

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**Diseño estructural en acero con cimentación de una vivienda
habitacional ubicada en la ciudad de Manta**

Andrea Camila Romo Irigoyen

Ingeniería Civil

Trabajo de integración curricular presentado como requisito
para la obtención del título de
INGENIERA CIVIL

Quito, 11 de mayo de 2020

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

**Diseño estructural en acero con cimentación de una vivienda habitacional
en la ciudad de Manta**

Andrea Camila Romo Irigoyen

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Andrés Torres Rodas, Ph.D.

Quito, 11 de mayo de 2020

DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Nombres y apellidos: Andrea Camila Romo Irigoyen

Código: 00120928

Cédula de identidad: 171679973-7

Lugar y fecha: Quito, mayo de 2020

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

RESUMEN

Debido al gran avance en la construcción que se ha dado en los últimos años, se puede notar que las estructuras metálicas están comenzando a tener una mayor acogida debido a su construcción más rápida. Ante la necesidad de construir una vivienda habitacional en la ciudad de Manta, se ha realizado un diseño estructural en acero el cual facilita la fabricación e instalación de los miembros estructurales. Con el fin de lograr dicho diseño se ha seguido un orden cronológico para el mismo comenzando por determinar las cargas vivas y muertas, pre dimensionamiento de elementos, modelo, análisis y diseño estructural siguiendo la Norma Ecuatoriana de la Construcción con la ayuda del software ETABS V18.

Palabras clave: diseño, acero, NEC, sismo – resistente, cortante basal, derivas de piso.

ABSTRACT

Due to the great progress in construction that has taken place in recent years, it has been seen that metal structures are beginning to have a greater reception due to their faster construction. Given the need to build a residential home in the city of Manta, a structural steel design has been made which facilitates the manufacture and installation of the structural members. In order to achieve this design, a chronological order has been followed beginning with determining live and dead loads, next with pre-dimensioning of elements, model, analysis and structural design following the Ecuadorian Construction Standard with the help of the ETABS V18 software.

Key words: design, steel, NEC, seism resistant, basal shear, story drifts.

TABLA DE CONTENIDO

| | | |
|----------|---|----|
| 1. | Introducción | 11 |
| 1.1. | Antecedentes | 11 |
| 1.2. | Justificación | 12 |
| 1.3. | Objetivos | 13 |
| 1.4. | Actividades a realizarse..... | 14 |
| 1.5. | Definiciones | 14 |
| 2. | Desarrollo del tema | 16 |
| 2.1. | Marco Teórico..... | 16 |
| 2.2. | Descripción del programa utilizado | 17 |
| 3. | Información existente..... | 19 |
| 3.1. | Estudio de suelos..... | 19 |
| 3.2. | Planos arquitectónicos..... | 20 |
| 4. | Elaboración del proyecto estructural..... | 23 |
| 4.1. | Descripción general de la estructura | 23 |
| 4.2. | Materiales utilizados | 24 |
| 4.3. | Cargas | 24 |
| 4.3.1. | Carga muerta..... | 25 |
| 4.3.2. | Carga viva | 25 |
| 4.3.3. | Cargas sísmicas | 26 |
| 4.4. | Combinaciones de estado de carga | 26 |
| 4.5. | Fuerzas laterales..... | 27 |
| 5. | Diseño sismo - resistente..... | 28 |
| 5.1. | Revisiones globales..... | 28 |
| 5.1.1. | Derivas de piso..... | 29 |
| 5.1.2. | Estabilidad estructural..... | 29 |
| 5.2. | Revisiones locales | 30 |
| 5.2.1. | Pórticos a gravedad | 30 |
| 5.2.1.1. | Resistencia a flexión de vigas | 30 |
| 5.2.1.2. | Resistencia a corte de vigas | 31 |
| 5.2.1.3. | Resistencia a compresión de columnas | 31 |
| 5.2.1.4. | Resistencia a flexión de columnas | 32 |
| 5.2.2. | Pórticos a momento..... | 32 |
| 5.2.2.1. | Ductilidad..... | 32 |
| 5.2.2.2. | Columna fuerte – viga débil..... | 33 |
| 5.2.2.3. | Conexión..... | 33 |
| 6. | Modelado y Análisis en software ETABS | 35 |

| | |
|--|----|
| 6.1. Modelado en ETABS | 35 |
| 6.1.1. Análisis por carga vertical..... | 36 |
| 6.1.2. Análisis sísmico y de torsión en planta..... | 36 |
| 6.2. Análisis de los resultados del cálculo estructural..... | 37 |
| 6.2.1. Participaciones modales..... | 37 |
| 6.2.2. Control de derivas de piso..... | 38 |
| 6.2.3. Control del cortante basal | 39 |
| 6.3. Diseño de cimentación | 40 |
| 6.3.1. Pilotes..... | 40 |
| 6.3.2. Diseño placa base..... | 41 |
| 7. Conclusiones y recomendaciones | 43 |
| 7.1. Conclusiones | 43 |
| 7.2. Recomendaciones | 43 |
| 8. Referencias bibliográficas..... | 45 |
| Anexos A: croquis conjunto Marina blue | 47 |
| Anexo B: plano arquitectónico | 47 |
| Anexo C: Cargas uniformes de gravedad en Etabs..... | 49 |
| Anexo D: Ingreso de carga sísmica..... | 53 |
| Anexo E: Peso estructura..... | 54 |
| Anexo F: periodos modos de vibración | 54 |
| Anexo G : Modos de vibración..... | 55 |
| Anexo H: derivas de piso..... | 58 |
| Anexo I: cortantes para Sax y Say | 59 |
| Anexo J : Cálculo del cortante basal según la NEC..... | 61 |
| Anexo K: Render de la estructura | 66 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla No. 1: Carga muerta..... | 25 |
| Tabla No. 2: Carga viva..... | 25 |
| Tabla No. 3: Parámetros para calcular el espectro de diseño. | 27 |
| Tabla No. 4: Secciones utilizadas para el diseño de los elementos estructurales..... | 28 |
| Tabla No. 5: Derivas de piso..... | 29 |
| Tabla No. 6: Chequeo derivas de piso. | 29 |
| Tabla No. 7: Chequeo estabilidad estructural. | 30 |
| Tabla No. 8: Dimensiones de sección reducida..... | 34 |
| Tabla No. 9: Chequeo irregularidades en planta..... | 36 |
| Tabla No. 10: Participación modal de la relación de masa..... | 37 |
| Tabla No. 11: Derivas de piso..... | 38 |
| Tabla No. 12: Datos para cálculo del cortante basal estático. | 39 |
| Tabla No. 13: Chequeo del cortante basal. | 39 |
| Tabla No. 14: Peso total de la estructura. | 40 |
| Tabla No. 15: Pilotes método por Aoki Velloso..... | 41 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura No. 1: Ubicación geográfica del terreno..... | 12 |
| Figura No. 2: Población total de Manabí según la División Política Administrativa vigente en cada año. | 13 |
| Figura No. 3: Plano arquitectónico planta baja..... | 21 |
| Figura No. 4: Plano arquitectónico planta alta..... | 22 |
| Figura No. 5: Ilustración de sección reducida. | 34 |
| Figura No. 6: Modelo 3D en ETABS. | 35 |
| Figura No. 7: Planta de placa base..... | 42 |
| Figura No. 8: Armado de placa..... | 42 |

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Según el diccionario de la Real Academia Española se define a vivienda como “una edificación, o departamento independiente dentro de ella, juntos con los espacios y servicios comunes del inmueble en el que está situada y los anexos vinculados...” (Diccionario de la lengua española, 2001). Los seres humanos han ido perfeccionando su técnica y desarrollo para la construcción de viviendas habitacionales de manera que uno de los materiales utilizados para la construcción es el acero. Actualmente, los avances más importantes realizados en metal son el uso del hierro y su aleación conocida como acero. Estos metales forman parte de aproximadamente el 95% de tonelaje producidos en el mundo (American Iron and Steel Institute, s.f.).

McCormac enuncia las ventajas del acero tales como alta resistencia, uniformidad, elasticidad, durabilidad, ductilidad, tenacidad, adaptación de ampliaciones de estructuras existentes, entre otros. Se tiende a utilizar acero cuando se necesita construir una obra civil de manera rápida y eficaz, debido a que esta requiere de menos tiempo para lograr levantar la estructura como tal. Sin embargo, el acero también tiene desventajas así como la corrosión, el costo de la protección contra el fuego, susceptibilidad al pandeo, fatiga y fractura frágil.

En este proyecto integrador se diseñará una vivienda habitacional sismo resistente en acero debido a la facilidad que brinda este material para la construcción. El mismo, se ha proyectado para ser construido en el conjunto habitacional “Marina Blue” ubicado en la ciudad de Manta, provincia de Manabí, en la República del Ecuador.



Figura No. 1: Ubicación geográfica del terreno.

El lote a diseñar la construcción se puede observar en la figura 1 el cual tiene un área grafica de 521.34 m², en el cual se busca construir una vivienda habitacional de dos pisos en estructura de acero (se puede ver el croquis del conjunto como anexo A). Este proyecto nace a raíz de la nueva apertura de la urbanización privada en donde existen 246 lotes, con visión de construir viviendas de un máximo de dos pisos para evitar la obstrucción a la vista al mar de estas.

1.2. Justificación

En la provincia de Manabí se puede notar el rápido crecimiento poblacional según los datos tomados del Instituto Nacional de estadística y censos (INEC), establece para el censo del 2010 una tasa de crecimiento de 1.27 y para el año 2010 un valor de 1.60 como se ilustra en la figura siguiente.

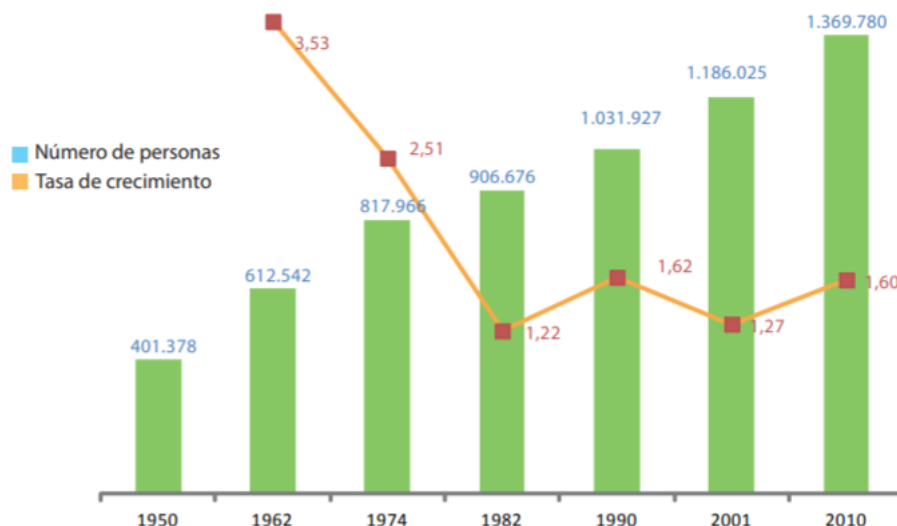


Figura No. 2: Población total de Manabí según la División Política Administrativa vigente en cada año.

El total de la población de la provincia de Manabí registró un total de 1.369.780 habitantes de los cuales 226.477 residen en la ciudad de Manta, esto quiere decir que representan un total de 16.53% de la población total de la provincia (INEC, 2010). En los últimos años se ha presenciado el rápido crecimiento que tiene esta ciudad por lo que se ha visto la necesidad de crear más espacios para proyectos de vivienda y poder abastecer a los habitantes con residencias. Un claro ejemplo ha sido el conjunto habitacional Marina Blue que ha empezado a lotizar desde el 2013 para poder brindar más espacios de vivienda.

El diseño se regirá a la Norma Ecuatoriana de la Construcción Diseño Sismo Resistente 2015 ya que al ser una vivienda ubicada en Manta, se encuentra en la zona más alta de peligro sísmico según la norma. Se utilizó también códigos internacionales así como son AISC 341, 358 y 360 junto con la NEC 2015.

1.3. Objetivos

Con la necesidad de satisfacer la necesidad de un diseño estructural de vivienda en la ciudad de Manta, los objetivos del presente proyecto integrador se enlistan a continuación:

- Realizar el estudio técnico de análisis y diseño estructural en acero con cimentación de una vivienda habitacional.

- Diseñar el proyecto ya descrito en la provincia de Manabí aplicando el código de la NEC 2015, AISC 341, 358 y 360.
- Desarrollar el diseño de la cimentación de la vivienda habitacional de dos pisos en base al estudio de suelos.

1.4. Actividades a realizarse

Para poder cumplir con los objetivos planteados, se necesita cumplir con los siguientes parámetros:

- Estudiar la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 y el American Institute of Steel Construction AISC-ASD.
- Analizar los planos arquitectónicos para poder realizar el diseño sismo resistente de estructura metálica.
- Realizar el prediseño de la estructura conforme a la NEC y modelar el mismo en el programa ETABS.
- Diseñar la cimentación de la vivienda con las cargas modeladas en la estructura metálica.

1.5. Definiciones

Cortante basal de diseño: fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada a la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño (NEC, 2015).

Deriva de piso: desplazamiento lateral relativo de un piso en particular por la acción de una fuerza horizontal con respecto al piso consecutivo, no debe ser mayor al 2% (NEC, 2015).

Estructura: Conjunto de elementos estructurales ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras

de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación (puentes, tanques, etc.) (NEC, 2015).

Factor Z: El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (NEC, 2015).

LRFD (diseño de factor de carga y resistencia): Método de dosificación de componentes estructurales. tal que la resistencia de diseño sea igual o superior a la resistencia requerida del componente bajo la acción de las combinaciones de carga LRFD (AISC, 2016).

Periodo de vibración: Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación (NEC, 2015).

2. DESARROLLO DEL TEMA

2.1. Marco Teórico

En esta sección se estudiará la normativa a utilizarse para poder diseñar la estructura en acero siguiendo todas las leyes vigentes en Ecuador respecto al desarrollo de proyectos de viviendas habitacionales sísmo resistentes.

Se realizan los análisis tomando en cuenta la interacción de la estructura con el suelo circundante, las cargas actuantes sobre los elementos como vigas en sentido gravitatorio y a momento, las paredes serán tomadas como elementos no estructurales y por ende no serán tomadas en cuenta para la modelación.

Tomando en consideración estos aspectos se analizan las secciones y se obtienen las dimensiones de los miembros que conforman la estructura, tanto para la etapa constructiva como para la vida útil de las mismas. Para el análisis se toman en cuenta las consideraciones especificadas por la norma NEC 2015, AISC 2010. Para el diseño sísmo resistente de las estructuras se consideran efectos producidos por fuerzas horizontales, y acciones verticales, con esto se realiza la revisión y diseño de los elementos, estructura de apoyo, y cimentaciones.

El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), fundado en 1992, comenzó con la creación de la Norma Ecuatoriana de la construcción a partir del 2008 junto con la cámara de la construcción. Tiene la finalidad de cumplir con las regulaciones de las exigencias básicas de seguridad y calidad en todas las construcciones del país. El ministerio establece lo siguiente:

“Los requisitos establecidos en la NEC serán de obligatorio cumplimiento a nivel nacional; por lo tanto, todos los profesionales, empresas e instituciones públicas y privadas tienen la obligación de cumplir y hacer cumplir los requisitos establecidos para cada uno de

los capítulos contemplados. De este modo, los proyectos arquitectónicos y los procesos de construcción deberán observar las condiciones o parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción y las regulaciones locales, expedidas por los distintos Gobiernos Autónomos Descentralizados Municipales, deberán acogerse a dicha Norma, en ejercicio de las competencias asignadas por el COOTAD” (MIDUVI, 2014).

Las cargas verticales actuantes corresponden a carga viva, carga muerta, sobrecarga muerta, sismo en X, sismo en Y. Las fuerzas horizontales se producen por efectos sísmicos, los valores de estas dependen del sitio de implantación de la estructura, características del suelo de apoyo, importancia de la estructura, el peso de los elementos hormigón-acero, y acabados.

2.2. Descripción del programa utilizado

El programa utilizado para este proyecto integrador fue ETABS V18, cuya principal característica es el análisis y diseño de edificaciones, permitiendo crear una estructura que permita definir geometría, materiales, cargas y parámetros de diseño de la estructura; los elementos columnas, y vigas se define como líneas con todas sus propiedades para el análisis. Las cimentaciones y los muros son elementos área, en el caso de la cimentación esta se considera apoyada sobre un medio elástico, y al final del análisis se obtienen resultados de los esfuerzos que estos elementos soportan.

El programa permite realizar ingreso de cargas en los elementos y realizar su análisis, además gráficamente se analizan los resultados, lo cual permite revisar y optimizar las secciones de la estructura.

La estructura se ingresa gráficamente con el uso de ejes locales y globales, lo que permite realizar una modelación tridimensional y al final del análisis se pueden obtener

fácilmente modos, períodos de vibración, deformaciones y solicitaciones de los elementos en cualquier dirección.

3. INFORMACIÓN EXISTENTE

Se ha comenzado el proyecto integrador con información ya existente tanto del estudio de suelos así también como los planos arquitectónicos.

3.1. Estudio de suelos

El estudio de suelos realizado en el terreno ubicado en la región de la costa es de suma importancia a que estos tienen a ser suelos arcillosos los cuales se expanden y generan un empuje a la estructura que se cimienta sobre este. Estos suelos se caracterizan por cambiar de volumen con relación a la humedad. El estudio de suelos fue realizado por el ingeniero Javier Moreira Roca en septiembre del 2019.

Teniendo en cuenta los términos de referencia relativa del proyecto y que se relaciona con viviendas tipo residencial de los plantas, se decidió realizar 2 perforaciones, una de 5m. y otra de 4m. en el terreno.

En este estudio se realizó el ensayo de penetración estándar, donde cada una de las perforaciones consiste en que para cada metro de avance de profundidad, se contará el número de golpes (N) que se requiere para hincar el tubo saca muestra 30cm. (después de penetrar los 15cm) en el terreno, con un peso de 140lbs. y una altura de caída libre de 75cm. Con esto se determina el grado de compacidad y resistencia del suelo.

En el informe se estipula que el subsuelo posee estratigrafía típica del perfil costanero, el cual corresponde a arcillas y limos inorgánico (tipo lutita), de coloración café oscuro y de consistencia firme-mu firme y dura.

Moreira concluye que se debería implantar la vivienda sobre pilotes cortos que estarán empotrados de entre 4 y 5 metros de profundidad dependiendo el nivel del proyecto; y así evitar posibles daños como consecuencia de movimientos diferenciales por la presencia de suelos expansivos. Otra alternativa presentada fue realizar un mejoramiento de tierra la cual

tendrá un relleno granular no menor a 1.5 metros. El tipo de cimentación será de zapatas aisladas con trabes o zapatas corridas bidireccionales (Moreira Roca, 2019).

3.2. Planos arquitectónicos

Para el cálculo y diseño estructural se ha considerado la geometría descrita del terreno y los planos arquitectónicos, en los cuales se especifican las plantas, cortes y fachadas para la modelación y diseño de la estructura. Estos fueron realizados por el Arquitecto Paul Cedeño Sierra en diciembre 2019 (plano a escala Anexo B).

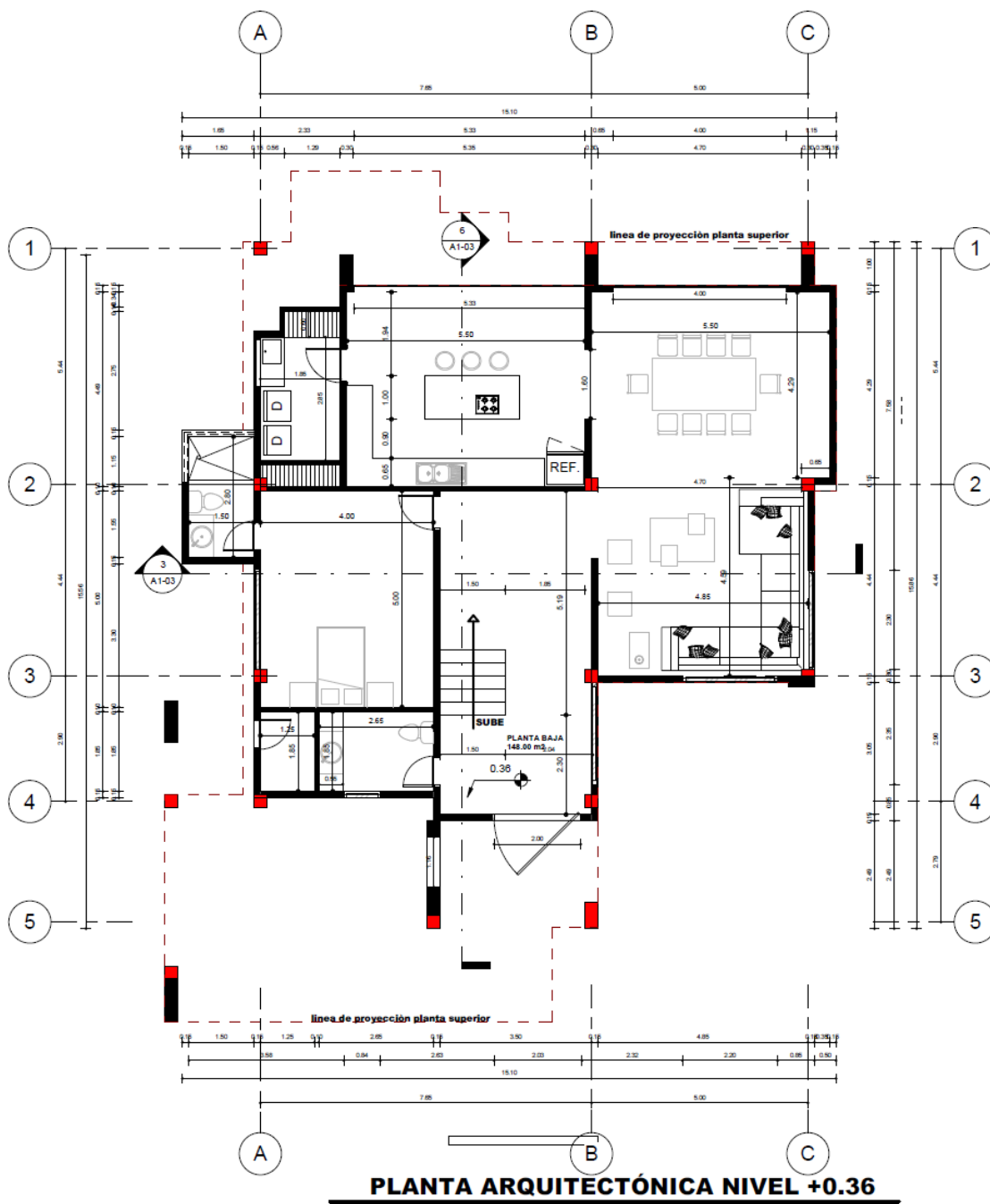


Figura No. 3: Plano arquitectónico planta baja.

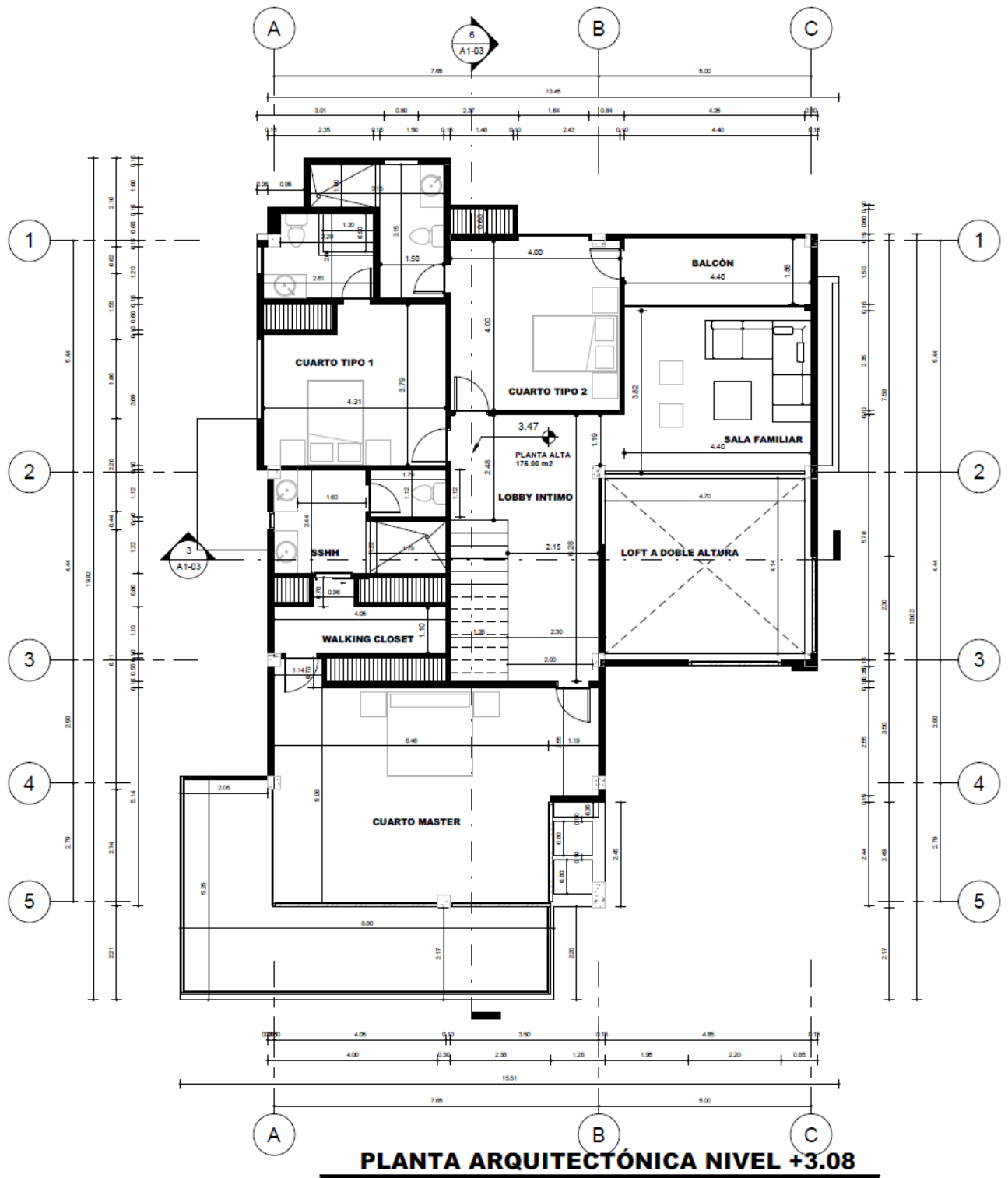


Figura No. 4: Plano arquitectónico planta alta

4. ELABORACIÓN DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

4.1. Descripción general de la estructura

El proyecto arquitectónico planteado corresponde a una estructura metálica, comprendida de columnas y vigas de acero estructural ASTM AA572 grado 50, con planchas de Steel Panel o Deck, cimientos profundos tipo pilotes a una profundidad de 5 metros.

El modelo estructural adoptado son pórticos espaciales sismo-resistentes de estructura metálica. Las columnas que se requieren para este proyecto, se han considerado como cuadradas en acero estructural rellenas con hormigón los cuales estructuralmente garantizan una real repartición de esfuerzos axiales.

A este sistema de columnas se las ha sometido a un análisis riguroso que permita evaluar el comportamiento, capacidad de los elementos propuestos y diseñar verificando si las secciones son adecuadas para resistir las condiciones más desfavorables que puedan presentarse dentro de la vida útil de la misma. Además, las vigas que forman la estructura se consideran en acero estructural garantizando que el material sea isotrópico (En Ingeniería estructural: Es cuando el material del cual está constituido un elemento estructural presenta propiedades invariables.) en los nodos.

Las dimensiones de pre diseño de las losas y columnas, de la misma manera se diseñó el espesor de la losa de piso ($h=20$ cm) para garantizar que las deflexiones laterales de la estructura y la serviciabilidad de los pisos se encuentre dentro de los límites permitidos. ($< 2\%$).

Los parámetros básicos de diseño son los siguientes:

- La estructura está conformada de pilotes profundos, columnas metálicas y vigas con perfil tipo I, y losa tipo Steel deck.
- El hormigón armado tendrá una fuerza a la compresión $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.

- Para el diseño de la cimentación del proyecto, se ha considerado el esfuerzo del suelo $q_a = 18.00 \text{ T/m}^2$, según el estudio de suelos.
- Perfil de Suelo tipo D

En el diseño se realizarán pórticos a gravedad y momento, en los cuales se harán chequeos de resistencia a corte, flexión y compresión tanto de columnas como de vigas respectivamente. también se revisará que cumpla con los límites de derivas, irregularidad torsional, modos de vibración y cortante basal.

4.2. Materiales utilizados

Los materiales utilizados en el proyecto son: hormigón, acero estructural y acero de refuerzo, las propiedades físicas y mecánicas son los que se indican a continuación:

- Perfiles laminados ASTM A572 Gr 50
 - Resistencia a fluencia de 354 MPa
 - Resistencia a tensión de 450 MPa
- Hormigón para cimentaciones, muros, columnas, vigas y losas
 - Resistencia a compresión de 21 MPa
 - Módulo de Elasticidad $E_c = 15100\sqrt{f'_c}$

4.3. Cargas

Según McCorma la tarea más importante y difícil que tiene que enfrentar un diseñador de estructuras, es la estimación de cargas que tendrá una estructura a lo largo de todo su periodo de vida útil. Una vez que se hayan estimado las cargas, se debe analizar las combinaciones más desfavorables para la estructura en un momento dado (McCormac & Csernak, 2012). En este caso se utilizarán las combinaciones de carga establecida por la NEC.

4.3.1. Carga muerta

Las cargas muertas o permanentes son cargas de magnitud constante que permanecen a lo largo de la vida útil en una estructura. En estas se incluye el peso propio de la estructura, mampostería, instalaciones eléctricas, sanitarias y accesorios. Para este diseño se ha estipulado que se utilizara porcelanato para los pisos por lo que esta carga también debe incluirse en el diseño, para esto se han utilizado los siguientes valores:

Tabla No. 1: Carga muerta.

| Elemento | Carga (Tn/m ²) |
|---------------------------|----------------------------|
| Losa deck | 0.17 |
| Panel deck | 0.01 |
| Porcelanato | 0.04 |
| Estructura acero | 0.03 |
| Total carga muerta | 0.35 |

4.3.2. Carga viva

Las cargas vivas son aquellas pueden cambiar de lugar y magnitud (McCormac & Csernak, 2012). Estas son a raíz del uso que se le dé a la estructura, es decir, estas cargas se adoptan a las máximas cargas que se espera que ocurran en la edificación debido al uso y ocupación del mismo. Para este diseño se han utilizado las siguientes cargas de acuerdo con la NEC 2015:

Tabla No. 2: Carga viva.

| Ocupación o Uso: | Carga Uniforme |
|------------------|------------------------------|
| Residencia | |
| Entrepiso | 0.200Tn/m² |

| | |
|---------|------------------------|
| Terraza | 0.015Tn/m ² |
|---------|------------------------|

4.3.3. Cargas sísmicas

Son cargas inciertas tanto en magnitud, distribución e inclusive en el momento en que pueden actuar; por hallarse en la parte central del país en una zona de alto riesgo sísmico se somete la estructura a estas acciones; para Manabí se escoge la zona sísmica VI según se estipula en la NEC.

4.4. Combinaciones de estado de carga

Para los estados de carga se toman las acciones que actuando sobre la estructura generan los esfuerzos más críticos sobre la misma. Para el análisis sísmico se considera un análisis espectral elástico recomendado por el NEC 2015, AISI, AISC, para un tipo de suelo determinado; además de acuerdo con el mismo código la estructura es implantada en la zona sísmica VI.

Las combinaciones a ser consideradas para el análisis y diseño de la estructura son las correspondientes a las se encuentran en la NEC 15, capítulo de cargas no sísmicas. Donde las estructuras componentes y cimentaciones deben ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas de dichas combinaciones.

1. 1.4 D
2. 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr o S o R)
3. 1.2 D + 1.6 (Lr o S o R) + (L ó 0.5W)
4. 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 (Lr o S o R)
5. 1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
6. 0.9 D + 1.0 W

7. 0.9 D + 1.0 E

Todas estas combinaciones se ingresan en el modelo realizado en ETABS y se pide al programa la envolvente para trabajar con los valores correspondientes a las combinaciones críticas.

4.5. Fuerzas laterales

En este análisis se utilizan lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, el mismo que indica requisitos mínimos de cálculo y procedimientos de diseño sismo – resistente, el cortante basal, cálculo de fuerzas horizontales, control de las derivas de piso y otros efectos que deben ser tomados en cuenta en un análisis estructural.

Para el cálculo de las fuerzas horizontales del edificio se procede:

$$V = \frac{I * (Sa)Ta}{R * \Phi_P * \Phi_E} * W$$

Donde:

$Sa(Ta)$ = Espectro de diseño en aceleración

Φ_P y Φ_E = Coeficiente en configuración de planta y elevación

I = Coeficiente de importancia

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

W = Carga sísmica reactiva

Tabla No. 3: Parámetros para calcular el espectro de diseño.

| Parámetro | Valor |
|-----------|--------------|
| I | 1 |
| R | 6 |
| Φ_P | 0,9 |
| Φ_E | 0,9 |
| $Sa (Ta)$ | 1,008 |

5. DISEÑO SISMO - RESISTENTE

Para el diseño sismo resistente de una estructura por medio de la NEC, con el objetivo de reducir el riesgo sísmico a niveles aceptables para el contexto ecuatoriano, se incluirá el sistema estructural elegido, desplazamientos y derivas de la vivienda. Para esto se realizará por medio de revisiones globales y locales.

Para las vigas principales y secundarias se han utilizado secciones tipo I con denominación VK que son vigas electrosoldadas, y para las columnas se han utilizado columnas cuadradas, el tipo de material a utilizar es un acero tipo A572GR50.

Se anexa un cuadro con las secciones utilizadas para el diseño de los elementos estructurales.

Tabla No. 4: Secciones utilizadas para el diseño de los elementos estructurales.

| VIGAS | |
|-----------------|-----------------|
| VIGA PRINCIPAL | VK270X140X4X8 |
| VIGA PRINCIPAL | VK 300X150X4X10 |
| VIGA PRINCIPAL | VK 330X160X6X10 |
| VIGA SECUNDARIA | VK 180X100X4X6 |
| VIGA SECUNDARIA | VK 200X100X4X6 |
| VIGA SECUNDARIA | VK 220X110X4X8 |
| COLUMNAS | |
| COLUMNA TIPO 1 | 250X250X6 |
| COLUMNA TIPO 2 | 250X250X8 |

5.1. Revisiones globales

Las revisiones globales se estudiará el comportamiento de la estructura, bajo las diferentes combinaciones de carga, para chequear que cumpla con los límites de deriva de piso e irregularidades.

5.1.1. Derivas de piso

El primer chequeo a realizar es el control de derivas de piso donde se estipula según la NEC-SE-DS tabla 7, para estructuras metálicas la deriva máxima no deberá pasar al 2% de la altura del piso. Con esto, se chequea los valores de desplazamientos laterales y derivas de piso elásticas como se puede ver en la siguiente tabla:

Tabla No. 5: Derivas de piso.

| Pisos | Desplazamiento | Derivas de piso elásticas [mm] | $\Delta_{\epsilon VSR} = 1.08 \Delta_{\epsilon}$ | $\Delta = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$ |
|-------|----------------|--------------------------------|--|--------------------------------------|
| | [mm] | | [mm] | [mm] |
| #1 | 9.454 | 9.454 | 10.21032 | 37.43784 |
| #2 | 18.088 | 8.634 | 9.32472 | 34.19064 |

Donde se establece que la deriva de piso de diseño debe ser menor a la máxima deriva de piso horizontal inelástica, como se puede observar a continuación:

Tabla No. 6: Chequeo derivas de piso.

| | | | |
|---------------------------------|--|----------|------|
| Deriva de piso de diseño | $\Delta = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$ | 37.43784 | [mm] |
| Máxima deriva de piso permitida | $\Delta_d = \frac{0.020 h_{xs}}{\rho}$ | 43.07692 | [mm] |
| | $\Delta_d > \Delta$ | Ok | |

Por lo tanto esta satisface el límite de derivas de piso.

5.1.2. Estabilidad estructural

La ASCE 7-10 provee las siguientes ecuaciones para revisar que se cumpla con los requerimientos de estabilidad para carga sísmica basándose en el coeficiente de estabilidad estructural de cada piso como se puede ver en la siguiente tabla:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I}{V_x h_{vr} C_d}$$

$$\frac{\theta}{\theta + 1} < \theta_{\max} = \frac{0.5}{\beta C_d}$$

Tabla No. 7: Chequeo estabilidad estructural.

| $\frac{\theta}{\theta + 1}$ [rad] | $\theta_{\max} = \frac{0.5}{\beta C_{\theta}}$ [rad] | Chequeo |
|-----------------------------------|--|---------|
| 6.29393E-06 | 0.090909091 | Ok |
| 4.10524E-06 | 0.090909091 | Ok |

Por ende, se puede ver que este cumple con la ecuación de estabilidad estructural.

5.2. Revisiones locales

Para las revisiones locales se tendrán pórticos a gravedad y momento, los cuales se chequearán para resistencia a flexión, compresión y cortante en vigas y columnas, junto con su ductilidad, columna fuerte – viga débil y el tipo de conexión que se usará.

5.2.1. Pórticos a gravedad

Para estos pórticos, se debe tomar en cuenta se diseñarán para resistir cargas gravitacionales, así como son la carga muerta, viva y sobrecarga mas no las cargas laterales o sísmicas que se presenten en la estructura. Para este tipo de pórticos, se modelarán como apoyos simples mas no empotrados.

5.2.1.1. Resistencia a flexión de vigas

Para el diseño de miembros en flexión se utilizó la AISC capitulo F el cual abarca el diseño de miembros solicitados por flexión simple en torno a un eje principal siendo en este caso elementos se sección H se simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor (AISC, 2016).

En este caso, se diseñó para la viga más crítica en donde se cumplió con el siguiente parámetro:

$$M_u < \phi M_n$$

Donde:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

5.2.1.2. Resistencia a corte de vigas

Para el diseño de resistencia de vigas a corte se utilizó la norma AISC 360 capítulo G el cual abarca el diseño de miembros solicitados por corte en el plano del alma, ángulos simples y perfiles tubulares, y corte en la dirección débil de perfiles de simetría doble o simple (AISC, 2016).

El código establece que la resistencia nominal a corte debe ser menor a la resistencia de corte admisible, en este caso se calculó la resistencia nominal a corte de miembros laminados con un coeficiente de corte del alma equivalente a 1, utilizando la siguiente inecuación:

$$V_u < \phi V_n$$

Donde:

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_{v1}$$

Siendo el cortante nominal menor al cortante admisible, se establece que este parámetro se cumple.

5.2.1.3. Resistencia a compresión de columnas

Para la revisión de resistencia a compresión de columnas se utilizó el código AISC 360 capítulo E el cual abarca el diseño de los elementos solicitados a compresión axial revisando el pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos.

Se comienza utilizando la combinación de carga 5 estipulada según la NEC, asegurándose de la estabilidad del elemento y tomando como 1 al valor de longitud efectiva K. Se cumplió con la siguiente inecuación:

$$P_u < \phi P_n$$

Donde:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

5.2.1.4. Resistencia a flexión de columnas

Para revisar la resistencia a flexión de columnas se volverá a utilizar el código AISC capítulo F sección 7 la cual aplica a miembros de sección tubular cuadrado o rectangular flectados en torno a cualquier eje. Se realizó el chequeo para la sección de columna 250X250X8 la cual es no compacta cumpliendo con la siguiente inecuación:

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p$$

Donde:

$$M_p = F_y Z$$

5.2.2. Pórticos a momento

Para estos pórticos, se debe tomar en cuenta se diseñarán para resistir cargas laterales, así como son las cargas por sismos que se presenten en la estructura. Para este tipo de pórticos, se modelarán como apoyos empotrados.

5.2.2.1. Ductilidad

Dado que la estructura es en acero, se busca que la ductilidad de la misma se encuentre en un rango alto, para esto se utilizó el código AISC 341 capítulo D tabla D1.1 donde estipula que las secciones de acero estructural para miembros moderadamente dúctiles y altamente dúctiles deberán tener monturas conectadas continuamente a la membrana

(AISC, 2016). Cumpliendo con los límites del código, se obtiene que la relación ancho grosor será menor que el límite de miembros altamente dúctiles:

$$\lambda < \lambda_{hd}$$

5.2.2.2. Columna fuerte – viga débil

Para el chequeo de la columna fuerte – viga débil se utilizó el código AISC 341 capítulo E sección 3 para pórticos especiales el cual estipula que para los sistemas que incluyen columnas que forman parte de dos tramas de momento especiales que se cruzan en direcciones ortogonales o multiaxiales, el análisis de columnas considerará el potencial para que la viga ceda en ambas direcciones ortogonales simultáneamente. Para esto se cumplió con la siguiente inecuación:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0$$

Donde:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_s P_r / A_g)$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_y)$$

5.2.2.3. Conexión

Para el diseño de la conexión se utilizó el código AISC 358 sección 5.3 en donde se tiene secciones reducidas pre fabricadas de acuerdo a la siguiente figura:

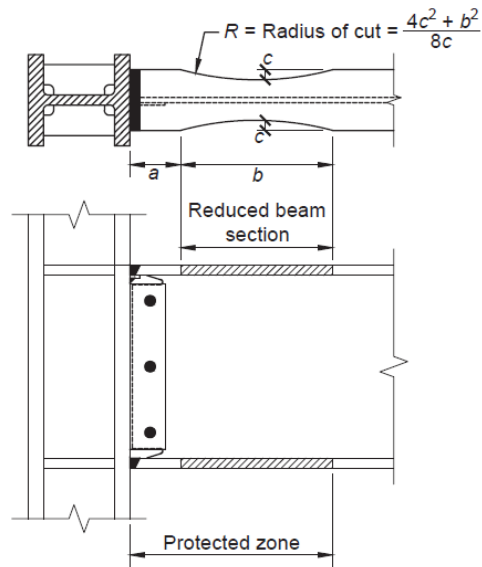


Figura No. 5: Ilustración de sección reducida.

Cumpliendo la siguiente inecuación:

$$M_f < \phi M_{pe}$$

Donde:

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h$$

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x$$

Se obtuvieron las siguientes dimensiones:

Tabla No. 8: Dimensiones de sección reducida.

| | | |
|----------|-----|------|
| a | 10 | [cm] |
| b | 20 | [cm] |
| c | 1.5 | [cm] |

6. MODELADO Y ANÁLISIS EN SOFTWARE ETABS

Para el análisis estructural del proyecto, se contempla un análisis riguroso, que permita evaluar si la capacidad de los elementos estructurales propuestos en el diseño son los adecuados para resistir las condiciones más desfavorables que pueden presentarse durante la vida útil de la estructura.

La estructura a modelarse con sus secciones y cargas, se han tomado de los resultados del diseño sismo resistente de la sección anterior para poder evaluar el comportamiento de la vivienda por medio del software ETABS. Como efectos principales se ha considerado solicitaciones debidas a cargas verticales (permanentes y sobrecargas), así como también solicitaciones debidas a sismo (cargas laterales estáticas, análisis modal espectral y torsión en planta), cumpliendo con las especificaciones NEC 2015, American Institute of Steel Construction AISC.

6.1. Modelado en ETABS

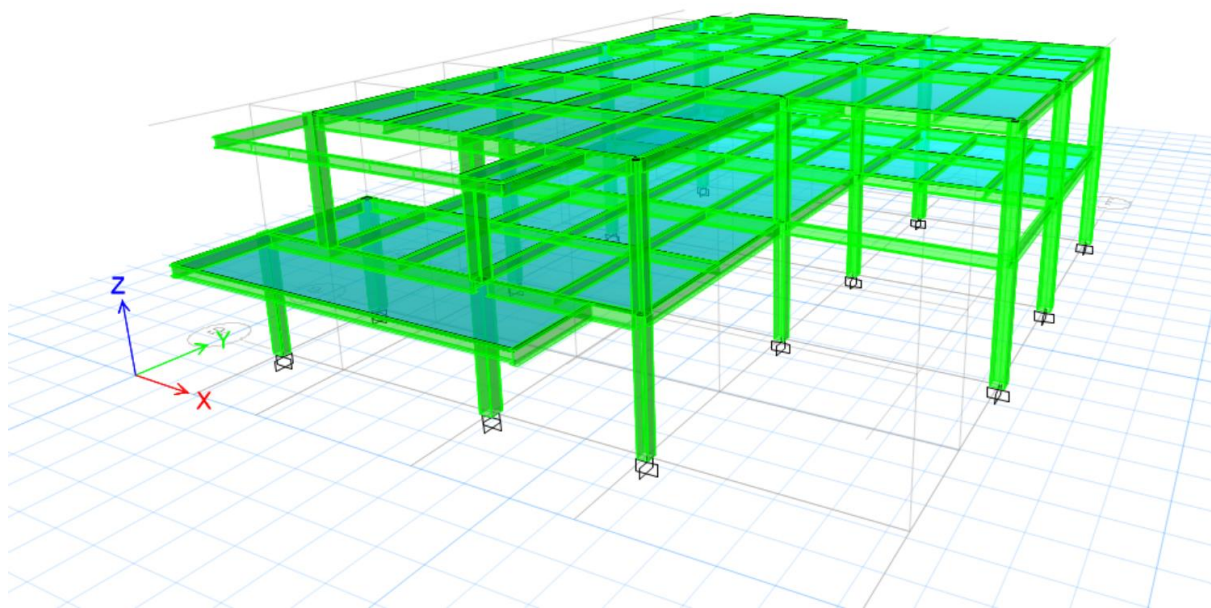


Figura No. 6: Modelo 3D en ETABS.

La edificación ha sido estudiada como una estructura de pórticos espaciales, los cuales se encuentran conformados por vigas y columnas; sobre las primeras descansa la losa (STEEL DECK) que permite la transmisión de carga a las vigas principales y secundarias, dichas cargas se indican en el numeral 4.4.

6.1.1. Análisis por carga vertical

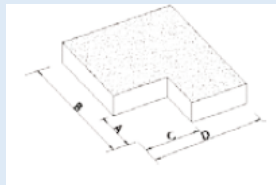
Se modelan los elementos estructurales como vigas, columnas y nervios tipo Frame, y las losas tipo deck en sentido contrario a la dirección de los nervios, los mismos que transfieren su peso y sobrecargas a los nervios y éstos a su vez transfieren todas las solicitaciones a las vigas quedando modelado en forma eficiente la losa de la estructura.

6.1.2. Análisis sísmico y de torsión en planta

Para este análisis, se siguen los requisitos establecidos en el NEC 2015, el mismo que presenta especificaciones mínimas de cálculo y procedimientos de diseño sismo resistente, para el cortante basal, cálculo de fuerzas horizontales, control de derivas de piso y otros efectos, tales como, deformaciones de segundo orden (efecto P delta) y análisis dinámico modal espectral para el espectro inelástico.

Para la estructura se tiene irregularidad en planta, lo cual según la NEC sección 5.2, aplicaría a retrocesos excesivos en las esquinas debido a la segunda planta, por ende se realiza un chequeo para comprobar si la estructura aplica a esta irregularidad o no:

Tabla No. 9: Chequeo irregularidades en planta.

| RETROCESOS EXCESIVOS EN LAS ESQUINAS | | |
|---|---|-------|
|  | A | 5 |
| | B | 12.65 |
| | C | 5.69 |
| | D | 15.57 |

| | | |
|--|---------|--------|
| | Chequeo | |
| | A>1.5B | CUMPLE |
| | C>0.15D | CUMPLE |

6.2. Análisis de los resultados del cálculo estructural

6.2.1. Participaciones modales

Previo al cálculo de las resistencias de los elementos, es necesario comprobar que los dos primeros modos de vibración sean de traslación y el tercer modo sea torsional, lo cual se cumple en nuestro caso, también se puede ver en el Anexo G la simulación de cada modo.

Tabla No. 10: Participación modal de la relación de masa.

| Periodos modales en relación de masa | | | | |
|--------------------------------------|--------|--------|----------|----|
| Mode | Period | UX | UY | UZ |
| | sec | | | |
| 1 | 0.425 | 0.0113 | 0.8091 | 0 |
| 2 | 0.404 | 0.7248 | 0.0152 | 0 |
| 3 | 0.297 | 0.1063 | 0.0003 | 0 |
| 4 | 0.127 | 0.0003 | 0.1471 | 0 |
| 5 | 0.117 | 0.1558 | 0.0018 | 0 |
| 6 | 0.094 | 0.0015 | 0.0264 | 0 |
| 7 | 0.085 | 0 | 9.31E-06 | 0 |
| 8 | 0.031 | 0 | 0 | 0 |
| 9 | 0.016 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | 0.01 | 0 | 0 | 0 |
| 11 | 0.008 | 0 | 0 | 0 |
| 12 | 0.006 | 0 | 0 | 0 |

6.2.2. Control de derivas de piso

El control de las derivas de piso se la realiza para controlar el daño que se puede producir en una estructura por desplazamientos excesivos. La NEC establece que la deriva inelástica deberá ser menor al 2% tanto en el sentido X como Y.

Este valor de derivas de piso dadas por el programa se lo reemplaza en la siguiente ecuación para obtener la deriva inelástica que debe ser menor al 2%.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Donde:

- Δ_M Deriva máxima inelástica
- Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas
- R Factor de reducción de resistencia (véase la sección [6.3.4](#))

Tabla No. 11: Derivas de piso.

| Derivas de piso | | | | |
|-----------------|-------|------------|------------|---------|
| | CARGA | Δ_E | Δ_M | % |
| Story2 | SX | 0.0022370 | 0.013422 | 1.3422 |
| Story2 | SY | 0.0020650 | 0.01239 | 1.239 |
| Story2 | SAX | 0.0015340 | 0.009204 | 0.9204 |
| Story2 | SAY | 0.0014400 | 0.00864 | 0.864 |
| Story3 | SX | 0.0032431 | 0.019459 | 1.94586 |
| Story3 | SY | 0.002954 | 0.017724 | 1.7724 |
| Story3 | SAX | 0.002452 | 0.014712 | 1.4712 |
| Story3 | SAY | 0.002212 | 0.013272 | 1.3272 |

Como se puede ver, el valor más alto que se obtiene como porcentaje de deriva es igual a 1.94% lo cual está dentro del límite establecido por la NEC.

6.2.3. Control del cortante basal

Para el cálculo del cortante basal la NEC establece que el cortante basal dinámico deberá ser mayor en un 80% al cortante basal estático. Para poder calcular el cortante basal estático se lo hace por medio de la NEC SE DS sección 6.3.2, en donde se obtuvieron los siguientes datos (Anexo J):

Tabla No. 12: Datos para cálculo del cortante basal estático.

| Datos para cortante basal | |
|---------------------------|------|
| Z = | 0.5 |
| Tipo de suelo | D |
| Fa= | 1.12 |
| Fd= | 1.30 |
| Fs= | 1.65 |
| Tc= | 1.05 |
| To= | 0.19 |
| n= | 1.80 |
| Sa= | 1.01 |

Con estos datos se obtiene nuestro espectro de respuesta el cual se ingresa en el programa ETABS para poder modelar el diseño con un sismo de diseño el cual tiene un periodo de retorno de 475 años o un probabilidad de excedencia de 0.0021.

Para el cortante basal dinámico se lo realizo con ayuda del simulador ETABS por medio de un análisis espectral, cumpliendo con dicho chequeo tanto en la dirección X como Y. A continuación se puede ver el chequeo del mismo:

Tabla No. 13: Chequeo del cortante basal.

| Cortante basal | | | |
|----------------|-----------------|------------------|------------------|
| Ve [ton] | 0.8 Ve [ton] | Vd en X [ton] | Vd en Y [ton] |
| 44.8016593 | 35.841327 | 41.198 | 41.198 |
| | | Vdx>0.8Ve | Vdy>0.8Be |
| | | CUMPLE | CUMPLE |

6.3. Diseño de cimentación

Para el diseño de la cimentación y placa de anclaje se obtendrá los valores del peso que soporta cada columna por medio del software ETABS siendo estas las fuerzas con las que se analizará el soporte de carga de cada pilote dependiendo la profundidad de hincado de cada uno.

En el programa obtenemos como peso total de la estructura con la siguiente tabla:

Tabla No. 14: Peso total de la estructura.

| Columna | Dead [ton] | Live [ton] | Sumatoria |
|-------------------------|---------------|---------------|-----------------|
| 1 | 15.9734 | 4.0824 | 20.0558 |
| 2 | 20.6581 | 5.71 | 26.3681 |
| 3 | 7.243 | 1.7698 | 9.0128 |
| 4 | 19.5778 | 5.6819 | 25.2597 |
| 5 | 31.0193 | 9.007 | 40.0263 |
| 6 | 10.3282 | 2.4994 | 12.8276 |
| 7 | 21.5112 | 6.2623 | 27.7735 |
| 8 | 23.2152 | 6.656 | 29.8712 |
| 9 | 3.1402 | 0.3545 | 3.4947 |
| 10 | 11.2573 | 2.9428 | 14.2001 |
| 11 | 14.1634 | 3.6509 | 17.8143 |
| 12 | 10.6581 | 2.6537 | 13.3118 |
| 13 | 1.5202 | 0.2157 | 1.7359 |
| PESO TOTAL [Ton] | | | 241.7518 |

6.3.1. Pilotes

La cimentación se diseñará en hormigón armado, con pilotes, de acuerdo al estudio de suelos. Para esto se ha realizado por el método de Aoki-Velloso, en donde harán pilotes de 5 metros comprobando la resistencia del suelo en construcción. Esto se realiza con las siguientes formulas:

$$R_l = \frac{A_{li}}{F_2} \times \sum_{i=CA}^L (N_i \times K_{li})$$

$$R_p = A_p \times \frac{K_p \times N_p}{F_1}$$

Donde:

| | | |
|----------|---|---|
| R_l | = | resistencia lateral |
| A_{li} | = | área lateral por metro lineal de pilote |
| N_i | = | SPT en el punto i |
| K_{li} | = | $\alpha_i \times K_l$ (factor de correlación) |
| CA | = | cota superficial del pilote |
| L | = | penetración del pilote |
| R_p | = | resistencia por punta |
| A_p | = | área de la punta |
| K_p | = | factor de correlación |
| N_p | = | SPT de la punta |

Con esto se realiza el cálculo para diferentes profundidades con la finalidad de poder determinar la capacidad de carga de los pilotes individualmente.

Tabla No. 15: Pilotes método por Aoki Velloso.

| Pilotes | | | | |
|--------------|---------|-------------------|--------|--------|
| Longitud [m] | SPT (N) | Carga punta [ton] | Fs = 3 | Fs = 4 |
| 1.00 | 14 | 23.08 | 7.69 | 5.77 |
| 2.00 | 23 | 37.92 | 12.64 | 9.48 |
| 3.00 | 34 | 112.14 | 37.38 | 23.08 |
| 4.00 | 65 | 138.10 | 46.03 | 34.53 |
| 5.00 | 50 | 164.91 | 54.97 | 41.23 |

Dado que la mayor carga se encuentra en la columna 5 con 40.03 Ton, se realizarán pilotes de 5 metros de profundidad.

6.3.2. Diseño placa base

Con los valores obtenidos, se procede a calcular la placa de cimentación por medio de la guía 1 del AISC sección 3.4. Con esto se diseñará un pedestal, con collar de acero de 48x40cm utilizando 8 varillas de 16mm. Ubicadas de la siguiente manera:

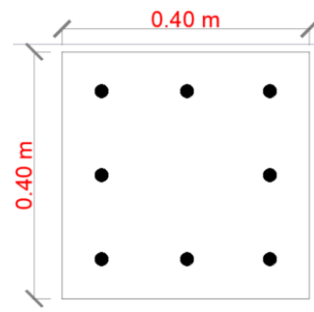


Figura No. 7: Planta de placa base.

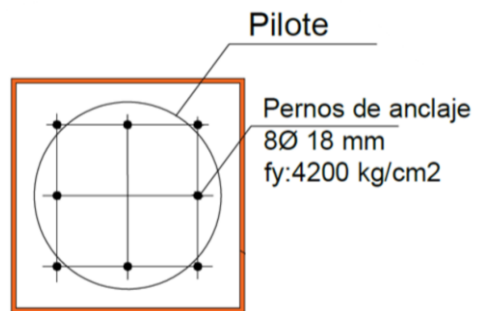


Figura No. 8: Armado de placa

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

Se puede concluir que el diseño de la vivienda habitacional ha sido exitoso ya que ha cumplido con los diferentes chequeos según cada norma lo estipula. Los resultados obtenidos tanto de análisis como diseño son parecidos; siendo este el caso para el cortante basal es cual fue obtenido por la norma ecuatoriana con un valor de 44.8 toneladas mientras que con el diseño por medio de ETABS se obtuvo un valor de 41.2 toneladas tanto para el eje y x como el eje y.

Las secciones estructurales tanto de vigas como de columnas fueron obtenidas de la empresa de kubiec debido a que la construcción se ubica en la ciudad de Manta y esta empresa es la que da más abasto, es por esto, que los perfiles a utilizarse son VK, en su mayoría se utilizó para los pórticos interiores el perfil V_k220x110x4x8 y para los pórticos exteriores V_k270x140x4x8.

Con las dimensiones de la estructura se pudo revisar los modos de vibración que una estructura requiere para no sufrir ante la aceleración de un sismo, en donde para los dos primeros modos traslacionales se obtuvo un periodo de 0.43s y 0.41s, para el tercer modo torsional se obtuvo un valor de 0.30s. al comparar con el periodo obtenido mediante la norma NEC 2015, dio un valor de 0.28 por lo que existe una diferencia de tan solo 0.02s.

7.2. Recomendaciones

Se recomienda controlar el método constructivo de la estructura para evitar que existan errores los cuales distorsionen modifiquen el diseño estructural. También se recomienda el uso de la metodología de diseño utilizada para estructuras que tengan

irregularidades o en planta puesto que se puede revisar las fallas por cortante, flexión o torsión.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

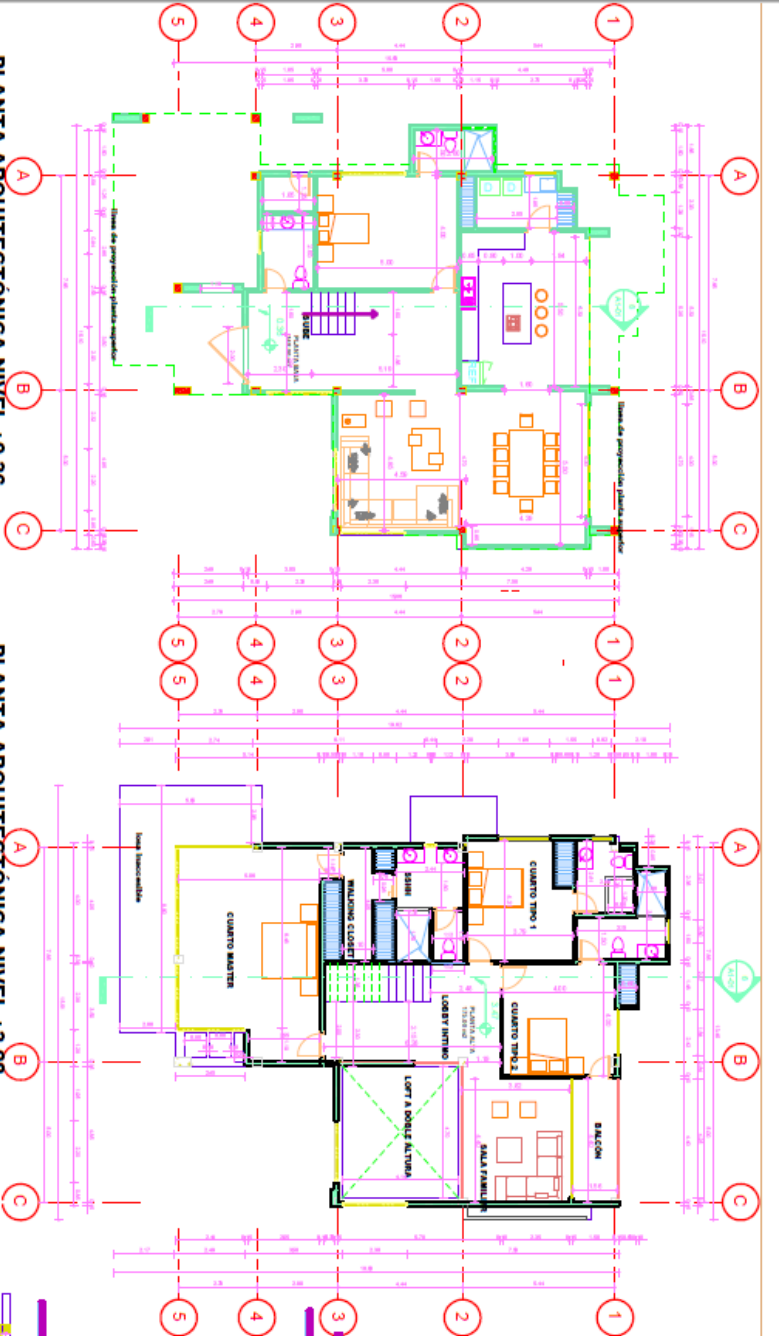
- AISC. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago.
- American Iron and Steel Institute, A. (s.f.). *The Making Of Steel*. Washington.
- Claramunt, D. (2010). *Criterios simplificados para dimensionamiento de elementos pretensados con fisuración controlada*. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Diccionario de la lengua española*. (2001). Madrid, España.
- García, L. (1998). *Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico*. Bogotá.
- INEC. (2010). *Resultados del censo 2010 de población y vivienda en el Ecuador*. Quito.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2012). *Diseño de estructuras de acero*. Mexico: Algaomega Grupo Editor.
- MIDUVI. (19 de Agosto de 2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Obtenido de Ministerio de desarrollo urbano y vivienda:
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Moreira Roca, J. (2019). *Estudio de mecánica de suelos*.
- NEC. (2015). Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

ANEXOS

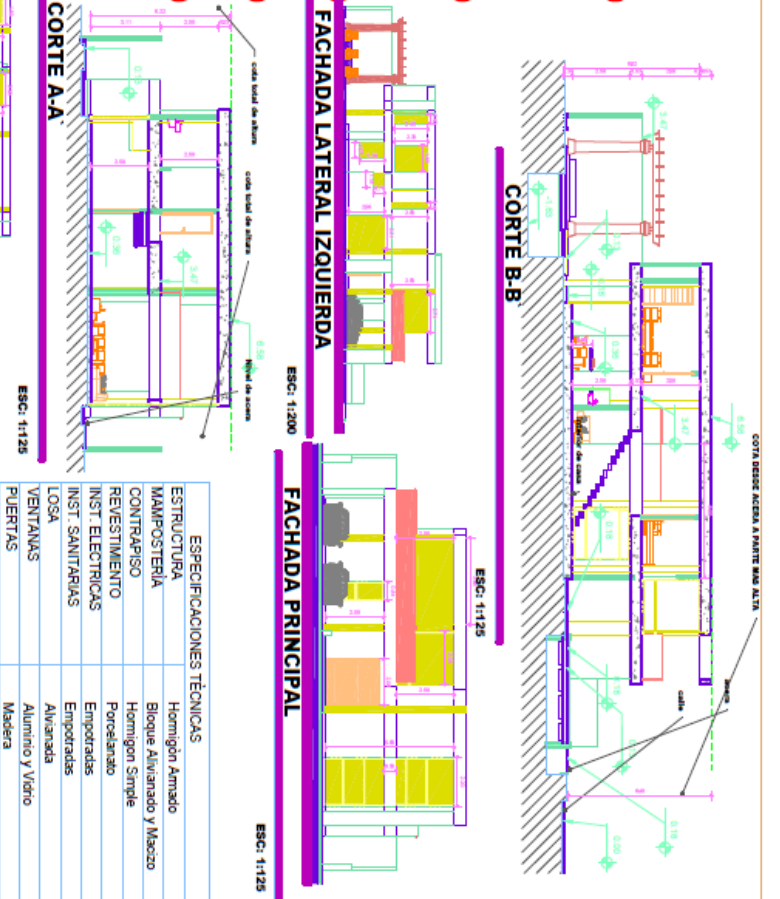
ANEXOS A: CROQUIS CONJUNTO MARINA BLUE



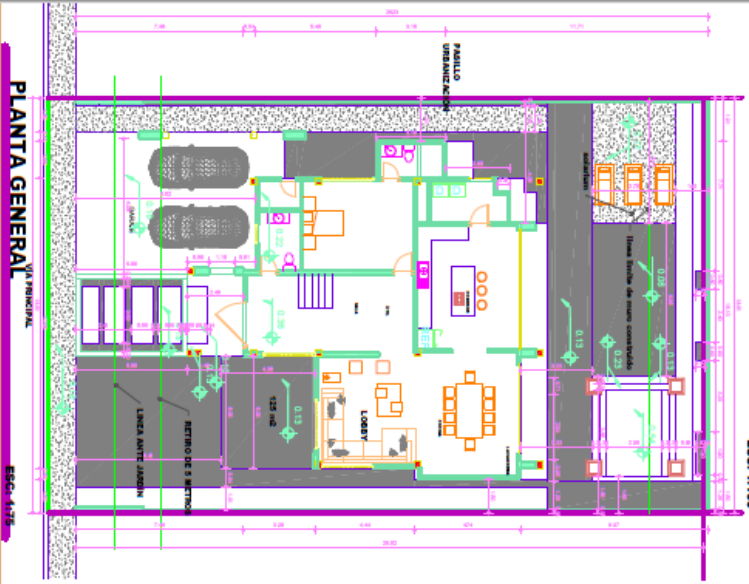
ANEXO B: PLANO ARQUITECTÓNICO



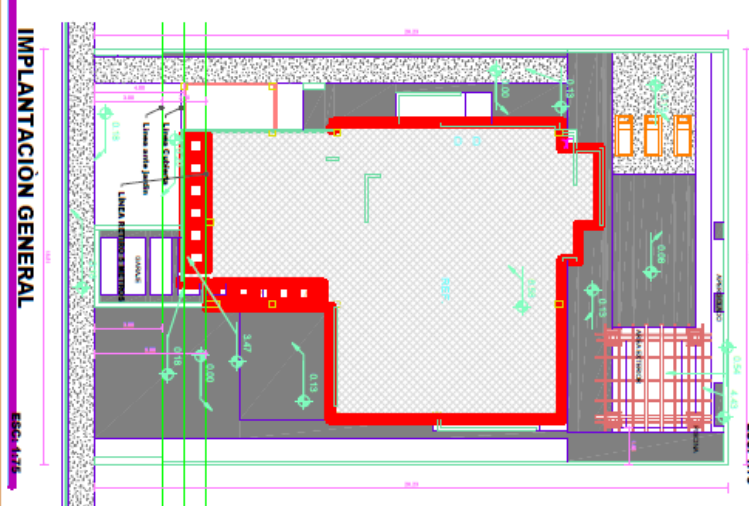
PLANTA ARQUITECTÓNICA NIVEL +0.36
ESC: 1:100



PLANTA ARQUITECTÓNICA NIVEL +3.08
ESC: 1:75



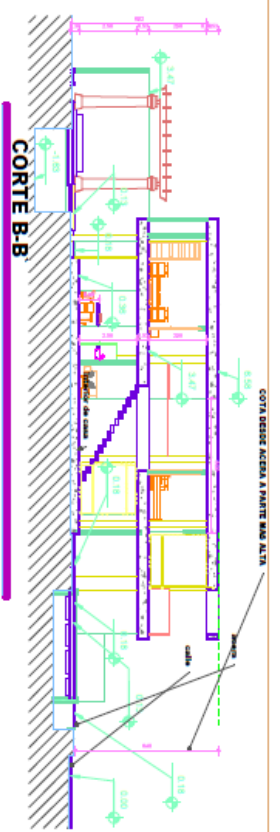
PLANTA GENERAL



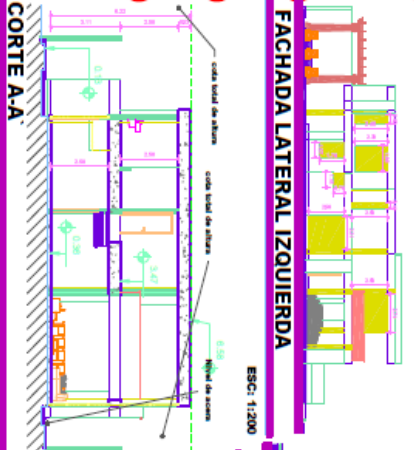
IMPLANTACIÓN GENERAL



UBICACIÓN



CORTE B-B
ESC: 1:125



CORTE A-A
ESC: 1:125



FACHADA LATERAL IZQUIERDA
ESC: 1:200



FACHADA PRINCIPAL
ESC: 1:125



FACHADA LATERAL DERECHA
ESC: 1:200



FACHADA POSTERIOR
ESC: 1:125

SELLOS Y FIRMAS

| ESPECIFICACIONES TÉCNICAS | |
|---------------------------|----------------------------|
| ESTRUCTURA | Hormigón Armado |
| MAMPUESTERÍA | Bloque Alivariado y Macizo |
| CONTRAPISO | Hormigón Simple |
| REVESTIMIENTO | Porcelanato |
| INST. ELÉCTRICAS | Empotradas |
| INST. SANITARIAS | Empotradas |
| LOSA | Alivariada |
| VENTANAS | Aluminio y Vidrio |
| PUEERTAS | Madera |
| SANITARIOS | Porcelana |

JORGE JOHN
LOPEZ
DELGADO

Firmado digitalmente por JORGE JOHN LOPEZ DELGADO
Nombre de red: oc.linkeo (DN: c=EC, o=INCO CENTRAL DEL ECUADOR, ou=ENTIDAD DE CERTIFICACION DE INFORMACIONES, fq=870, serial=60900415758, cn=JORGE JOHN LOPEZ DELGADO
Fecha: 2025.01.17 14:48:10 -0500'

Cliente
Sra. Paulina Irigoyen

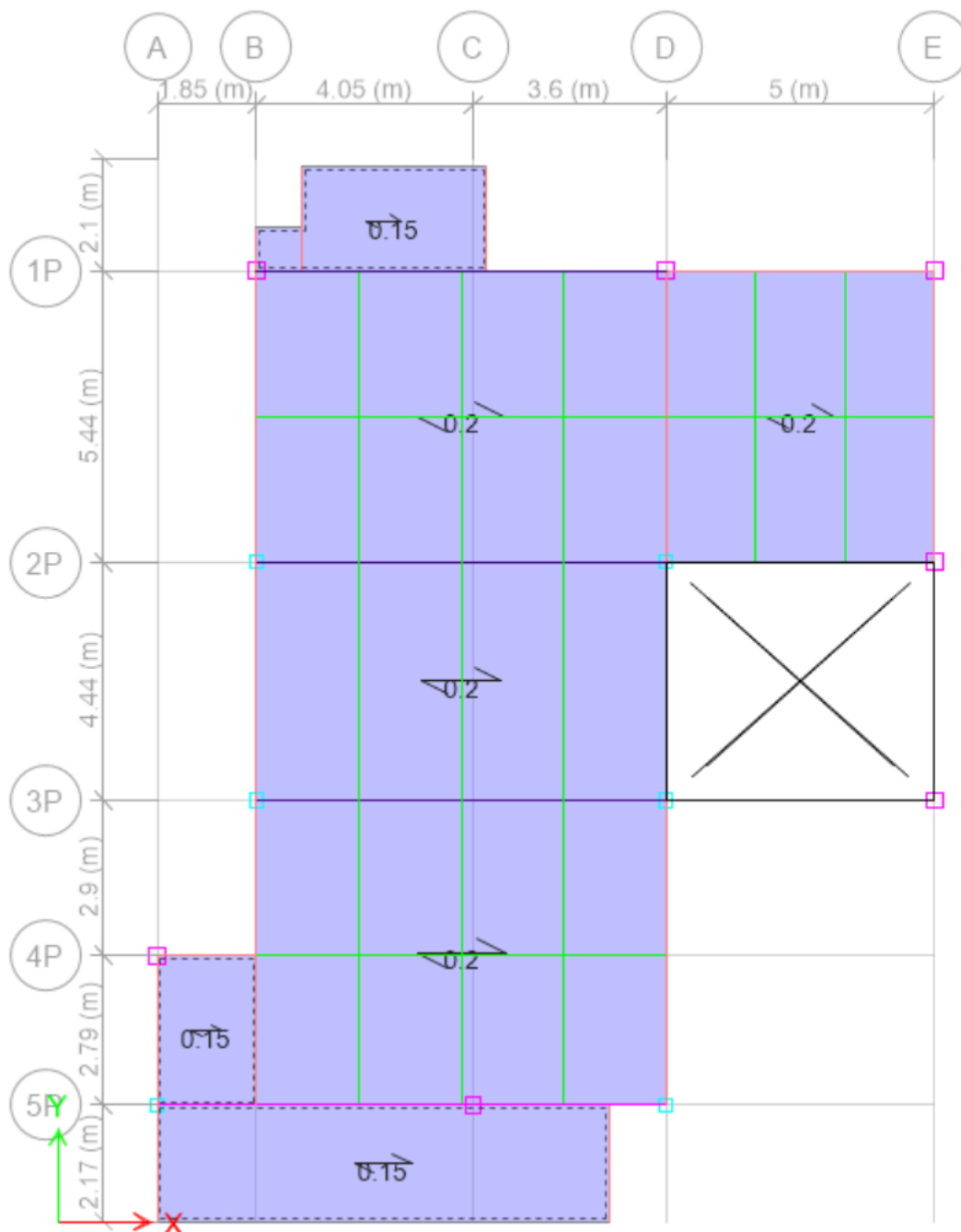
Proyecto
Residencia 011 María

Arquitectónicos

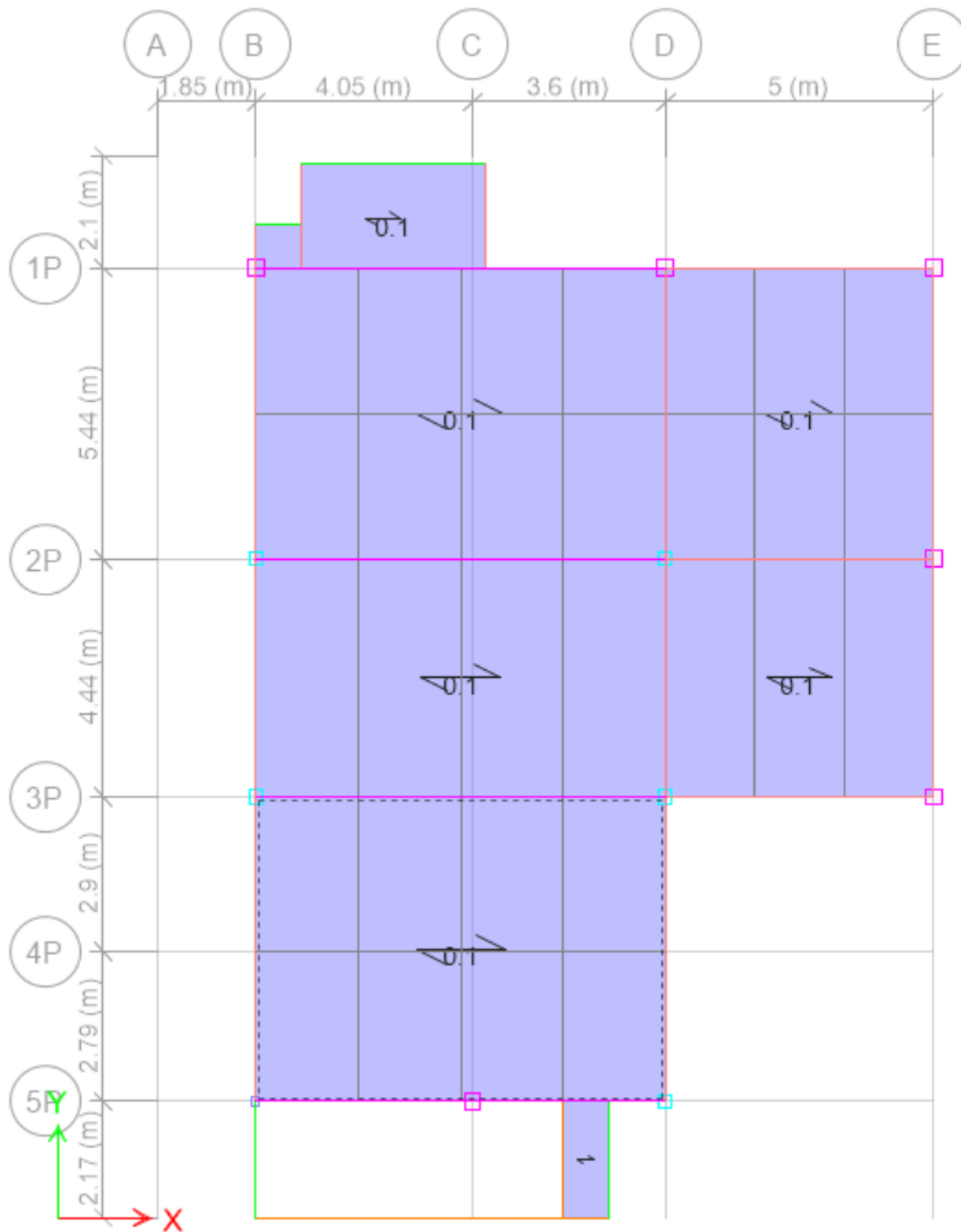
Registro Casero
SD-2019-008-PC
Aq. Paul Celedón Sierra
Límite
A1-01
Escala
Como se indica

ANEXO C: CARGAS UNIFORMES DE GRAVEDAD EN ETABS

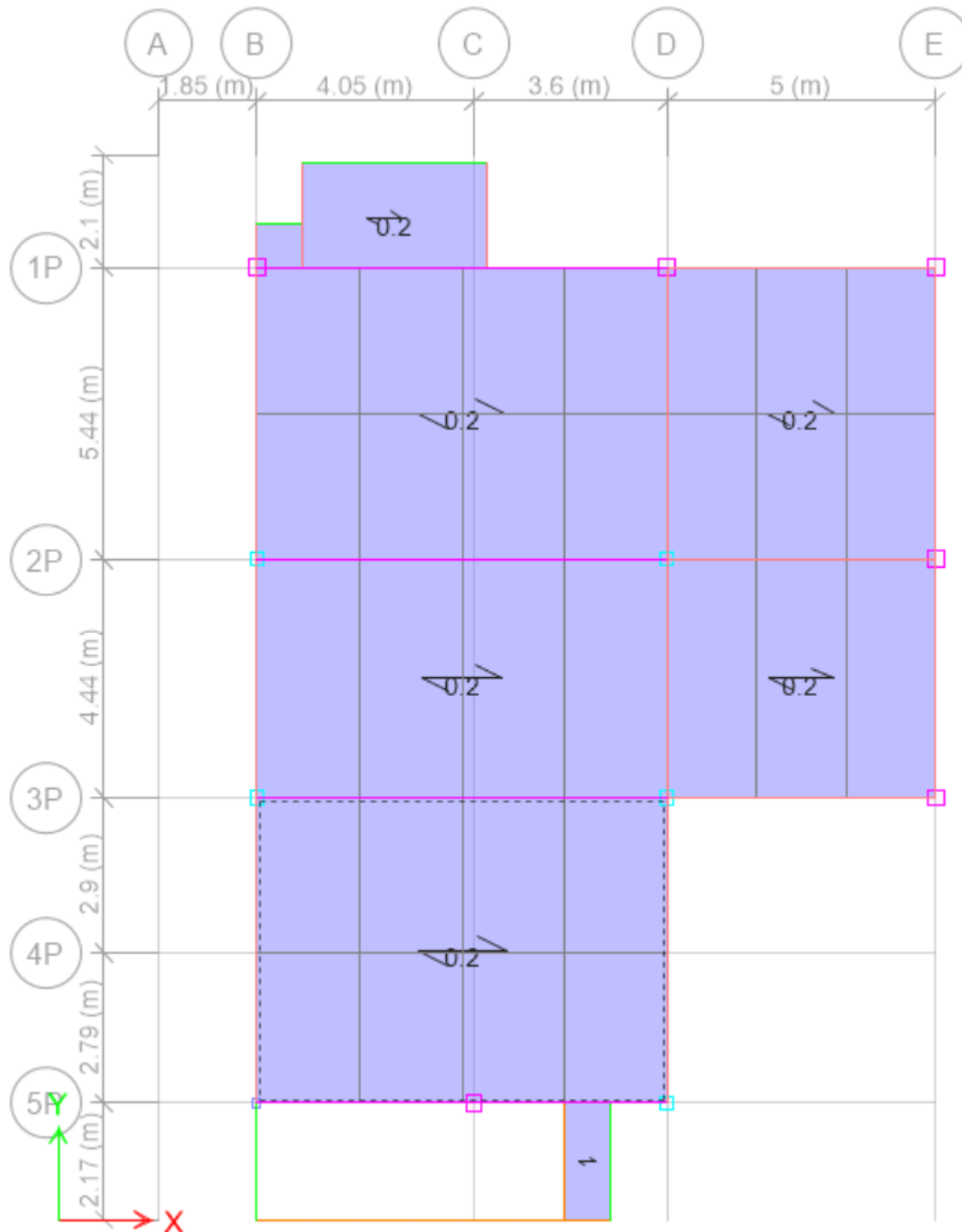
Plan View - Story2 - Z = 2.8 (m) Uniform Loads Gravity (LIVE)



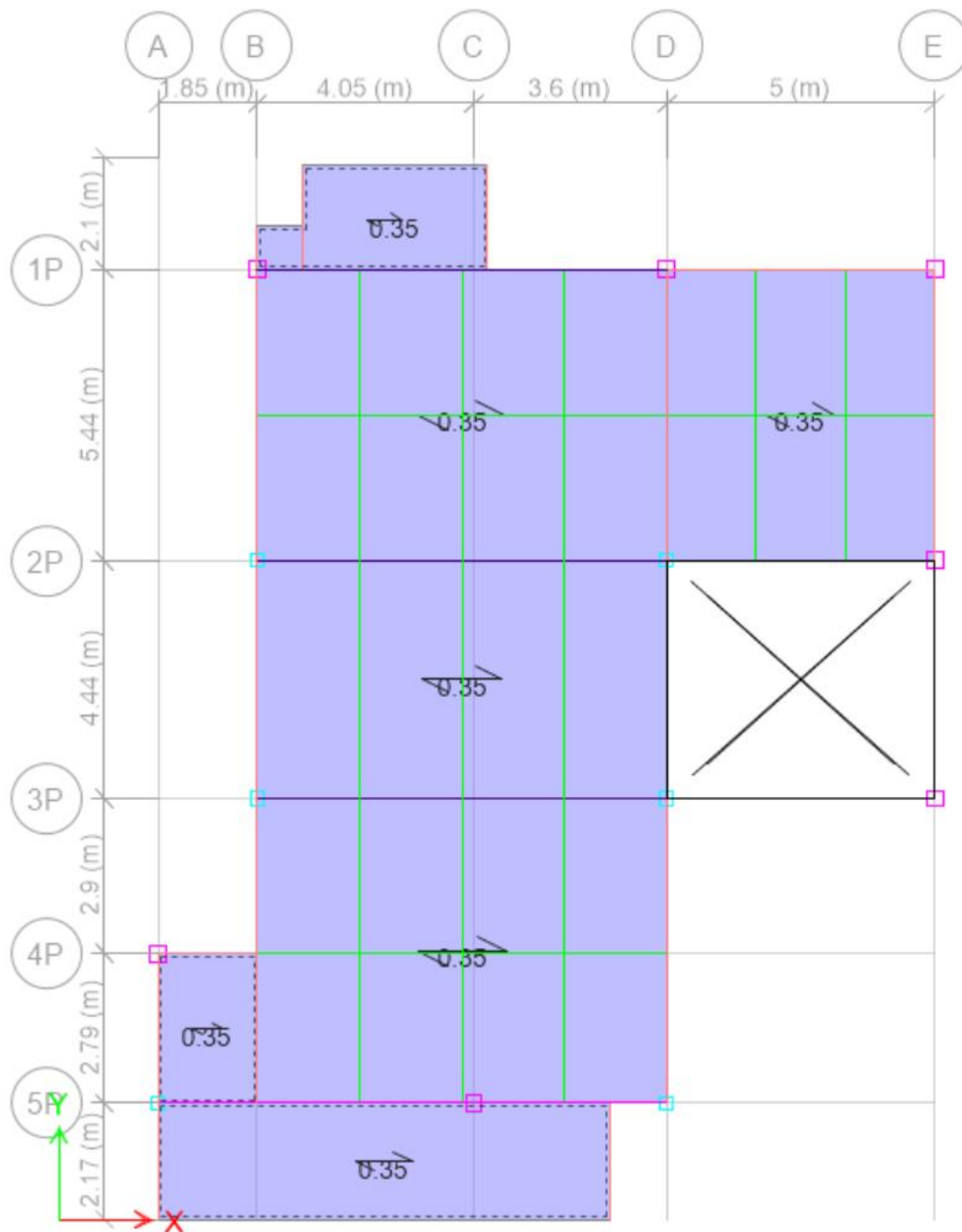
Plan View - Story3 - Z = 5.6 (m) Uniform Loads Gravity (LIVE)



Plan View - Story3 - Z = 5.6 (m) Uniform Loads Gravity (DEAD)



Plan View - Story2 - Z = 2.8 (m) Uniform Loads Gravity (DEAD)



ANEXO D: INGRESO DE CARGA SÍSMICA

Sentido x-x

ET Seismic Load Pattern - User Defined ×

| Direction and Eccentricity | | Factors | |
|--|---|---------------------------------------|-------------------------------------|
| <input type="checkbox"/> X Dir | <input type="checkbox"/> Y Dir | Base Shear Coefficient, C | <input type="text" value="0.207"/> |
| <input checked="" type="checkbox"/> X Dir + Eccentricity | <input type="checkbox"/> Y Dir + Eccentricity | Building Height Exp., K | <input type="text" value="1"/> |
| <input type="checkbox"/> X Dir - Eccentricity | <input type="checkbox"/> Y Dir - Eccentricity | Story Range | |
| Ecc. Ratio (All Diaph.) | <input type="text" value="0.05"/> | Top Story | <input type="text" value="Story3"/> |
| Overwrite Eccentricities | <input type="button" value="Overwrite..."/> | Bottom Story | <input type="text" value="Base"/> |
| <input type="button" value="OK"/> | | <input type="button" value="Cancel"/> | |

Sentido y-y

ET Seismic Load Pattern - User Defined ×

| Direction and Eccentricity | | Factors | |
|---|--|---------------------------------------|-------------------------------------|
| <input type="checkbox"/> X Dir | <input type="checkbox"/> Y Dir | Base Shear Coefficient, C | <input type="text" value="0.207"/> |
| <input type="checkbox"/> X Dir + Eccentricity | <input checked="" type="checkbox"/> Y Dir + Eccentricity | Building Height Exp., K | <input type="text" value="1"/> |
| <input type="checkbox"/> X Dir - Eccentricity | <input type="checkbox"/> Y Dir - Eccentricity | Story Range | |
| Ecc. Ratio (All Diaph.) | <input type="text" value="0.05"/> | Top Story | <input type="text" value="Story3"/> |
| Overwrite Eccentricities | <input type="button" value="Overwrite..."/> | Bottom Story | <input type="text" value="Base"/> |
| <input type="button" value="OK"/> | | <input type="button" value="Cancel"/> | |

ANEXO E: PESO ESTRUCTURA

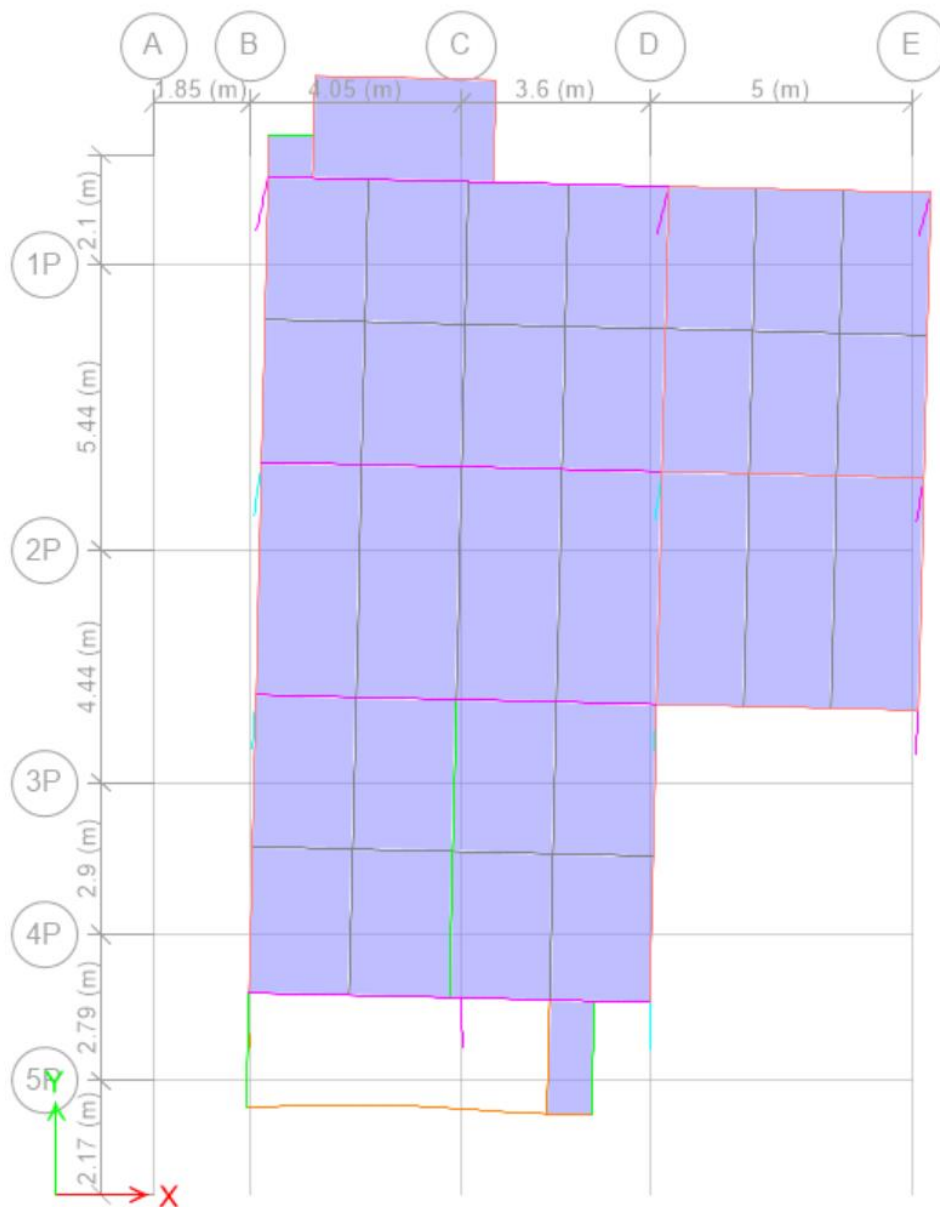
| | Output Case | Case Type | Step Type | FX kgf | FY kgf | FZ kgf |
|---|-------------|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | DEAD | LinStatic | | 0 | 0 | 190078.1 |
| | LIVE | LinStatic | | 0 | 0 | 53030.66 |
| | SX | LinStatic | | -41239.45 | 0 | 0 |
| | SY | LinStatic | | 0 | -41239.45 | 0 |
| | SAX | LinRespSpec | Max | 2695.47 | 251.11 | 0 |
| ▶ | SAY | LinRespSpec | Max | 251.11 | 2836.42 | 0 |

ANEXO F: PERIODOS MODOS DE VIBRACIÓN

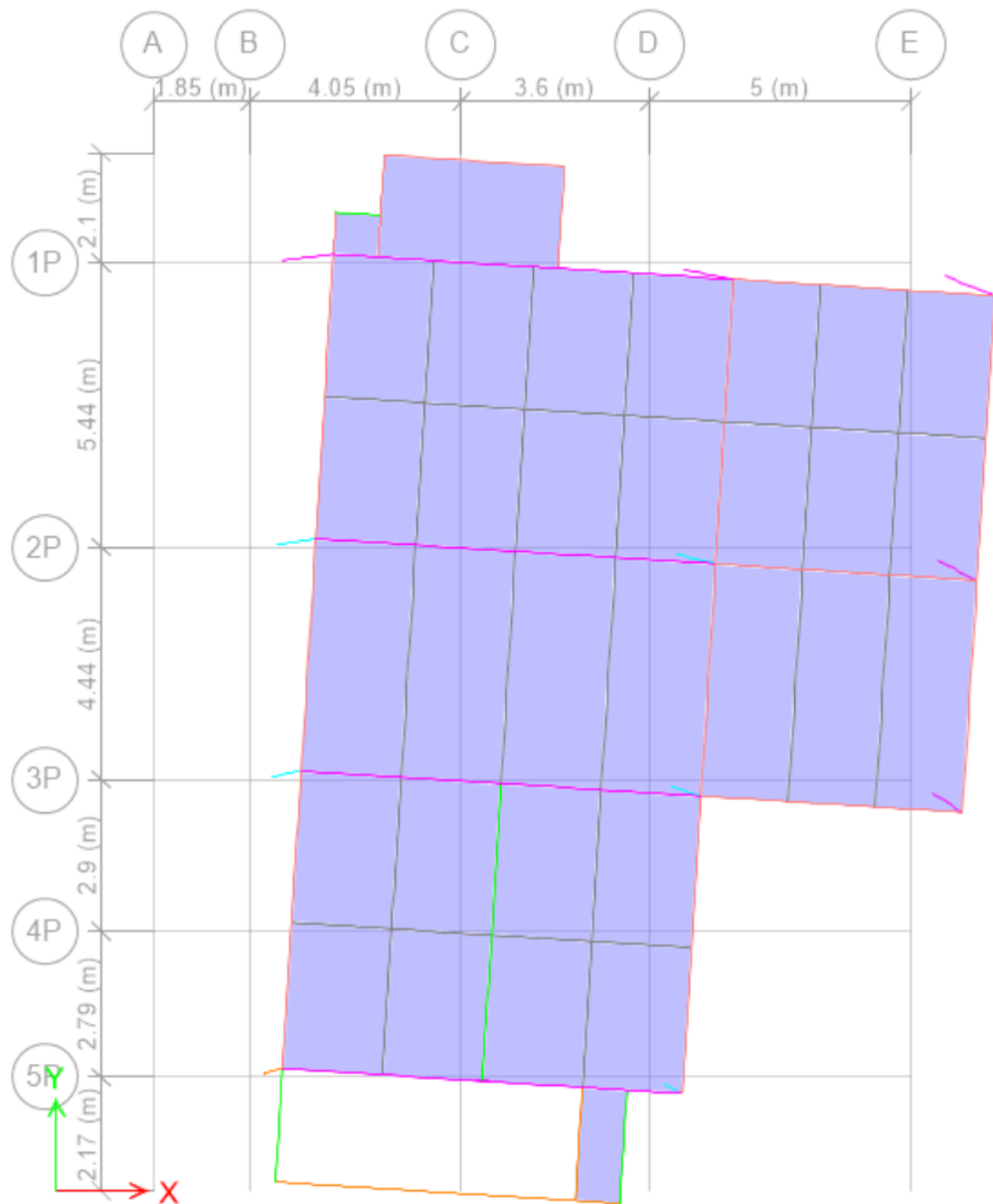
| Case | Mode | Period sec | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX |
|-------|------|---------------|--------|-----------|----|--------|--------|-------|--------|
| Modal | 1 | 0.43 | 0.0156 | 0.798 | 0 | 0.0156 | 0.798 | 0 | 0.2135 |
| Modal | 2 | 0.412 | 0.7483 | 0.0211 | 0 | 0.7639 | 0.8191 | 0 | 0.0078 |
| Modal | 3 | 0.309 | 0.0713 | 0.0021 | 0 | 0.8352 | 0.8212 | 0 | 0.0067 |
| Modal | 4 | 0.128 | 0.0033 | 0.1444 | 0 | 0.8385 | 0.9656 | 0 | 0.607 |
| Modal | 5 | 0.118 | 0.1593 | 0.0062 | 0 | 0.9978 | 0.9718 | 0 | 0.0268 |
| Modal | 6 | 0.095 | 0.0022 | 0.0282 | 0 | 1 | 1 | 0 | 0.138 |
| Modal | 7 | 0.085 | 0 | 9.843E-06 | 0 | 1 | 1 | 0 | 0.0001 |
| Modal | 8 | 0.031 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 0 | 0 |
| Modal | 9 | 0.016 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 0 | 0 |
| Modal | 10 | 0.01 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 0 | 0 |
| Modal | 11 | 0.008 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 0 | 0 |
| Modal | 12 | 0.006 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 0 | 0 |

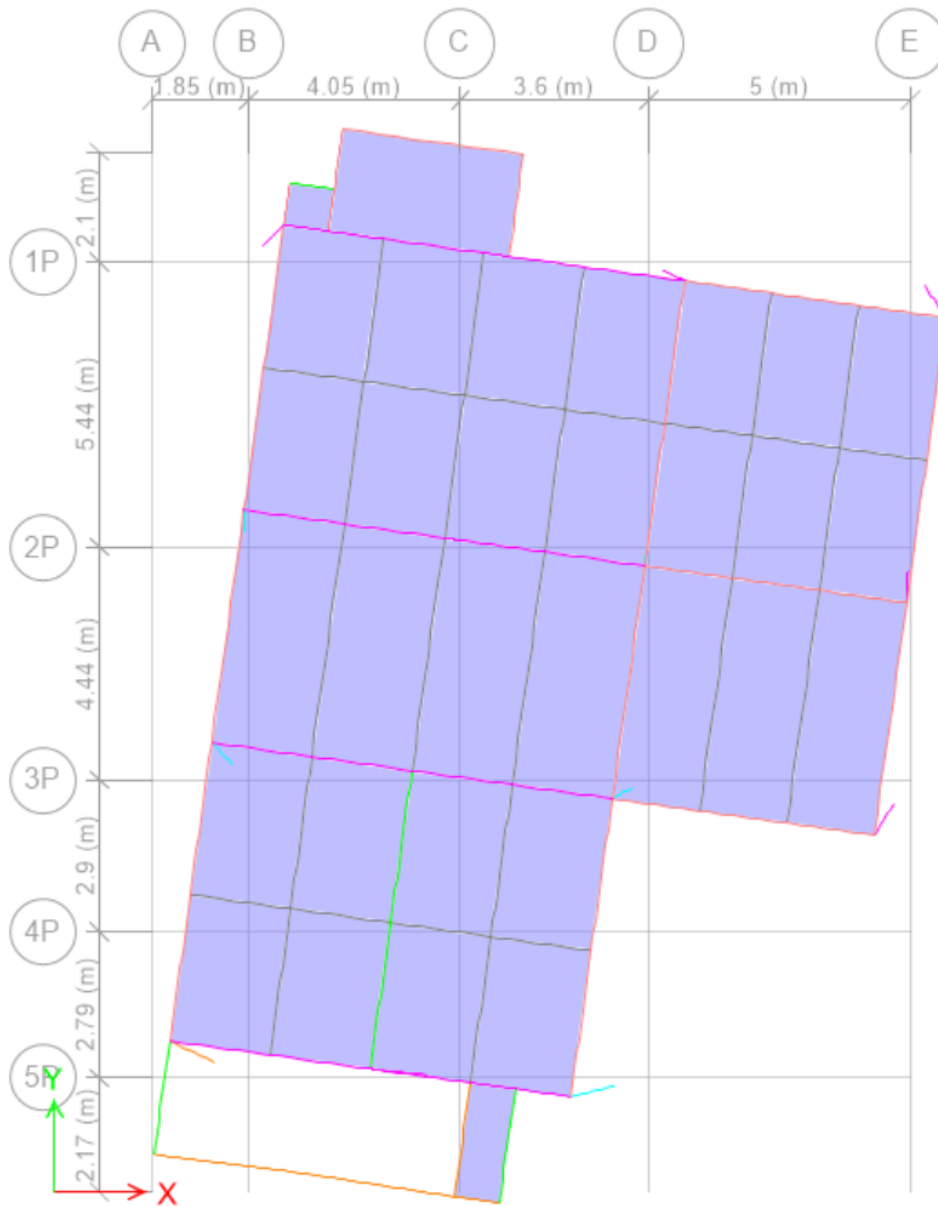
ANEXO G : MODOS DE VIBRACIÓN

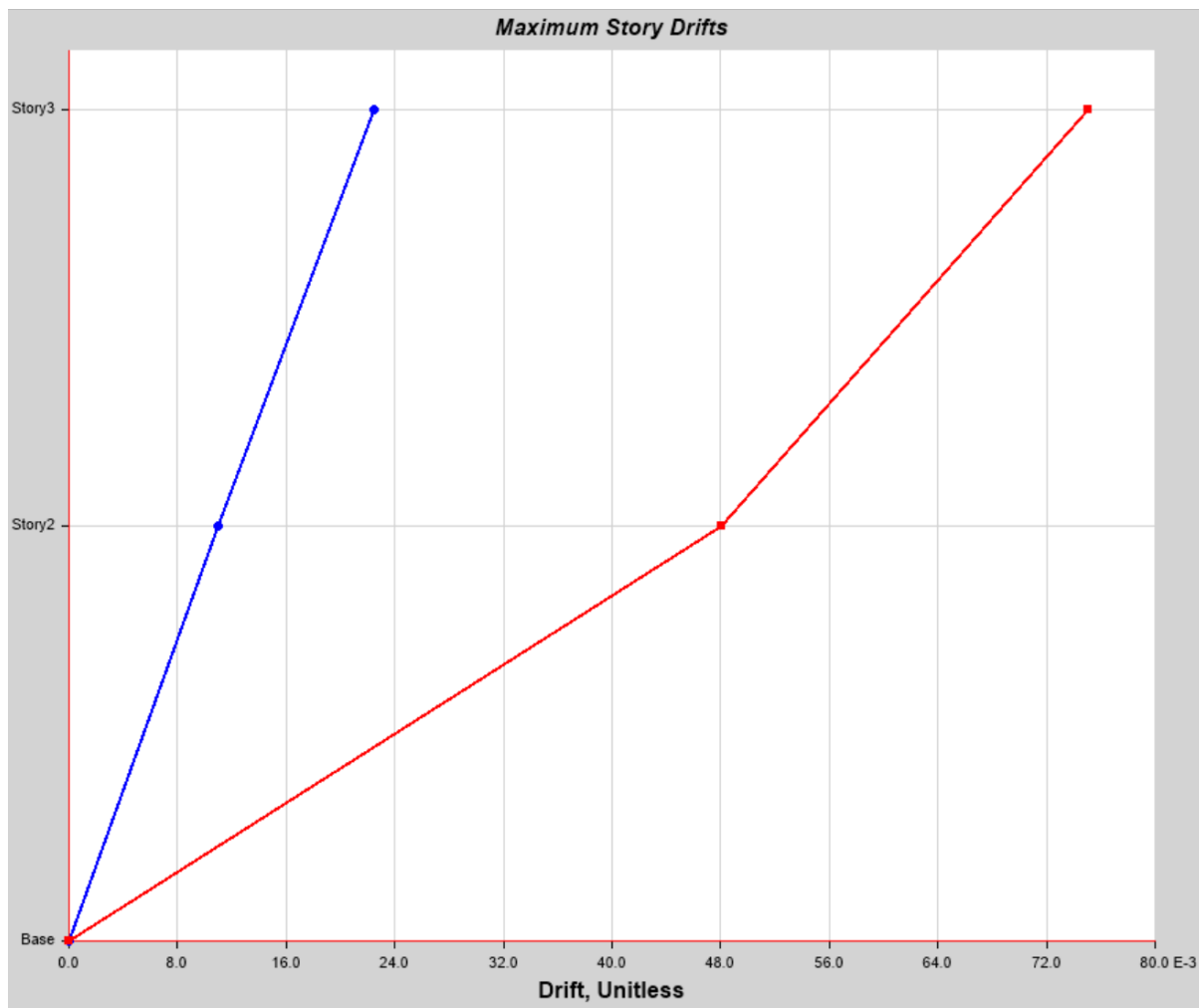
Plan View - Story3 - Z = 5.6 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0.425389928024527



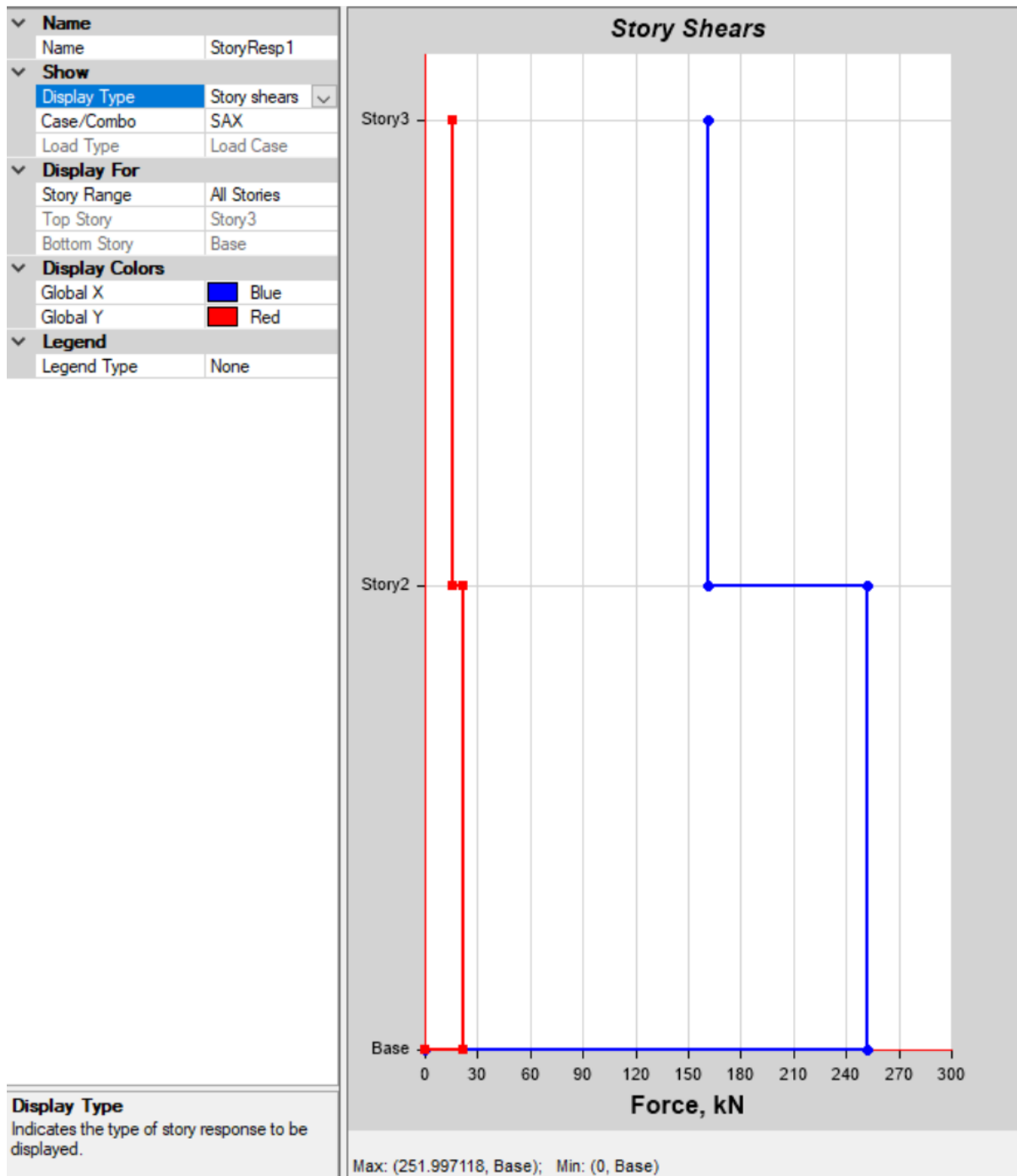
Plan View - Story3 - Z = 5.6 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0.404379263398351



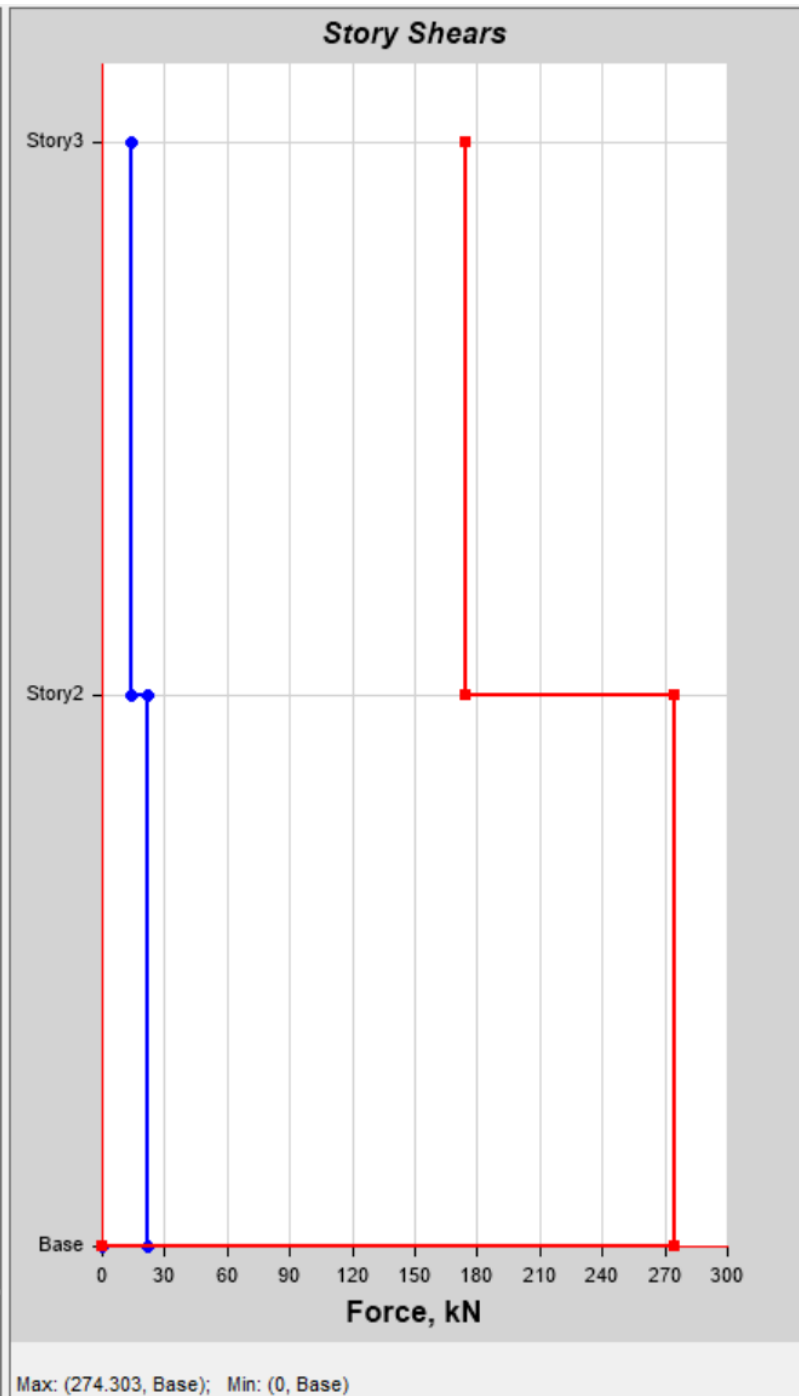


ANEXO H: DERIVAS DE PISO

ANEXO I: CORTANTES PARA SAX Y SAY



| | | |
|-------------------------|--------------|--------------|
| ▼ Name | Name | StoryResp1 |
| ▼ Show | Display Type | Story shears |
| | Case/Combo | SAY |
| | Load Type | Load Case |
| ▼ Display For | Story Range | All Stories |
| | Top Story | Story3 |
| | Bottom Story | Base |
| ▼ Display Colors | Global X | Blue |
| | Global Y | Red |
| ▼ Legend | Legend Type | None |



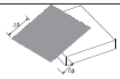

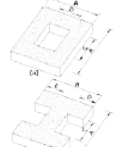
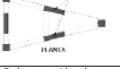
Case/Combo

The load case or load combination for which the response is displayed.

ANEXO J : CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL SEGÚN LA NEC

VALOR DE Op: 0.9

| Tipo1, Tipo2 y Tipo3 | Tipo4 | Total |
|----------------------|-------|-------|
| 1 | 1 | 1 |

| | | |
|---|--|---|
| <p>$O_T = O_{PA} \times O_{PB}$</p> <p>Dónde</p> <p>$O_T$ Coeficiente de regularidad en planta</p> <p>O_{PA} Mínimo valor O_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3</p> <p>O_{PB} Mínimo valor O_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4</p> <p>O_{Pi} Coeficiente de configuración en planta</p> | <p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_T = 0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la mínima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p> <p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_T = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p> <p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_T = 0.9$ a) $C/D > 0.5A \times B$ b) $C/D + C/E > 0.5A \times B$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p> <p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_T = 0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p> <p><small>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</small></p> |     |
|---|--|---|

VALOR DE Oe: 0.9

| Tipo1 | Tipo2 y Tipo3 | Total |
|-------|---------------|-------|
| 1 | 0.9 | 0.9 |

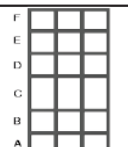
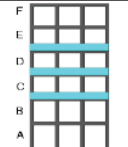
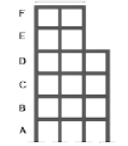
| | | |
|---|---|---|
| <p>$O_E = O_{EA} \times O_{EB}$</p> <p>Dónde:</p> <p>$O_E$ Coeficiente de regularidad en elevación</p> <p>O_{EA} Mínimo valor O_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; O_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1</p> <p>O_{EB} Mínimo valor O_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 2 y/o 3</p> <p>O_{Ei} Coeficiente de configuración en elevación</p> | <p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E = 0.9$ Rigidez $K_i < 0.70$ Rigidez K_0 $Rigidez < 0.80 \frac{(K_{i1} + K_{i2} + K_{i3})}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p> <p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E = 0.9$ $m_{i0} > 1.50 m_i$ ó $m_{i0} > 1.50 m_c$ La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p> <p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E = 0.9$ $a > 1.3 b$ La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p> <p><small>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</small></p> |    |
|---|---|---|

Tabla 14 : Coeficientes de irregularidad en elevación

VALOR DE I: 1

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

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

VALOR DE R: 8

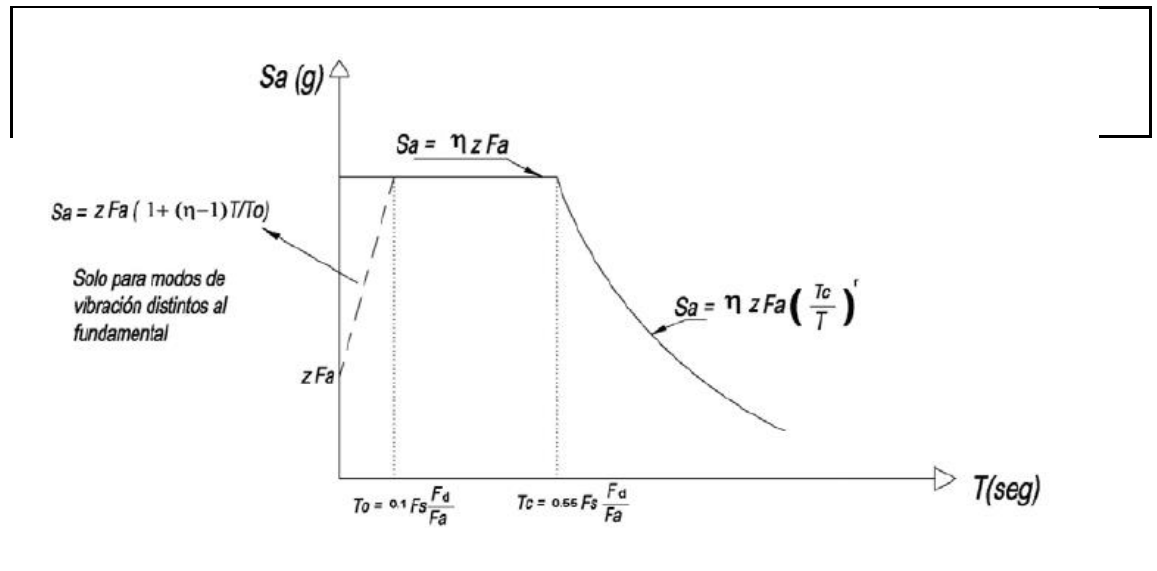
| Sistemas Estructurales Dúctiles | R |
|--|----------|
| Sistemas Duales | |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales). | 8 |
| Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado. | 8 |
| Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas). | 8 |

| Sistemas Estructurales Dúctiles | R |
|---|----------|
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras. | 7 |
| Pórticos resistentes a momentos | |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. | 8 |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas. | 8 |
| Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente. | 8 |
| Otros sistemas estructurales para edificaciones | |
| Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado. | 5 |
| Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda. | 5 |

Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

| Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada | R |
|--|----------|
| Pórticos resistentes a momento | |
| Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros. | 3 |
| Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia | 2.5 |
| Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos. | 2.5 |
| Muros estructurales portantes | |
| Mampostería no reforzada, limitada a un piso. | 1 |
| Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos. | 3 |
| Mampostería confinada, limitada a 2 pisos. | 3 |
| Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos. | 3 |

Tabla 16 : Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada



| | | | |
|--|--|-------------------------|----------------------------|
| PERIODO DE VIBRACION | $T = C_t h_n^g$ Dónde: C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros. T Periodo de vibración | | |
| | Tipo de estructura | C_t | α |
| | Estructuras de acero | | |
| | Sin arriostramientos | 0.072 | 0.8 |
| | Con arriostramientos | 0.073 | 0.75 |
| | Pórticos especiales de hormigón armado | | |
| Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras | 0.055 | 0.9 | |
| Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural | 0.055 | 0.75 | |
| H. edif | 6 | | |
| C_t | 0.073 | | |
| α | 0.75 | | |
| T | 0.279857 | | |

| PERIODO LIMITE DE VIBRACION | Z pagina 98 norma NEC D.Sismoresistente | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---|------------------------------|------------------------------|-------------------------|------|------|----|--|---|----|-----|-----|----|----|----|-----|------|------|------|------|------|------|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|------|------|-----|------|---|---|--|--|--|--|--|--|
| | $F_s = 0.33 F_d \sqrt{\frac{F_d}{F_a}}$ $F_s = 2.4 F_a$ Dónde: F_s Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de grande corte. Amplifica los valores del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para dadas en zona, considerando los efectos de sitio. F_a Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica los valores del espectro elástico de respuesta de amplificaciones para dadas en zona, considerando los efectos de sitio. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Z | 0.5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Fs | 1.65 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Fd | 1.3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Fa | 1.12 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Tc | 1.053348 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Tipo de perfil del sub suelo</th> <th colspan="6">Zona sísmica y factor Z</th> </tr> <tr> <th>I</th> <th>II</th> <th>III</th> <th>IV</th> <th>V</th> <th>VI</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>0.15</td> <td>0.25</td> <td>0.30</td> <td>0.35</td> <td>0.40</td> <td>>0.5</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>0.75</td> <td>0.75</td> <td>0.75</td> <td>0.75</td> <td>0.75</td> <td>0.75</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>0.65</td> <td>0.64</td> <td>1.02</td> <td>1.06</td> <td>1.11</td> <td>1.23</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>1.02</td> <td>1.06</td> <td>1.11</td> <td>1.19</td> <td>1.28</td> <td>1.40</td> </tr> <tr> <td>E</td> <td>1.5</td> <td>1.6</td> <td>1.7</td> <td>1.8</td> <td>1.9</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>F</td> <td colspan="6">Verse Tabla 2, Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4</td> </tr> </tbody> </table> | | Tipo de perfil del sub suelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | | I | II | III | IV | V | VI | A | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | >0.5 | B | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | C | 0.65 | 0.64 | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.23 | D | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.19 | 1.28 | 1.40 | E | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 1.8 | 1.9 | 2 | F | Verse Tabla 2 , Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 | | | | | |
| | Tipo de perfil del sub suelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | I | II | III | IV | V | VI | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | >0.5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| B | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| C | 0.65 | 0.64 | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.23 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.19 | 1.28 | 1.40 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| E | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 1.8 | 1.9 | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| F | Verse Tabla 2 , Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Tipo de perfil del sub suelo</th> <th colspan="6">Zona sísmica y factor Z</th> </tr> <tr> <th>I</th> <th>II</th> <th>III</th> <th>IV</th> <th>V</th> <th>VI</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>0.9</td> <td>0.9</td> <td>0.9</td> <td>0.9</td> <td>0.9</td> <td>0.9</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>1.36</td> <td>1.28</td> <td>1.59</td> <td>1.15</td> <td>1.31</td> <td>1.06</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>1.62</td> <td>1.46</td> <td>1.36</td> <td>1.28</td> <td>1.16</td> <td>1.11</td> </tr> <tr> <td>E</td> <td>2.1</td> <td>1.75</td> <td>1.7</td> <td>1.65</td> <td>1.6</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>F</td> <td colspan="6">Verse Tabla 2, Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4</td> </tr> </tbody> </table> | | Tipo de perfil del sub suelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | | I | II | III | IV | V | VI | A | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | C | 1.36 | 1.28 | 1.59 | 1.15 | 1.31 | 1.06 | D | 1.62 | 1.46 | 1.36 | 1.28 | 1.16 | 1.11 | E | 2.1 | 1.75 | 1.7 | 1.65 | 1.6 | 1.5 | F | Verse Tabla 2 , Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 | | | | | | |
| Tipo de perfil del sub suelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | I | II | III | IV | V | VI | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| C | 1.36 | 1.28 | 1.59 | 1.15 | 1.31 | 1.06 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D | 1.62 | 1.46 | 1.36 | 1.28 | 1.16 | 1.11 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| E | 2.1 | 1.75 | 1.7 | 1.65 | 1.6 | 1.5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| F | Verse Tabla 2 , Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Tipo de perfil del sub suelo</th> <th colspan="6">Zona sísmica y factor Z</th> </tr> <tr> <th>I</th> <th>II</th> <th>III</th> <th>IV</th> <th>V</th> <th>VI</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>0.9</td> <td>0.9</td> <td>0.9</td> <td>0.9</td> <td>0.9</td> <td>0.9</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>1.4</td> <td>1.3</td> <td>1.25</td> <td>1.25</td> <td>1.2</td> <td>1.18</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>1.6</td> <td>1.4</td> <td>1.3</td> <td>1.25</td> <td>1.2</td> <td>1.12</td> </tr> <tr> <td>E</td> <td>1.8</td> <td>1.4</td> <td>1.25</td> <td>1.1</td> <td>1.0</td> <td>0.85</td> </tr> <tr> <td>F</td> <td colspan="6">Verse Tabla 2, Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4</td> </tr> </tbody> </table> | | Tipo de perfil del sub suelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | | I | II | III | IV | V | VI | A | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | C | 1.4 | 1.3 | 1.25 | 1.25 | 1.2 | 1.18 | D | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.25 | 1.2 | 1.12 | E | 1.8 | 1.4 | 1.25 | 1.1 | 1.0 | 0.85 | F | Verse Tabla 2 , Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4 | | | | | | |
| Tipo de perfil del sub suelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | I | II | III | IV | V | VI | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| C | 1.4 | 1.3 | 1.25 | 1.25 | 1.2 | 1.18 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.25 | 1.2 | 1.12 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| E | 1.8 | 1.4 | 1.25 | 1.1 | 1.0 | 0.85 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| F | Verse Tabla 2 , Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | |
|-------------------------|--|-------|--------|----------|
| ESPECTRO DE SISMO S_a | $S_a = \eta Z F_a$ para $0 \leq T \leq T_c$ $S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$ para $T > T_c$ Dónde: η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado. r Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E $r = 1.5$ para tipo de suelo E. S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura T Periodo fundamental de vibración de la estructura T_c Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g | | | |
| | CASO 1 | | CASO 2 | |
| | n | 1.8 | n | 1.8 |
| | r | 1.5 | r | 1.5 |
| | S_a | 1.008 | S_a | 7.360614 |

| | |
|------------------------------------|-------------------------|
| S_a | 1.008 |
| O_p | 0.9 |
| O_e | 0.9 |
| I | 1 |
| R | 8 |
| Carga Muerta W | 216.008 |
| Coef. Sis | C_s |
| | 0.155556 |
| VALORES TÍPICOS ENTRE 0.05 Y 0.25 | |

| | | |
|-----------------------|----------------|-----------------|
| CORTANTE BASAL | V [Ton] | 33.60124 |
|-----------------------|----------------|-----------------|

ANEXO K: RENDER DE LA ESTRUCTURA

