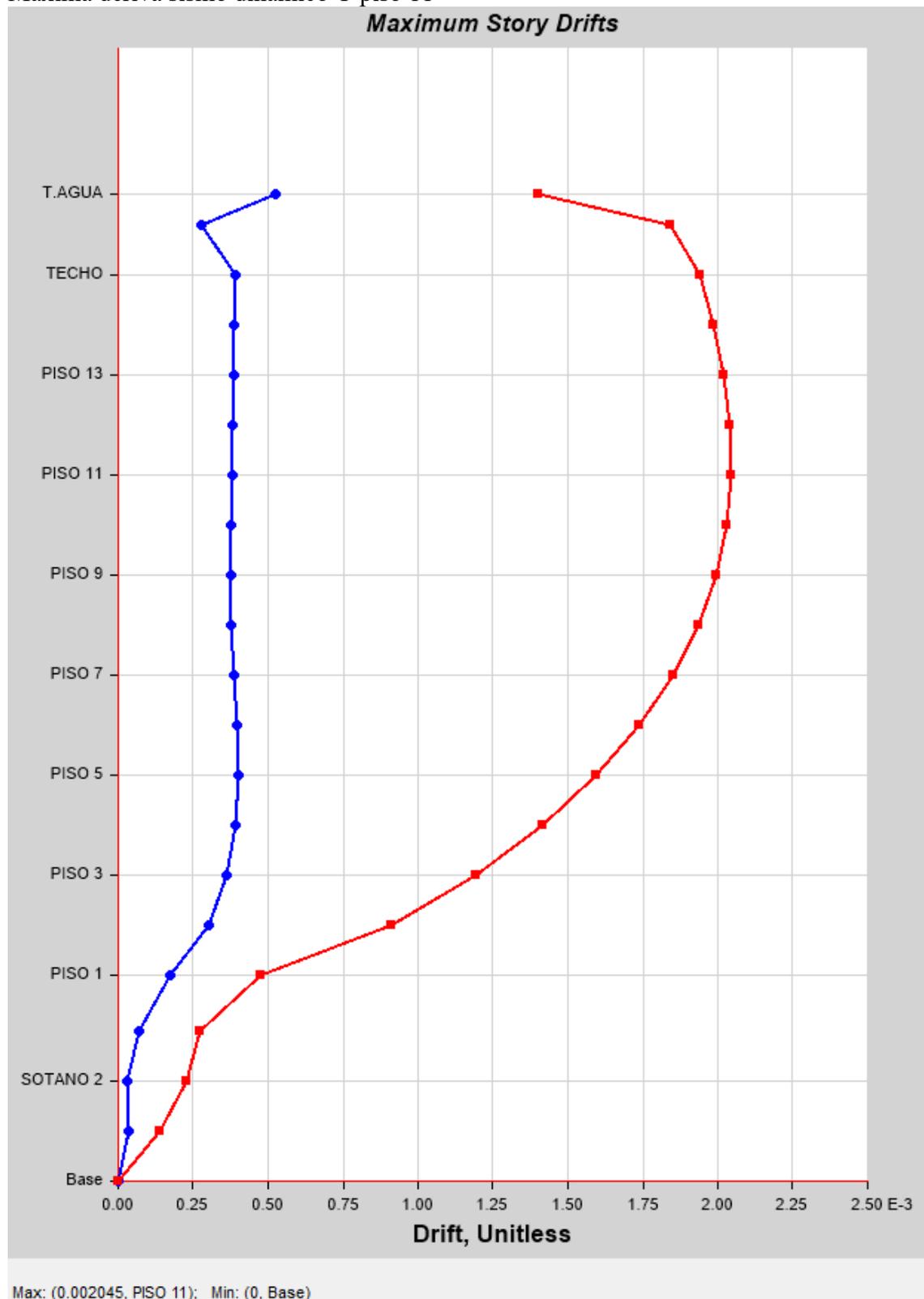
Fuerza cortante de las placas corte en elevación A



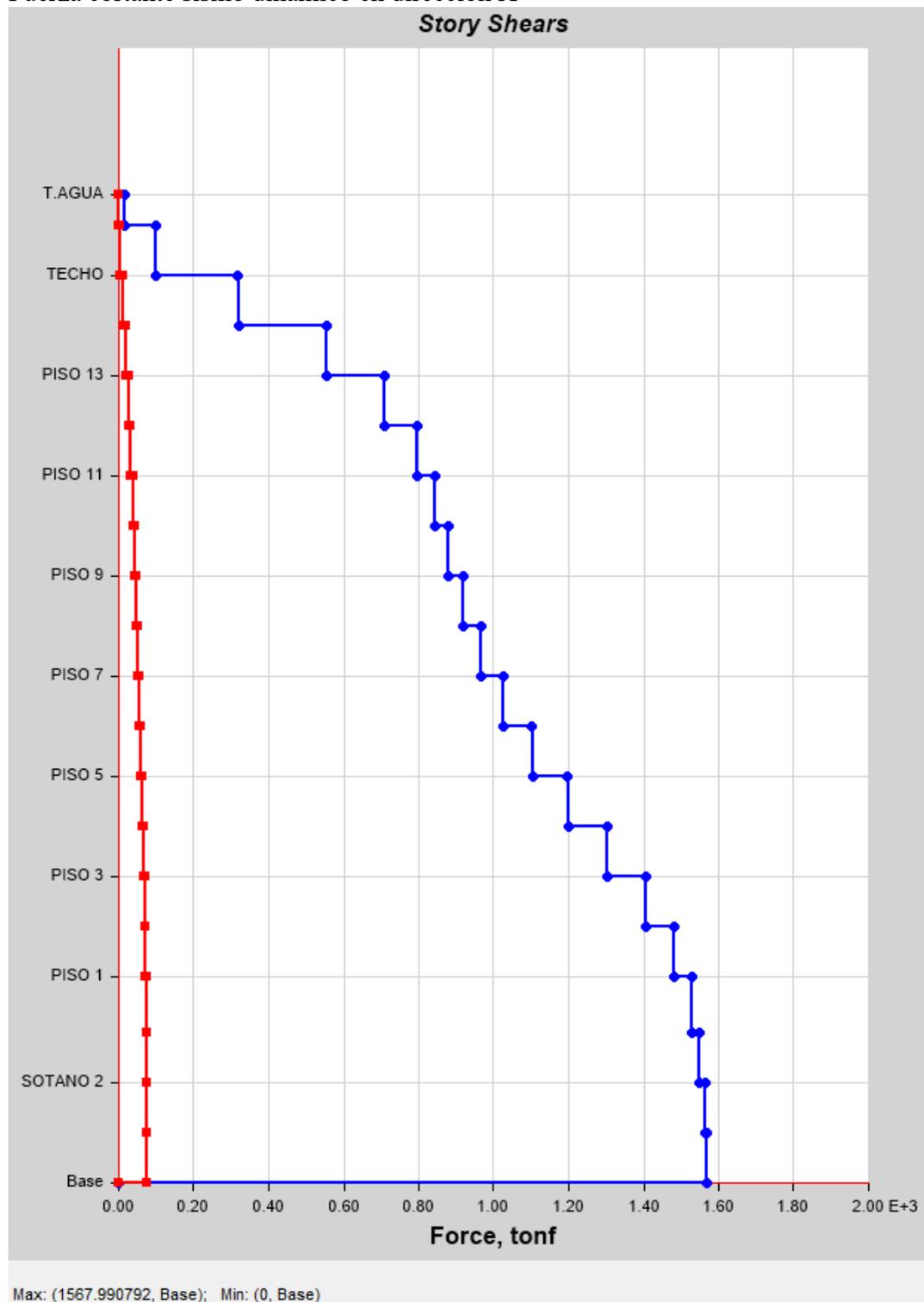
Máxima deriva sismo dinámico en X



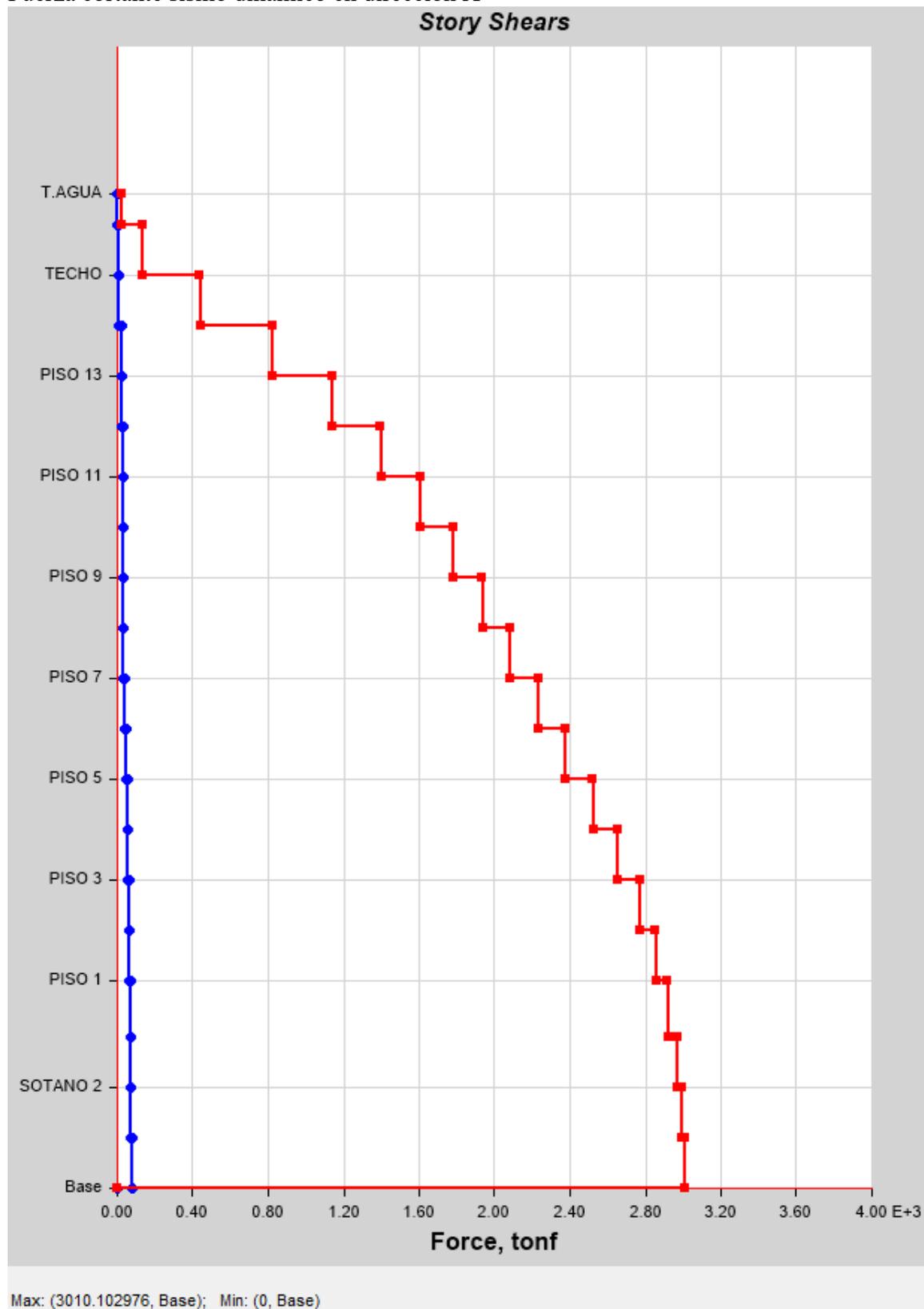
Máxima deriva sismo dinámico Y piso 11



Fuerza cortante sismo dinámico en dirección X



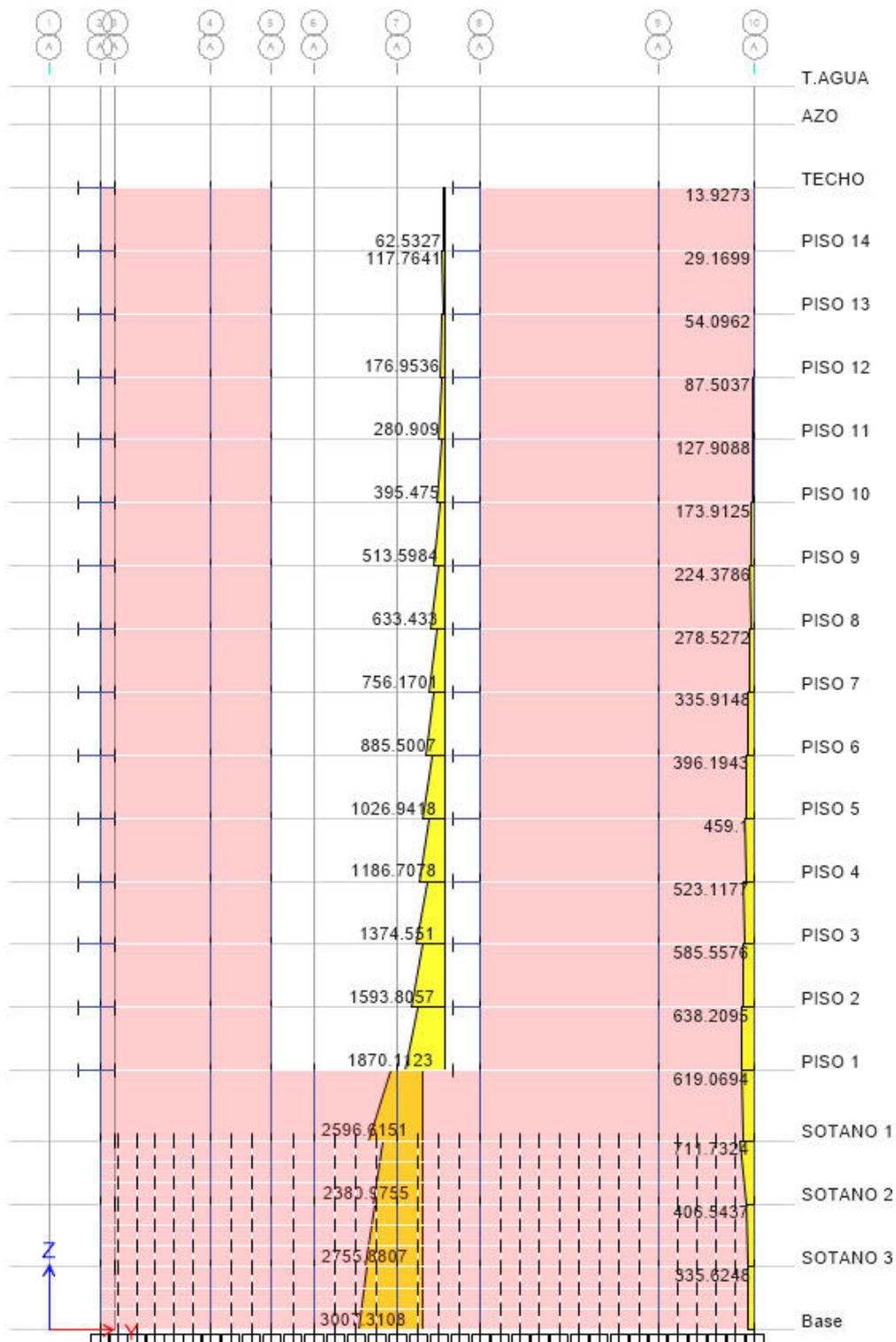
Fuerza cortante sismo dinámico en dirección X



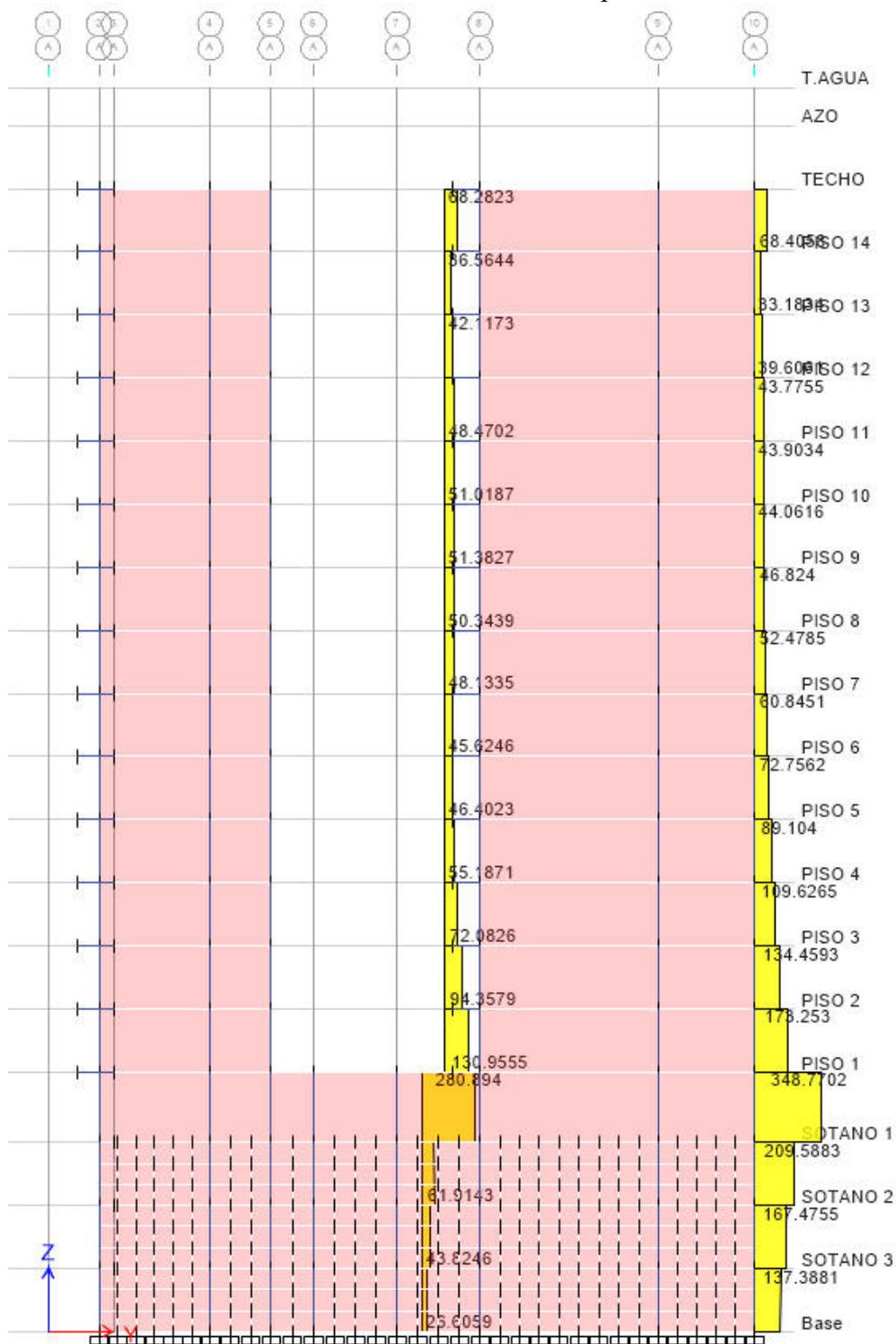
Momento 3-3, sismo dinámico dirección X de la placa



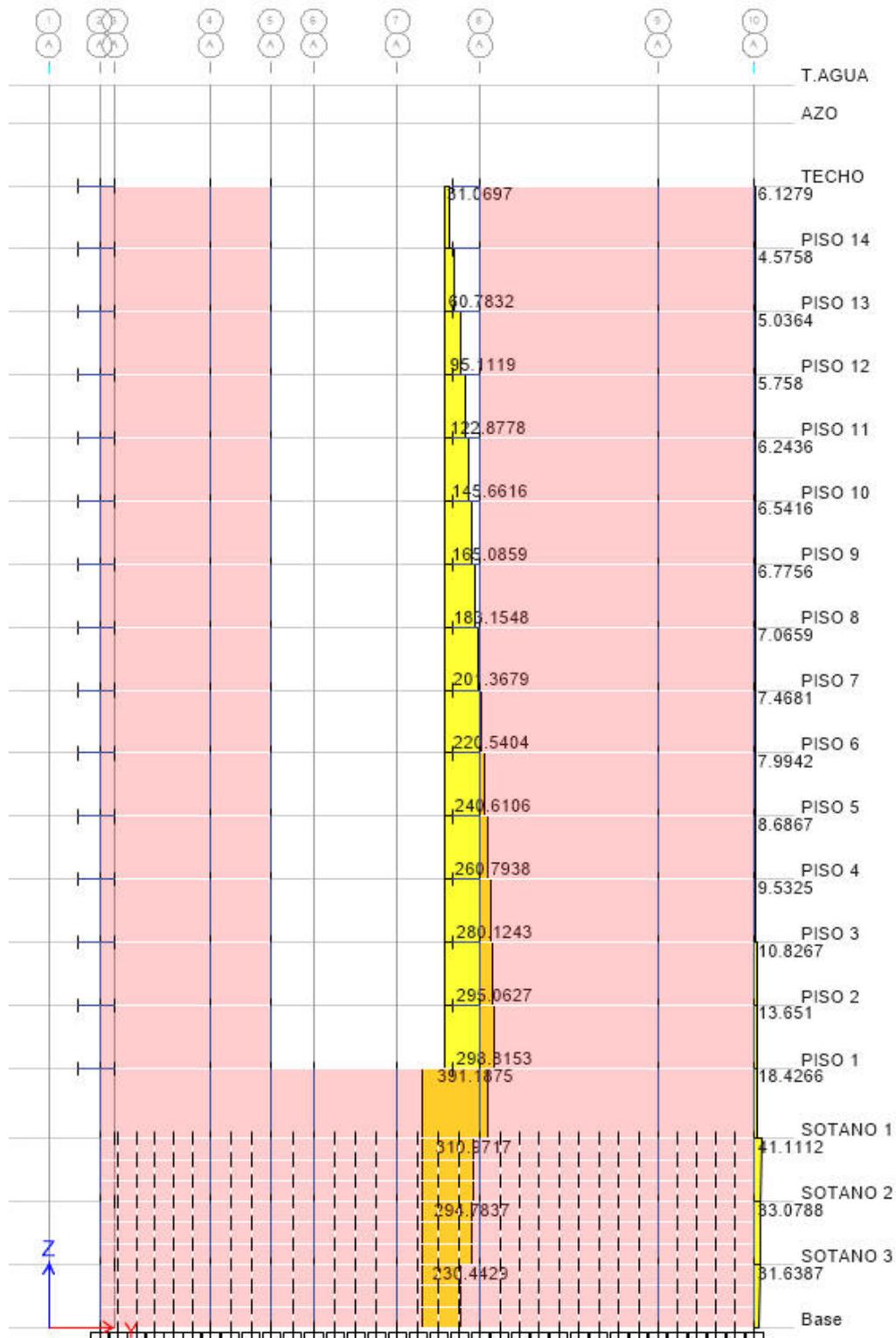
Momento 3-3, sismo dinámico dirección Y de la placa corte A



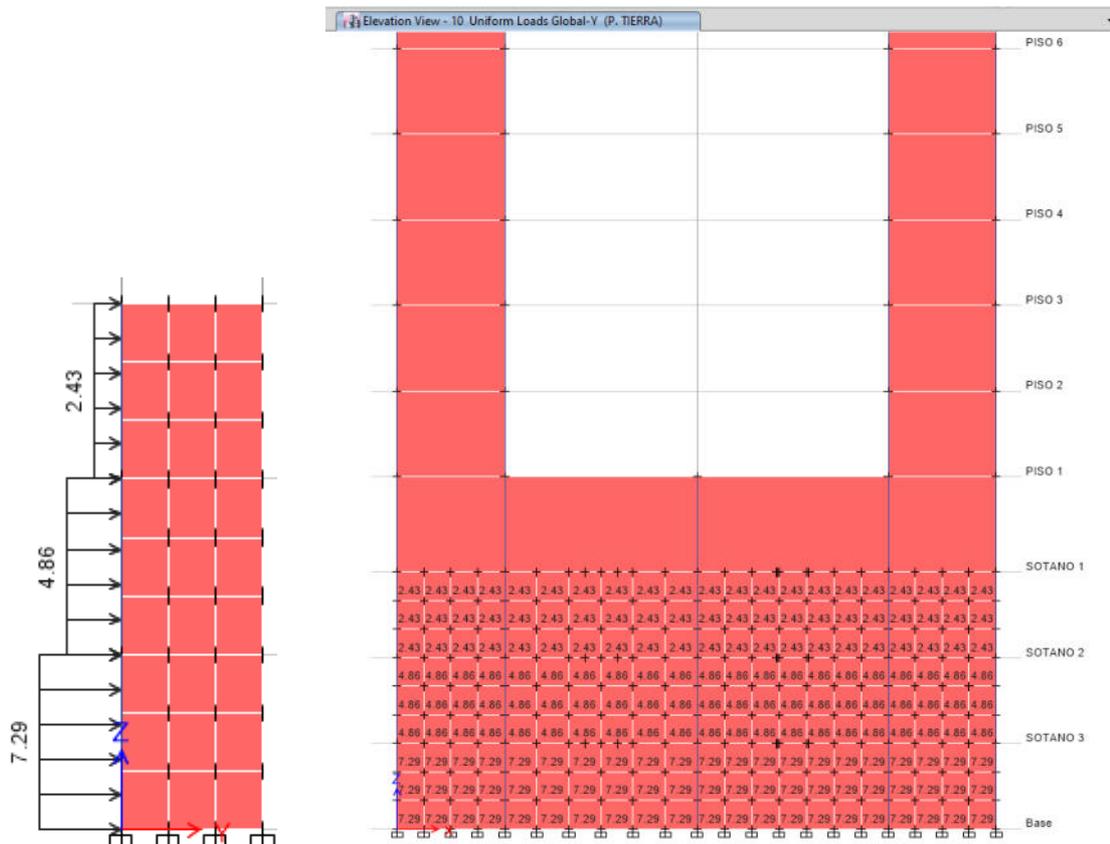
Cortante 2-2, sismo dinamico X de la placa corte A



Cortante 2-2, sismo dinamico Y de la placa corte A



PRESION DE TIERRA Y/O EMPUJE DE SUELO



2.43 Tn/m², 4.86 Tn/m² y 7.29 Tn/m².

ELEMENTOS DE BORDE

EL DISEÑO Y CHEQUEO PARA VER SI CUMPLE O NO... EN MURO A,

| POZO | C-1 DISEÑO ESTRUCTURAL |
|--|------------------------|
| PROF. (m) | 7.95 mts a 13.00 mts |
| Retiene N° 4 | 52.50 |
| Pasa malla N° 200 | 18.60 |
| Limite liquido (%) | N.P |
| Índice Plástico (%) | N.P |
| Densidad max-min (kg/cm ³) | 1.74 |
| CLASIFICACION SUCS | GM |