

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

**Diseño estructural del proyecto habitacional “Casas Delmonte”**

**Renato Alonso Puente Insuasti**

**Ingeniería Civil**

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito  
para la obtención del título de  
Ingeniero Civil

Quito, 12 de abril de 2020

# **UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

## **HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA**

**Diseño estructural del proyecto habitacional “Casas Delmonte”**

**Renato Alonso Puente Insuasti**

**Nombre del profesor, Título académico**

**Pablo Torres Rodas, Ph.D. en Ing. Civil**

Quito, 12 de abril 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: Renato Alonso Puente Insuasti

Código: 00128968

Cédula de identidad: 1720181807

Lugar y fecha: Quito, abril 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## **UNPUBLISHED DOCUMENT**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

Se desarrolló el diseño estructural del proyecto habitacional “Casas Delmonte” ubicado en la ciudad de Quito, en el barrio Vista Hermosa de Conocoto. El proyecto consiste en 4 unidades de vivienda, ubicadas en un lote de 900 m<sup>2</sup> de área. Cada casa del proyecto tiene un área de construcción de 136.6 m<sup>2</sup>, donde la primera planta y segunda planta son de 68,3 m<sup>2</sup>. El diseño estructural va dirigido a una vivienda del proyecto ya que todas las viviendas tienen el mismo diseño arquitectónico y estructural.

El sistema estructural consiste en pórticos especiales resistentes a momento. Las vigas están en el rango de 5.5 m siendo estas mayores a 5 m. El tipo de estructura es de Hormigón armado, es decir que se realizaron todos los cálculos pertinentes basándonos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y en el ACI-318-14. El diseño de la estructura es un diseño sismorresistente y los elementos estructurales para analizar son las vigas, columnas, cimentaciones y muro de contención.

**Palabras Claves:** diseño, diseño estructural, hormigón armado, estructuras, vivienda.

## ABSTRACT

The structural design of the housing project "Casas Delmonte" located in the city of Quito, in the Vista Hermosa neighborhood of Conocoto was developed. The project consists of 4 housing units, located on a 900 m<sup>2</sup> lot. Each house in the project has a construction area of 136.6 m<sup>2</sup>, where the first and second floors are 68.3 m<sup>2</sup>. The structural design is aimed at a project home since all homes have the same architectural and structural design.

The structural design was directed towards the structural components of the house, which is a two-story portico with spans greater than 5 meters. The type of structure is made of reinforced concrete, that is, all the relevant calculations were made based on the Ecuadorian Construction Standard (NEC) and ACI-318-14. The structure design is a seismic resistant design and the structural elements to analyze are the beams, columns, foundations and retaining wall.

**Key Words:** design, structural design, reinforced concrete, structures, housing.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>10</b>
<b>DESARROLLO.....</b>	<b>12</b>
1. <i>Generalidades del proyecto .....</i>	<i>12</i>
2. <i>Espectro NEC .....</i>	<i>14</i>
3. <i>Cortante Basal.....</i>	<i>18</i>
4. <i>Estimación de cargas.....</i>	<i>19</i>
4.1. <i>Cargas muertas. ....</i>	<i>20</i>
4.2. <i>Cargas vivas. ....</i>	<i>21</i>
5. <i>Diseño de vigas.....</i>	<i>21</i>
5.1. <i>Diseño a flexión.....</i>	<i>22</i>
5.2. <i>Diseño a corte. ....</i>	<i>26</i>
6. <i>Diseño de Columnas.....</i>	<i>29</i>
6.1. <i>Diseño longitudinal. ....</i>	<i>29</i>
6.2. <i>Diseño por confinamiento. ....</i>	<i>31</i>
6.3. <i>Diagrama de interacción.....</i>	<i>35</i>
6.4. <i>Chequeo de columna fuerte- viga débil.....</i>	<i>36</i>
7. <i>Zapatas aisladas .....</i>	<i>37</i>
8. <i>Diseño del muro de contención .....</i>	<i>43</i>
9. <i>Diseños finales.....</i>	<i>49</i>
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>53</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....</b>	<b>55</b>
<b>ANEXO A: ESPECTRO DE DISEÑO.....</b>	<b>56</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1. Tipo de Suelo y factores de sitio Fa (NEC, 2015)</i> .....	15
<i>Tabla 2. Tipo de Suelo y factores de sitio Fd (NEC, 2015)</i> .....	15
<i>Tabla 3. Tipo de Suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs (NEC, 2015)</i> .....	16
<i>Tabla 4. Sistemas estructurales dúctiles (NEC, 2015)</i> .....	17
<i>Tabla 5. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura (NEC, 2015)</i> .....	18
<i>Tabla 6. Niveles de la estructura (NEC, 2015)</i> .....	20
<i>Tabla 7. Cargas muertas zona residencial (NEC, 2015)</i> .....	20
<i>Tabla 8. Cargas muertas terraza accesible (NEC, 2015)</i> .....	20
<i>Tabla 9. Cargas vivas en zona residencial (NEC, 2015)</i> .....	21
<i>Tabla 10. Cargas vivas en cubierta accesible (NEC, 2015)</i> .....	21
<i>Tabla 11. Datos de viga</i> .....	21
<i>Tabla 12. Datos acero superior</i> .....	24
<i>Tabla 13. Datos acero inferior</i> .....	25
<i>Tabla 14. Datos acero por temperatura</i> .....	26
<i>Tabla 15. Momentos Mp</i> .....	27
<i>Tabla 16. Regulaciones Sismo resistencia</i> .....	30
<i>Tabla 17. Varillas longitudinales en columna</i> .....	30
<i>Tabla 18. Datos columna de diseño</i> .....	33
<i>Tabla 19. Solución Ecuación 13</i> .....	34
<i>Tabla 20. Solución Ecuación 14</i> .....	34
<i>Tabla 21. Diseño final estribos en columna</i> .....	34
<i>Tabla 22. Verificación cortante en una dirección</i> .....	39
<i>Tabla 23. Verificación cortante en dos direcciones</i> .....	40
<i>Tabla 24. Acero de zapata</i> .....	42
<i>Tabla 25. Verificación de momentos en zapata</i> .....	43
<i>Tabla 26. Momento resistente del muro</i> .....	44
<i>Tabla 27. Refuerzo longitudinal en pantalla de muro de contención</i> .....	46
<i>Tabla 28. Refuerzo transversal en pantalla de muro de contención</i> .....	46
<i>Tabla 29. Refuerzo longitudinal en pie de muro de contención</i> .....	47
<i>Tabla 30. Refuerzo transversal en pie de muro de contención</i> .....	47
<i>Tabla 31. Refuerzo longitudinal en talón de muro de contención</i> .....	48
<i>Tabla 32. Refuerzo transversal en talón de muro de contención</i> .....	48



## ÍNDICE DE FIGURAS

Gráfico 1. <i>Implantación General</i> .....	13
Gráfico 2. <i>Primera planta casa tipo</i> .....	13
Gráfico 3. <i>Segunda planta casa tipo</i> .....	13
Gráfico 4. <i>Fachada frontal</i> .....	14
Gráfico 5. <i>Espectro Elástico (NEC, 2015)</i> .....	17
Gráfico 6. <i>Espectro Elástico Calculado</i> .....	18
Gráfico 7. <i>Modelo 3D</i> .....	19
Gráfico 8. <i>Esfuerzos y deformaciones en vigas (NEC,2015)</i> .....	22
Gráfico 9. <i>Modelo SAP 2000 1</i> .....	22
Gráfico 10. <i>Modelo SAP 2000 2</i> .....	24
Gráfico 11. <i>As en [cm<sup>2</sup>] SAP 2000</i> .....	27
Gráfico 12. <i>Requisitos elementos a flexión (NEC, 2015)</i> .....	28
Gráfico 13. <i>Modelo SAP2000 Columnas</i> .....	29
Gráfico 14. <i>Modelo SAP2000 As columnas</i> .....	31
Gráfico 15. <i>Separación de estribos (NEC,2015)</i> .....	31
Gráfico 16. <i>Separación de estribos [kg/cm<sup>2</sup>] (NEC,2015)</i> .....	33
Gráfico 17. <i>Diagrama de interacción</i> .....	35
Gráfico 18. <i>Columna fuerte-viga débil, 1er pórtico</i> .....	36
Gráfico 19. <i>Columna fuerte-viga débil, 2do pórtico</i> .....	36
Gráfico 20. <i>Cargas y momentos en los nodos [kg-m]</i> .....	37
Gráfico 21. <i>Zapata Aislada</i> .....	38
Gráfico 22. <i>Tabla 13.2.7.1 (ACI 318-14)</i> .....	39
Gráfico 23. <i>Tabla 22.6.5.2 (ACI 318-14)</i> .....	40
Gráfico 24. <i>Esfuerzos y fuerzas en el concreto</i> .....	41
Gráfico 25. <i>Tabla 9.6.1.2 (ACI 318-14)</i> .....	42
Gráfico 26. <i>Dimensiones propuestas de muro</i> .....	43
Gráfico 27. <i>Detalle transversal viga</i> .....	49
Gráfico 28. <i>Detalle longitudinal viga</i> .....	49
Gráfico 29. <i>Detalle trasversal columna</i> .....	50
Gráfico 30. <i>Detalle en elevación columna</i> .....	50
Gráfico 31. <i>Detalle de zapata aislada</i> .....	51
Gráfico 32. <i>Detalle muro de contención</i> .....	52

## INTRODUCCIÓN

Se debe tomar en cuenta que Ecuador es un país ubicado en una zona sísmica, la construcción en Hormigón armado debe respetar otros criterios más estrictos que el ACI-318-14 y son los requisitos expuestos en la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción). Es decir, el diseño que se va a realizar respeta los conceptos del ACI, pero se aumentan criterios de validación de los diseños que existen la norma de la NEC.

El diseño se realizó en base al proyecto “Casas Delmonte” que consiste en 4 viviendas de 136,6 m<sup>2</sup> en un terreno que tiene una pendiente pronunciada de alrededor del 50%. Cada vivienda consiste en una diferente plataforma dentro del proyecto, es decir se tienen 5 plataformas ya que en la última plataforma están los parqueaderos y se sale a nivel de la Calle Sin nombre 1. El terreno está ubicado en el barrio Vista Hermosa de Conocoto en la vía antigua hacia el sur desde Conocoto. Los límites del terreno son al oeste la Vía a Guano Polo, al este la Vía Sin nombre 1, al Norte y al Sur se tiene de límite dos terrenos el Lote 364 y 366.

Conviene subrayar que el principal objetivo del proyecto de titulación es realizar el diseño de los elementos estructurales que consiste en diseñar las cimentaciones, las vigas y las columnas, y por último el muro de contención. El diseño se basa a las especificaciones de hormigón armado del ACI-318-14 y de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Entonces el principal objetivo es concluir este proyecto de titulación con el diseño final de estos elementos estructurales.

El desarrollo de este proyecto expondrá secuencialmente el diseño estructural. Primero se va a realizar el espectro del sismo de diseño de la NEC para poder ingresar este sismo en el modelo de la casa tipo de este proyecto. Posteriormente, se van a calcular las cargas estimadas que va a soportar esta estructura según las normas. El tercer capítulo consta con el diseño del muro de contención, tanto los factores de prevención que debe cumplir como el diseño del acero de refuerzo. El cuarto capítulo se trata sobre el diseño de las vigas, tanto el diseño a

flexión como el diseño a corte. El quinto capítulo tiene como fin el diseño de las columnas tanto longitudinalmente como transversalmente. El sexto y último capítulo tiene como objetivo el diseño estructural y el diseño del acero de refuerzo de las zapatas aisladas de las viviendas.

## DESARROLLO

### 1. Generalidades del proyecto

Dentro del diseño arquitectónico existen elementos que se deben diseñar estructuralmente y ciertos elementos que se consideran “no estructurales” que no aportan a la parte estructural que la vivienda. Existen elementos como la mampostería, columnas de madera, y otros, que no se consideran dentro del diseño estructural pero que se encuentran en el diseño arquitectónico de las viviendas.

En cuanto a los elementos estructurales del proyecto, se desarrolló el diseño en base a elementos en la subestructura y en la super estructura. Es decir, hablando de la subestructura, las cimentaciones de la casa se realizaron con el sistema de zapatas aisladas. Hablando de la subestructura, no se puede olvidar de que cada vivienda está en una distinta plataforma y en cada plataforma se debe realizar un muro de contención que soporte la carga de tierra del siguiente nivel. Por lo tanto, también se realizó el diseño estructural del muro de contención.

Además, se va a realizar el diseño estructural de los elementos de la super estructura. Es decir, los elementos sometidos a flexión y los elementos sometidos a flexo-compresión. Primero se va a realizar el diseño de las vigas a flexión y a corte, las columnas se va a realizar su diseño de acero longitudinal y transversal y verificar la sección en un diagrama de interacción.

El diseño arquitectónico fue realizado por la oficina de arquitectos ERDC donde encontramos los siguientes detalles:

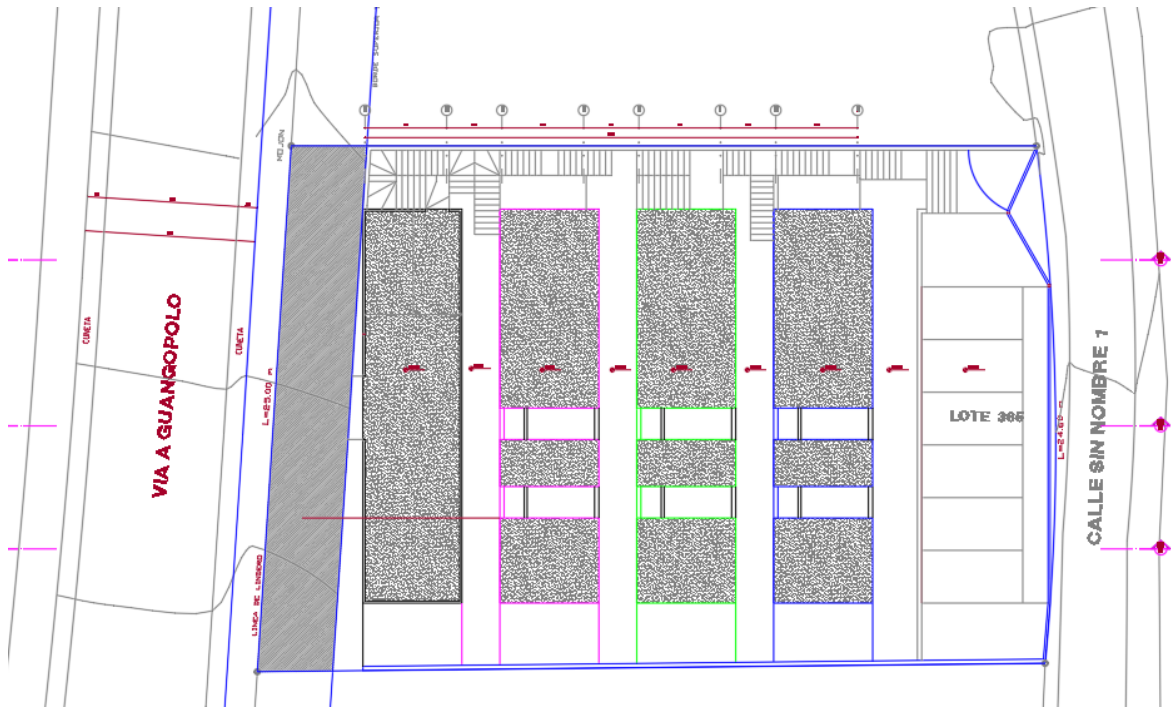


Gráfico 1. Implantación General

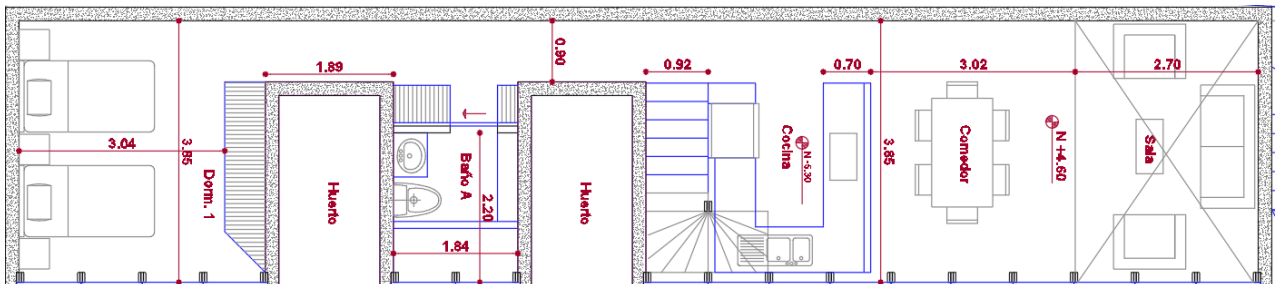


Gráfico 2. Primera planta casa tipo

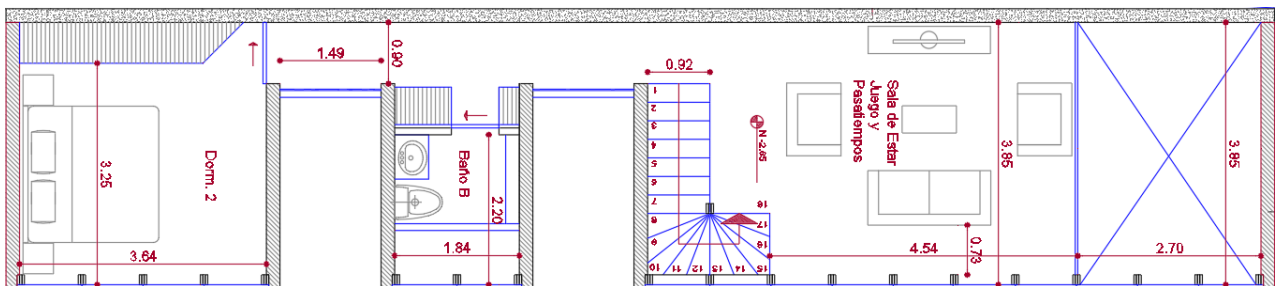


Gráfico 3. Segunda planta casa tipo

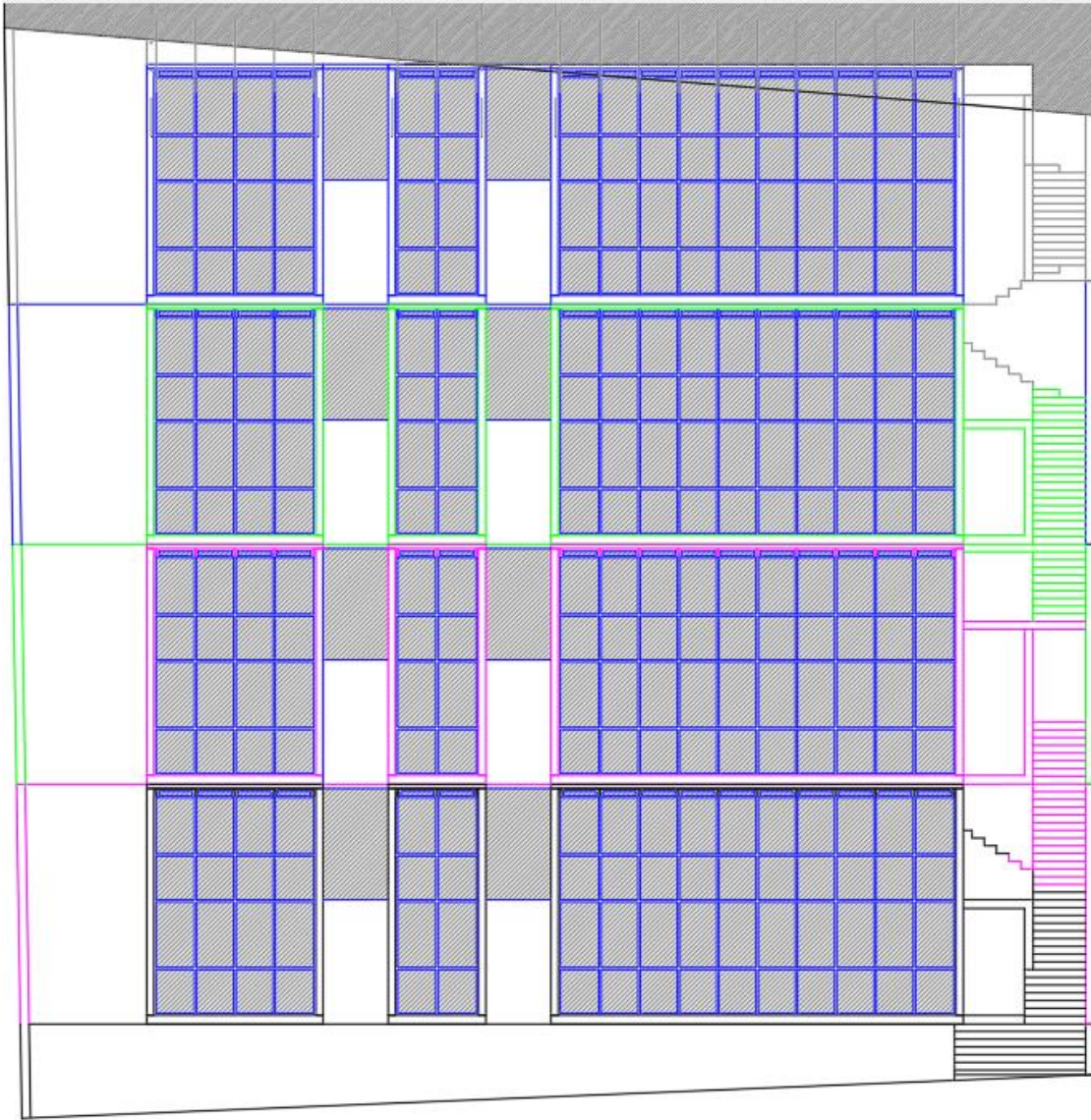


Gráfico 4. Fachada frontal

## 2. Espectro NEC

Los cálculos realizados para encontrar el espectro que afectaría a la estructura son en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, en su capítulo “Cargas Sísmicas”. Primero conociendo que el tipo de suelo es tipo D según el estudio de suelos del terreno. Y según la tabla de la NEC en el capítulo 10.2 “Poblaciones Ecuatorianas y valor del factor Z” el valor para la zona de Pichincha es de 0,40. Conociendo el tipo de suelo y el factor Z por zona sísmica se puede encontrar los siguientes factores:

**Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto**

Tabla 1. Tipo de Suelo y factores de sitio Fa (NEC, 2015)

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

**Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca**

Tabla 2. Tipo de Suelo y factores de sitio Fd (NEC, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

**Fs: Comportamiento no lineal de los suelos**

Tabla 3. Tipo de Suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$  (NEC, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	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	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Además, se debe encontrar el valor de  $Niu$  que según la NEC 2015 se encuentra de la siguiente manera:

- $\eta = 1.80$  : Provincias de la Costa ( excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$  : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$  : Provincias del Oriente

Dentro del capítulo 3.3.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones, encontramos la gráfica y sus respectivas ecuaciones para encontrar el espectro:



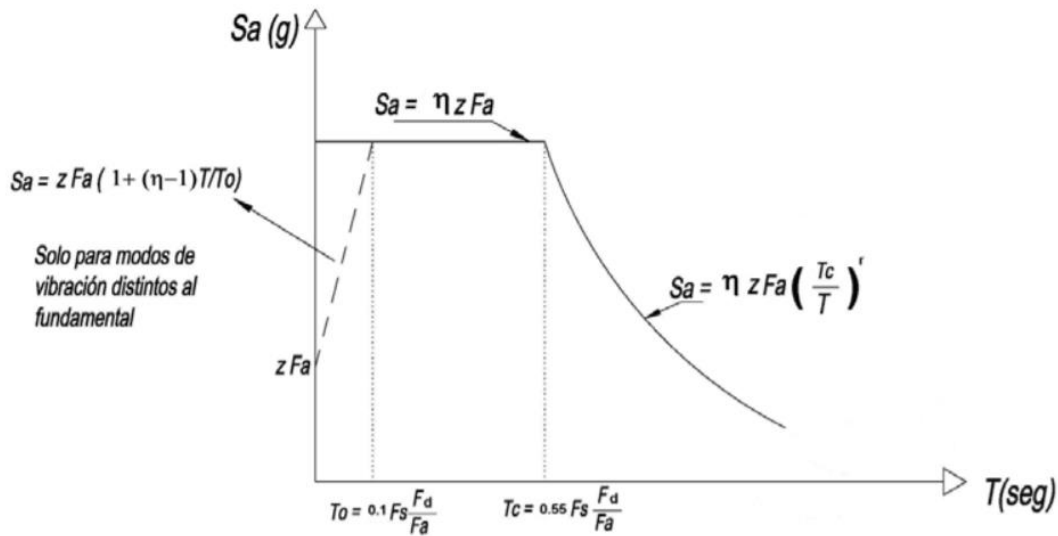


Gráfico 5. Espectro Elástico (NEC, 2015)

Basándonos en estas ecuaciones se calculó el espectro, teniendo en cuenta que el valor de R es 8 ya que es un pórtico resistente a momento como indica la siguiente tabla de la NEC, 2015:

Tabla 4. Sistemas estructurales dúctiles (NEC, 2015)

<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
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

Entonces en la siguiente gráfica podemos ver el espectro de aceleraciones, donde en azul se encuentra el espectro original y en tomate el espectro reducido por el factor de estructuras dúctiles:

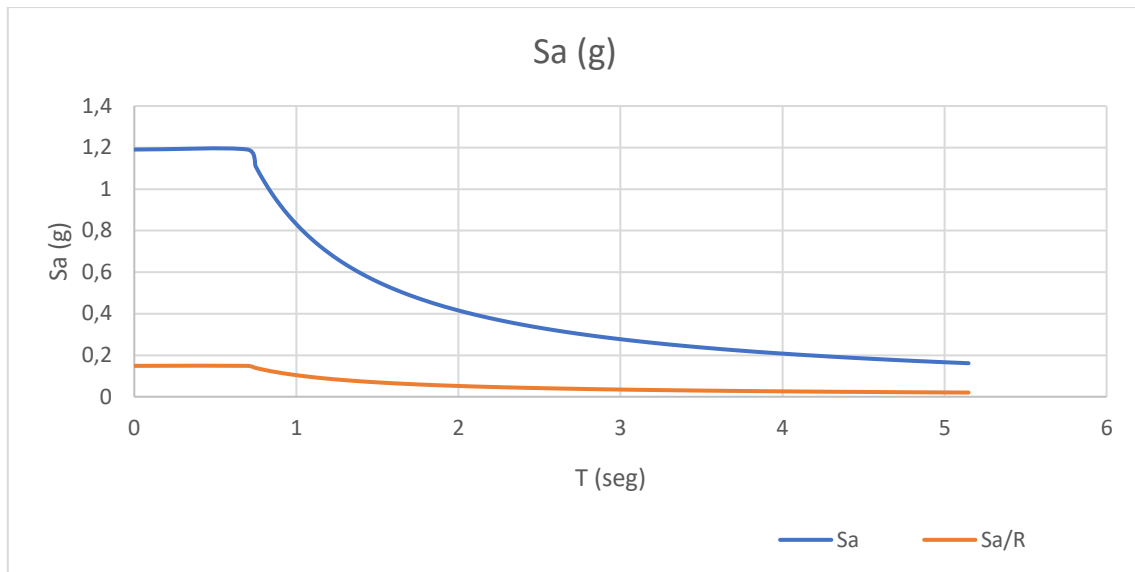


Gráfico 6. Espectro Elástico Calculado

### 3. Cortante Basal

La fórmula que encontramos en la NEC para el cálculo del cortante basal es la siguiente:

$$1) V = \frac{I Sa(Ta)}{R \phi_p \phi_e} W$$

Donde la R es el coeficiente de reducción que previamente se indicó que se va a utilizar 8 porque se van a seguir las normas sismorresistentes para cumplir con esto.  $\phi_p$  es el coeficiente de regularidad en planta y como vemos en los planos de los anexos no existe una irregularidad en planta así que el coeficiente es 1. El siguiente factor es el coeficiente de regularidad en elevación  $\phi_e$  que al igual esta es una estructura de dos pisos regular en elevación así que este factor es 1. El factor de importancia se basa en la siguiente tabla de la NEC:

Tabla 5. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura (NEC, 2015)

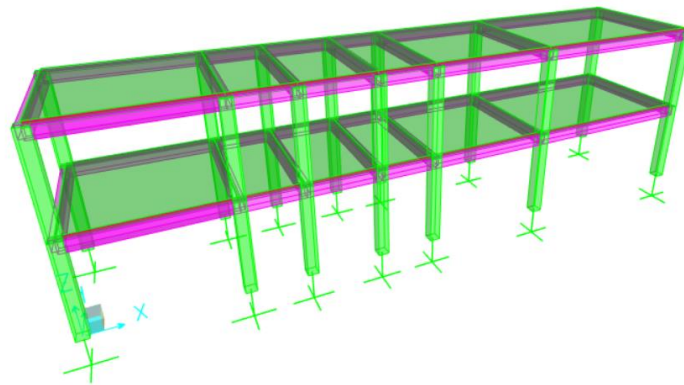
Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de 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

Podemos ver que la estructura de la casa residencial está dentro de la categoría de “Otras estructuras” así que el factor de importancia es 1, entonces la ecuación 1 quedaría de la siguiente manera:

$$V = \frac{1 * 1,1904}{8 * 1 * 1} W$$

$$V = 0,1488 W$$

Entonces el coeficiente del cortante basal es 0,1488, esto se tiene que multiplicar por el peso de la estructura. Para encontrar el peso de la estructura se generó un modelo real de la estructura en SAP2000, en el siguiente grafico podemos ver el modelo en tres dimensiones:



*Gráfico 7. Modelo 3D*

Al realizar el modelo podemos encontrar con ayuda del programa que el peso de la estructura es de 111,47 Toneladas. Entonces con este dato se puede encontrar el cortante basal:

$$V = 0,1488 * 111,47 \text{ Ton} = 16,59 \text{ Ton}$$

#### **4. Estimación de cargas**

Además de las cargas sísmicas encontradas en el primer y segundo capítulo, existen cargas vivas y cargas muertas que afectan a la estructura. Existen tres niveles en la casa residencial a calcular y son los siguientes, con su respectivo nivel y su respectiva altura de entrepiso:

Tabla 6. Niveles de la estructura (NEC, 2015)

Nivel	Identificación	Altura de piso a piso (m)
N-10.80	Contrapiso	2,65
N-8.15	Piso 1	2,65
N-5.50	Terraza	2,65

#### 4.1. Cargas muertas.

Primero en la siguiente tabla podemos encontrar las distintas cargas muertas que actúan sobre la estructura:

Tabla 7. Cargas muertas zona residencial (NEC, 2015)

Zona residencial	N-10.80 y N-8.15
Descripción	Carga [Ton/m <sup>2</sup> ]
Porcelanato	0,04
Enlucido	0,054
Instalaciones	0,01
Paredes	0,193
<b>Total</b>	<b>0,297</b>

Tabla 8. Cargas muertas terraza accesible (NEC, 2015)

Cubierta accesible	N-5.50
Descripción	Carga [Ton/m <sup>2</sup> ]
Porcelanato	0,04
Enlucido	0,022
Paredes	0,081
<b>Total</b>	<b>0,143</b>

Además de estas cargas muertas existe la carga por peso propio que se la va a modelar y tomar en cuenta directamente del programa SAP 200.

#### 4.2. Cargas vivas.

Ahora las cargas vivas a considerar en la estructura son las siguientes:

Tabla 9. Cargas vivas en zona residencial (NEC, 2015)

Zona residencial
<i>N-10.80 y N-8.15</i>
<b>Carga [Ton/m<sup>2</sup>]</b>
0,2

Tabla 10. Cargas vivas en cubierta accesible (NEC, 2015)

Cubierta accesible
<i>N-5.50</i>
<b>Carga [Ton/m<sup>2</sup>]</b>
0,48

Todas estas cargas se colocaron directamente en las losas del modelo realizado en SAP 2000.

#### 5. Diseño de vigas

El primer diseño para realizar de la estructura son las vigas. La viga que se va a utilizar es una viga de hormigón armado con las siguientes características:

Tabla 11. Datos de viga

<b>b</b>	0,25	[m]
<b>h</b>	0,3	[m]
<b>d</b>	0,26	[m]
<b>f'c</b>	23,54	[Mpa]
<b>fy</b>	412,08	[Mpa]

### 5.1. Diseño a flexión.

Primero se va a realizar el diseño de la viga a flexión, es decir para encontrar el acero longitudinal de la viga. Para diseñar se debe tomar en cuenta los siguientes esfuerzos y deformaciones que existen en la viga:

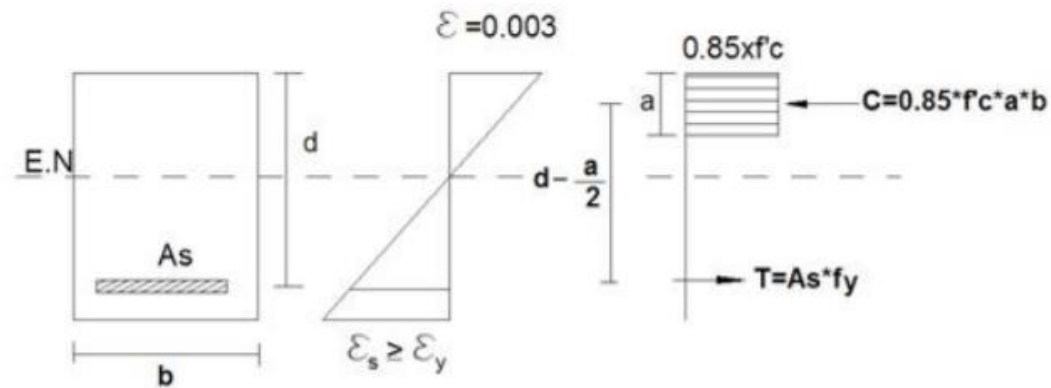


Gráfico 8. Esfuerzos y deformaciones en vigas (NEC,2015)

El área de acero se calcula con la siguiente ecuación:

$$2) \quad A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\left(\frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y}\right)^2 - \left(\frac{1.70 * f'c * b * M_u}{\phi * f_y^2}\right)}$$

Entonces se debe encontrar los Momentos últimos que es lo que hace falta para poder encontrar el área de acero. Para encontrar los momentos máximos en las vigas se corre el modelo se SAP 2000 y se obtiene el siguiente momento máximo negativo:

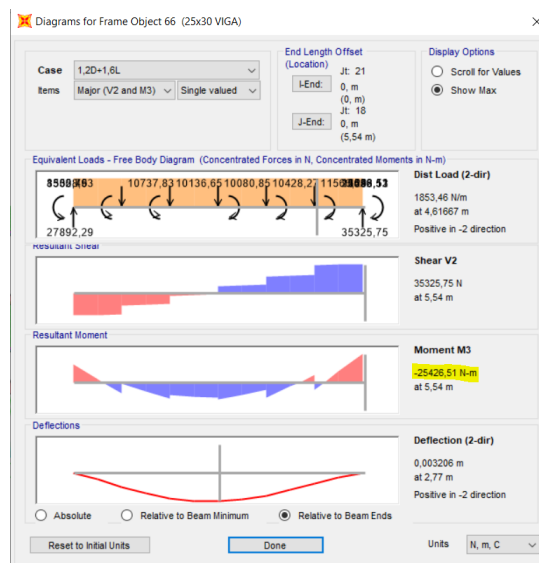


Gráfico 9. Modelo SAP 2000 I

El máximo momento negativo se encontró con la combinación de carga 1,2D+1,6L y es de -25426,51 N\*m. Además, el Phi utilizado en el diseño a flexión es de 0,90. Teniendo todos estos datos se puede encontrar el acero de refuerzo superior:

$$A_s = 2.76 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,76 \text{ cm}^2$$

Ahora se debe comprobar que este acero sea superior al área de acero mínimo requerido que se calcula con las siguientes dos ecuaciones de la NEC-SE-HM del capítulo 4.2.5:

$$3) A_s \text{ min} = \frac{1.4}{f_y} * b * d$$

$$4) A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b * d$$

Entonces el acero mínimo va a ser el mayor de los siguientes:

$$A_s \text{ min} = 2.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 1.91 \text{ cm}^2$$

Ya que el acero cumple y es mayor se utiliza 2,76 cm<sup>2</sup>. La cuantía entonces sería de 0.42%. Ahora se debe comprobar que la cuantía utilizada sea menor a la máxima permisible para zonas sísmicas que se calcula con la siguiente ecuación de la NEC-SE-HM de la sección 4.1 y del ACI 318-14 sección 22.2.2.4.3:

$$5) \rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

Donde  $\beta_1$  es igual a 0.85. Entonces la ecuación queda de la siguiente manera:

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{23.54 \text{ MPa}}{412.08 \text{ MPa}} * \frac{0.003}{\frac{412.08 \text{ MPa}}{200055.66 \text{ MPa}} + 0.003} = 0.0245$$

Y ahora encontramos la máxima cuantía:

$$6) \rho_{max} = 0.5 * \rho_b = 0.0122$$

Ahora verificamos que cumpla:

$$\rho < \rho_{max}$$

$$0.0042 < 0.0122$$

Y verificamos que cumple entonces ahora se encuentra el número de varillas y su respectivo diámetro:

Tabla 12. Datos acero superior

Varillas superiores		
<b>Diámetro</b>	14,000	[mm]
	0,014	[m]
<b>Área</b>	0,000	[m <sup>2</sup> ]
	1,539	[cm <sup>2</sup> ]
<b>Numero de varillas</b>	2,000	[u]
<b>As real</b>	3,079	[cm <sup>2</sup> ]
	<b>As real &gt; As</b>	<b>Cumple</b>

Ahora se repite el procedimiento, pero con el máximo momento positivo en las vigas que es el siguiente con la misma combinación de cargas 1,2D+1,6L:

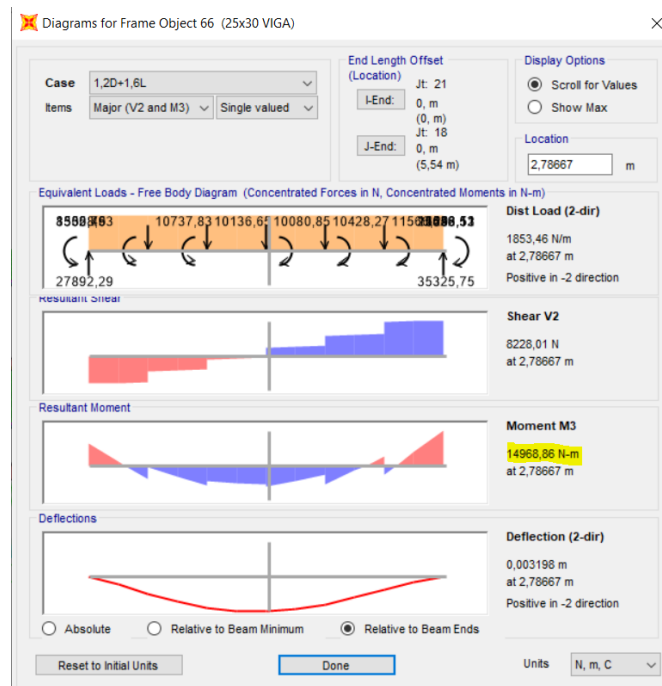


Gráfico 10. Modelo SAP 2000 2



El máximo momento positivo es de 14986,86 N\*m. Entonces con la ecuación 2 encuentro el área de acero inferior:

$$A_s = 1.59 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.59 \text{ cm}^2$$

Y se encontró el acero mínimo con la ecuación 3 y ecuación 4:

$$A_{s \text{ min}} = 2.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.91 \text{ cm}^2$$

Podemos ver que el acero mínimo es mayor al acero calculado entonces se utiliza el mínimo y encontramos una cuantía de 0,34 %. Con la ecuación 5 encontramos la máxima cuantía por zona sísmica que es la siguiente:

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{23.54 \text{ MPa}}{412.08 \text{ MPa}} * \frac{0.003}{\frac{412.08 \text{ MPa}}{200055.66 \text{ MPa}} + 0.003} = 0.0245$$

Y con la ecuación 6 encontramos la máxima cuantía por sismo resistencia:

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b = 0.0122$$

Ahora verificamos que cumpla:

$$\rho < \rho_{max}$$

$$0.0034 < 0.0122$$

Una vez verificado se procede al número de varillas y su respectivo diámetro:

Tabla 13. Datos acero inferior

Varillas inferiores		
<b>Diámetro</b>	12	[mm]
	0,012	[m]
<b>Área</b>	0,000113	[m <sup>2</sup> ]
	1,130973	[cm <sup>2</sup> ]
<b>Numero de varillas</b>	2	[u]
<b>As real</b>	2,26	[cm <sup>2</sup> ]

	<b>Asreal&gt;As</b>	<b>Cumple</b>
--	---------------------	---------------

Y por último encontramos las varillas extra que se van a colocar por temperatura que según el ACI sección 24.4.3.2 se debe usar una cuantía de  $\rho = 0.0018$  entonces el área de acero por temperatura es la siguiente:

$$A_{s_{temperatura}} = \rho * b * d = 0.0018 * 25 \text{ cm} * 26 \text{ cm} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Ahora se encuentra el número de varillas y el diámetro a utilizar:

Tabla 14. Datos acero por temperatura

<b>Varillas por temperatura</b>		
<b>Diámetro</b>	10	[mm]
	0,01	[m]
<b>Área</b>	7,85398E-05	[m2]
	0,785398163	[cm2]
<b>Número de varillas</b>	2	[u]
<b>As real</b>	1,57	[cm2]
	<b>Asreal&gt;As</b>	<b>Cumple</b>

## 5.2. Diseño a corte.

Ahora se va a realizar el diseño para el refuerzo transversal, este refuerzo debe diseñarse por capacidad ya que se generan momentos en los extremos de la viga que generan corte hiperestático. El corte hiperestático se obtiene con la siguiente ecuación del ACI 2014, capítulo 18:

$$7) V_p = \left( \frac{M_{i-} + M_{j+}}{L}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L} \right)$$

Donde vemos que existen en esta fórmula los momentos máximos negativos inicial y final y de igual manera los momentos máximos positivos inicial y final. Y encontramos los momentos en los extremos de la viga con la siguiente ecuación:

$$8) M_p = 1.25 * A_s * f_y * (d - \frac{a}{2})$$

El área de acero la encontramos del programa SAP 2000 y de la viga más crítica es el siguiente:

2,596	0,838	2,082
1,693	2,167	1,772

Gráfico 11. As en [cm<sup>2</sup>] SAP 2000

Pero como ya diseñamos el acero longitudinal utilizamos el área de acero real que es  $A_s = 3,08$  [cm<sup>2</sup>] para el acero superior y  $A_s = 1,13$  [cm<sup>2</sup>] para el acero inferior. Entonces encontramos los siguientes  $M_p$ :

Tabla 15. Momentos  $M_p$

<b>Mp1arriba i-</b>	3,95	t*m
<b>Mp2arriba j-</b>	3,95	t*m
<b>Mp1abajo i+</b>	2,95	t*m
<b>Mp2abajo j+</b>	2,95	t*m

Con esto encontramos el valor de  $V_p$  que son los siguientes:

$$V_p = (1,245t ; 1,245t)$$

Entonces tomando en cuenta que el valor de cortante por carga muerta obtenido en el modelo es de 1,36 T. Podemos calcular el valor del cortante ultimo:

$$V_u = V_a + V_p = (0.75 * 1.2 * 1.36t) + (1.245t) = 2.47 t$$

Ahora necesitamos comprobar que:

$$V_p \geq 0.50 V_u$$

$$1.24 \geq 1.23$$

Ya que cumple el valor de  $V_c$  es 0. Y con la siguiente ecuación calculamos el área de acero por cortante:

$$9) A_v = \frac{V_u - V_c}{\phi f_y d}$$

$$A_v = \frac{\frac{24218.85 \text{ N}}{0.75} - 0}{412.08 \text{ MPa} * 0.26 \text{ m} * 10^6} = 3.01 * \frac{10^{-4} \text{ m}^2}{\text{m}} = 3.01 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Ahora se debe respetar los criterios de sismo resistencia en lo que respecta al espaciamiento y son los siguientes:

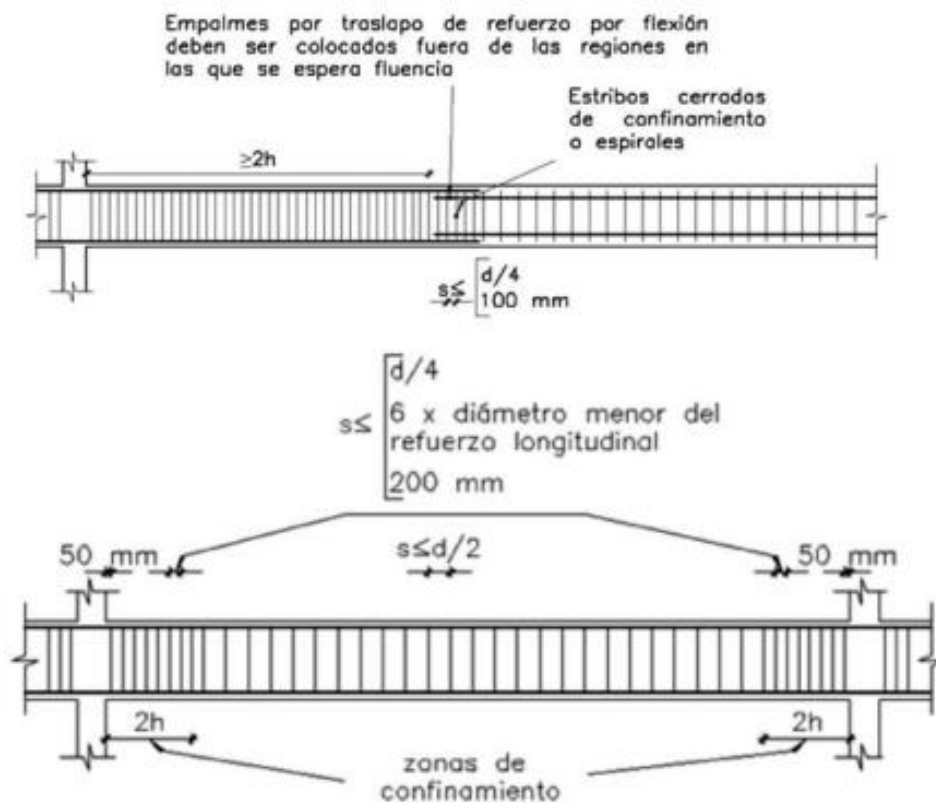


Gráfico 12. Requisitos elementos a flexión (NEC, 2015)

Entonces para calcular el espaciamiento en la zona donde no es zona de confinamiento es el siguiente:

$$S \leq \frac{d}{2}$$

$$S \leq \frac{0.26 \text{ m}}{2} = 0.13 \text{ m}$$

La zona central se va a utilizar un espaciamiento de 12 cm. Entonces el diámetro de la varilla a utilizar la calculamos:

$$Avarilla = 3.01 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * 0.12 \text{ m} = 0.36 \text{ cm}^2$$

Se va a utilizar un estribo con diámetro de 10 mm que tiene un área de 0.79 cm<sup>2</sup> cumpliendo lo requerido.

El espaciamiento en las zonas de confinamiento debe ser el menor de las siguientes ecuaciones:

$$10) S = \frac{d}{4} = \frac{26 \text{ cm}}{4} = 6.5 \text{ cm}$$

$$11) S = 6 * \text{diámetro menor refuerzo longitudinal} = 6 * 1.2 \text{ cm} = 7.2 \text{ cm}$$

$$12) S = 20 \text{ cm}$$

Entonces en las zonas de confinamiento se va a utilizar un espaciamiento de 5 cm.

## 6. Diseño de Columnas

### 6.1. Diseño longitudinal.

El diseño de la columna se va a realizar del siguiente elemento:

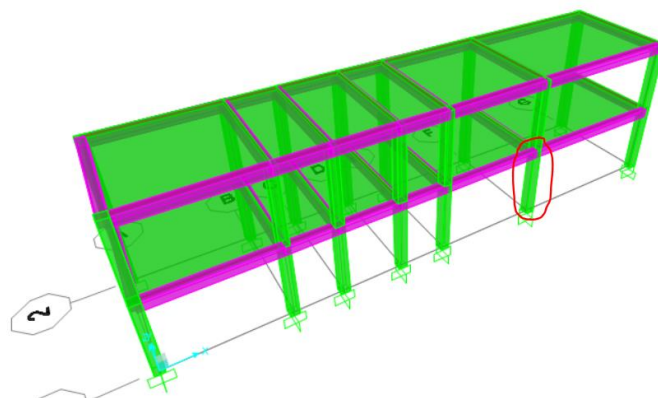


Gráfico 13. Modelo SAP2000 Columnas

Esta columna está diseñándose con las siguientes dimensiones:

$$B = 30 \text{ cm}$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

Verificamos las siguientes especificaciones por sismo resistencia:

Tabla 16. Regulaciones Sismo resistencia

b	>=	30	[cm]
<b>Cumple</b>			

b/h	>=		0,4
1	>=		0,4
<b>Cumple</b>			

Ya que cumplen con las especificaciones podemos comenzar el diseño. Entonces primero elegimos la cuantía que se va a utilizar en la columna que tiene que ser:

$$1\% < \rho < 6\%$$

Una vez escogida la cuantía de 1.3% se determina que la fuerza y los momentos de diseño no son muy grandes porque es una vivienda de solo dos pisos. Entonces el área de acero longitudinal que se debe utilizar es:

$$A_s = B * H * \rho = 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} * 0,013 = 11,7 \text{ cm}^2$$

Entonces se va a utilizar la siguiente varilla y cantidad de varillas:

Tabla 17. Varillas longitudinales en columna

<b>Varillas por utilizar</b>		
<b>Diámetro</b>	14,000	[mm]
	0,014	[m]
<b>Área</b>	0,000	[m <sup>2</sup> ]

	1,539 [cm <sup>2</sup> ]	
<b>Número de varillas</b>	8,000 [u]	
<b>As real</b>	12,315 [cm <sup>2</sup> ]	
	<b>Asreal &gt; As</b>	<b>Cumple</b>

Verificamos con el modelo de SAP2000 y se encuentra lo siguiente:

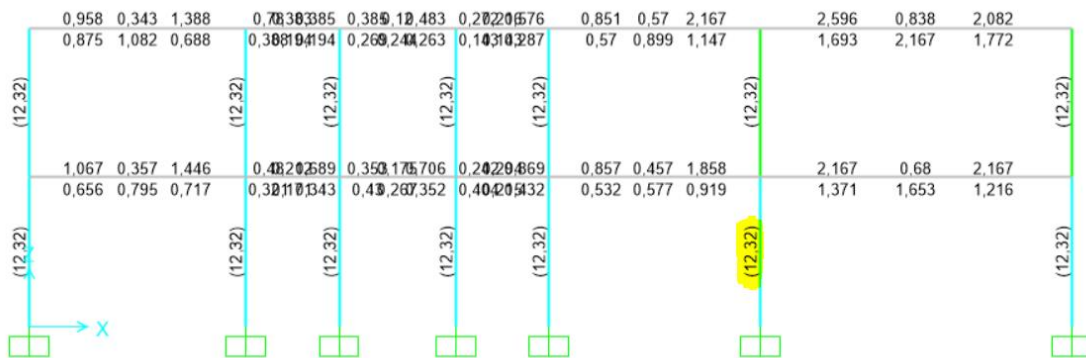


Gráfico 14. Modelo SAP2000 As columnas

## 6.2. Diseño por confinamiento.

Para diseñar por confinamiento se debe tomar en cuenta las siguientes especificaciones de la norma NEC-SE-HM y ACI318-14:

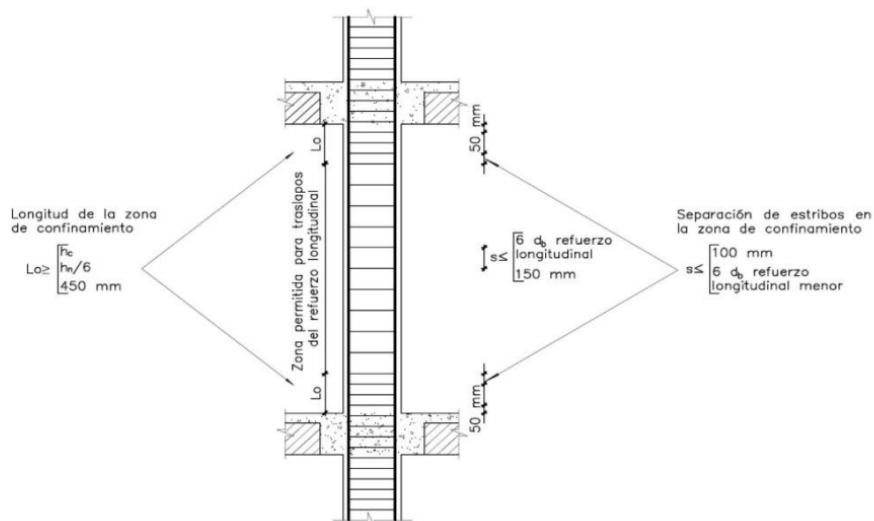


Gráfico 15. Separación de estribos (NEC,2015)

Entonces primero se calcula la longitud  $L_o$  según lo especificado en la norma NEC-SE-HM, 4.3. 4ª y la norma ACI,18.7.5.1, que es el mayor de los siguientes:

- $L_o = \frac{1}{6} * \text{Altura de entrepiso}$
- $L_o = \text{La máxima dimensión de la sección transversal}$
- $L_o = 450 \text{ mm}$

Entonces tenemos lo siguiente:

- $L_o = \frac{1}{6} * 2.65\text{m} = 44.2 \text{ cm}$
- $L_o = 30 \text{ cm}$
- $L_o = 45 \text{ cm}$

Ahora calculamos la separación de los estribos en la zona  $L_o$ , que según la norma debe ser el menor de los siguientes:

- $S_o = \frac{1}{4} * B = \frac{1}{4} * 30\text{cm} = 7.5\text{cm}$
- $S_o = 6 * \text{diámetro varilla longitudinal} = 6 * 1.4\text{cm} = 8.4 \text{ cm}$

La norma específica que si sale menor a 10 cm se puede ocupar **10 cm** entonces esa separación vamos a utilizar en la zona  $L_o$ . Ahora se va a calcular la separación en la zona fuera de  $L_o$  que es el mayor de los siguientes:

- $S = 6 * \text{diámetro varilla longitudinal} = 6 * 1.4\text{cm} = 8.4 \text{ cm}$
- $S = 15 \text{ cm}$

Ahora para área de acero de columnas rectangulares utilizamos las siguientes ecuaciones según la norma NEC-SE-HM 4.3.4C y ACI 18.7.5.4:

$$13) A_s h = 0.3 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_{yt}} * \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$14) A_s h = 0.09 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_{yt}}$$

Para utilizar estas ecuaciones se debe cumplir con las siguientes condiciones:

$$P_u \leq (0.3 * A_g * f'_c) \text{ y } f'_c \leq 70 \text{ MPa}$$



Para verificar verificamos cual es la carga ultima y momentos según el modelo realizado en SAP2000:

```

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3
Capacity      Design      Design      Design      Minimum      Minimum
Ratio         Pu         M2         M3         M2         M3
0,285        27029,654  119869,179  65519,882  65519,882  65519,882
  
```

Gráfico 16. Separación de estribos [kg/cm<sup>2</sup>] (NEC,2015)

Entonces verificamos que cumpla:

<b>Pu</b>	<=	<b>0,3*Ag*f'c</b>	
27029,65	<=	64800	[kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Cumple</b>			

<b>f'c</b>	<=	<b>70</b>	[Mpa]
240	<=	714	[kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Cumple</b>			

Ahora debemos solucionar las ecuaciones (13) y (14). Para esto necesitamos tomar en cuenta los siguientes datos de la columna:

Tabla 18. Datos columna de diseño

<b>Recubrimiento</b>	3	[cm]
<b>b1</b>	30	[cm]
<b>b2</b>	30	[cm]
<b>Espaciamiento entre estribos</b>	7,5	[cm]
<b>f'c</b>	240	[kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>fy</b>	4200	[kg/cm <sup>2</sup> ]

Aquí están los datos de la ecuación (13) en ambas direcciones:

Tabla 19. Solución Ecuación 13

<b>Ecuación 13</b>		
<b>Dirección X</b>		
<b>Ash</b>	1,7	[cm2]
<b>Dirección Y</b>		
<b>Ash</b>	1,7	[cm2]

Y los datos de la ecuación (14):

Tabla 20. Solución Ecuación 14

<b>Ecuación 14</b>		
<b>Dirección X</b>		
<b>Ash</b>	0,9	[cm2]
<b>Dirección Y</b>		
<b>Ash</b>	0,9	[cm2]

Entonces vemos que los mayores son en la dirección x es 1,7 cm<sup>2</sup> y en la dirección y de igual manera 1,7 cm<sup>2</sup>. Entonces verificamos con un estribo con el siguiente diámetro:

Tabla 21. Diseño final estribos en columna

<b>Estribos columna</b>		
<b>Phi</b>	1,20	[cm]
<b>Av</b>	1,13	[cm2]
<b>#</b>	2,00	
<b>Ash real</b>	2,26	[cm2]
<b>Cumple</b>		

### 6.3. Diagrama de interacción.

Se realizó el diagrama de interacción encontrando punto en la zona de compresión y en la zona de tensión y en el punto de equilibrio. El programa para realizar el diagrama de interacción se encuentra en Anexos y verificamos que la columna con su configuración resista el  $P_u$  de diseño y el  $M_u$  de diseño que son los siguientes según la Grafica 11:

- $P_u = 27,03$  [Ton]
- $M_u = 1,20$  [Ton-m]

Y el diagrama de interacción es el siguiente:

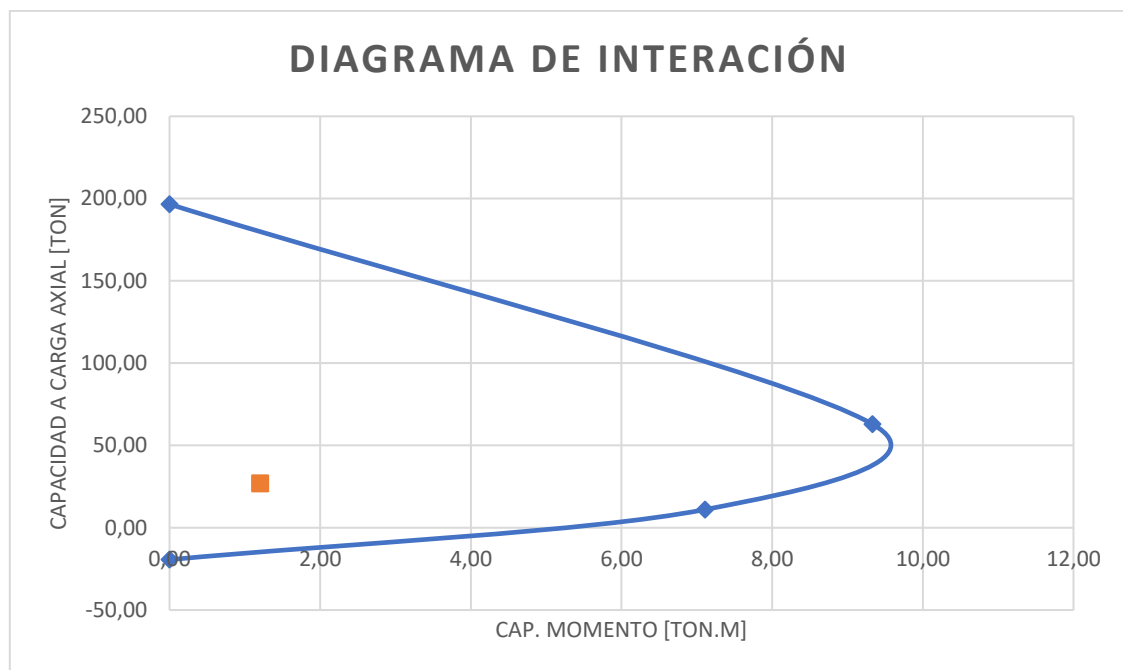


Gráfico 17. Diagrama de interacción

Verificamos que el punto tomado que es el punto de  $P_u$  y  $M_u$  están dentro de los rangos aceptables del diagrama entonces esta configuración sirve para resistir estas cargas de diseño.

#### 6.4. Chequeo de columna fuerte- viga débil.

El Chequeo de columna fuerte- viga débil se refiere a que "... las columnas que llegan al nudo sean mayor 1.20 veces la capacidad de la viga" (NEC, 2015). Esto quiere decir lo siguiente:

$$\frac{\text{Capacidad de columna}}{\text{Capacidad de viga}} \geq 1.20$$

Para realizar este chequeo verifico en el modelo realizado en SAP 2000, y tenemos lo siguiente para el primer pórtico y del segundo Pórtico:

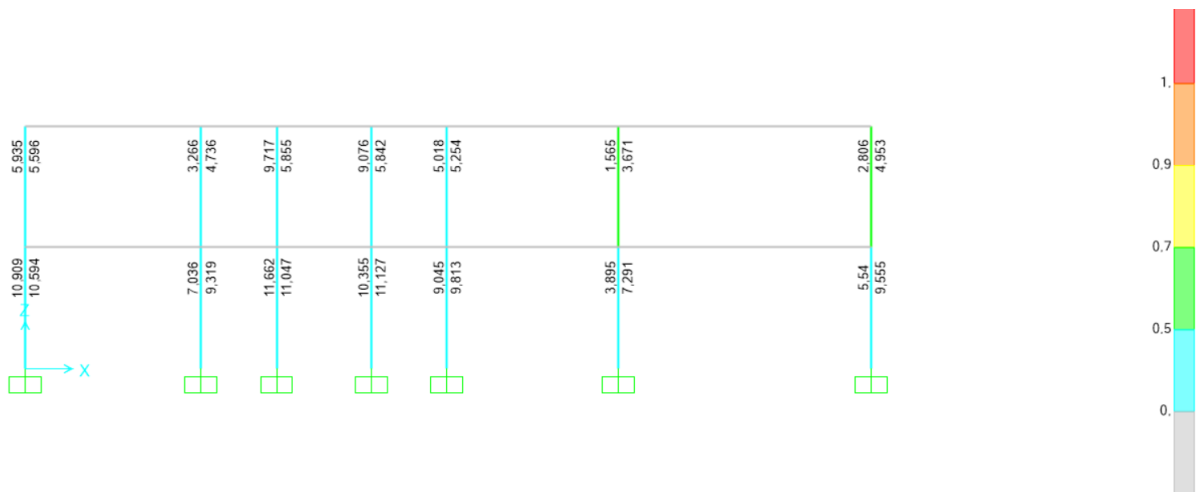


Gráfico 18. Columna fuerte-viga débil, 1er pórtico

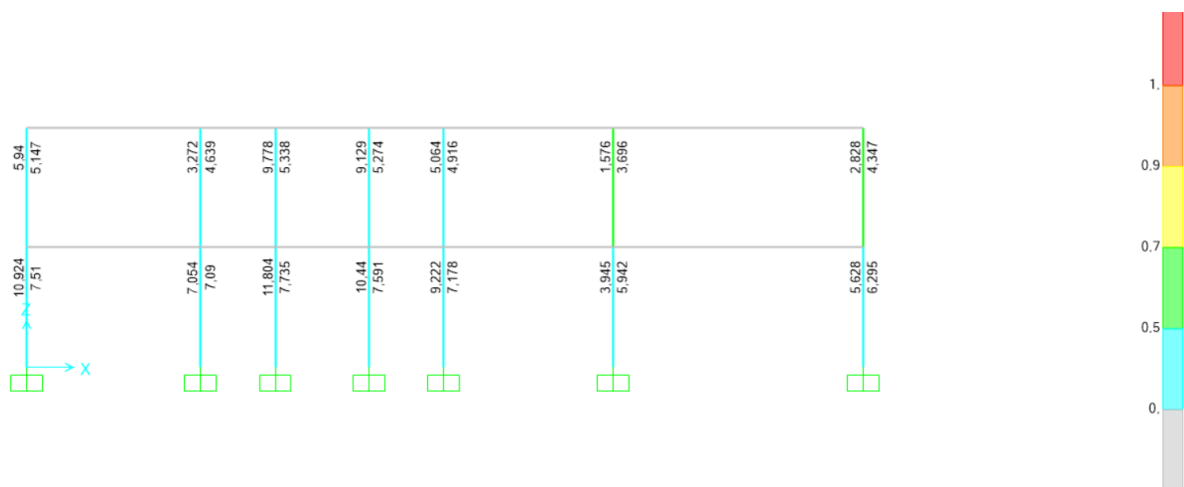


Gráfico 19. Columna fuerte-viga débil, 2do pórtico

Podemos verificar que todos los valores son mayores a 1.20. El más cercano a estos valores es 1.565 que no está dentro de los rangos críticos entonces el diseño es óptimo a partir de este aspecto.

## 7. Zapatas aisladas

La cimentación está dentro de la subestructura y es a donde llegan todas las fuerzas y esfuerzos de las columnas que a la vez reciben de las vigas. Se va a diseñar zapatas aisladas para cada columna basándonos en los resultados del estudio de suelos realizado en el terreno que se encuentran en los Anexos. Los datos del suelo que se van a utilizar son los siguientes:

$$Q_{adm} = 12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{suelo} = 1.7 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{concreto} = 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

Ahora las cargas de diseño se van a encontrar en el modelo de SAP 2000 y son las siguientes:

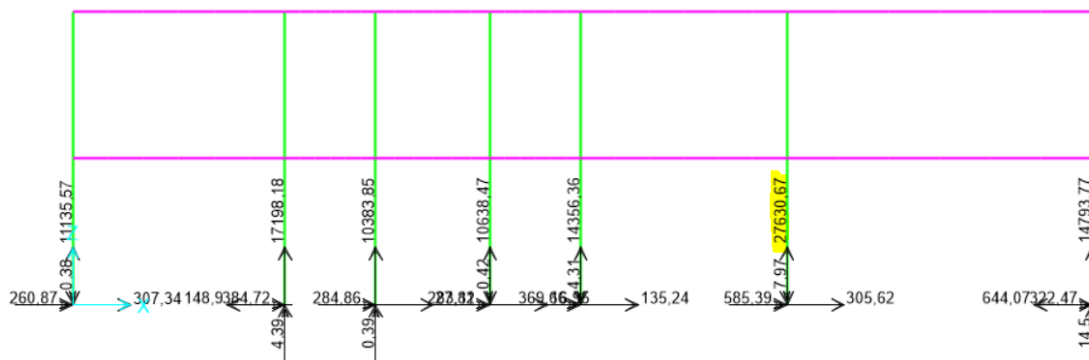


Gráfico 20. Cargas y momentos en los nodos [kg-m]

Podemos ver que la carga ultima de diseño es la siguiente:

$$P_u = 27630.67 \text{ kg}$$

Se va a diseñar por resistencia según el código del ACI 318- 14. Entonces para comenzar con el diseño se proponen los siguientes datos para el diseño:

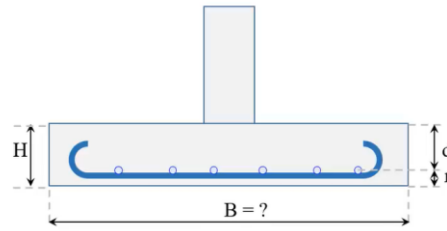


Gráfico 21. Zapata Aislada

- $\emptyset$  varilla = 1.2 cm (Propuesto)
- H zapata = 25 cm (Propuesto)
- Recubrimiento = 7.5 cm \* (1.5 \*  $\emptyset$  varilla) = 9.3 cm

Según el ACI 20.6.1.3.4 debe ser 7.5 cm para el concreto construido contra el suelo.

- $d = H - r = 25 \text{ cm} - 9.3 \text{ cm} = 15.7 \text{ cm}$

Según el ACI 13.3.1.2 la altura efectiva debe ser mayor a 15 cm.

- $Df = 1 \text{ m}$  (Propuesto)

Ahora se calcula el Q efectivo:

$$Q_{ef} = Q_{adm} - (\gamma_{suelo} * (1\text{m} - 0.25\text{m})) - (\gamma_{concreto} * 0.25\text{m}) = 9.7 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Ahora calculo el área necesaria de la zapata:

$$15) A = \frac{P}{Q_{ef}}$$

$$A = \frac{27.631 \text{ Ton}}{9.7 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}} = 2.85 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{A} \approx 1.7 \text{ m}$$

Calculamos la presión ascendente con la siguiente ecuación:

$$16) qu = \frac{Pu}{A}$$

$$qu = 9.56 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Según la sección del ACI 13.2.7.2 la localización de la sección crítica para Mu se verifica en la siguiente tabla:

<b>Localización de la sección crítica</b>	<b>Miembro soportado</b>
Cara de la columna o pedestal	Columna o pedestal
En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero	Columna con placa base de acero
Cara del muro	Muro de concreto
Entre el punto medio entre el eje y la cara del muro de albañilería	Muro de albañilería

Gráfico 22. Tabla 13.2.7.1 (ACI 318-14)

Entonces para el diseño de la zapata considerando la transmisión de fuerza cortante en una dirección analizamos a una distancia  $d$  del extremo de la columna que como sabemos es de 30 cm x 30 cm. Entonces el cortante último es el siguiente:

$$17) V_u = \left( \frac{B}{2} - \frac{b}{2} - d \right) * B * Q_u$$

$$= 8.83 \text{ Ton}$$

Y ahora comparamos con el cortante resistente del concreto:

$$18) V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b w d$$

$$= 21.91 \text{ Ton}$$

Sabiendo que Phi para el cortante es 0.75 verificamos que:

Tabla 22. Verificación cortante en una dirección

<b>Phi Vc</b>	>	<b>Vu</b>	
16,44	>	8,83	[Ton]
<b>Cumple</b>			

Ahora verificamos el cortante en dos direcciones que se encuentra a  $d/2$  de cada extremo de la columna:

$$19) V_u = (B^2 - (a + d)(b + d)) * q_u$$

Conociendo que a y b son ambos lados de la columna que es de 30 cm tenemos el siguiente cortante ultimo:

$$V_u = 25.63 \text{ Ton}$$

Para encontrar el cortante resistente del concreto en dos direcciones encuentro  $b_0$ :

$$b_0 = 2(a + d) + 2(b + d) = 182.8 \text{ cm}$$

Ahora para encontrar el cortante resistente del concreto en dos direcciones me ubico en la Tabla 22.6.5.2 del ACI 318-14:

Sistema SI Esfuerzos en MPA	Sistema mks esfuerzos en $\text{kgf/cm}^2$	Sistema de unidades
$V_c = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}$	$V_c = 1.1\lambda\sqrt{f'_c}$	$V_c = 4\lambda\sqrt{f'_c}$
$V_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	$V_c = 0.53\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$
$V_c = 0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	$V_c = 0.27\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	$V_c = \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$

Nota:  $\beta$  es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, carga concentrada o área de reacción, y  $\alpha_s$  está dada en 22.6.5.3.

Gráfico 23. Tabla 22.6.5.2 (ACI 318-14)

Entonces  $V_c$  es el menor de los siguientes:

- $V_c = 48907 \text{ kg}$
- $V_c = 47129 \text{ kg}$
- $V_c = 54940 \text{ kg}$

Ahora verificamos:

Tabla 23. Verificación cortante en dos direcciones

<b>Phi Vc</b>	>	<b>Vu</b>	
35,35	>	25,63	[Ton]



**Cumple**

Para diseñar la zapata para que resista el momento flexionante debo encontrar el momento ultimo y el momento resistente del concreto:

$$20) Mu = \left[ B * \left( \frac{B-b}{2} \right) \right] * Qu * \left( \frac{B-b}{4} \right)$$

$$Mu = 3.98 \text{ Ton} - m$$

Mediante la siguiente grafica de nivelación de esfuerzos y de fuerzas:

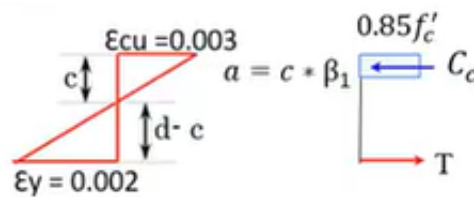


Gráfico 24. Esfuerzos y fuerzas en el concreto

Encontramos lo siguiente:

- $c = \frac{\varepsilon_{cu} d}{\varepsilon_y + \varepsilon_{cu}} = \frac{0.003 * 15.7 \text{ cm}}{0.003 + 0.002} = 9.42 \text{ cm}$
- $\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 * (f'_c - 280)}{70} = 0.88$  (Utilizo 0.85 como dice la norma)
- $a = \beta_1 * c = 9.42 \text{ cm} * 0.85 = 8.00 \text{ cm}$

Ahora para encontrar el Acero de refuerzo que resista el momento ultimo debo utilizar la siguiente ecuación:

$$21) As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$As = 9.01 \text{ cm}^2$$

Ahora encontramos el acero mínimo a flexión según la Tabla 9.6.1.2 del ACI 318-14 que es el el mayor de a) y b):

Sistema SI Esfuerzos en MPA	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm <sup>2</sup>	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en lb/pulg <sup>2</sup>
a) $\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{F_y} b_w d$ b) $\frac{1.4}{F_y} b_w d$	a) $\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{F_y} b_w d$ b) $\frac{14}{F_y} b_w d$	a) $\frac{3\sqrt{f'_c}}{F_y} b_w d$ b) $\frac{200}{F_y} b_w d$

Gráfico 25. Tabla 9.6.1.2 (ACI 318-14)

- $As_{min} = \frac{14}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 170 cm * 15.7 cm = 8.9 cm^2$
- $As_{min} = \frac{0.8 * \sqrt{240 kg/cm^2}}{4200 kg/cm^2} * 170 cm * 15.7 cm = 7.88 cm^2$

Pero vemos que el acero requerido de la ecuación (21) es mayor así que se debe cumplir con un  $As = 9.01 cm^2$ , entonces me planteo el siguiente arreglo de acero:

Tabla 24. Acero de zapata

<b>Phi</b>	1,20	[cm]
<b>Área</b>	1,13	[cm <sup>2</sup> ]
<b># varillas</b>	8,00	[u]
<b>As real</b>	9,05	[cm <sup>2</sup> ]

Para verificar que la zapata cumpla y resista con el momento ultimo cálculo el momento resistente con la siguiente ecuación:

$$22) Mn = (a * 0.85 f'c * B) * (d - \frac{a}{2})$$

Donde a es igual a:

$$a = \frac{As fy}{0.85 f'c B} = \frac{9.05 cm^2 * 4200 kg/cm^2}{0.85 * 240 \frac{kg}{cm^2} * 170 cm} = 1.10 cm$$

Entonces Mn:

$$Mn = 5.76 Ton - m$$

Y realizamos la verificación sabiendo que Phi es 0.90:

Tabla 25. Verificación de momentos en zapata

<b>Phi Mn</b>	>	<b>Mu</b>	
5,18	>	3,98	[Ton.m]
<b>Cumple</b>			

La zapata cumple, ahora encontramos la separación de las 8 varillas para formar la parrilla de la zapata:

$$s = \frac{(170 \text{ cm} - (2 * 7.5 \text{ cm}))}{8 \text{ varillas}} = 19.4 \text{ cm}$$

### 8. Diseño del muro de contención

Para el muro tenemos los siguientes datos del estudio de suelos:

- $\gamma = 17 \frac{kN}{m^3}$
- $\phi = 28^\circ$
- $c = 5 \frac{kN}{m^2}$
- $Ka = 0.36$
- $Qadm = 12 \frac{Ton}{m^2}$

Y las dimensiones propuestas son las siguientes:

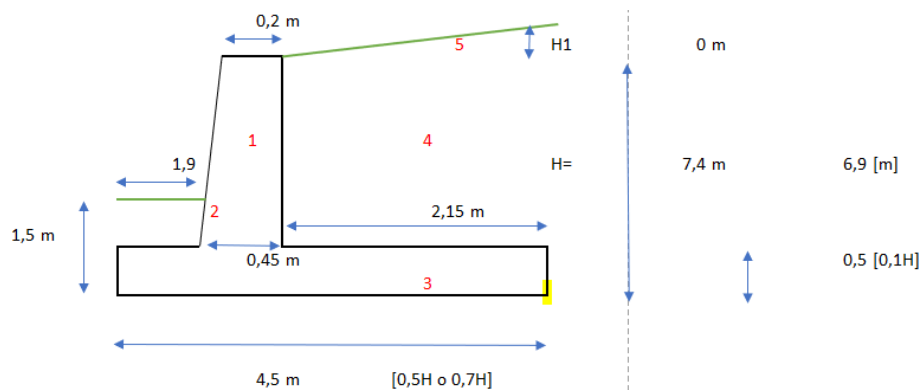


Gráfico 26. Dimensiones propuestas de muro

Con estas dimensiones se tiene que verificar que no falle por volcamiento, por deslizamiento y verificar el factor de seguridad por capacidad de carga. Primero calculamos el empuje activo:

$$23) E_a = 0.5 * k_a * \gamma_s * y^2$$

$$E_a = 0.5 * 0.36 * \frac{17kN}{m^3} * 7.4^2 = 167.57 kN$$

Ahora se debe encontrar el empuje activo horizontal y vertical con las siguientes ecuaciones:

$$24) E_{ah} = E_a * \cos\theta$$

$$E_{ah} = 167.57 kN$$

$$25) E_{ay} = E_a * \sin\theta$$

$$E_{ay} = 0 kN$$

Ahora debo encontrar el área de cada figura, el peso de cada figura, el brazo de palanca hasta el punto amarillo mostrado en la Grafica (20) y por último el momento resistente:

Tabla 26. Momento resistente del muro

Sección No.	Área (m <sup>2</sup> )	Peso (KN/m)	Brazo de palanca (m)	Momento (KN-m/m)
1	1,4	32,5	2,3	73,2
2	0,9	20,3	2,1	42,0
3	2,3	53,1	2,3	119,4
4	14,8	252,2	3,4	863,8
5	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>Sumatoria</b>	19,3	358,1	-	1098,4

Ahora calculamos el momento volcante:

$$26) M_v = E_{ah} * \frac{y}{3}$$

$$Mv = 413.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El factor de seguridad por volcamiento es el siguiente:

- $FS = \frac{Mr}{Mv} = \frac{1098.4 \text{ kN} \cdot \text{m}}{413.3 \text{ kN} \cdot \text{m}} = 2.66$  (Cumple ya que es mayor que 1.5)

Ahora debemos encontrar el factor de seguridad por deslizamiento:

- $\mu = \tan \varphi = \tan 28 = 0.53$
- $FSd = Wtotal * \frac{\mu}{Eah} = 358.1 * \frac{0.53}{167.57} = 1.1$  (Cumple ya que es igual a 1.5)

Debemos encontrar el factor de seguridad de capacidad de carga. Verificamos la excentricidad:

- $j = \frac{Mr - Mv}{Wtotal} = 1.91$
- $e = \frac{B}{2} - j = \frac{4.5 \text{ m}}{2} - 1.91 = 0.4 \text{ m}$

Verifico:

- $e = 0.4 < \frac{B}{6} = 0.4 \text{ m} < 0.75 \text{ m}$

Ya que la “La excentricidad es menor que L/6 se presenta un régimen de esfuerzos de compresión, con una distribución trapezoidal de esfuerzos” (Guía de diseño 2 , NEC, 2015).

Ahora encuentro los esfuerzos en el pie y talón del muro:

$$27) P_{1,2} = \frac{Wtotal}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Encontramos P1 y P2:

$$P_{1,2} = \frac{358.1}{4.5 * 1} \left( 1 \pm \frac{6 * 0.4}{4.5} \right)$$

$$P1 = 0.115 \text{ MPa} = 11.72 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$P2 = 0.044 \text{ MPa} = 4.49 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Podemos ver que los esfuerzos tanto en el pie y en el talón del muro son menores al  $Q_{adm}$  que es igual a  $12 \frac{Ton}{m^2}$  entonces cumple ya que todas las verificaciones son correctas el muro está bien diseñado. Los resultados del acero de refuerzo son los siguientes:

Tabla 27. Refuerzo longitudinal en pantalla de muro de contención

<b>Refuerzo Longitudinal Pantalla</b>		
<b>As</b>	0,00	[m <sup>2</sup> ]
	44,87	[cm <sup>2</sup> ]
<b>As min</b>	0,00	[m <sup>2</sup> ]
	12,74	[cm <sup>2</sup> ]
<b>Phi</b>	20,00	[mm]
<b>Av</b>	3,14	[cm <sup>2</sup> ]
<b>@</b>	0,07	[m]
<b>#</b>	15,00	[u]
<b>As real</b>	47,12	[cm <sup>2</sup> ]

Tabla 28. Refuerzo transversal en pantalla de muro de contención

<b>Refuerzo transversal Pantalla</b>		
<b>As temp.</b>	4,50	[cm <sup>2</sup> ]
<b>Phi</b>	12,00	[mm]
<b>Av</b>	1,13	[cm <sup>2</sup> ]
<b>@</b>	0,25	[m]
<b>#</b>	4,00	[u]
<b>As real</b>	4,52	[cm <sup>2</sup> ]

Tabla 29. Refuerzo longitudinal en pie de muro de contención

<b>Refuerzo Longitudinal Pie de Muro</b>		
<b>As</b>	0,00	[m <sup>2</sup> ]
	9,40	[cm <sup>2</sup> /m]
<b>As min</b>	0,00	[cm <sup>2</sup> /m]
	14,44	[cm <sup>2</sup> /m]
<b>Phi</b>	20,00	[mm]
<b>Av</b>	3,14	[cm <sup>2</sup> ]
<b>@</b>	0,20	[m]
<b>#</b>	5,00	[u]
<b>As real</b>	15,71	[cm <sup>2</sup> ]
<b>Long. Desarrollo</b>	1,30	[m]

Tabla 30. Refuerzo transversal en pie de muro de contención

<b>Refuerzo transversal Pie de muro</b>		
<b>As temp.</b>	7,65	[cm <sup>2</sup> ]
<b>Phi</b>	12,00	[mm]
<b>Av</b>	1,13	[cm <sup>2</sup> ]
<b>@</b>	0,14	[m]
<b>#</b>	7,00	[u]
<b>As real</b>	7,92	[cm <sup>2</sup> ]

Tabla 31. Refuerzo longitudinal en talón de muro de contención

<b>Refuerzo Longitudinal talón de muro</b>		
<b>As</b>	0,00	[m <sup>2</sup> ]
	17,07	[cm <sup>2</sup> /m]
<b>As min</b>	0,00	[cm <sup>2</sup> /m]
	14,44	[cm <sup>2</sup> /m]
<b>Phi</b>	20,00	[mm]
<b>Av</b>	3,14	[cm <sup>2</sup> ]
<b>@</b>	0,10	[m]
<b>#</b>	10,00	
<b>As real</b>	31,42	[cm <sup>2</sup> ]
<b>Long. Desarrollo</b>	1,30	[m]

Tabla 32. Refuerzo transversal en talón de muro de contención

<b>Refuerzo transversal talón de muro</b>		
<b>As temp.</b>	7,65	[cm <sup>2</sup> ]
<b>Phi</b>	12,00	[mm]
<b>Av</b>	1,13	[cm <sup>2</sup> ]
<b>@</b>	0,14	[m]
<b>#</b>	7,00	[u]
<b>As real</b>	7,92	[cm <sup>2</sup> ]



## 9. Diseños finales

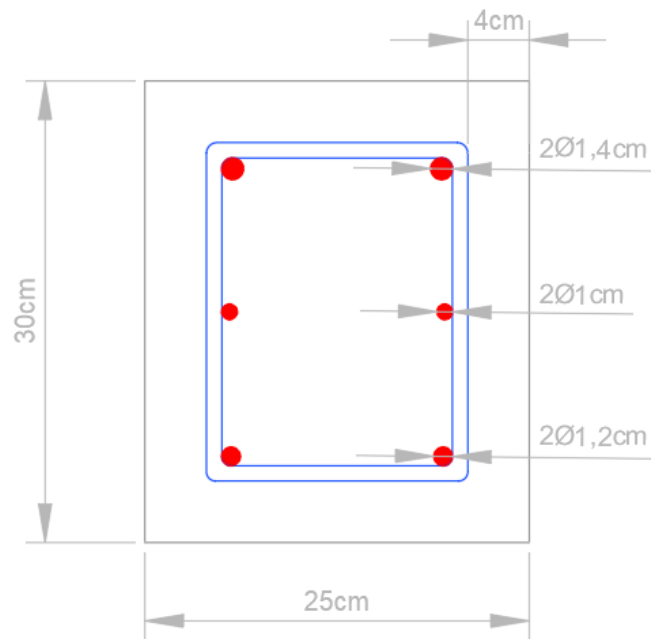


Gráfico 27. Detalle transversal viga

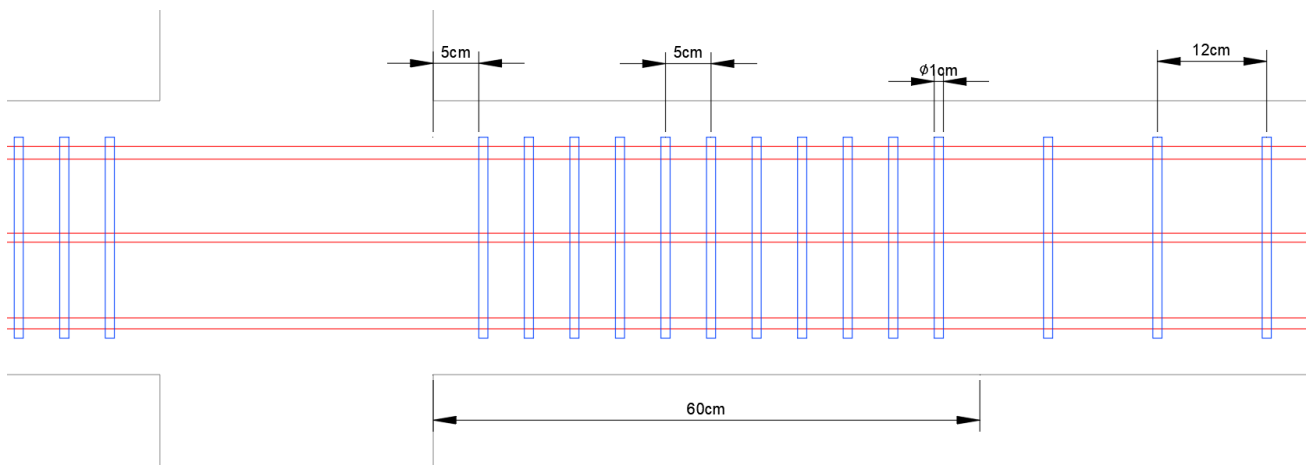


Gráfico 28. Detalle longitudinal viga

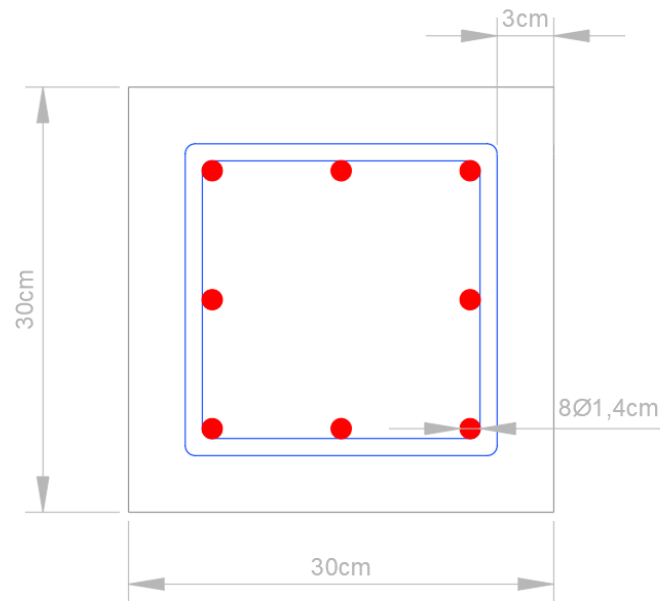


Gráfico 29. Detalle transversal columna

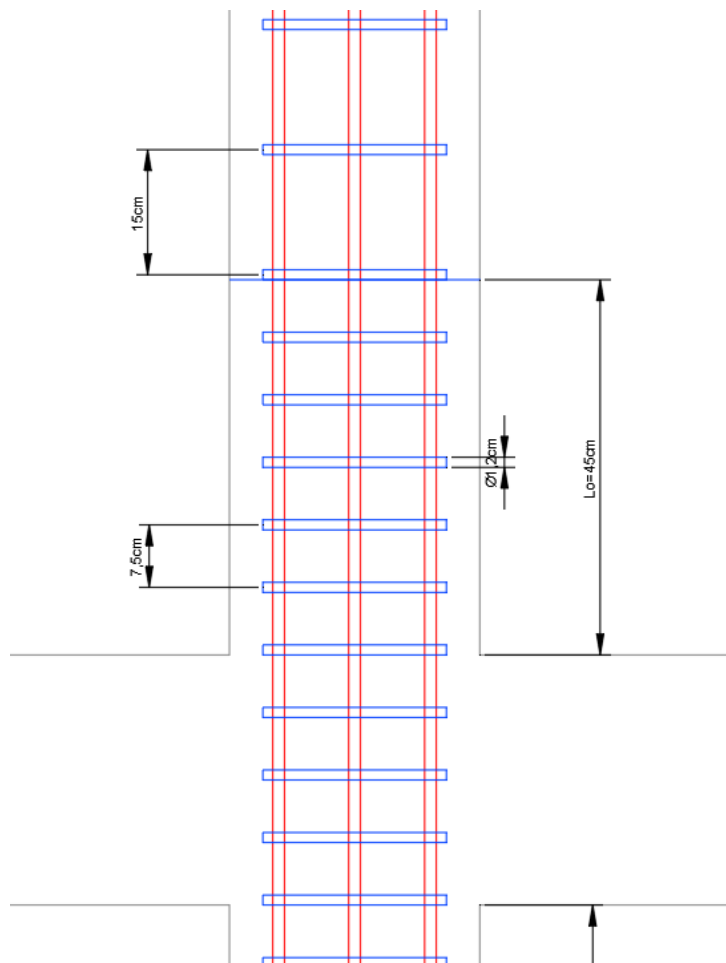


Gráfico 30. Detalle en elevación columna

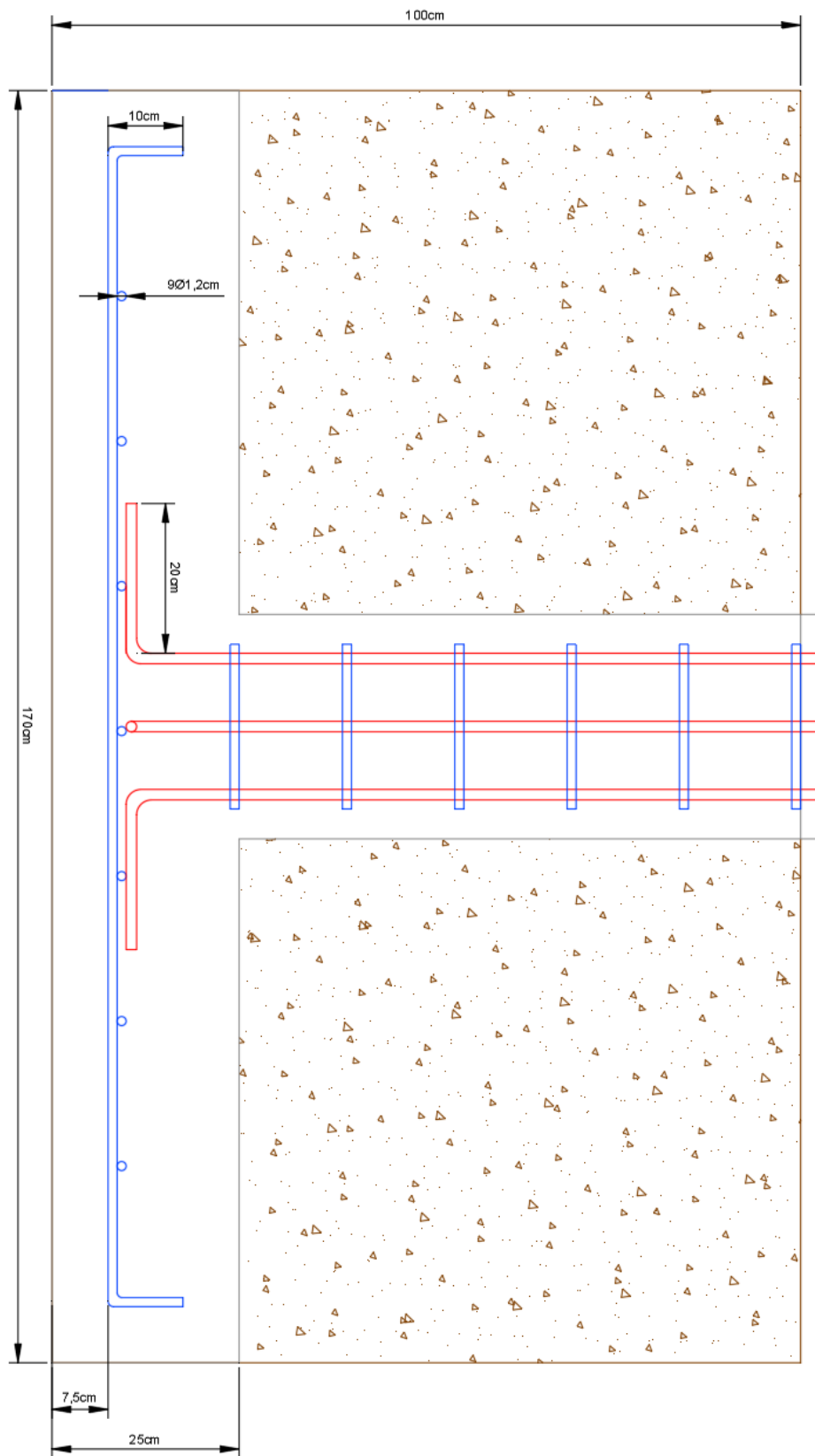


Gráfico 31. Detalle de zapata aislada

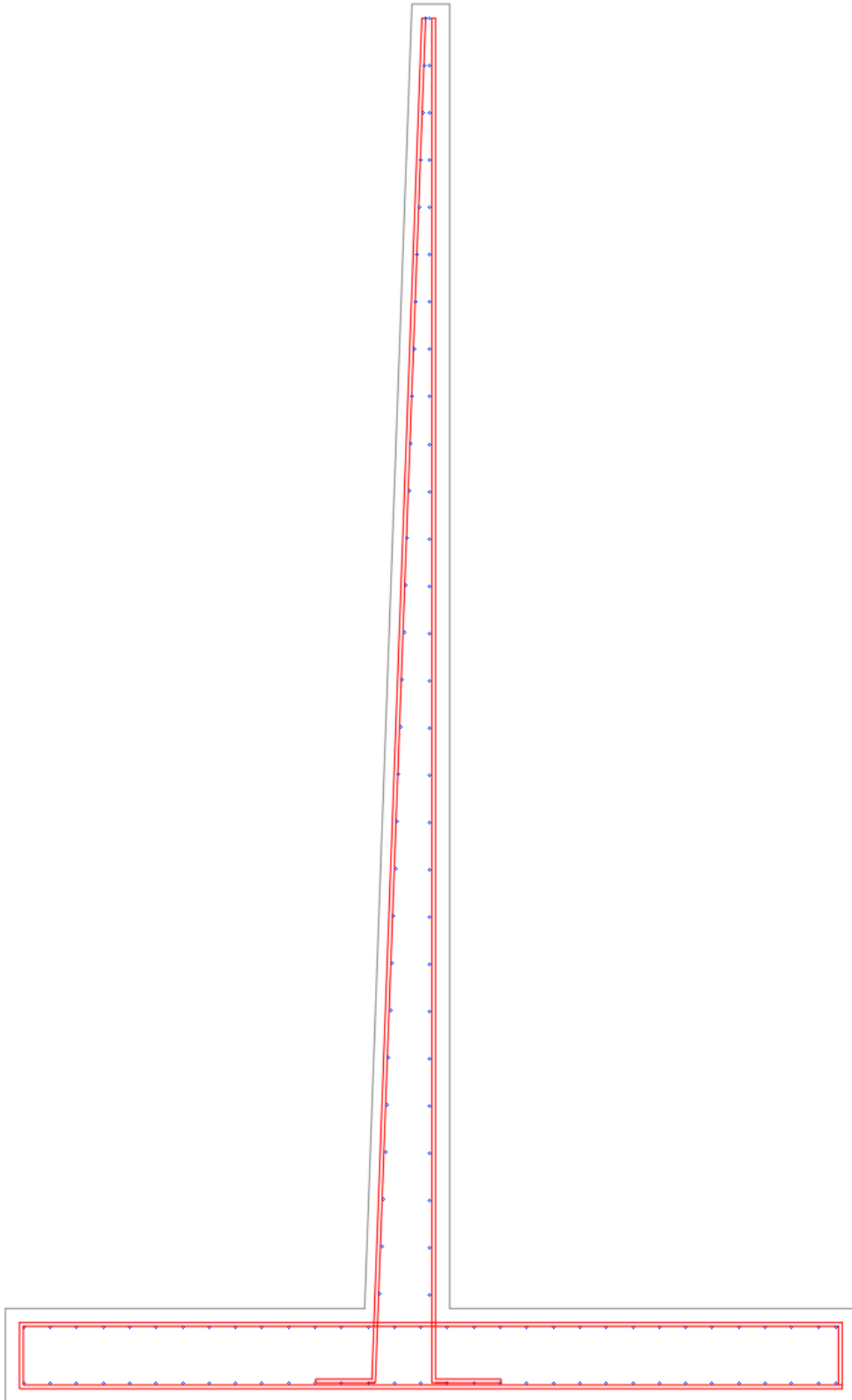


Gráfico 32. Detalle muro de contención

## CONCLUSIONES

Los objetivos del proyecto se cumplieron con éxito. Se cumplió con los “requerimientos y metodologías que deben ser aplicados al diseño sismorresistente de edificios principalmente, y en segundo lugar, a otras estructuras; complementadas con normas extranjeras reconocidas” (NEC, 2015). Se realizó y se entregó el detalle de diseño de los elementos estructurales de las viviendas, que son los siguientes:

- Detalle estructural de las vigas de la vivienda
- Detalle estructural de las columnas de la vivienda
- Detalle estructural de las zapatas aisladas de la vivienda
- Detalle estructural del muro de contención

Con todos los cálculos y modelos realizados en SAP 2000 se pudo verificar que lo diseñado estuvo acorde a los resultados que entregaba el programa, siendo el objetivo del proyecto poner en práctica todos los conceptos que se aprendió a través de los años en la carrera de Ingeniería Civil y no solo realizar un modelo que nos entregue todos los resultados. Por esto, se pudo verificar todos los cálculos con el modelo que fue de gran importancia para analizar el trabajo, siendo la base de todo el diseño los cálculos realizados y presentados manualmente.

El modelo en SAP2000 fue de gran ayuda al momento de analizar el diseño realizado. En el modelo se pudo verificar que los modos de vibración tuvieron una manera de comportarse correcta, eso quiere decir que el modo de vibración 1 fue traslacional, el modo de vibración 2 fue traslacional y en el modo 3 ya se puede evidenciar la torsión. Esto se pudo realizar ya que la señal del sismo de diseño se ingresó en el programa con el modelo de la vivienda así que se pudo registrar las cargas sísmicas que existen sobre la vivienda.

Respecto a los cálculos del acero de refuerzo de los elementos se pudo comprobar ciertos arreglos de refuerzo con el programa. Sin embargo, existen restricciones que el programa no verifica ya que se debe diseñar sísmicamente las conexiones, el cortante en las

vigas y en las columnas. En la parte práctica además de realizar el diseño del acero de refuerzo se debe comprobar que funcione sísmica y constructivamente. Diseño estructural de las casas “Delmonte” fue un proyecto exitoso debido que se consiguió todo lo que se propuso en un plazo muy corto y con buenos resultados tanto profesionales como teóricos.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ACI 318-14. *Building Code Requirements for Structural Concrete*. ACI Committee 318, American Concrete Institute, USA.

MIDUVI. *NEC-SE-HM. Estructuras de Hormigón*, Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, 2015.

MIDUVI. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015*. Imprenta activa, Quito- Ecuador.

## ANEXO A: ESPECTRO DE DISEÑO

<b>Tipo de suelo</b>	D
----------------------	---

	Provincia	Valor de n
<b>n</b>	Sierra, Esmeraldas y Galapagos	2,48

	Zona sísmica	Factor
<b>Z</b>	5	0,4

<b>R</b>	8,00
<b>r</b>	1,00
<b>Fa</b>	1,20
<b>Fd</b>	1,19
<b>Fs</b>	1,28
<b>Tc</b>	0,70
<b>To</b>	0,13
<b>TL</b>	2,86

<b>T (seg)</b>	<b>Sa (g)</b>	<b>Sd (m)</b>	<b>S/R (g)</b>
0,000	1,190	0,000	0,149
0,698	1,190	0,144	0,149
0,748	1,111	0,154	0,139
0,798	1,041	0,165	0,130
0,848	0,980	0,175	0,122
0,898	0,925	0,185	0,116
0,948	0,877	0,196	0,110
0,998	0,833	0,206	0,104
1,048	0,793	0,216	0,099
1,098	0,757	0,227	0,095
1,148	0,724	0,237	0,090
1,198	0,694	0,247	0,087
1,248	0,666	0,258	0,083
1,298	0,640	0,268	0,080
1,348	0,616	0,278	0,077
1,398	0,594	0,289	0,074
1,448	0,574	0,299	0,072
1,498	0,555	0,309	0,069
1,548	0,537	0,320	0,067
1,598	0,520	0,330	0,065
1,648	0,504	0,340	0,063
1,698	0,489	0,351	0,061
1,748	0,475	0,361	0,059
1,798	0,462	0,371	0,058