

**TRABAJO DE GRADO EN MODALIDAD PASANTÍA**  
**AUXILIAR DE DISEÑO ESTRUCTURAL**  
**H Y C INGENIERÍA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S**



**JOHAN DANILO MUÑOZ MERA**

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**  
**PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL**  
**DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS**  
**POPAYÁN – CAUCA**

**2020**

**TRABAJO DE GRADO EN MODALIDAD PASANTÍA  
AUXILIAR DE DISEÑO ESTRUCTURAL  
H Y C INGENIERÍA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S**

**JOHAN DANILO MUÑOZ MERA  
CÓDIGO: 100415013160**

**INFORME FINAL DE PRÁCTICA PROFESIONAL  
PARA OPTAR EL TÍTULO DE:  
INGENIERO CIVIL**

**DIRECTOR:  
ING. ANDRÉS FELIPE CORAL VARGAS**

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL  
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS  
POPAYÁN – CAUCA  
04/03/2020**

Nota de aceptación:

---

---

---

---

---

---

Firma del Director de Pasantía

---

Firma del Jurado

---

Firma del Jurado

Popayán, \_\_\_\_\_ Marzo de 2020

## AGRADECIMIENTOS

Estoy agradecido primeramente con Dios, con mi familia por su acompañamiento y amor y con todas las personas que me ayudaron en este proceso, entre los que se encuentran profesores, estudiantes y compañeros laborales, que hicieron sugerencias, aportes, por dedicarme parte de su tiempo y en especial por su amistad durante mis inquietudes.

Quiero agradecer al profesor ing. Msc. Carlos Ariel por la oportunidad que me brindó al momento de permitirme trabajar en su empresa y brindarme muchos conocimientos y experiencias durante el proceso, además que sus sugerencias fueron muy valiosas para el presente trabajo y para la vida profesional que se aproxima.

Finalmente agradecer en especial al director de grado ing. especialista Andrés Felipe Coral por su apoyo permanente durante la ejecución de la pasantía, brindando asesorías, correcciones y sugerencias valiosas para cumplir con los objetivos propuestos que me permitieron culminar de manera satisfactoria el proceso.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>LISTADO DE FIGURAS.....</b>	<b>7</b>
<b>LISTADO DE DIAGRAMAS.....</b>	<b>8</b>
<b>LISTADO DE TABLAS .....</b>	<b>9</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>11</b>
<b>2. JUSTIFICACIÓN.....</b>	<b>12</b>
<b>3. OBJETIVOS.....</b>	<b>13</b>
3.1 OBJETIVO GENERAL .....	13
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	13
<b>4. INFORMACIÓN GENERAL .....</b>	<b>14</b>
4.1 TITULO DE LA PASANTÍA .....	14
4.2 NOMBRE DEL PASANTE .....	14
4.3 ENTIDAD RECEPTORA.....	14
4.4 SEDE PRINCIPAL DEL TRABAJO.....	15
4.5 TUTOR POR PARTE DE LA UNIVERSIDAD DEL CAUCA.....	15
4.6 TUTOR POR PARTE DE LA ENTIDAD RECEPTORA.....	15
4.7 DURACIÓN.....	15
4.8 RECURSOS UTILIZADOS .....	15
4.9 METODOLOGÍA .....	16
4.10 PROYECTOS REALIZADOS.....	17
<b>5. EJECUCIÓN DE LA PASANTÍA .....</b>	<b>19</b>
5.1 DISEÑO ESTRUCTURAL BOX CULVERT Y PONTONES.....	19
5.1.1 Diseño De Box Culvert.....	20
5.1.2 Diseño De Pontón.....	40
5.1.3 Diseño De Estribo.....	50
5.2 DISEÑO ESTRUCTURAL RESTAURANTE DEL CENIDI POPAYÁN.....	70
5.2.1 Información De Entrada .....	70
5.2.2 Modelación .....	73
5.2.3 Diseño De Los Elementos Estructurales.....	76
5.2.4 Planos Estructurales.....	80
5.3 DISEÑO ESTRUCTURAL FINCA SANTA BÁRBARA CABAÑA TIPO .....	82
5.3.1 Información De Entrada .....	82

5.3.2 Modelación .....	85
5.3.3 Diseño De Los Elementos Estructurales Y Escaleras.....	88
5.3.4 Planos Estructurales .....	91
<b>5.4 DISEÑO ESTRUCTURAL CASA MEDIANERA TIPO 2 .....</b>	<b>93</b>
5.4.1 Información De Entrada .....	93
5.4.2 Modelación .....	96
5.4.3 Diseño De Los Elementos Estructurales.....	101
5.4.4 Planos Estructurales .....	126
<b>5.5 DISEÑO DE MURO BERLINÉS.....</b>	<b>131</b>
5.5.1 Materiales .....	131
5.5.2 Descripción Del Terreno .....	131
5.5.3 Procedimiento De Diseño .....	132
5.5.4 Cargas Horizontales .....	132
5.5.5 Pantalla.....	135
5.5.6 Pilotes .....	136
5.5.7 Modelación .....	137
5.5.8 Planos estructurales .....	143
<b>6. EXPERIENCIA ADQUIRIDA.....</b>	<b>144</b>
<b>7. CONCLUSIONES.....</b>	<b>145</b>
<b>8. PRODUCTOS REALIZADOS .....</b>	<b>146</b>
<b>8. BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>151</b>

## LISTADO DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Localización Municipio de Páez en el departamento del Cauca.....	19
<b>Figura 2.</b> Esquema general de box culvert .....	20
<b>Figura 3.</b> Presión vertical del relleno y reacción del terreno (EV) .....	22
<b>Figura 4.</b> Presión horizontal del terreno (EH) .....	23
<b>Figura 5.</b> Presión horizontal del terreno por carga (LS) .....	24
<b>Figura 6.</b> Carga de agua en alcantarilla (WA).....	24
<b>Figura 7.</b> Características del Camión de Diseño .....	25
<b>Figura 8.</b> Tándem de Diseño .....	26
<b>Figura 9.</b> Carga viva crítica (LL+IM) .....	27
<b>Figura 10.</b> Sección transformada.....	33
<b>Figura 11.</b> Despiece de cajón box culvert.....	37
<b>Figura 12.</b> Planta general de box culvert .....	37
<b>Figura 13.</b> Despiece de aletas box culvert.....	38
<b>Figura 14.</b> Cortes guardarruedas box culvert .....	38
<b>Figura 15.</b> Geometría box culvert .....	39
<b>Figura 16.</b> Corte transversal box culvert.....	39
<b>Figura 17.</b> Sección longitudinal del puente.....	40
<b>Figura 18.</b> Sección transversal del puente.....	41
<b>Figura 19.</b> Características del Camión de Diseño .....	42
<b>Figura 20.</b> Colocación de carga más crítica.....	43
<b>Figura 21.</b> Tándem de Diseño .....	43
<b>Figura 22.</b> Colocación de cargas más crítica.....	44
<b>Figura 23.</b> Carga de Carril de Diseño .....	45
<b>Figura 24.</b> Distribución de acero en el puente losa.....	48
<b>Figura 25.</b> Planta general del puente.....	49
<b>Figura 26.</b> Sección transversal del puente.....	49
<b>Figura 27.</b> Cargas provenientes de la superestructura.....	50
<b>Figura 28.</b> Tándem de Diseño .....	51
<b>Figura 29.</b> Secciones para carga muerta (DC) .....	52
<b>Figura 30.</b> Cargas aplicadas a la pantalla.....	63
<b>Figura 31.</b> Cargas aplicadas a la cimentación .....	66
<b>Figura 32.</b> Corte de estribo.....	68
<b>Figura 33.</b> Corte longitudinal.....	68
<b>Figura 34.</b> Corte de estribo.....	69
<b>Figura 35.</b> Localización Municipio de Popayán en el departamento del Cauca....	70
<b>Figura 36.</b> Planta restaurante de la fundación CENIDI .....	71
<b>Figura 37.</b> Render restaurante de la fundación CENIDI. ....	72
<b>Figura 38.</b> Fachada restaurante de la fundación CENIDI .....	72
<b>Figura 39.</b> Vista 3D restaurante de la fundación CENIDI.....	75
<b>Figura 40.</b> Vista 3D cubierta restaurante de la fundación CENIDI.....	79
<b>Figura 41.</b> Vista en planta de cimentación restaurante de la fundación CENIDI ..	80

<b>Figura 42.</b> Corte de viga de cimentación restaurante de la fundación CENIDI.....	80
<b>Figura 43.</b> Despiece de zapatas restaurante de la fundación CENIDI.....	81
<b>Figura 44.</b> Despiece de columnas restaurante de la fundación CENIDI.....	81
<b>Figura 45.</b> Localización Municipio de Popayán en el departamento del Cauca....	82
<b>Figura 46.</b> Planta primer piso finca santa bárbara CABAÑA. ....	83
<b>Figura 47.</b> Fachada finca santa bárbara CABAÑA. ....	84
<b>Figura 48.</b> Render finca santa bárbara CABAÑA. ....	85
<b>Figura 49.</b> Vista 3D finca santa bárbara CABAÑA.....	88
<b>Figura 50.</b> Vista en planta de cimentación finca santa bárbara CABAÑA .....	91
<b>Figura 51.</b> Corte de viga de cimentación finca santa bárbara CABAÑA .....	92
<b>Figura 52.</b> Despiece de zapatas finca santa bárbara CABAÑA.....	92
<b>Figura 53.</b> Planta de primer y segundo piso .....	94
<b>Figura 54.</b> Corte B-B.....	94
<b>Figura 55.</b> Corte A-A.....	95
<b>Figura 56.</b> Fachada principal .....	95
<b>Figura 57.</b> Zona de amenaza eólica: Figura B.6.4-1 NSR-10.....	97
<b>Figura 58.</b> Esquema de muros estructurales .....	103
<b>Figura 59.</b> Planta de cimentación .....	126
<b>Figura 60.</b> Planta de muros estructurales primer piso .....	127
<b>Figura 61.</b> Planta de vigas y losa de entrepiso .....	128
<b>Figura 62.</b> Planta de vigas y elementos de cubierta .....	128
<b>Figura 63.</b> Secciones del proyecto .....	129
<b>Figura 64.</b> Secciones del proyecto .....	130
<b>Figura 65.</b> Esquema general .....	132
<b>Figura 66.</b> Modelación SAP2000 con resortes. ....	138
<b>Figura 67.</b> Representación de la carga (EH) modelación SAP2000 .....	139
<b>Figura 68.</b> Diagrama de cortante Resistencia I.....	140
<b>Figura 69.</b> Diagrama de momentos Resistencia I.....	141
<b>Figura 70.</b> Punto de rotación, modelación SAP 2000 con resortes .....	142
<b>Figura 71.</b> Diseño del elemento caisson.....	143

## LISTADO DE DIAGRAMAS

<b>Diagrama 1.</b> Estados de carga .....	30
<b>Diagrama 2.</b> Diagrama de Envolventes .....	31
<b>Diagrama 3.</b> Espectro elástico de aceleraciones del proyecto .....	76
<b>Diagrama 4.</b> Espectro elástico de aceleraciones del proyecto .....	89
<b>Diagrama 5.</b> Espectro elástico de aceleraciones del proyecto .....	102



## LISTADO DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Alturas equivalentes de suelo .....	23
<b>Tabla 2.</b> Profundidades mínimas para superestructuras.....	41
<b>Tabla 3.</b> Amplificación por Carga Dinámica (IM) .....	44
<b>Tabla 4.</b> Resumen de momentos flectores por cargas.....	46
<b>Tabla 5.</b> Información de las secciones para carga muerta (DC) .....	53
<b>Tabla 6.</b> Información de las secciones para carga (EV).....	54
<b>Tabla 7.</b> Alturas equivalentes de suelo .....	55
<b>Tabla 8.</b> Resumen de cargas verticales .....	55
<b>Tabla 9.</b> Resumen de cargas horizontales.....	58
<b>Tabla 10.</b> Factores de carga utilizados .....	59
<b>Tabla 11.</b> Cargas verticales y momento estabilizador por cargas verticales.....	60
<b>Tabla 12.</b> Cargas horizontales y momento de vuelco por cargas horizontales .....	61
<b>Tabla 13.</b> Vuelco alrededor del punto A.....	61
<b>Tabla 14.</b> Deslizamiento en base del estribo .....	62
<b>Tabla 15.</b> Presiones actuantes en la base del estribo.....	62
<b>Tabla 16.</b> Cargas y momentos en la pantalla .....	65
<b>Tabla 17.</b> Cargas y momentos en la cimentación .....	67
<b>Tabla 18.</b> Resistencia de los materiales usados .....	73
<b>Tabla 19.</b> Cargas de cubierta.....	73
<b>Tabla 20.</b> Datos de entrada y resultados de cubierta.....	74
<b>Tabla 21.</b> Datos generales del sismo .....	77
<b>Tabla 22.</b> Verificación de la condición de cortante basal .....	77
<b>Tabla 23.</b> Hipótesis sísmica: Sismo X1 y Sismo Y1 respectivamente.....	78
<b>Tabla 24.</b> Valores máximos de verificación de derivas .....	78
<b>Tabla 25.</b> Valores máximos de verificación de derivas .....	78
<b>Tabla 26.</b> Resistencia de los materiales usados .....	85
<b>Tabla 27.</b> Cargas de cubierta.....	86
<b>Tabla 28.</b> Datos de entrada y resultados de cubierta.....	87
<b>Tabla 29.</b> Datos generales del sismo .....	90
<b>Tabla 30.</b> Valores máximos de verificación de derivas .....	90
<b>Tabla 31.</b> Resistencia de los materiales usados .....	96
<b>Tabla 32.</b> Cargas de entrepiso y de cubierta .....	97
<b>Tabla 33.</b> Coeficiente de importancia: Tabla A.2.5-1 NSR-10.....	98
<b>Tabla 34.</b> Factor de ajuste: Figura B.6.4-2 NSR-10 .....	99
<b>Tabla 35.</b> Factor de importancia: Tabla B.6.5-1 NSR-10 .....	99
<b>Tabla 36.</b> Presión de viento simplificada: Figura B.6.4-2 NSR-10 .....	99
<b>Tabla 37.</b> Datos generales del sismo .....	101
<b>Tabla 38.</b> Información de muros primer y segundo piso .....	104
<b>Tabla 39.</b> Derivas máximas: Tabla A.6.4-1 .....	104
<b>Tabla 40.</b> Verificación de Derivas .....	105
<b>Tabla 41.</b> Cálculo de $f'm$ .....	106

<b>Tabla 42.</b> Verificación de área mínima.....	107
<b>Tabla 43.</b> Verificación por compresión.....	110
<b>Tabla 44.</b> Verificación por flexión.....	113
<b>Tabla 45.</b> Verificación de cortante.....	115
<b>Tabla 46.</b> Verificación de columneta.....	117
<b>Tabla 47.</b> Reporte de metaldeck.....	119
<b>Tabla 48.</b> Información de los componentes de la escalera.....	120
<b>Tabla 49.</b> Cargas en escaleras.....	120
<b>Tabla 50.</b> Valores mínimos de resistencia y refuerzo: Tabla E.2.2-1 NSR-10 ....	121
<b>Tabla 51.</b> Datos de entrada para el diseño.....	123
<b>Tabla 52.</b> Diseño de viga T invertida.....	123
<b>Tabla 53.</b> Diseño de nervios.....	124
<b>Tabla 54.</b> Resistencia contra el fuego.....	125
<b>Tabla 55.</b> Parámetros del suelo.....	131
<b>Tabla 56.</b> Parámetros sísmicos.....	131
<b>Tabla 57.</b> Resumen cargas horizontales.....	135
<b>Tabla 58.</b> Espaciamiento centro a centro de pilotes.....	136
<b>Tabla 59.</b> Módulo de reacción vertical y horizontal.....	137

## 1. INTRODUCCIÓN

Con el objetivo de poder acceder al título de Ingeniero Civil, en este documento se describe la práctica profesional a realizar como auxiliar de diseño estructural en la empresa H Y C INGENIERÍA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S conforme al acuerdo N° 027 de 2012 emanado por el Consejo Superior de la Universidad del Cauca y la resolución N° 820 del 14 de Octubre del 2014 del Consejo de Facultad de Ingeniería Civil De La Universidad del Cauca el cual establece la modalidad de pasantía o práctica empresarial.

En virtud de continuar con el desarrollo de la formación académica - profesional y con la consideración de la importancia en la actualidad de la ingeniería estructural, más especialmente en nuestro medio por procesos de desarrollo en la infraestructura del país y la influencia de nuestro campo de acción en la ingeniería colombiana, además teniendo en cuenta la ubicación de nuestra región en una zona de amenaza sísmica alta, se vuelve ineludible el conocimiento de los diferentes parámetros que afectan el diseño estructural de los proyectos, por esta razón se espera aplicar lógicamente las bases teóricas logradas en la etapa de formación académica en los procesos prácticos que se emplean en la resolución de problemas en la ingeniería estructural y con ello aumentar el aprendizaje de las diversas metodologías , procesos y requerimientos normativos que en su conjunto y de forma articulada conforman el diseño estructural.

Tomando como base fundamental los conocimientos teóricos adquiridos durante el proceso de formación académica, se proyecta mediante el desarrollo de la práctica profesional, ahondar en la comprensión y el entendimiento de las diversas técnicas desarrolladas y empleadas en el diseño estructural de las diferentes obras y proyectos de infraestructura que se encuentran a cargo de la empresa H Y C INGENIERÍA ESTRUCTURAL S.A.S, además considerando que nos encontramos en una zona de alta amenaza sísmica, se tiene la necesidad de poder garantizar la protección de las vidas humanas bajo la acción sísmica.

## 2. JUSTIFICACIÓN

Se considera que la práctica profesional se convierte en el medio idóneo para acercarse al ambiente laboral y contrastar los conocimientos adquiridos durante la formación académica. Por lo anterior, el ejercicio de la práctica profesional en la empresa H Y C INGENIERÍA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S constituye una importante contribución que me permite adquirir experiencia en el campo real del proceso de diseño de una forma directa. De igual manera, en el transcurso de la práctica pretendo establecer vínculos laborales con los diferentes profesionales de la ingeniería y la construcción que interactúan y hacen parte de los diferentes proyectos, con el fin de enriquecerme profesionalmente y adquirir las habilidades y destrezas que me permitan tener un criterio profesional.

El desarrollo de la práctica profesional contribuye a la sociedad en la manera en que consigue que el estudiante adquiera los conocimientos prácticos con acompañamiento de un profesional con conocimiento especial y experiencia en el área que permiten llevar a cabo un buen trabajo y un desempeño óptimo en el futuro, repercutiendo en profesionales capacitados que salen al mercado con un rendimiento destacable, lo cual garantiza a la comunidad que el profesional actúe de manera ética de buena voluntad y con responsabilidad social.

La empresa objeto de la pasantía desarrolla una cantidad considerable de proyectos relacionados con el diseño estructural de numerosas obras y tiene como fin involucrar al pasante en el proceso de diseño y toma de decisiones, la supervisión y el control de la calidad, de tal manera que se fortalezca el carácter profesional del estudiante como próximo ingeniero civil participando como auxiliar en la ejecución de los diferentes diseños, tales como viviendas de uno y dos pisos en mampostería confinada, puentes de losa maciza y aligerada, muros de contención y edificios con sistemas de pórticos, entre otros.

### **3. OBJETIVOS**

#### **3.1 OBJETIVO GENERAL**

Participar en el planteamiento y desarrollo de los diferentes proyectos estructurales a cargo de la empresa H Y C INGENIERÍA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S, aplicando los conceptos del diseño estructural y la normatividad vigente.

#### **3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- ❖ Complementar los conocimientos adquiridos en la formación académica con respecto a la práctica en el diseño de estructuras.
- ❖ Relacionarme con las normas que rigen el diseño estructural en Colombia, con el objeto de concebir y dimensionar estructuras estables, seguras y resistentes.
- ❖ Obtener los conocimientos requeridos para el correcto diseño de estructuras, cumpliendo las normativas existentes.
- ❖ Reforzar los conocimientos adquiridos en el desarrollo académico con técnicas, métodos y software empleados para el diseño estructural.
- ❖ Registrar periódicamente las actividades realizadas a lo largo de la pasantía.

## 4. INFORMACIÓN GENERAL

### 4.1 TITULO DE LA PASANTÍA

Auxiliar de Diseño Estructural.

### 4.2 NOMBRE DEL PASANTE

Johan Danilo Muñoz Mera

### 4.3 ENTIDAD RECEPTORA

**HYC INGENIERÍA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S**  
**Asesoría, Consultoría, Diseño,**  
**Construcción y Supervisión Técnica**

---

La empresa **HYC INGENIERÍA ESTRUCTURAL COLOMBIA S.A.S** es creada en la ciudad de Popayán con el fin de prestar los servicios de asesoría, consultoría, diseño, construcción y supervisión técnica de obras civiles a empresas, contratistas, ingenieros, arquitectos y personas naturales del país, con aras de consolidarse como una empresa líder en el mercado de prestación de servicios profesionales en el campo de la ingeniería civil, la empresa cuenta con diversidad de clientes entre los cuales están, La Caja De Compensación Familiar Del Cauca, Corporación Universitaria Autónoma Del Cauca, Solárium Construcciones S.A.S, entre otros, la compañía también desarrolló múltiples proyectos dentro de los cuales están, el Diseño Estructural Edificio Solárium, ubicado en la carrera 6 46 N 21 Popayán, área 14000 mts<sup>2</sup>, edificio de diez pisos y dos sótanos, el Diseño Estructural Edificio Capilla 52, ubicado en la calle 52 Norte con carrera 15 Popayán, área 2870 mts<sup>2</sup>, edificio de tres pisos, la Evaluación Estructural Puente La Luisa sobre el Río La Paila (Valle), entre otros proyectos desarrollados, para concluir la empresa se inclina para servir de apoyo a personas naturales y jurídicas, contratistas, arquitectos, ingenieros civiles, al sector empresarial y comercial y al público en general que se relacione con el desarrollo de obras civiles.

**MISIÓN:** prestar el servicio de asesoría, consultoría, diseño, construcción y supervisión técnica de obras civiles a empresas, contratistas, ingenieros, arquitectos y personas naturales del país.

**VISIÓN:** consolidarse como una empresa líder en prestación de servicios profesionales del ámbito de la Ingeniería Civil y expandir la cobertura a nivel nacional para el año 2020.

#### **4.4 SEDE PRINCIPAL DEL TRABAJO**

La práctica profesional se desarrolla la mayor parte en la oficina de la empresa ubicada en el barrio El Recuerdo sobre la Carrera 7A # 17N – 66.

#### **4.5 TUTOR POR PARTE DE LA UNIVERSIDAD DEL CAUCA**

Ingeniero Andrés Felipe Coral Vargas

#### **4.6 TUTOR POR PARTE DE LA ENTIDAD RECEPTORA**

Ingeniero Yordi Gómez Moncayo

#### **4.7 DURACIÓN**

La práctica profesional inició el día 13 de agosto del año 2019 y se da por terminada el día 15 del mes de diciembre del mismo año, cumpliendo con lo acordado en el anteproyecto a fin de lograr las 576 horas exigidas por la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad del Cauca.

#### **4.8 RECURSOS UTILIZADOS**

La empresa proporciona todas las herramientas y elementos necesarios para llevar a cabo la práctica, los cuales se describen a continuación.

- ❖ Programas de diseño estructural licenciados y académicos, como lo son: CYPECAD, CYPE 3D, ETABS, SAP2000, AutoCAD, ARQUIMET.

- ❖ Excel
- ❖ Mathcad
- ❖ Calculadora científica.
- ❖ Normas técnicas: Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente (NSR-10), Norma Colombiana De Diseño De Puentes (CCP-14).
- ❖ Elementos de papelería.

## 4.9 METODOLOGÍA

La práctica se desarrolla las primeras tres semanas a tiempo completo y posteriormente de acuerdo a la disponibilidad horaria con la que se cuenta debido al cumplimiento académico de clases en la Universidad del Cauca, el horario se ajustó de la siguiente manera: el día miércoles el horario correspondiente es de 7:00am a 12:00am y de 2:00pm a 6:00pm, logrando una intensidad de 9 horas por día, mientras que los días lunes, jueves y viernes el horario laboral es de 7:00am a 9:00am y de 2:00pm a 6:00pm, el día martes corresponde a un horario de 2:00pm a 6:00pm cubriendo una intensidad de 6 horas por día exceptuando el día martes con una intensidad de 4 horas, obteniendo así una intensidad semanal de 31 horas.

La metodología al abordar un proyecto es la siguiente:

1. Información de entrada: se realiza una revisión de la información entregada por el propietario del proyecto, constituida principalmente por los planos arquitectónicos y el estudio de suelos.
2. Modelación:
  - a. Establecer el sistema estructural más adecuado para el proyecto.
  - b. Ajustar el modelo a las solicitaciones arquitectónicas.
  - c. Definir los materiales a usarse.
  - d. Calcular las cargas actuantes sobre la estructura.
  - e. Realizar la modelación de la estructura. Para la estructura principal y la cimentación se usan software de diseño como lo son: CYPE, SAP2000, ETABS y para las cubiertas el software ARQUIMET. En algunos casos se hace uso de los programas de análisis estructural desarrollado por el ingeniero Juan Manuel Mosquera de la Universidad del Cauca para realizar chequeos en sistemas de muros.
3. Diseño de elementos estructurales: se efectúa el diseño y chequeo de los elementos estructurales con el software antes mencionado y apoyados en



hojas de cálculo EXCEL que facilitan los cálculos que se deben realizar en el proceso de diseño.

4. Elaboración de planos estructurales: se hace uso del software AutoCAD para realizar los planos estructurales. En la información de los planos adicional al diseño estructural se incluye una sesión para la firma del ingeniero encargado del estudio de suelos que apruebe el diseño de la cimentación y otra sesión con las especificaciones de los materiales de construcción que se van a utilizar en la estructura.
5. Conformación de la memoria de cálculo: en este documento se describen los procedimientos por medio de los cuales se realizó el diseño estructural.

#### 4.10 PROYECTOS REALIZADOS

1. Participe en el diseño estructural de Box Culvert y Pontones del proyecto: *Estudios y Diseños para la Pavimentación de la Vía 37CC02 Belalcázar – La Hondura – El Canelo – Río Chiquito, Sector Belalcázar – San Antonio, L=5Km, del Municipio de Páez:*  
Este proyecto consiste en realizar el diseño estructural de tres muros de contención y sus respectivas obras de drenaje tipo alcantarilla, box culvert y pontones, de la vía – 37CC02 Belalcázar – La Hondura – el Canelo – Río chiquito, sector Belalcázar- San Antonio, del municipio de Páez.
2. *Diseño Estructural Restaurante del CENIDI Popayán:*  
El proyecto comprende el diseño estructural del restaurante para el CENIDI ubicado en el municipio de Popayán, departamento del Cauca con sistema estructural, de pórticos en concreto reforzado resistentes a momentos.
3. *Diseño Estructural Finca Santa Bárbara Cabaña Tipo Popayán:*  
El proyecto comprende el diseño estructural de una cabaña en la FINCA SANTA BÁRBARA, ubicada en el Municipio de Popayán, departamento del Cauca, con sistema estructural de pórtico resistente a momentos de acero.
4. *Diseño Estructural Casa Medianera y Casa Esquinera Tipo 2 Popayán:*  
El proyecto comprende el diseño estructural de una casa medianera y una casa esquinera tipo 2 de la “Urbanización Los Cerezos” vivienda de dos niveles en el sector la aldea, ubicado en el municipio de Popayán, departamento del Cauca, con sistema estructural de muros de carga en mampostería confinada.

5. *Diseño Estructural Muro berlinés:*

El proyecto comprende el diseño estructural de un box culvert con muro, un box culvert, un muro de contención y un muro berlinés ubicados en los siguientes tramos: Abscisa:  $K93 + 426 - K93 + 436$ , Abscisa:  $K93 + 726 - K93 + 728$ , Abscisa:  $K93 + 478.5 - K93 + 495.5$ , Abscisa:  $K94 + 305 - K94 + 360$  respectivamente, para el proyecto: “Atención obras de emergencia, recuperación de la banca en el PR 93+200 al PR 94+500 de la carretera Mojarras – Popayán, COD 2503, en el departamento del Cauca”.

## 5. EJECUCIÓN DE LA PASANTÍA

### 5.1 DISEÑO ESTRUCTURAL BOX CULVERT Y PONTONES

El presente proyecto que consiste en realizar el diseño estructural de tres muros de contención y sus respectivas obras de drenaje tipo alcantarilla, box culvert y pontones, ubicados en los siguientes tramos K2+814-K2+2825, K2 +870-K2+882 Y K4 +659 K4+663 de la vía – 37CC02 Belalcazar – La Hondura – el Canelo – Rio chiquito, sector Belalcazar- San Antonio, del municipio de Páez fue realizado por los ingenieros Yordi Gómez Moncayo con Christian Camilo Banguero Tovar con participación personal en el diseño estructural de Box Culvert y Pontones.

En este proyecto la labor fue terminar el diseño estructural de BOX CULVERT, PONTONES Y ESTRIBOS y el de verificar y resolver las observaciones enviadas por el ingeniero Mauricio Jair Drada acerca del diseño estructural del proyecto.



**Figura 1.** Localización Municipio de Páez en el departamento del Cauca  
Fuente: Google Maps

**Mathcad y Excel:** Como productos realizados en este proyecto se desarrollaron las memorias de cálculo que a continuación se presentan, en el programa MATHCAD sustentados en una hoja de cálculo Excel, cumpliendo con los requerimientos del código colombiano de puentes CCP-14. (Ver documentos anexos).

### 5.1.1 Diseño De Box Culvert

#### MATERIALES

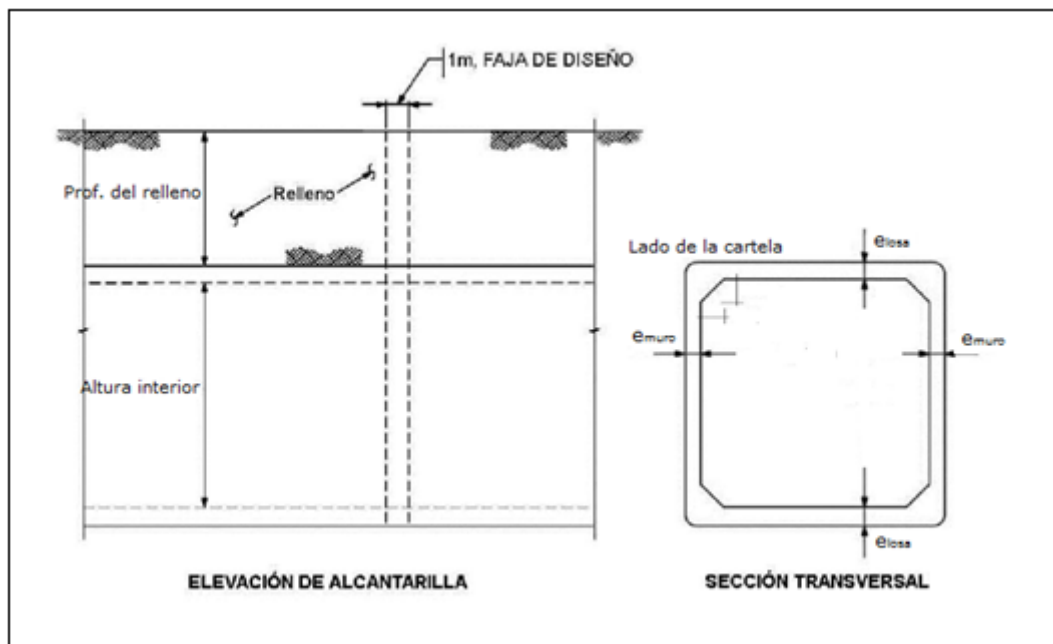
*Concreto:*  $f'c = 21 \text{ MPa}$   
*Acero de refuerzo:*  $fy = 420 \text{ MPa}$   
*Recubrimiento en contacto con el suelo:*  $rec = 7.5 \text{ cm}$   
*Recubrimiento en contacto con el agua:*  $rec = 5.0 \text{ cm}$

#### DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Parametros del material		
Peso unitario	$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	18.5
Ángulo de fricción	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	26
Capacidad portante	$q_{adm} \text{ (KPa)}$	152

#### PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Esquema general:



**Figura 2.** Esquema general de box culvert

Fuente: Análisis y Diseño de alcantarillas tipo cajón con AASHTO (MSc. Ing. Arturo Rodríguez)

## CARGAS EN LA ALCANTARILLA (en fajas de 1m. de ancho)

### Carga muerta (DC)

Peso propio de losa superior:

$$w = 0.25m * 1.00m * 24KN/m^3 = 6 KN/m$$

$$P_{losa\ sup} = 6KN/m * 2.2m = 13.2 KN$$

Peso propio de cada pared lateral:

$$P_{pared\ lat} = 0.20m * 1.80m * 1.0m * 24KN/m^3 = 8.64 KN$$

Peso propio de una cartela:

$$P_{cartela} = \frac{1}{2} * 0.20m * 0.20m * 1.0m * 24KN/m^3 = 0.48 KN$$

Peso propio de losa de fondo: no se aplica en razón de ser directamente soportada por el terreno

Carga distribuida sobre el terreno por el peso propio de la alcantarilla:

$$DC_{fondo} = (13.2 + 2 * 8.64 + 4 * 0.48)KN/2.20m = 14.73 KN/m$$

### Presión Vertical del Terreno (EV)

Se calcula previamente el factor  $F_e$  para tener en cuenta la interacción suelo-estructura:

$$F_e = 1 + 0.20 \frac{H}{B_c} \quad \text{CCP-14 (12.11.2.2.1-2)}$$

$H$  = profundidad del relleno  
 $B_c$  = ancho exterior de la alcantarilla

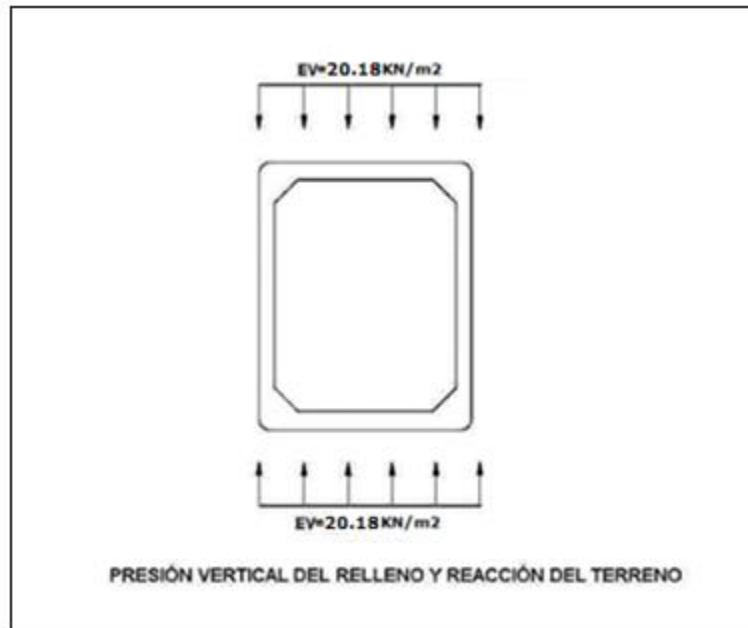
$$F_e = 1 + 0.20 \frac{1.0m}{2.20m} = 1.091 \leq 1.15$$

Presión del terreno en la parte superior de la alcantarilla

$$EV = F_e \cdot \gamma \cdot H \quad (12.11.2.2.1-1)$$

$$EV = 1.091 * 18.5KN/m^3 * 1.0m = 20.18 KN/m^2$$

Asumiendo que la losa de fondo es rígida comparada a la sub-base, las reacciones del suelo a las cargas verticales aplicadas a la alcantarilla se consideran uniformemente distribuidas en el fondo de la losa.



**Figura 3.** Presión vertical del relleno y reacción del terreno (EV)  
Fuente: Elaboración propia

### Presión horizontal del terreno (EH)

Para el ángulo de fricción interna del terreno  $\phi=26^\circ$  el coeficiente de empuje lateral activo (teoría de Rankine), es:

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 0.390$$

Presión lateral del terreno en la parte superior de la alcantarilla:

$$EH_1 = K_a \gamma H_1 = 0.390 * 18.5 \text{KN/m}^3 * 1 \text{m} = 7.22 \text{KN/m}^2$$

Presión lateral del terreno en la parte inferior de la alcantarilla:

$$EH_2 = K_a \gamma H_2 = 0.390 * 18.5 \text{KN/m}^3 * (1 + 1.8 + 2 * 0.25) \text{m} = 23.84 \text{KN/m}^2$$



**Figura 4.** Presión horizontal del terreno (EH)  
 Fuente: Elaboración propia

### Sobrecarga por carga viva (LS)

Carga lateral en la parte superior de la alcantarilla:

De la Tabla 3.11.6.4.1, se obtiene por interpolación para una altura medida desde la losa superior hasta el borde superior del terreno de 1.0m la altura equivalente del terreno:

$$h_{eq} = 1.2 \text{ m}$$

$$LS_{sup} = K_a * \gamma_t * h_{eq} * 1\text{m} = 0.390 * 18.5\text{KN}/\text{m}^3 * 1.2\text{m} * 1\text{m} = 8.67 \text{ KN}/\text{m}$$

Carga lateral en el fondo de la alcantarilla:

Para una altura de 3.3m se interpola y se obtiene la altura de terreno equivalente:

$$h_{eq} = 0.87 \text{ m}$$

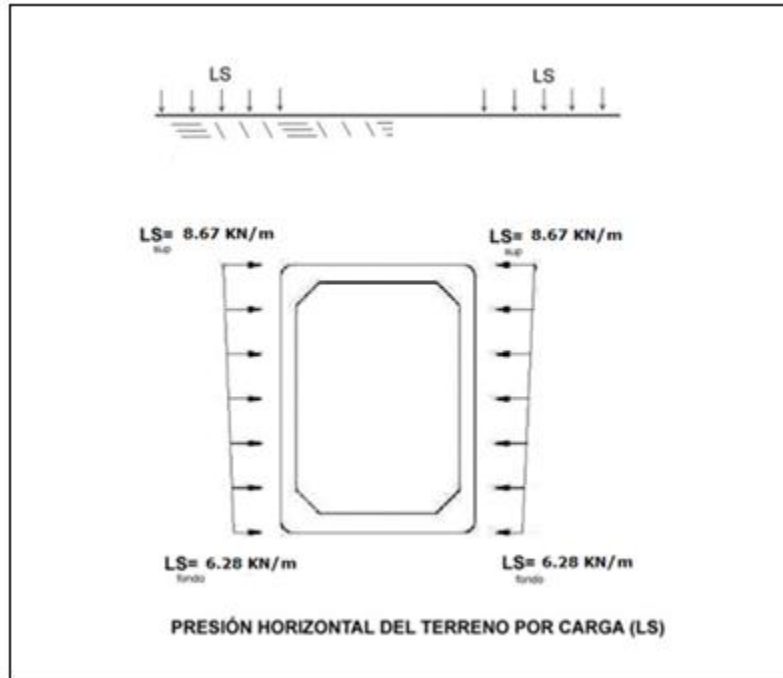
$$LS_{sup} = K_a * \gamma_t * h_{eq} * 1\text{m} = 0.390 * 18.5\text{KN}/\text{m}^3 * 0.87\text{m} * 1\text{m} = 6.28 \text{ KN}/\text{m}$$

**Tabla 3.11.6.4-1 — Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico**

Altura del Estribo (mm)	$h_{eq}$ (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

**Tabla 1.** Alturas equivalentes de suelo

Fuente: Norma CCP-14



**Figura 5.** Presión horizontal del terreno por carga (LS)  
 Fuente: Elaboración propia

### Carga de Agua (WA)

En este caso se consideran dos casos de carga: alcantarilla colmada de agua y alcantarilla vacía. Al interior de la alcantarilla, cuando la alcantarilla está colmada, en la parte superior la presión del agua es cero. En el fondo de la alcantarilla, la presión del agua es:

Presión en el fondo de la alcantarilla colmada de agua:

$$WA = \gamma h = 10 \text{KN/m}^3 * 1.8 \text{m} = 18 \text{KN/m}^2$$



**Figura 6.** Carga de agua en alcantarilla (WA)  
 Fuente: Elaboración propia



## Carga viva (LL+IM)

El factor de carga dinámica (IM) para el caso de elementos enterrados es:

$$IM = 33(1.0 - 4.1 \times 10^{-4} D_E) \geq 0\% \quad (3.6.2.2-1)$$

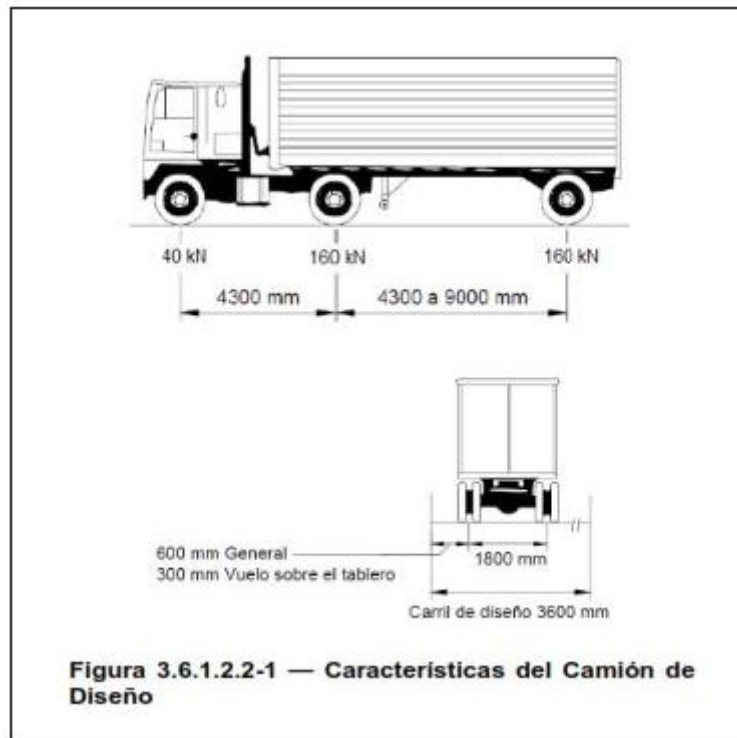
donde:

$D_E$  = profundidad mínima de recubrimiento de tierra sobre la estructura (mm)

$$IM = 33(1.0 - 4.1 \times 10^{-4} * 1.0) = 19.47\%$$

Análisis para profundidad del relleno mayor que 0.60m

Camión de Diseño (una vía cargada):

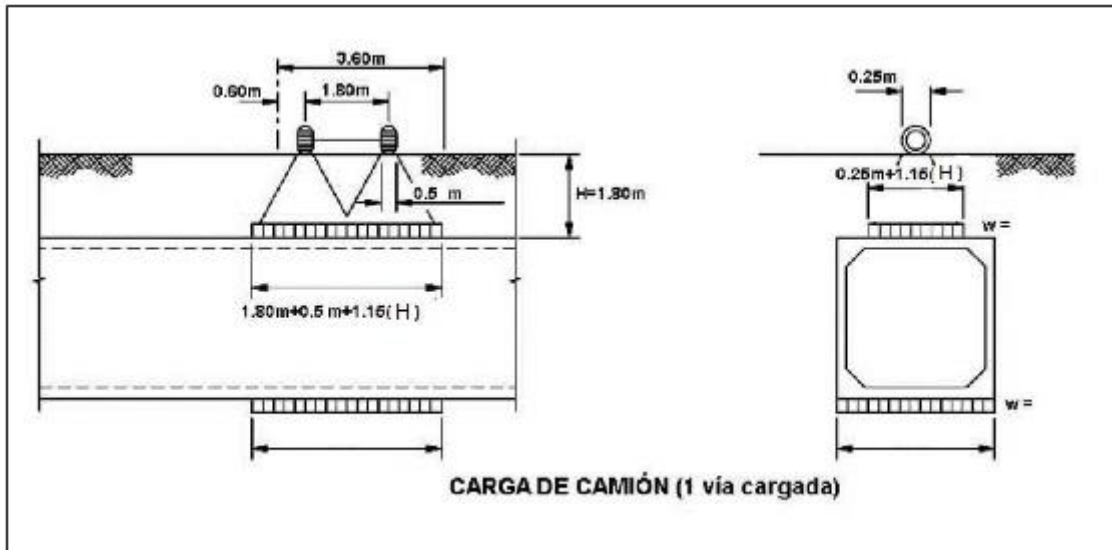


**Figura 7. Características del Camión de Diseño**  
 Fuente: Norma CCP-14

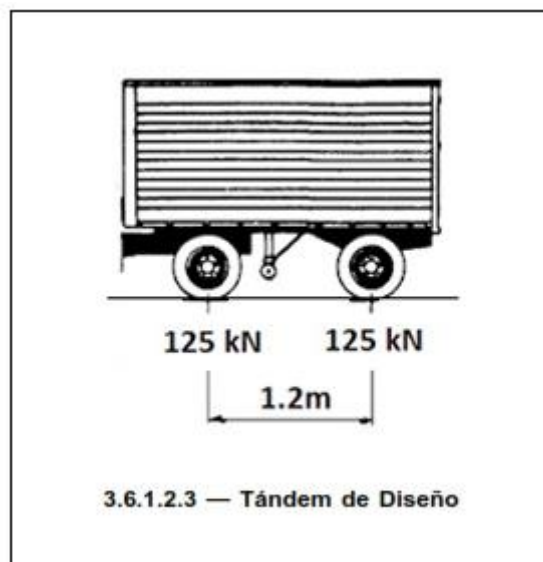
$$WLL = \frac{P_{eje}(m)}{\text{Área de influencia}} = \frac{160KN * 1.2}{3.46m * 1.4m} = 39.64 KN/m^2$$

La reacción en el terreno será:

$$W = \frac{39.64 KN/m^2 * 1.4m}{2.20m} = 25.23 KN/m^2$$

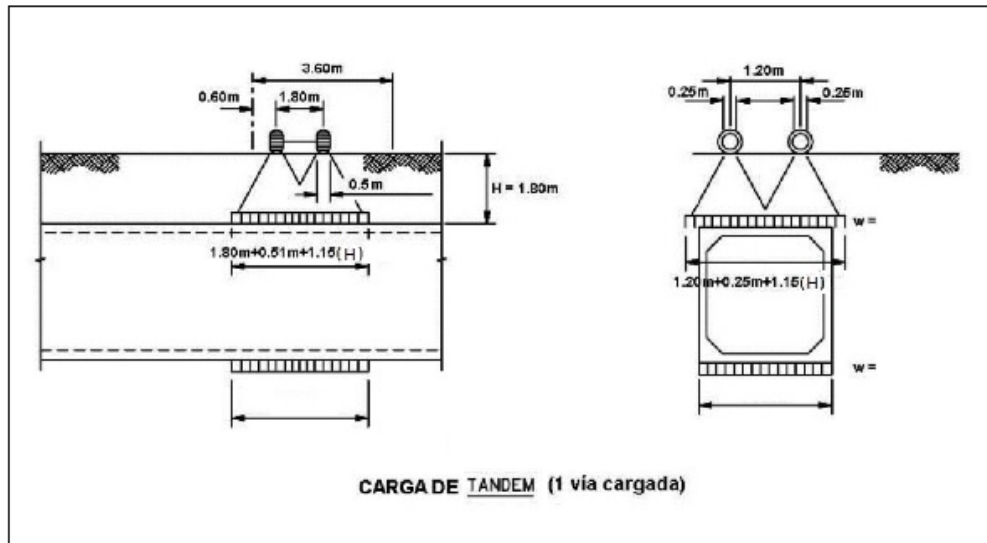


Tándem de Diseño (una vía cargada):



**Figura 8.** Tándem de Diseño  
Fuente: Google

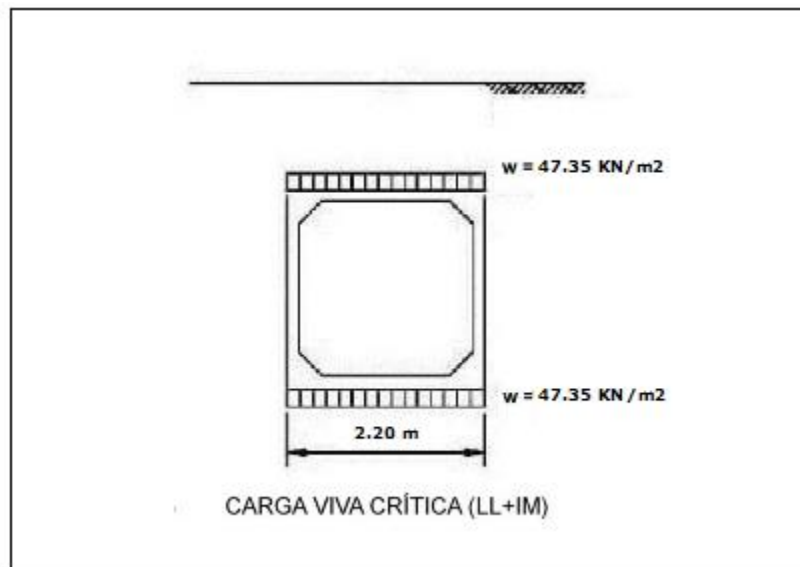
$$WLL = \frac{P_{eje(m)}}{\text{Área de influencia}} = \frac{125KN * 1.2}{3.46m * 2.60m} = 16.67 KN/m^2$$



La carga crítica de diseño es la carga del camión porque es mayor que la del tándem por lo que se afecta por el factor (IM) para el diseño.

Carga viva crítica (LL+IM):

$$39.64 + 39.64 * \frac{19.47}{100} = 47.35 KN/m^2$$



**Figura 9.** Carga viva crítica (LL+IM)  
Fuente: Elaboración propia

## COMBINACIONES DE CARGA

Para los estados límite de Resistencia y Servicio, los casos que se muestran son considerados. El caso de fatiga no necesita ser investigado en alcantarillas tipo cajón de concreto reforzado (Art. 5.5.3.1). No es necesario considerar los efectos sísmicos para alcantarillas en cajón y estructuras enterradas (Art. 3.10.1).

Las combinaciones de carga para el estado límite de Resistencia I que se toman en cuenta son: (con  $n = 1.0$ )

- 1)  $U = 1.0[1.25DC + 1.3EV + 1.35EH + 1.75(LL + IM) + 1.75LS]$  → Cargas  $H$  y  $V$  máx.
- 2)  $U = 1.0[0.9DC + 0.9EV + 1.35EH + 1.75LS]$  → Cargas  $V$  mín y  $H$  máx.
- 3a)  $U = 1.0[1.25DC + 1.3EV + 0.9EH + 1.75(LL + IM) + 1.0WA]$  → Cargas  $V$  máx y  $H$  mín.
- 3b)  $U = 1.0[1.25DC + 1.3EV + 0.9EH + 1.75(LL + IM)]$  → Cargas  $V$  máx y  $H$  mín → sin  $WA$

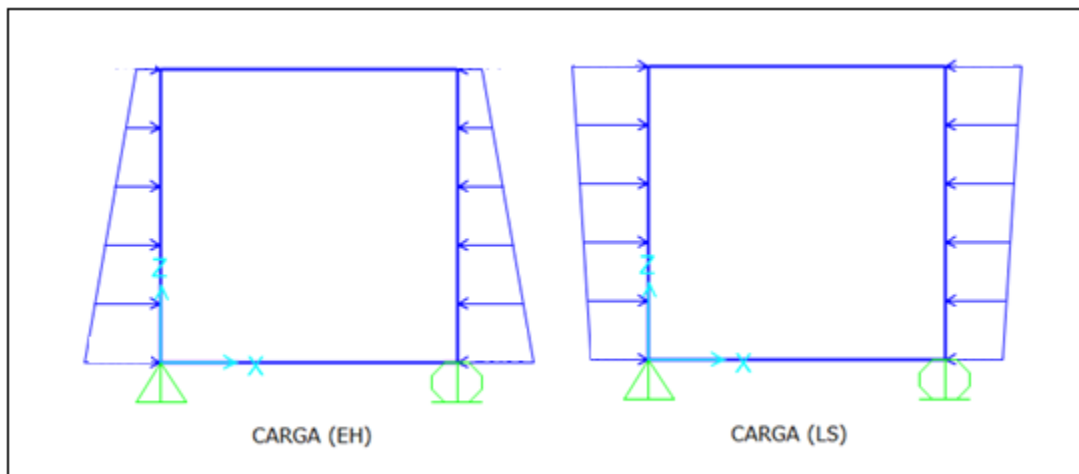
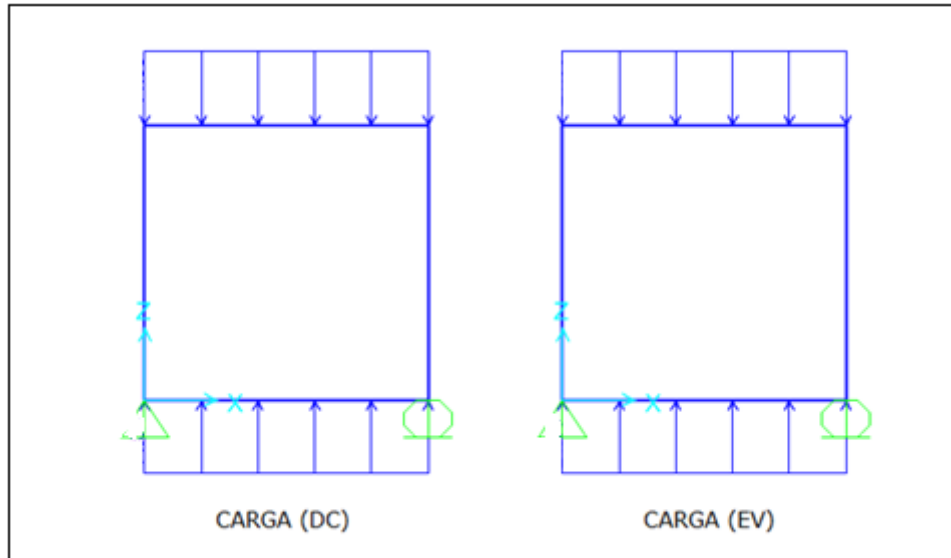
Combinaciones de carga para el estado límite de Servicio I:

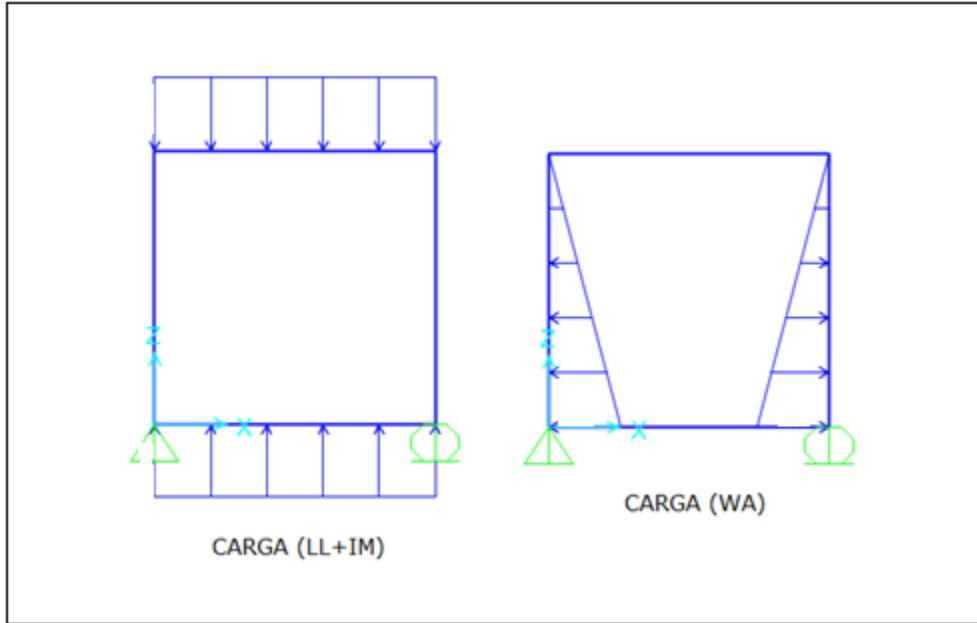
- 4)  $U = DC + EV + EH + (LL + IM) + LS$  → Cargas  $H$  y  $V$  máx.
- 5)  $U = DC + EV + EH + LS$  → Cargas  $V$  mín y  $H$  máx.
- 6a)  $U = DC + EV + EH + (LL + IM) + WA$  → Cargas  $V$  máx y  $H$  mín.
- 6b)  $U = DC + EV + EH + (LL + IM)$  → Cargas  $V$  máx y  $H$  mín → sin  $WA$

## ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis estructural se considera que la losa de fondo de la alcantarilla es rígida con respecto al suelo. El análisis estructural se hace en el programa SAP2000, con los estados de carga y las combinaciones se expresan los resultados en envoltentes como se muestra a continuación.

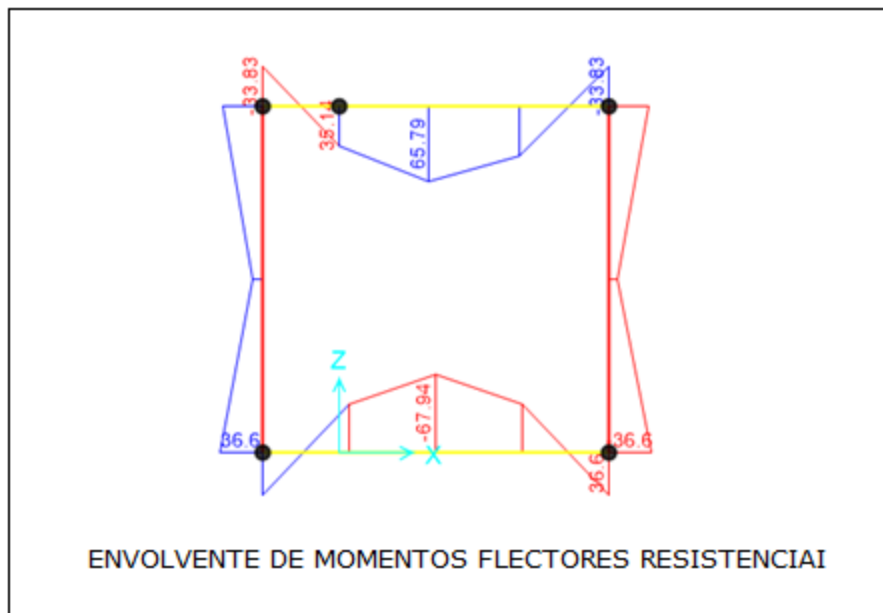
Estados de carga:

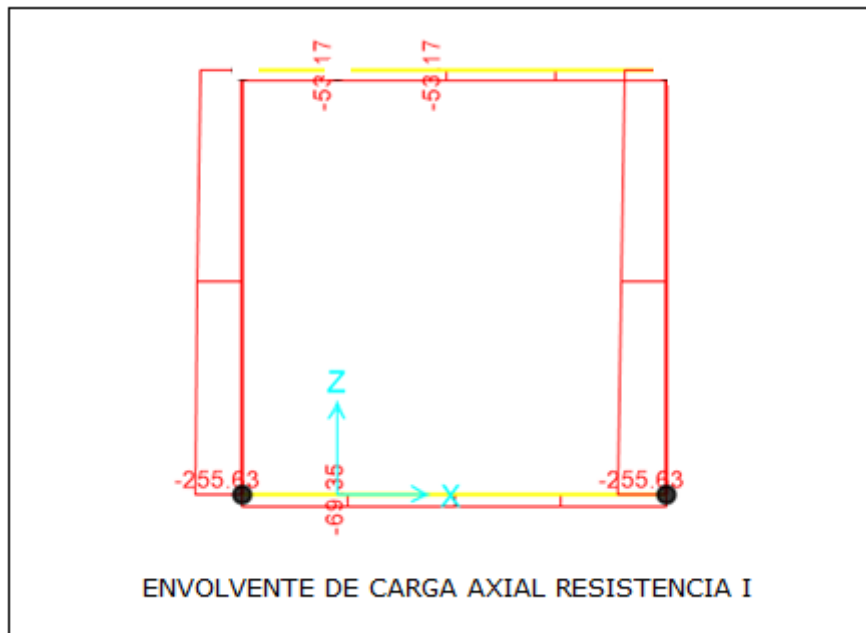
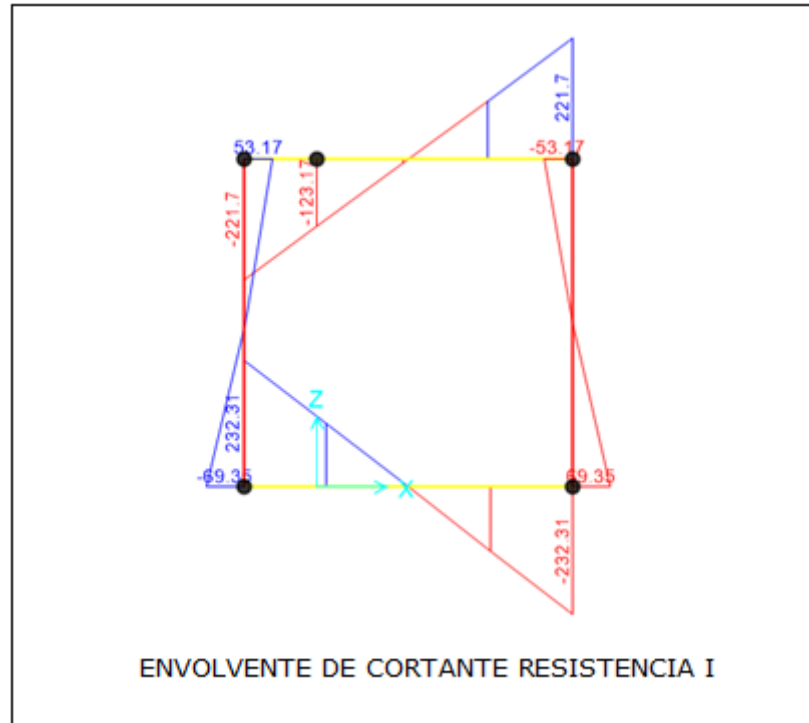




**Diagrama 1.** Estados de carga  
Fuente: Programa SAP2000

Diagramas de Envolventes:





**Diagrama 2.** Diagrama de Envolventes  
Fuente: Programa SAP2000

## DISEÑO ESTRUCTURAL

**Acero principal:** Losa inferior (losa más crítica)

$$A_s = 9.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\#5 C/0.20}$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

$$h = 0.25 \text{ m}$$

$$Rec = 0.05 \text{ m}$$

$$diam = 0.0127 \text{ m}$$

$$d = h - rec - diam/2 = 0.25 \text{ m} - 0.05 \text{ m} - 0.0159/2 = 0.1921 \text{ m}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{9.9 * 420}{0.85 * 28 * 1.00 * 10^4} = 0.0175$$

$$\phi Mn = \phi f_y A_s * \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 420 * 9.9 * \left( 0.1921 - \frac{0.0175}{2} \right) \frac{1}{10} = 68.61 \text{ KN.m}$$

$$Mu = 67.94 \text{ KN.m}$$

$$\phi Mn = 68.61 \text{ KN.m} \rightarrow (\phi = 0.9)$$

**Acero mínimo:** (Art. 5.7.3.3.2)

Siendo una alcantarilla vaciada en el lugar, la cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de  $M_{cr}$  y  $1.33 M_u$ :

$$a) M_{cr} = 1.1 * f_r * S = 1.1 * 3.36 \text{ MPa} * 0.010417 \text{ m}^3 * 10^3 = 38.50 \text{ KN.m}$$

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c} \frac{Kg}{\text{cm}^2} = 2.01 * \sqrt{280} * \frac{1}{10} = 3.36 \text{ MPa}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.0 * (0.25)^2}{6} = 0.010417 \text{ m}^3$$

$$b) 1.33 M_u = 1.33 * 67.94 \text{ KN.m} = 90.36 \text{ KN.m}$$

El menor valor es  $1.33 M_u = 38.50 \text{ KN.m}$  y la cantidad de acero proporcionado resiste  $M_u = 67.94 \text{ KN.m}$  por tanto por flexión es satisfactoria la separación de 20 cm.

**Revisión de fisuración por distribución de refuerzo:** (Art.5.7.3.4)

Para el acero principal positivo:

Momento actuante: usando la sección agrietada  $0.20 \text{ cm}$  (1#4 C/0.20) de ancho:

$$Mu = 67.94 \text{ KN.m/m}$$



Para un ancho tributario de 0.20m:

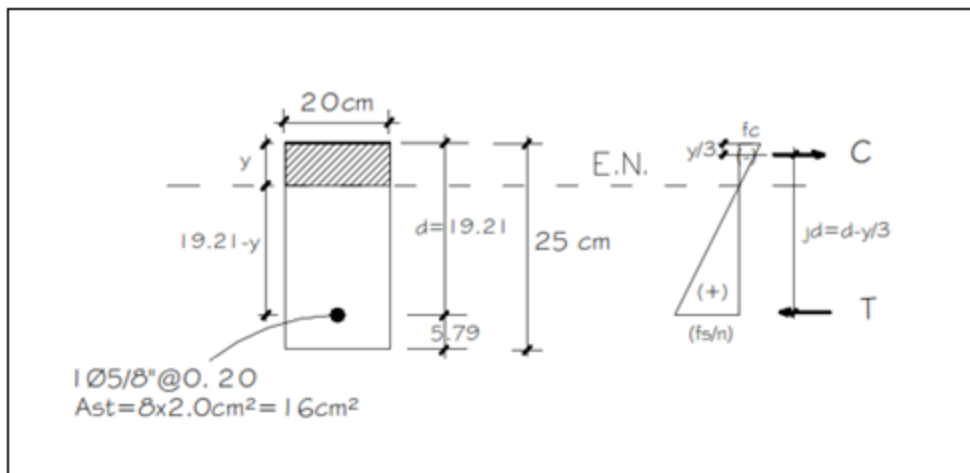
$$M_s = 67.94 \text{ KN.m/m} * (0.20\text{m}) = 13.59 \text{ KN.m}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4800\sqrt{f'_c} = 4800\sqrt{28} = 25399 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{25399} = 8$$

$$d_c = Rec + \phi/2 = 0.05\text{m} + 0.0159/2 = 0.0580 \text{ m}$$



**Figura 10.** Sección transformada

Fuente: *Análisis y Diseño de alcantarillas tipo cajón con AASHTO* (MSc. Ing. Arturo Rodríguez)

Área de acero transformada:

$$A_{st} = n * A_s = 8 * 1.98 * 10^{-4} = 1.584 * 10^{-3} \text{ m}^2$$

Valor de Y respecto al eje neutro:

$$20y(y/2) = 15.84(19.21 - y)$$

$$y = 4.78 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - \frac{y}{3} = 19.21 - \frac{4.78}{3} = 17.62 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{j d * A_s} = \frac{67.94 \text{KN.m}}{0.1762 * 1.98} = 194.74 \text{MPa}$$

Separación máxima de la armadura:

$$s \leq \frac{123000 \gamma_e}{B_s * f_{ss}} - 2d_c$$

$$B_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{5.79 \text{cm}}{0.7(25 \text{cm} - 5.79 \text{cm})} = 1.43$$

$$\gamma_e = 0.75 \rightarrow (\text{condición de exposición Clase 2})$$

$$s = \frac{123000 * 0.75}{1.43 * 194.74} - 2 * 56.4 = 21.8 > 20 \text{cm} \rightarrow \text{por tanto es satisfactorio!}$$

**Chequeo por corte:** (Art. 5.14.5.3)

Cortante actuante:

Calculo del peralte efectivo por corte,  $d_v$ :

$$A_s = 1\#5 \text{ C}/0.20 = \frac{1.98 \text{cm}^2}{0.20 \text{m}} = 9.9 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'_c * b} = \frac{9.9 * 420}{0.85 * 28 * 100} = 1.75 \text{cm}$$

$$d_v = \left( d - \frac{a}{2} \right) \geq 0.72h \quad (\text{Art. 5.8.2.9})$$

$$\geq 0.90d$$

$$d_v = \left( d - \frac{a}{2} \right) = \left( 19.21 - \frac{1.75}{2} \right) = 18.34 \text{cm} \geq 0.72(25 \text{cm}) = 18 \text{cm}$$

$$\geq 0.90(19.21 \text{cm}) = 17.29 \text{cm}$$

A una distancia  $d_v$  desde la intersección de la losa con la cartela:

$$(0.10 \text{m} + 0.20 \text{m} + 0.17 \text{m} = 0.47 \text{m} \rightarrow \text{desde el eje del muro})$$

El chequeo se verifica a la distancia de  $0.20 \text{m} < 0.47 \text{m}$  y se obtienen valores más altos de cortante. Los valores se obtienen del programa SAP2000 como se presentan a continuación.

El cortante crítico es:

$$V_u = 180.69 \text{ KN} \rightarrow \text{asociado a un momento de}$$

$$M_u = 1.75 \text{ KN.m}$$

Cortante resistente:

Para losas de alcantarilla tipo cajón debajo de 0.60m o más de relleno, la resistencia de corte se puede calcular como:

$$V_c = \left( 0.178\sqrt{f'_c} + 32 \frac{A_s V_u d_e}{b d_e M_u} \right) b d_e \quad (5.14.5.3-1)$$

Pero  $V_c$  no debe ser mayor que  $0.332\sqrt{f'_c} b d_e$ .

donde:

$A_s$  = área del acero de las armaduras en el ancho de diseño ( $\text{mm}^2$ )

$d_e$  = altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el centroide de la fuerza de tracción en el refuerzo traccionado (mm)

$V_u$  = cortante debido a las cargas mayoradas (kN)

$M_u$  = momento debido a las cargas mayoradas (kN m)

$b$  = ancho de diseño, normalmente tomado igual a la unidad (mm)

Para alcantarillas tipo cajón de una sola celda:

$$V_c \geq 0.25\sqrt{f'_c} * b d_e$$

$$\frac{V_u * d_e}{M_u} \leq 1.0$$

Luego:

$$\frac{V_u * d_e}{M_u} = \frac{180.69 \text{ KN} * 0.1921 \text{ m}}{1.75 \text{ KN.m}} = 19.83 \leq 1.0 \rightarrow \text{se toma el valor de 1.0}$$

$$0.332 * \sqrt{f'_c} * b d_e = 0.332 * \sqrt{28} * 1.0 * 0.1921 * 1000 = 337.48 \text{ KN}$$

$$V_c = \left( 0.178\sqrt{28} + 32 \frac{9.9}{100 * 19.21} * 1.0 \right) 1.0 * 0.1921 * 1000 = 212.62 \text{ KN}$$

$$V_c = 212.62 \text{ KN} < 337.48 \text{ KN}$$

También como:

$$V_c \geq 0.25\sqrt{f'_c} * b d_e = 0.25\sqrt{28} * 1.0 * 0.1921 * 1000 = 254.12 \text{ KN}$$

Por tanto:

$$V_c = 254.12 \text{ KN}$$

Luego:

$$\phi V_c = 0.90(254.12 \text{ KN}) = 228.71 \text{ KN} > V_u = 180.69 \text{ KN} \quad \mathbf{OK!}$$

#### **Chequeo por carga axial:** (Art. 5.7.4)

En las paredes de la alcantarilla:

Carga axial actuante:

En las paredes de la alcantarilla la carga actual actuante es (envolvente de carga axial):

$$P_u = 255.63 \text{ KN}$$

Carga axial existente:

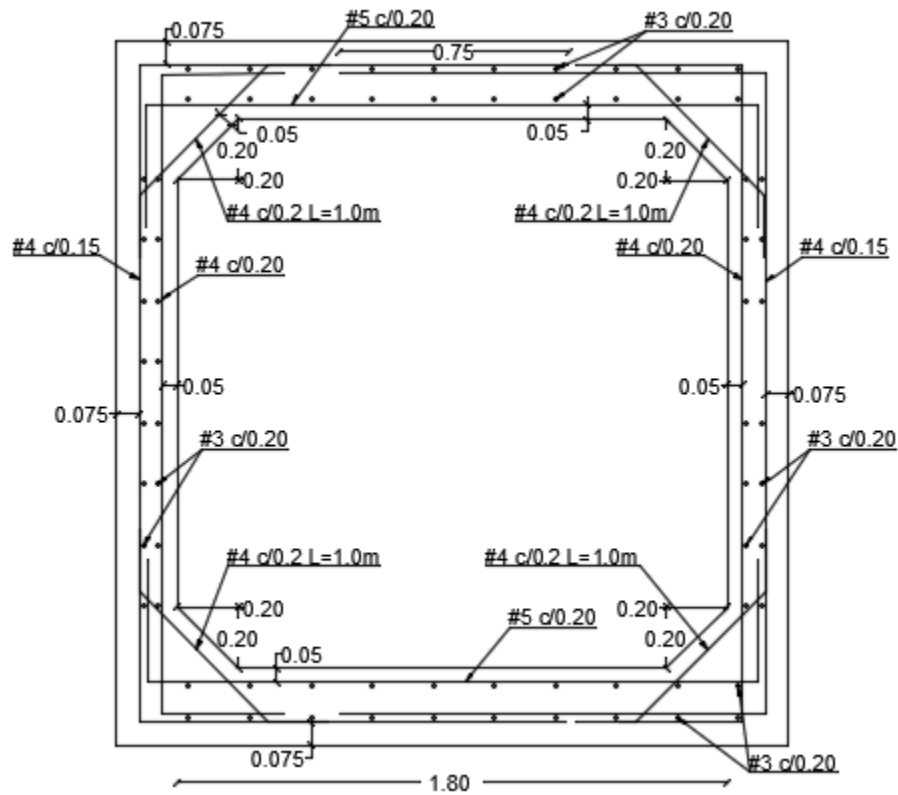
Cuando la carga axial mayorada es menor que el 10% de la capacidad en compresión nominal de la sección, el diseño por flexión se puede realizar ignorando los efectos de carga axial.

En nuestro caso, con un factor de resistencia por compresión  $\phi=0.70$  (Art. 5.5.4.2.1):

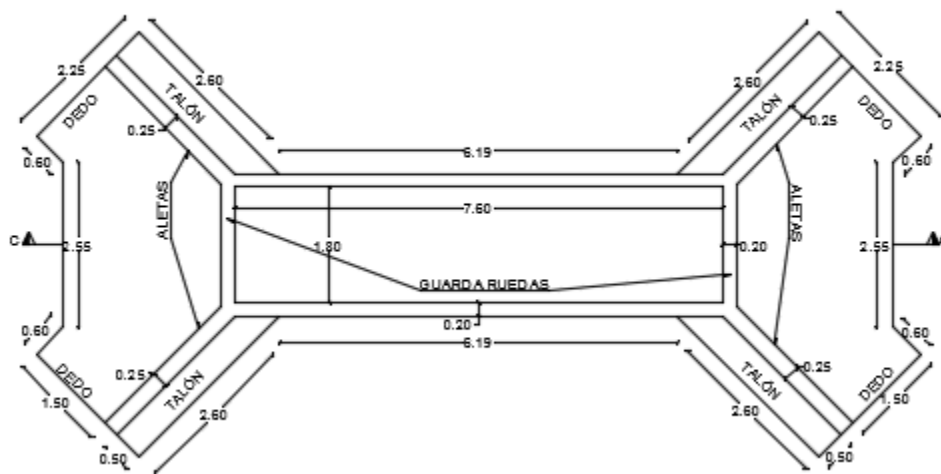
$$0.10\phi f'_c A_g = 0.10(0.70) * 28 * 1.0 * 0.20 * 1000 = 392 \text{ KN}$$

Luego,  $0.10\phi f'_c A_g = 392 \text{ KN} > 255.63 \text{ KN}$  y se puede ignorar los efectos de carga axial.

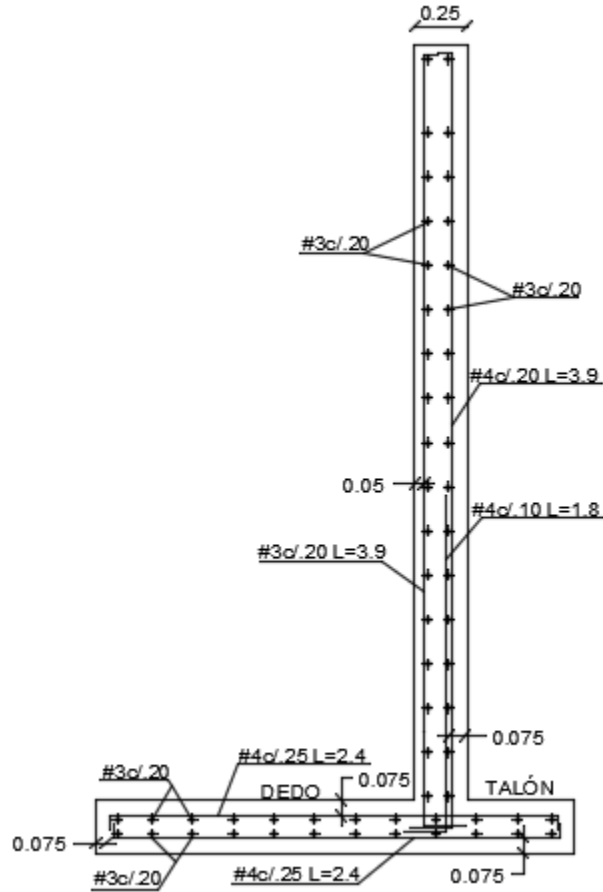
## PLANOS ESTRUCTURALES



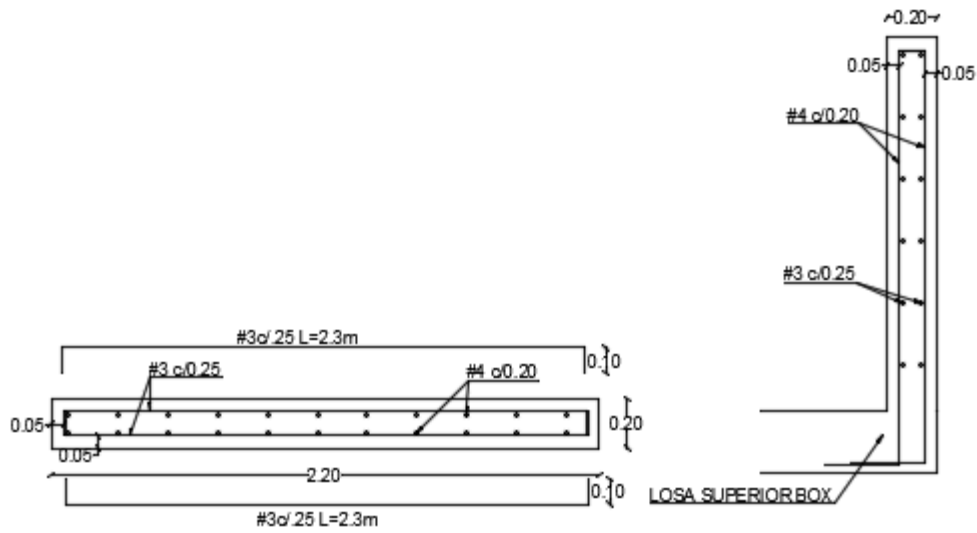
**Figura 11.** Despiece de cajón box culvert  
 Fuente: Planos estructurales



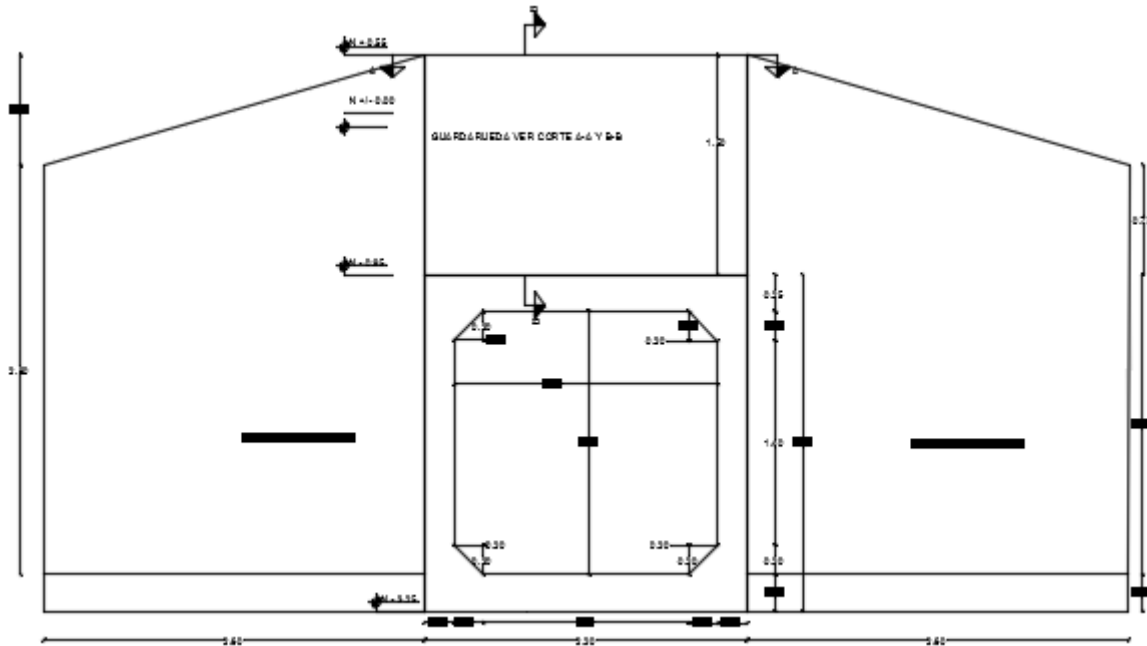
**Figura 12.** Planta general de box culvert  
 Fuente: Planos estructurales



**Figura 13.** Despiece de aletas box culvert  
 Fuente: Planos estructurales



**Figura 14.** Cortes guardarruedas box culvert  
 Fuente: Planos estructurales



**Figura 15. Geometría box culvert**  
 Fuente: Planos estructurales



**Figura 16. Corte transversal box culvert**  
 Fuente: Planos estructurales

## 5.1.2 Diseño De Pontón

### DISEÑO DE PUENTE TIPO LOSA

#### DATOS BÁSICOS:

Luz del puente:  $L = 5.0$  m

Ancho de calzada: = 4.8 m

Sobrecarga vehicular: CCP14

Numero de vías: 1

Bombeo: 2%

#### MATERIALES:

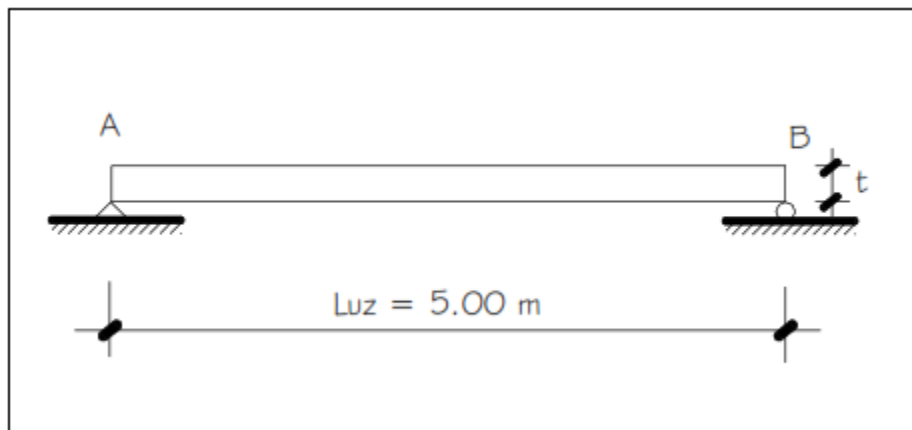
Resistencia del concreto:  $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Fluencia del acero:  $fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Carpeta asfáltica:  $h_{asf} = 0.05 \text{ m}$

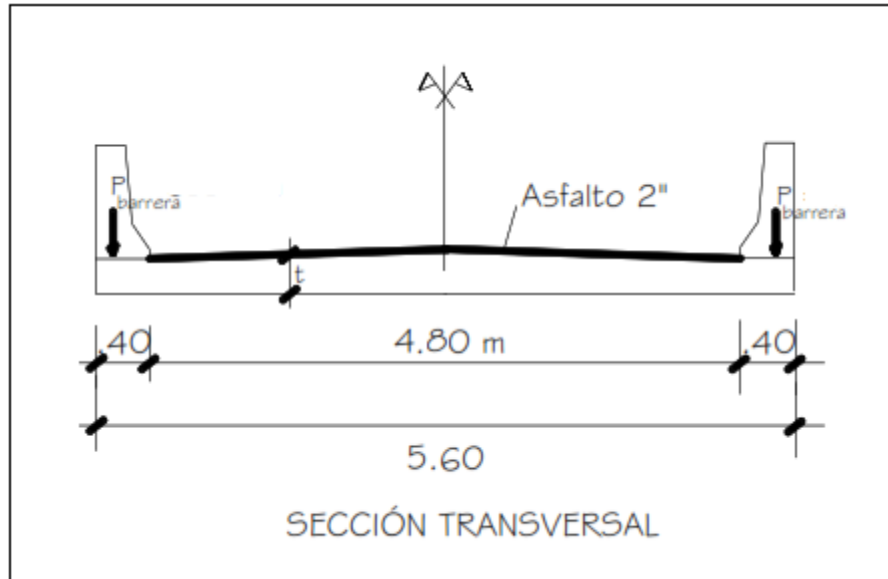
Densidad del concreto:  $\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3$

Densidad del asfalto:  $\gamma_{asf} = 2000 \text{ Kg/m}^3$



**Figura 17.** Sección longitudinal del puente  
Fuente: Puentes con AASHTO (Msc. Ing. Arturo Rodríguez)





**Figura 18.** Sección transversal del puente  
 Fuente: Puentes con AASHTO (Msc. Ing. Arturo Rodríguez)

**DIMENSIONAMIENTO:**

Tabla 2.5.2.6.3-1 — Profundidades mínimas tradicionales para superestructuras de profundidad constante

Superestructura		Profundidad mínima (Incluyendo el tablero) Los valores pueden ajustarse para tener en cuenta cambios en rigidez relativa de secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Luces simplemente apoyadas	Luces continuas
Concreto Reforzado	Losas con refuerzo principal paralelo al tráfico	$\frac{1.2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0.070L$	$0.065L$
	Vigas Cajón	$0.060L$	$0.055L$
	Vigas de estructuras para peatones	$0.035L$	$0.033L$
Concreto Preesforzado	Losas	$0.030L > 165 \text{ mm}$	$0.027L > 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón vaciadas <i>in situ</i>	$0.045L$	$0.040L$
	Vigas I prefabricadas	$0.045L$	$0.040L$
	Vigas de estructuras para peatones	$0.033L$	$0.030L$
	Vigas cajón adyacentes	$0.030L$	$0.025L$
Acero	Profundidad total de vigas I compuestas	$0.040L$	$0.032L$
	Profundidad de porción de acero de viga I compuesta	$0.033L$	$0.027L$
	Cerchas	$0.100L$	$0.100L$

**Tabla 2.** Profundidades mínimas para superestructuras  
 Fuente: Norma CCP-14

$$t_{\min} = \frac{1.2(S + 3000)}{30} = \frac{1.2(5000 + 3000)}{30} = 320 \text{ mm} = 0.32 \text{ m}$$

Tomamos  $t = 0.45 \text{ m}$

DISEÑO DE FRANJA INTERIOR: (1.0m de ancho)

Momentos de flexión por cargas:

### Carga muerta (DC)

$$w_{losa} = 0.45\text{m} * 1.0\text{m} * 24\text{KN}/\text{m}^3 = 10.8 \text{ KN}/\text{m}$$

$$M_{DC} = \frac{w_{losa} * L^2}{8} = \frac{10.8 * 5.0^2}{8} = 33.75 \text{ KN.m}$$

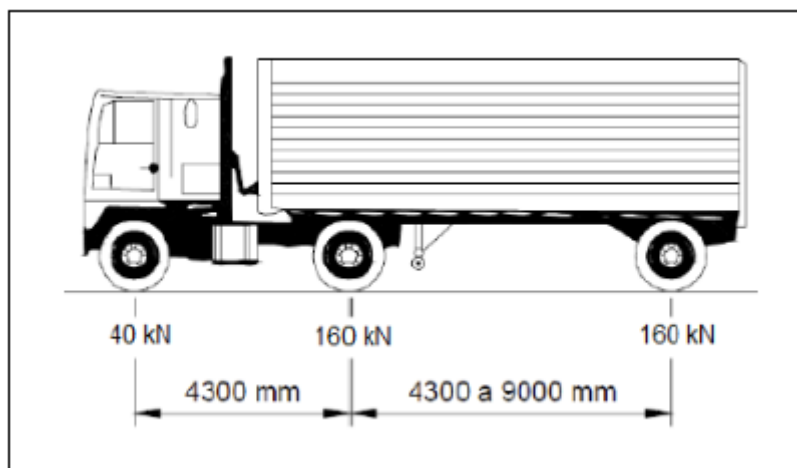
Carga por superficie de rodadura (DW):

$$w_{asf} = 0.05\text{m} * 1.0\text{m} * 20\text{KN}/\text{m}^3 = 1.0\text{KN}/\text{m}$$

$$M_{DW} = \frac{w_{asf} * L^2}{8} = \frac{1.0 * 5.0^2}{8} = 3.13 \text{ KN.m}$$

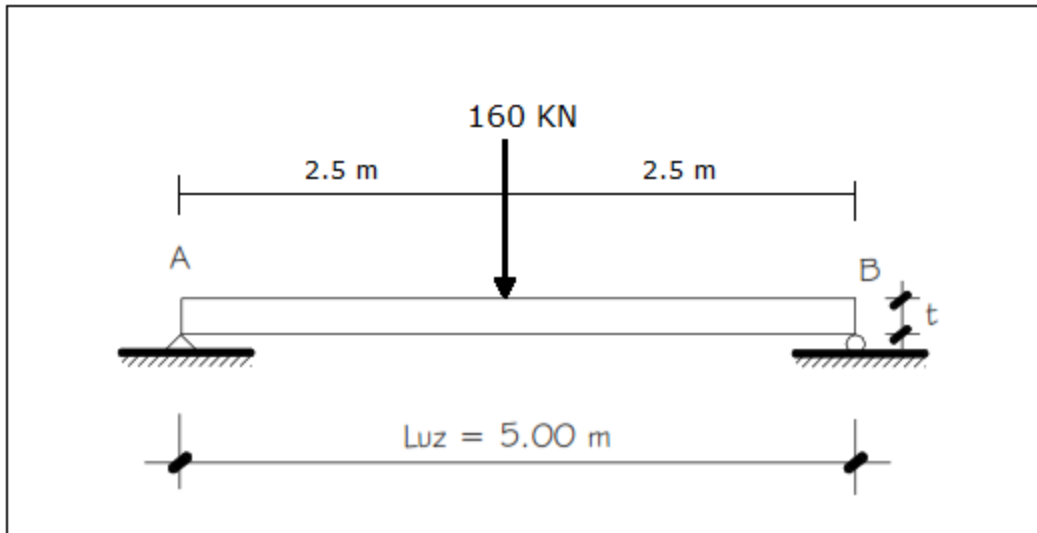
### Carga viva (LL)

Camión de Diseño: C360



**Figura 19.** Características del Camión de Diseño  
 Fuente: Norma CCP-14

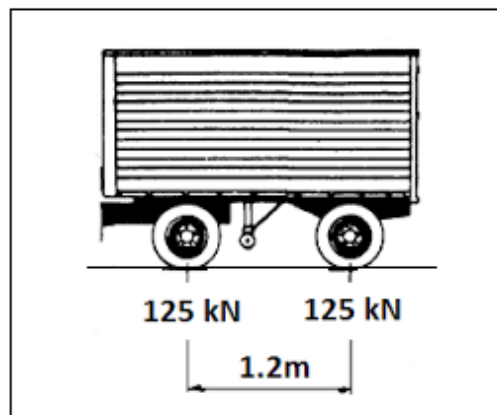
Para el camión de diseño el momento máximo se obtiene con la siguiente colocación de cargas sobre el tramo de luz como se muestra a continuación.



**Figura 20.** Colocación de carga más crítica  
Fuente: Elaboración propia

$$M_{C360} = \frac{P * L}{4} = \frac{160 \text{ kN} * 5.0 \text{ m}}{4} = 200 \text{ kN.m}$$

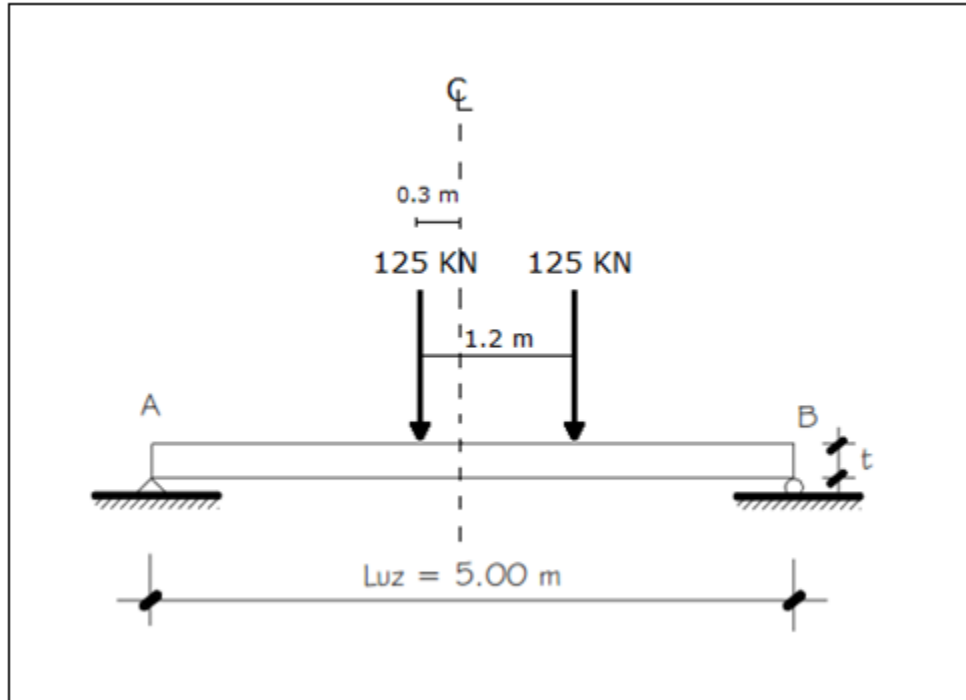
Tándem de Diseño: T250



**Figura 21.** Tándem de Diseño  
Fuente: Google

Para el tándem de diseño, el momento máximo se obtiene con la siguiente colocación de cargas sobre el tramo de luz como se muestra a continuación.

$$M_{T250} = \frac{R}{4L} * (L - D)^2 = \frac{250}{4 * 5.0} * (5.0 - 0.6)^2 = 242 \text{ KN.m}$$



**Figura 22.** Colocación de cargas más crítica  
Fuente: Elaboración propia

El caso más crítico resulta con el Tándem de Diseño (T250), ya que con la configuración de cargas presentadas anteriormente se obtuvo un mayor momento

$$M_{T250} = 242 \text{ KN.m}$$

### Amplificación por Carga Dinámica: (Art. 3.6.2)

**Tabla 3.6.2.1-1 — Amplificación por Carga Dinámica, *IM***

Componente	<i>IM</i>
Juntas de Tablero-Todos los Estados Límite	75%
Todos los demás componentes:	
• Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
• Todos los demás Estados Límite	33%

**Tabla 3.** Amplificación por Carga Dinámica (*IM*)  
Fuente: Norma CCP-14

### Ancho de franja equivalente para puentes tipo losa: (Art. 4.6.2.3)

El momento se distribuye en un ancho de faja para carga viva E:

Caso: con un carril cargado

$$E = 250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{NL}$$

$E$  = ancho equivalente (mm)

$L_1$  = luz real  $\leq 18000$  mm = 5000 mm

$W_1$  = ancho real  $\leq 9000$  mm = 5600 mm

$W$  = ancho total = 5600 mm

$NL$  = número de carriles = 1

$$E = 250 + 0.42\sqrt{5000 * 5600} = 2472 \text{ mm} \leq \frac{5600}{1} = 5600 \text{ mm}$$

$$E = 2.472 \text{ m} \leq 5.60 \text{ m}$$

Caso: con más de un carril cargado

$W_1$  = ancho real  $\leq 18000$  mm = 5600 mm

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{NL}$$

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{5000 * 5600} = 2472 \text{ mm} \leq \frac{5600}{1} = 5600 \text{ mm}$$

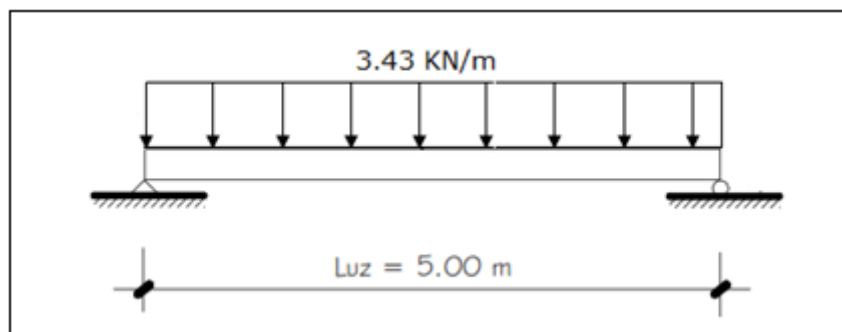
$$E = 2.735 \text{ m} \leq 5.60 \text{ m}$$

El ancho de franja equivalente crítico es  $E = 2.472$  m

### Carga de Carril de Diseño: (Art. 3.6.1.2.3)

$w_{cc} = 10.3 \text{ KN/M}$  → Para una franja de ancho de 3.0 m

$w_{cc} = 10.3 / 3 = 3.43 \text{ m}$  → Para una franja de ancho de 1.0 m



**Figura 23.** Carga de Carril de Diseño

Fuente: Elaboración propia

$$M_{cc} = \frac{w_{cc} * L^2}{8} = \frac{3.43 \text{KN/m} * (5.0\text{m})^2}{8} = 10.72 \text{KN.m}$$

Teniendo en cuenta el momento por carga viva más crítico generado por el Tándem de Diseño  $M_{LL} = 242 \text{KN.m}$  y con la consideración de Amplificación por Carga Dinámica  $IM = 33\%$ , además con el Ancho de franja crítico  $E = 2.472 \text{m}$ , y la Carga de Carril  $M_{cc} = 10.72 \text{KN.m}$  resulta:

$$M_{LL+IM} = \frac{M_{LL} * (1 + IM)}{E} + M_{cc} = \frac{242 * 1.33}{2.472} + 10.72 = 140.92 \text{KN.m/m}$$

Resumen de momentos flectores por cargas:

MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA INTERIOR)				
Carga	M (KN.m)	γ		
		Resistencia I	Servicio I	Fatiga I
DC	33.75	1.25	1.0	0
DW	3.13	1.50	1.0	0
LL + IM	140.92	1.75	1.0	1.5

**Tabla 4.** Resumen de momentos flectores por cargas  
Fuente: Elaboración propia

COMBINACIONES DE CARGAS APLICABLES:

Resistencias I:  $U = n [ 1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) ]$

Servicio I:  $U = n [ 1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM) ]$

Fatiga I:  $U = n [ 1.50(LL + IM) ]$

Modificadores de Carga (n): (Art. 1.3.2)

$n_D = \text{factor relacionado con la ductilidad} = 1.0$

$n_R = \text{factor relacionado con la redundancia} = 1.05$

$n_I = \text{factor relacionado con la importancia operativa} = 1.0$

$n = n_D n_R n_I = 1.05$

Estado Límite Resistencia I:

$M_u = n [ 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL+IM} ]$

$= 1.05 [ 1.25 * 33.75 + 1.50 * 3.13 + 1.75 * 140.92 ] = 308.17 \text{KN.m}$

## DISEÑO ESTRUCTURAL

**Acero principal:** paralelo al tráfico

Utilizando acero  $\phi = 7/8'' = 2.22 \text{ cm}$ , resulta:

$$b = 100 \text{ m}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$rec = 5 \text{ cm}$$

$$\phi = 2.22 \text{ cm}$$

$$d = h - rec - \phi/2 = 45\text{cm} - 5\text{cm} - 2.22\text{cm}/2 = 38.9 \text{ cm}$$

$$Mu = \phi Mn = \phi fy As * \left( d - \frac{As * fy}{2 * 0.85 * f'c * b} \right) \rightarrow (\phi = 0.9)$$

$$As_{calculado} = 22.79 \text{ cm}^2$$

El acero principal suministrado es:

$$As = 31.04 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\#7 C/0.125}$$

$$\phi Mn = 453.50 \text{ KN.m} > Mu = 308.17 \text{ KN.m} \mathbf{OK!}$$

**As mínimo:** (Art. 5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de  $M_{cr}$  y  $1.33 M_u$ :

$$c) M_{cr} = 1.1 * f_r * S = 1.1 * 3.36 \text{ MPa} * 0.03375 \text{ m}^3 * 10^3 = 124.74 \text{ KN.m}$$

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'c} \frac{Kg}{cm^2} = 2.01 * \sqrt{280} * \frac{1}{10} = 3.36 \text{ MPa}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.0 * (0.45)^2}{6} = 0.03375 \text{ m}^3$$

$$d) 1.33 M_u = 1.33 * 308.17 \text{ KN.m} = 409.87 \text{ KN.m}$$

El menor valor es  $M_{cr} = 124.74 \text{ KN.m}$  y la cantidad de acero calculada ( $31.04 \text{ cm}^2$ ) resiste  $M_u = 308.17 \text{ KN.m} > 124.74 \text{ KN.m} \mathbf{OK!}$

**As de distribución:** (Art. 9.7.3.2)

Con armadura principal paralela al tráfico:

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\% \rightarrow \frac{1750}{\sqrt{5000}} = 25\%$$

$S = \text{longitud efectiva} = 5000 \text{ mm}$

$$A_{S_{dist \text{ calculado}}} = 0.25(31.04 \text{ cm}^2) = 7.76 \text{ cm}^2$$

El acero de distribución suministrado es:

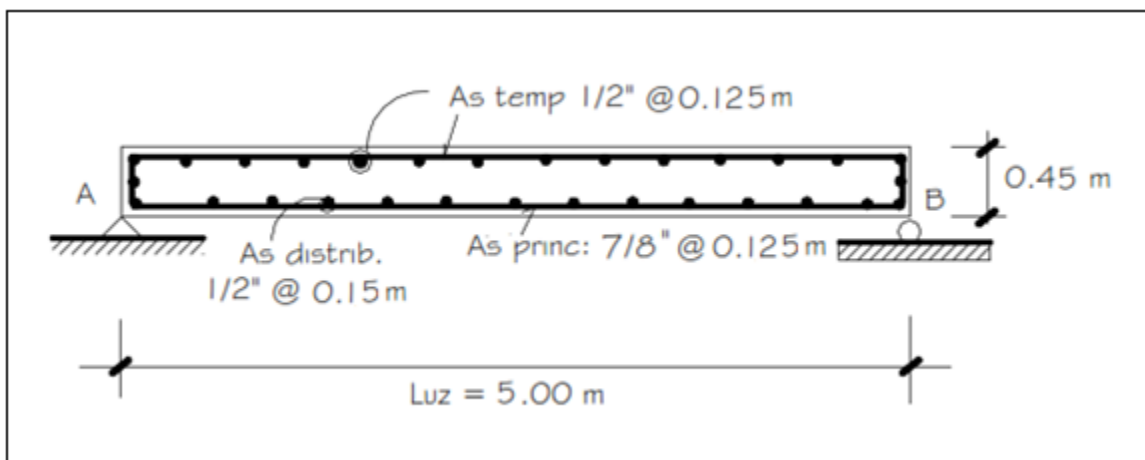
$$A_{S_{dist}} = 8.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\#4 \text{ C}/0.15}$$

**As de temperatura:** (Art. 5.10.8.2)

$$A_{S_{temp \text{ calculado}}} = 0.0018bh = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 8.1 \text{ cm}^2$$

El acero de temperatura suministrado es:

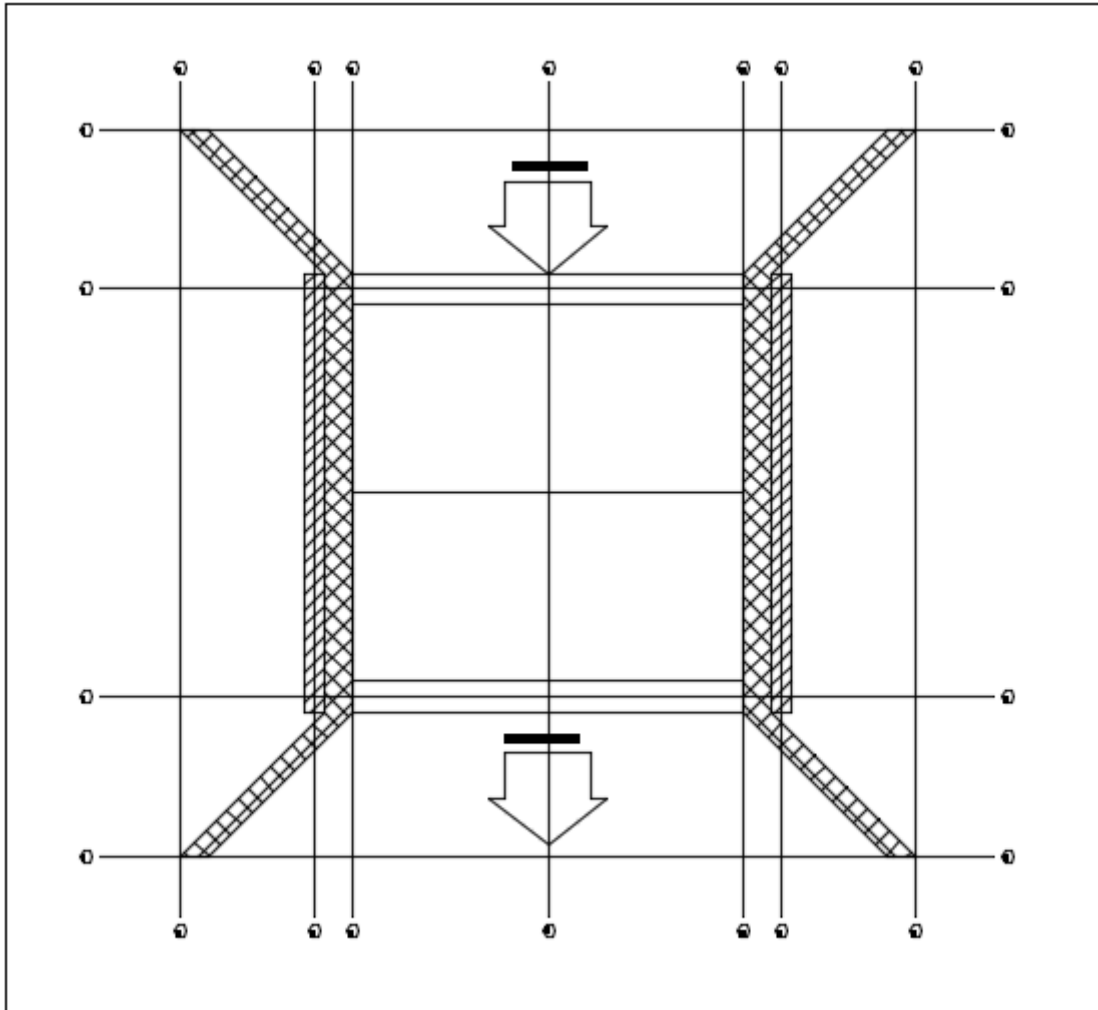
$$A_{S_{temp}} = 10.13 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{1\#4 \text{ C}/0.125}$$



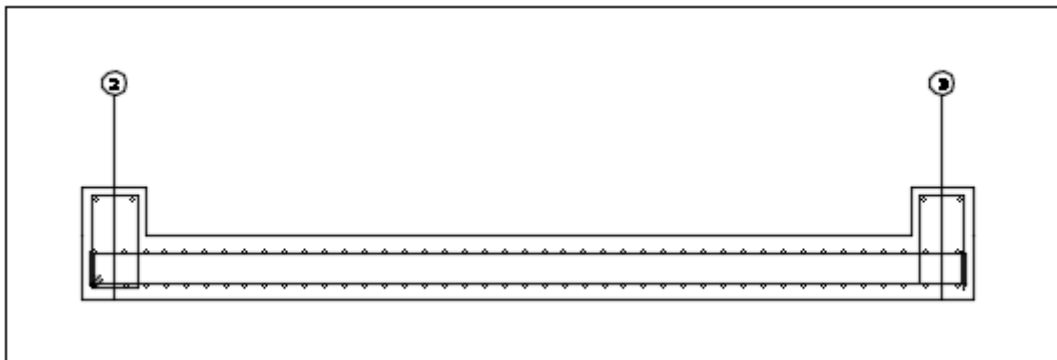
**Figura 24.** Distribución de acero en el puente losa  
Fuente: Elaboración propia



## PLANOS ESTRUCTURALES



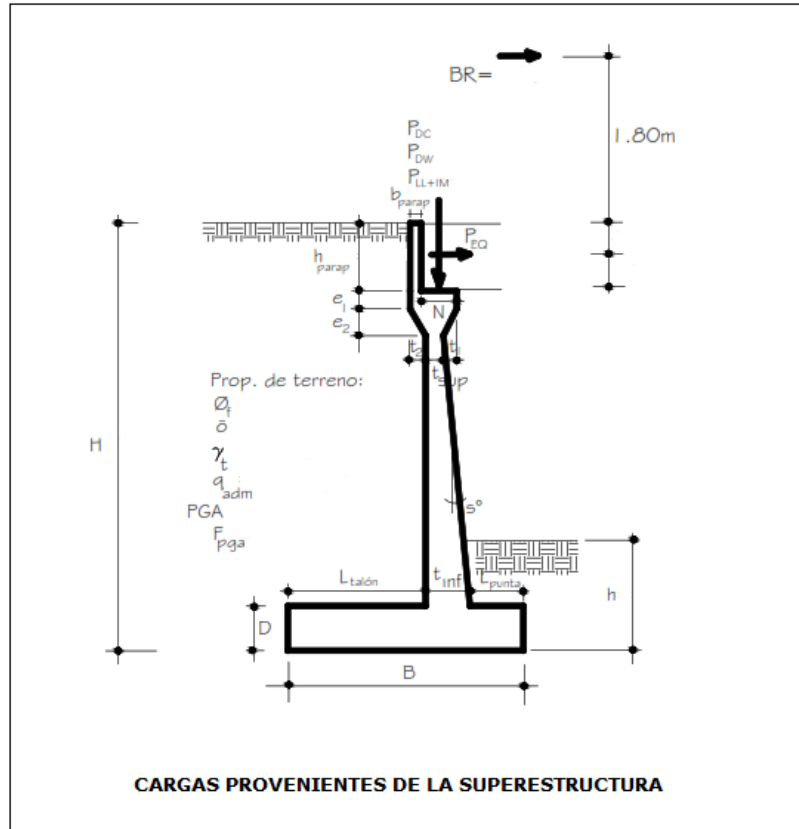
**Figura 25.** Planta general del puente  
Fuente: Planos estructurales



**Figura 26.** Sección transversal del puente  
Fuente: Planos estructurales

### 5.1.3 Diseño De Estribo

Estribo de concreto armado para un puente apoyado de una sola vía:  
Cargas verticales provenientes de la superestructura:



**Figura 27.** Cargas provenientes de la superestructura  
Fuente: Puentes con AASHTO (Msc. Ing. Arturo Rodríguez)

#### Carga muerta (DC)

$$w_{losa} = 0.45m * 1.0m * 24KN/m^3 = 10.8 KN/m$$

$$P_{DC} = \frac{10.8 KN/m * 5.0m}{2} = 27 KN$$

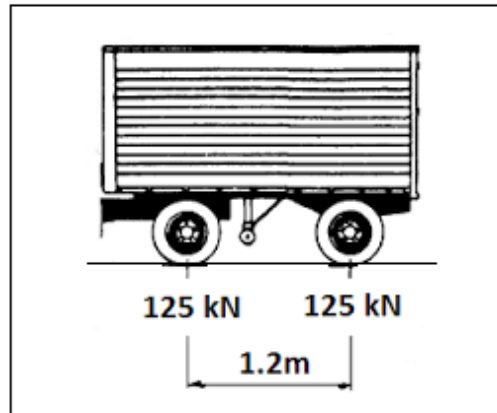
#### Carga por superficie de rodadura (DW)

$$w_{asf} = 0.05m * 1.0m * 20KN/m^3 = 1.0 KN/m$$

$$P_{DW} = \frac{1.0KN/m * 5.0m}{2} = 2.5 KN$$

## Carga viva (LL+IM)

Tándem de Diseño: T250



**Figura 28.** Tándem de Diseño  
Fuente: Google

Reacción con línea de influencia, se incluye la carga de carril, el ancho de franja y el impacto:

$$P_{LL+IM} = \frac{220 \text{ KN} * 1.33 + 3.43 \text{ KN/m} * 5.0 \text{ m}/2}{2.472 \text{ m}} = 121.83 \text{ KN}$$

## Fuerza de frenado (BR)

$$BR = 0.25 * 125 \text{ KN} = 31.25 \text{ KN} \rightarrow (\text{Fuerza horizontal a } 1.80 \text{ m sobre la calzada})$$

## PARÁMETROS GENERALES

Altura total del relleno  $H = 4.35 \text{ m}$

Peso unitario del suelo  $\gamma_s = 16.9 \text{ KN/m}^3$

Capacidad admisible  $q_{adm} = 1.27 \text{ MPa}$

Ángulo de fricción interna  $\phi_f = 30^\circ$

Coefficiente sísmico de aceleración horizontal  $PGA = 0.3$

Coefficiente de sitio  $F_{pga} = 1.2$

## DIMENSIONAMIENTO

Para la altura de  $H = 4.35 \text{ m}$ , probamos una sección preliminar de estribo con:

Ancho del cimientto  $B = 3.0 \text{ m}$

Altura del cimientto  $D = 0.40 \text{ m}$

Longitud de punta  $L_{punta} = 1.0 \text{ m}$

Grosor menor de pantalla  $t_{sup} = 0.35 \text{ m}$

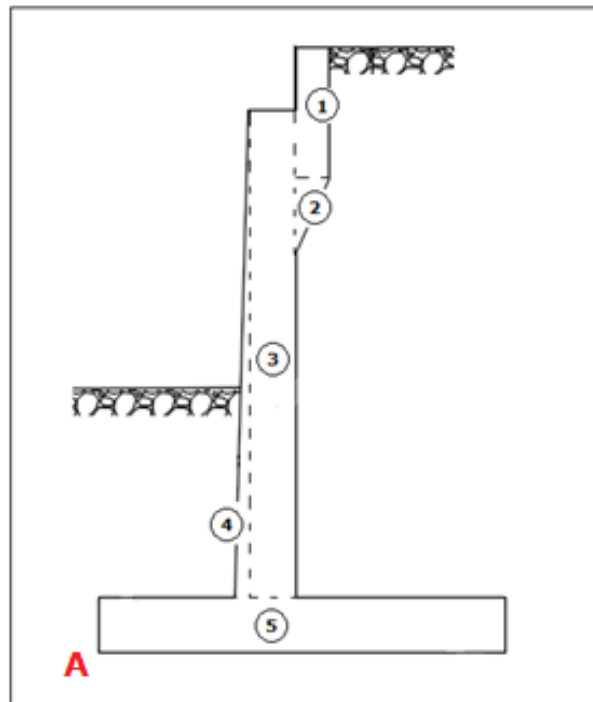
Grosor mayor de pantalla  $t_{inf} = 0.45 \text{ m}$

Longitud de cajuela  $N = 0.35 \text{ m}$

CARGAS VERTICALES (considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

### Cargas (DC)

Peso propio estribo de concreto armado (DC): Momentos con respecto al punto A



**Figura 29.** Secciones para carga muerta (DC)  
Fuente: Elaboración propia

Elemento	Volumen (m <sup>3</sup> )	DC (KN)	X (m)	Y (m)	M =DC.X (KN.m)	M=DC.Y (KN.m)
1	0.2375	5.70	1.57	3.88	8.949	22.116
2	0.0663	1.59	1.54	3.22	2.4486	5.1198
3	1.2250	29.40	1.27	1.64	37.338	48.216
4	0.1750	4.20	1.06	1.57	4.452	6.594
5	1.2000	28.80	1.50	0.20	43.2	5.76
<b>TOTAL</b>		<b>69.69</b>			<b>96.39</b>	<b>87.81</b>

**Tabla 5.** Información de las secciones para carga muerta (DC)

Fuente: Elaboración propia

$$DC = 69.69 \text{ KN}$$

Ubicación del centro de gravedad del estribo:

$$X = \frac{96.39}{69.69} = 1.383 \text{ m}$$

$$Y = \frac{87.81}{69.69} = 1.260 \text{ m}$$

### Peso propio superestructura (DC)

$$P_{DC} = 27 \text{ KN}$$

$$X = 1.73 \text{ m}$$

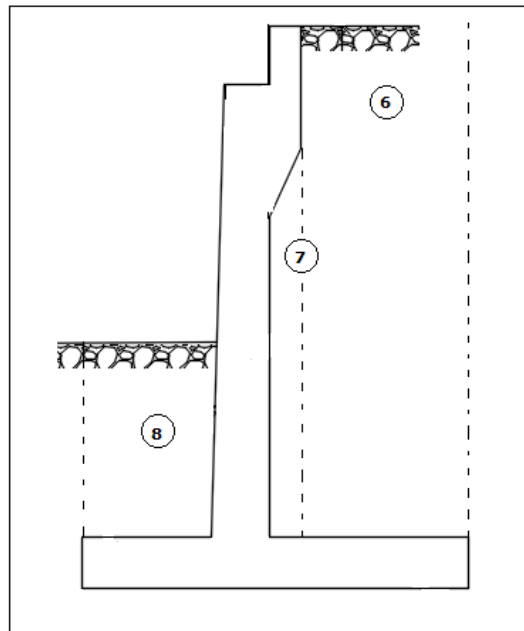
### Cargas (DW)

Peso asfalto en superestructura:

$$P_{DW} = 2.5 \text{ KN}$$

$$X = 1.73 \text{ m}$$

## Peso del terreno (EV)



**Figura 29.** Secciones para carga (EV)  
 Fuente: Elaboración propia

Elemento	Volumen (m <sup>3</sup> )	DC (KN)	X (m)	Y (m)	M =DC.X (KN.m)	M=DC.Y (KN.m)
6	5.135	86.78	2.35	2.35	203.936525	203.936525
7	0.684	11.56	1.60	1.70	18.49536	19.65132
8	1.500	25.35	0.50	1.15	12.675	29.1525
<b>TOTAL</b>		<b>123.69</b>			<b>235.11</b>	<b>252.74</b>

**Tabla 6.** Información de las secciones para carga (EV)  
 Fuente: Elaboración propia

$$EV = 123.69 \text{ KN}$$

Ubicación del centro de gravedad del estribo:

$$X = \frac{235.11}{123.69} = 1.901 \text{ m}$$

$$Y = \frac{252.74}{69.69} = 3.627 \text{ m}$$

## Cargas (LL+IM)

Carga viva e impacto desde la superestructura:

$$P_{LL+IM} = 121.83 \text{ KN}$$

$$X = 1.73 \text{ m}$$

## Sobrecarga por carga viva en el terreno (LS)

Altura equivalente de suelo:

**Tabla 3.11.6.4-1 — Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico**

Altura del Estribo (mm)	$h_{eq}$ (mm)
1500	1200
3000	900
$\geq 6000$	600

**Tabla 7.** Alturas equivalentes de suelo

Fuente: Norma CCP-14

Para  $H = 4.35\text{m} \rightarrow h_{eq} = 0.765\text{m}$

Terreno extendido en 1.3m del talón del estribo:

$$LS = 1.3\text{m} * 0.765\text{m} * 1\text{m} * 16.9\text{KN}/\text{m}^3 = 16.81 \text{ KN}$$

$$X = 2.35 \text{ m}$$

### Resumen Cargas Verticales

CARGA	TIPO	V (KN)	X (m)	Mv (KN.m)
DC	DC	69.69	1.383	96.38
$P_{DC}$	DC	27.00	1.730	46.71
$P_{DW}$	DW	2.50	1.730	4.33
EV	EV	123.69	1.901	235.14
$P_{LL+IM}$	LL+IM	121.83	1.730	210.77
LS	LS	16.81	2.350	39.50
<b>TOTAL</b>		<b>361.52</b>		<b>632.82</b>

**Tabla 8.** Resumen de cargas verticales

Fuente: Elaboración propia

## CARGAS HORIZONTALES (considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Calculo del coeficiente de empuje activo ( $K_a$ ):

Ángulo de fricción interna  $\phi_f = 30^\circ$

Ángulo de fricción entre el suelo y el muro  $\delta = 0^\circ$

Ángulo del material del suelo con la horizontal  $\beta = 0^\circ$

Ángulo de inclinación del muro del lado del terreno  $\theta = 90^\circ$

Para  $\delta = 0^\circ$  y  $\theta = 90^\circ$ , la formula se convierte en:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi_f}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.333$$

Cargas actuantes

### Sobrecarga por carga viva en el terreno (LS)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$LS = K_a h_{eq} \gamma_s * (H) = 0.333 * 0.765m * 16.9KN/m^3 * (4.35m) = 18.73 KN$$

$$Y = 2.175 m$$

### Presión lateral del terreno (EH)

$$EH = K_a H \gamma_s * (H/2) = 0.333 * 4.35m * 16.9KN/m^3 * (4.35m/2) = 53.25 KN$$

$$Y = 1.45 m$$

### Cargas EQ (acción sísmica)

Efecto combinado de PAE y PIR

Presión estática del terreno más su efecto dinámico (PAE):

Ángulo de fricción interna  $\phi_f = 30^\circ$

Ángulo de fricción entre el suelo y el muro  $\delta = 0^\circ$

Ángulo del material del suelo con la horizontal  $i = 0^\circ$

Ángulo de inclinación del muro con la vertical  $\beta = 0^\circ$

$$K_{ho} = F_{pga}(PGA) = 1.2 * (0.3) = 0.36$$

$$\text{Coeficiente de aceleración horizontal } K_h = 0.5K_{ho} = 0.18$$

$$\text{Coeficiente de aceleración vertical } K_v = 0$$



$$\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right) = 10.20^\circ$$

Como  $\phi_f = 30^\circ > i + v = 0^\circ + 10.20^\circ = 10.20^\circ$  el coeficiente de presión activa sísmica del terreno es:

$$\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right) = 10.20^\circ$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{AE} = 0.457$$

$$P_{AE} = K_{AE} \gamma_s H^2 / 2 = 0.457 * 16.9 \text{KN/m}^3 * (4.35 \text{m})^2 / 2 = 73.07 \text{KN}$$

### Acción sísmica del terreno ( $EQ_{terr}$ )

$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH = 73.07 \text{KN} - 53.25 \text{KN} = 19.82 \text{KN}$$

$$Y = 2.175 \text{m}$$

### Fuerza inercial del estribo (PIR)

Como

$$W_w + W_s = 69.69 + 123.69 = 193.38 \text{KN} \rightarrow \text{peso del estribo y terreno tributario}$$

$$P_{IR} = K_h * (W_w + W_s) = 0.18 * 193.38 \text{KN} = 34.81 \text{KN}$$

$$Y = \frac{69.69 \text{KN} * (1.260 \text{m}) + 123.69 \text{KN} * (3.627 \text{m})}{193.38 \text{KN}} = 2.774 \text{m} \rightarrow \text{C.G del estr. y terr.}$$

### Efecto combinado de PAE y PIR

Se debe tomar el resultado más conservador de:

$$P_{AE} + 0.5P_{IR} = 90.48 \text{KN}$$

$$(0.5P_{AE} > EH) + P_{IR} = 88.06 \text{KN}$$

Consideramos la primera expresión que es crítica tanto en carga como en momento. Al valor de  $P_{AE}$  le descontamos la presión estática del terreno ( $EH$ ) para tratarla por separado, utilizando en las combinaciones de carga:

$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH = 19.82 \text{ KN}$$

$$0.5P_{IR} = 17.41 \text{ KN}$$

### Carga sísmica por superestructura ( $P_{EQ}$ )

$$P_{EQ} = P_{DC+DW} * (A_s) = 29.50 \text{ KN} * 0.36 = 10.62 \text{ KN} \quad \rightarrow K_{ho} = F_{pga}(PGA) = 0.36$$

$$Y = 4.13 \text{ m}$$

### Carga de frenado (BR)

$$BR = 31.25 \text{ KN}$$

$$Y = 6.15 \text{ m}$$

**Resumen Cargas Horizontales**

CARGA	TIPO	H (KN)	Y (m)	M <sub>H</sub> (KN.m)
LS	LS	18.73	2.175	40.74
EH	EH	53.25	1.450	77.21
EQ <sub>terr</sub>	EQ	19.82	2.175	43.11
0.5P <sub>IR</sub>	EQ	17.41	2.774	48.30
P <sub>EQ</sub>	EQ	10.62	4.130	43.86
BR	BR	31.25	6.150	192.19
TOTAL		151.08		445.40

**Tabla 9.** Resumen de cargas horizontales

Fuente: Elaboración propia

## ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGA

Tomamos en cuenta los estados límites de Resistencia I y Evento Extremo I aplicables en este caso y con un valor  $n = n_D n_R n_I = 1.0$

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento observando las cargas actuantes, utilizamos los factores  $\gamma$  máximos para las cargas horizontales (desestabilizadoras) que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (LSx, EH, EQ y BR) y los factores de carga  $\gamma$  mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC, DW, EV, LL+IM, LSy) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. Este caso será denominado Resistencia Ia.

Para la verificación de presiones en la base empleamos los factores  $\gamma$  máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar la presión sobre el terreno. Este es el caso Resistencia Ib.

Para el chequeo de estabilidad al vuelco, deslizamiento y presiones también aplicamos el Estado Límite de Evento Extremo I con los coeficientes señalados en la Tabla 3.4.1-1.

### FACTORES DE CARGA UTILIZADOS

ESTADO LIMITE	$\gamma_{DC}$	$\gamma_{DW}$	$\gamma_{EV}$	$\gamma_{LL+IM}$	$\gamma_{LSy}$	$\gamma_{LSx}$	$\gamma_{EH}$	$\gamma_{EQ}$	$\gamma_{BR}$	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	1.75	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizam., vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	Aquetamiento

**Tabla 10.** Factores de carga utilizados

Fuente: Puentes con AASHTO (Msc. Ing. Arturo Rodríguez)

### CARGAS VERTICALES ( $V_u$ )

TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	TOTAL
CARGA	DC	P <sub>DC</sub>	P <sub>DW</sub>	EV	P <sub>LL+IM</sub>	LS <sub>y</sub>	$V_u$ (KN)
V (KN)	69.69	27.00	2.50	123.69	121.83	16.81	361.52
Resistencia Ia	Y = 0.9	0.9	0.65	1	0	0	212.34
	62.72	24.30	1.63	123.69	0.00	0.00	
Resistencia Ib	Y = 1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	534.22
	87.11	33.75	3.75	166.98	213.20	29.42	
Evento Extremo I	Y = 1	1	1	1	1	1	361.52
	69.69	27.00	2.50	123.69	121.83	16.81	

### MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES ( $M_{vu}$ )

TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	TOTAL
CARGA	DC	P <sub>DC</sub>	P <sub>DW</sub>	EV	P <sub>LL+IM</sub>	LS <sub>y</sub>	$M_{vu}$ (KN.m)
Mv (KN.m)	96.38	46.71	4.33	235.14	210.77	39.50	632.82
Resistencia Ia	Y = 0.9	0.9	0.65	1	0	0	366.73
	86.74	42.04	2.81	235.14	0.00	0.00	
Resistencia Ib	Y = 1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	940.76
	120.48	58.39	6.49	317.43	368.84	69.13	
Evento Extremo I	Y = 1	1	1	1	1	1	632.82
	96.38	46.71	4.33	235.14	210.77	39.50	

**Tabla 11.** Cargas verticales y momento estabilizador por cargas verticales  
Fuente: Elaboración propia

### CARGAS HORIZONTALES ( $H_u$ )

TIPO	LS	EH	EQ			BR	TOTAL
CARGA	LS <sub>x</sub>	EH	EQ <sub>terr</sub>	0.5P <sub>IR</sub>	PEQ	BR	$H_u$ (KN)
H (KN)	18.73	53.25	19.82	17.41	10.62	31.25	151.08
Resistencia Ia	Y = 1.75	1.5	0	0	0	1.75	167.34
	32.78	79.88	0.00	0.00	0.00	54.69	
Resistencia Ib	Y = 1.75	1.5	0	0	0	1.75	167.34
	32.78	79.88	0.00	0.00	0.00	54.69	
Evento Extremo I	Y = 0.5	1	1	1	1	0.5	126.09
	9.37	53.25	19.82	17.41	10.62	15.63	

### MOMENTO DE VUELCO POR CARGAS HORIZONTALES ( $M_{HU}$ )

TIPO	LS	EH	EQ			BR	TOTAL
CARGA	LSx	EH	EQ <sub>terr</sub>	0.5P <sub>IR</sub>	P <sub>EQ</sub>	BR	$M_{HU}$ (KN.m)
$M_H$ (KN.m)	40.74	77.21	43.11	48.30	43.86	192.19	445.40
Resistencia Ia	Y = 1.75	1.5	0	0	0	1.75	167.34
	32.78	79.88	0.00	0.00	0.00	54.69	
Resistencia Ib	Y = 1.75	1.5	0	0	0	1.75	167.34
	32.78	79.88	0.00	0.00	0.00	54.69	
Evento Extremo I	Y = 0.5	1	1	1	1	0.5	126.09
	9.37	53.25	19.82	17.41	10.62	15.63	

**Tabla 12.** Cargas horizontales y momento de vuelco por cargas horizontales  
Fuente: Elaboración propia

### CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

#### Vuelco alrededor del punto A

Estado límite de Resistencia I: en nuestro caso  $e_{m\acute{a}x} = B/3 = 3.0m/3 = 1.0 m$

Estado límite de Evento Extremo I: utilizando  $Y_{EQ} = 0.5$ , la interpolación señala el límite  $e \leq (11/30)B = (11/30) * 3.0m = 1.1 m$

Estado	$V_u$ (KN)	$M_{vu}$ (KN.m)	$M_{HU}$ (KN.m)	$X_o = \frac{M_{vu} - M_{HU}}{V_u}$ (m)	$e = B/2 - X_o$ (m)	$e_{m\acute{a}x}$ (m)
Resistencia Ia	212.34	366.73	167.34	0.94	0.56	1.0 OK!
Resistencia Ib	534.22	940.76	167.34	1.45	0.05	1.0 OK!
Evento Extremo I	361.52	632.82	126.09	1.40	0.10	1.1 OK!

**Tabla 13.** Vuelco alrededor del punto A  
Fuente: Elaboración propia

#### Deslizamiento en base del estribo

Con:  $u = \tan\phi_f = \tan 30^\circ = 0.577$

$\phi_T = 1.00$ , estado límite de Resistencia y Evento extremo

Estado	Vu (KN)	RESISTENTE (KN) $F_r = u (\Phi_r Vu)$	ACTUANTE (KN) Hu
Resistencia Ia	212.34	212.34	167.34
Resistencia Ib	534.22	308.24	167.34
Evento Extremo I	361.52	208.60	126.09

**Tabla 14.** Deslizamiento en base del estribo  
Fuente: Elaboración propia

### Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno ( $q_R$ ):

Estado límite de Resistencia, con  $\Phi_b = 0.55$

$$q_R = \Phi_b q_n = \Phi_b (FS \cdot q_{adm}) = 0.55 * 3 * 1.27 MPa = 2.09 MPa$$

Estado límite de Resistencia, con  $\Phi_b = 1.00$

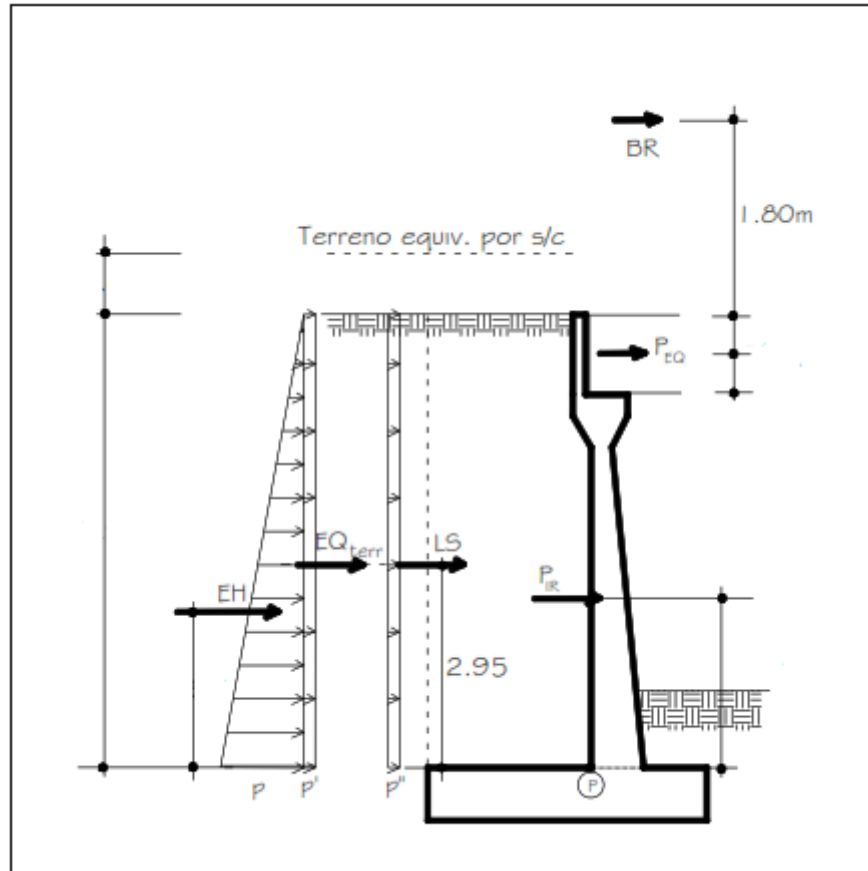
$$q_R = \Phi_b q_n = \Phi_b (FS \cdot q_{adm}) = 1.0 * 3 * 1.27 MPa = 3.81 MPa$$

Estado	Vu (KN)	Mvu (KN.m)	MHu (KN.m)	$X_o = \frac{Mvu - MHu}{Vu}$ Vu (m)	$e = B/2 - X_o$ (m)	$e_{m\acute{a}x}$ (m)	$q = \frac{Vu}{B - 2e}$ (m)
Resistencia Ia	212.34	366.73	167.34	0.94	0.56	1.0 OK!	0.11 OK!
Resistencia Ib	534.22	940.76	167.34	1.45	0.05	1.0 OK!	0.18 OK!
Evento Extremo I	361.52	632.82	126.09	1.40	0.10	1.1 OK!	0.13 OK!

**Tabla 15.** Presiones actuantes en la base del estribo  
Fuente: Elaboración propia

## DISEÑO ESTRUCTURAL

Diseño de pantalla:



**Figura 30.** Cargas aplicadas a la pantalla  
 Fuente: Puentes con AASHTO (Msc. Ing. Arturo Rodríguez)

Las cargas con sus respectivos momentos se muestran a continuación:

### Sobrecarga por carga viva en el terreno (LS)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$\begin{aligned}
 LS_x &= K_a h_{eq} Y_s * (H) = 0.333 * 0.765m * 16.9KN/m^3 * (4.35m - 0.40m) = 17.01 KN \\
 Y &= 1.975 m
 \end{aligned}$$

### Presión lateral del terreno (EH)

$$EH = K_a H Y_s * (H/2) = 0.333 * (4.35m - 0.40m)^2 / 2 * 16.9KN/m^3 = 43.90 KN$$

$$Y = 1.317 m$$

### Acción sísmica del terreno (EQ<sub>terr</sub>):

$$P_{AE} = K_{AE} Y_s H^2 / 2 = 0.457 * 16.9KN/m^3 * (4.35m - 0.40m)^2 / 2 = 60.25 KN$$

$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH = 60.25KN - 43.90KN = 16.35 KN$$

$$Y = 1.975 m$$

### Fuerza inercial del estribo (PIR):

Para el diseño estructural calculamos PIR, sin incluir la masa de suelo sobre el talón.  
(C.11.6.5.1):

$$W_{est} = peso pantalla = 33.6 KN$$

$$K_h = 0.18$$

$$P_{IR} = K_h * W_{est} = 0.18 * 33.6 = 6.05 KN$$

$$Y = 1.680 m$$

De acuerdo a (11.6.5.1), debemos tomar el resultado más conservador de:

$$P_{AE} + 0.5P_{IR} = 63.28 KN$$

$$(0.5P_{AE} > EH) + P_{IR} = 49.95 KN$$

Consideramos la primera expresión que es crítica tanto en carga como en momento. Al valor de  $P_{AE}$  le descontamos la presión estática del terreno ( $EH$ ) para tratarla por separado, utilizando en las combinaciones de carga:

$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH = 16.35 KN$$

$$0.5P_{IR} = 3.03 KN$$

### Carga sísmica por superestructura (PEq)

$$P_{EQ} = P_{DC+DW} * (A_s) = 29.50KN * 0.36 = 10.62 KN \quad \rightarrow K_{ho} = F_{pga}(PGA) = 0.36$$

$$Y = 3.73 m$$

### Carga de frenado (BR)

$$BR = 31.25 KN$$

$$Y = 5.75 m$$



### Cargas Y Momentos

CARGA	TIPO	Carga (KN)	Y (m)	M (KN.m)
LS	LS	17.01	1.975	33.59
EH	EH	43.90	1.317	57.80
EQterr	EQ	16.35	1.975	32.29
0.5PIR	EQ	3.03	1.680	5.09
PEQ	EQ	10.62	3.730	39.61
BR	BR	31.25	5.750	179.69
<b>TOTAL</b>		<b>122.16</b>		<b>348.08</b>

**Tabla 16.** Cargas y momentos en la pantalla  
Fuente: Elaboración propia

Momento de diseño en la base de la pantalla:

Estado Límite de Resistencia I, con  $n = n_D n_R n_I = 1.0$

$$Mu = n[1.75M_{LS} + 1.50M_{EH} + 1.75M_{BR}]$$

$$Mu = 1.0[1.75(33.59) + 1.50(57.80) + 1.75 * (179.69)]$$

$$Mu = 459.94 \text{ KN.m} \rightarrow (\text{Momento de diseño})$$

Estado Límite de Evento Extremo I, con  $n = n_D n_R n_I = 1.0$

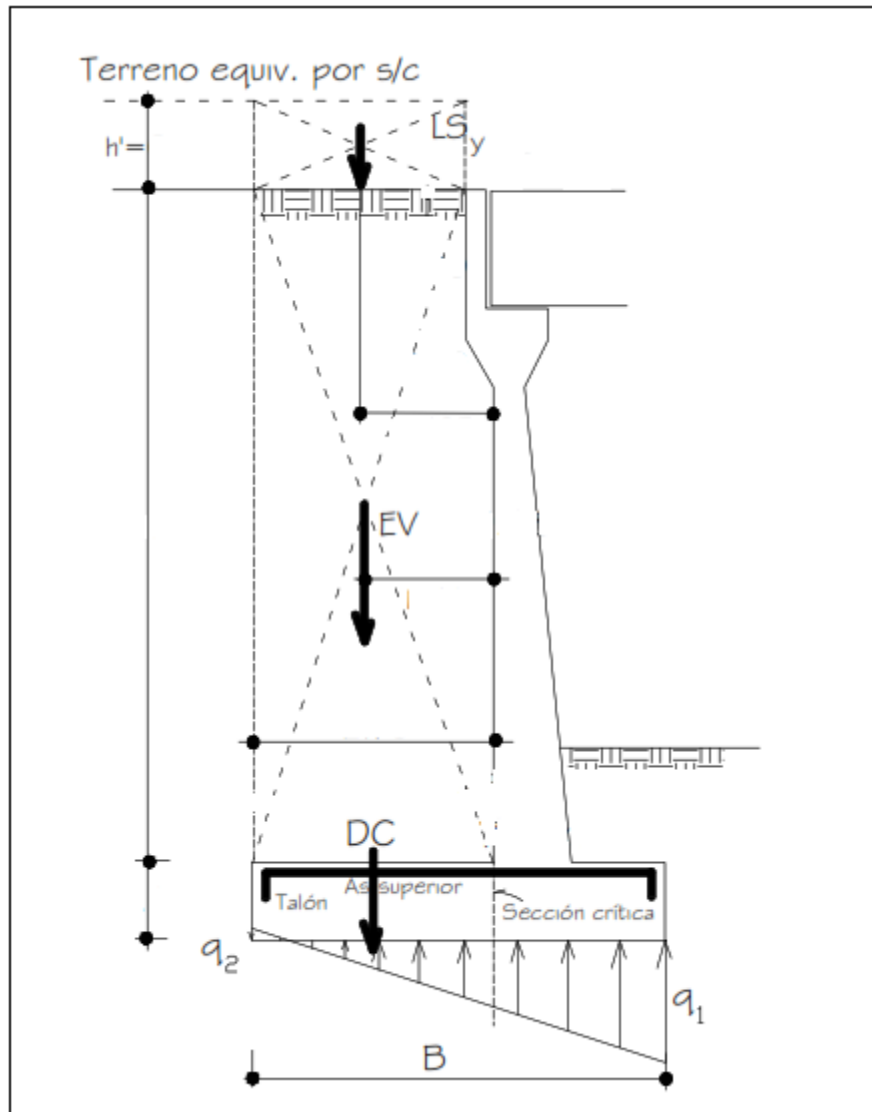
$$Mu = n[0.5M_{LS} + 1.0M_{EH} + 1.0M_{EQ} + 0.5M_{BR}]$$

$$Mu = 1.0[0.5(33.59) + 1.0(57.80) + 1.0(32.29 + 5.09 + 42.21) + 0.5 * (179.69)]$$

$$Mu = 244.03 \text{ KN.m}$$

USAR No. 7 @ 10 cm

Diseño de cimentación:



**Figura 31.** Cargas aplicadas a la cimentación  
 Fuente: Puentes con AASHTO (Msc. Ing. Arturo Rodríguez)

Las cargas con sus respectivos momentos se muestran a continuación:

### Sobrecarga por carga viva en el terreno (LS)

Altura equivalente de suelo:

Para  $H = 4.35m \rightarrow h_{eq} = 0.765m$

Terreno extendido en 1.3m del talón del estribo:

$$LS_y = 1.3m * 0.765m * 1m * 16.9KN/m^3 = 16.81 KN$$

$$X = 0.78 m$$

### Carga (DC):

$$DC = 0.6204m^3 * 24KN/m^3 = 14.89 KN$$

$$X = 0.78 m$$

### Peso del terreno (EV)

$$EV = 5.1350m^3 * 16.9KN/m^3 = 86.78 KN$$

$$X = 0.78 m$$

### Cargas Y Momentos

CARGA	TIPO	Carga (KN)	Y (m)	M (KN.m)
LS	LS	16.81	0.780	13.11
DC	DC	14.89	0.780	11.61
EV	EV	86.78	0.780	67.69
<b>TOTAL</b>		<b>118.48</b>		<b>92.41</b>

**Tabla 17.** Cargas y momentos en la cimentación

Fuente: Elaboración propia

Momento de diseño en cara vertical de pantalla, estado límite de Resistencia Ib, con  $n = n_D n_R n_I = 1.0$ , despreciando del lado conservador la reacción del suelo:

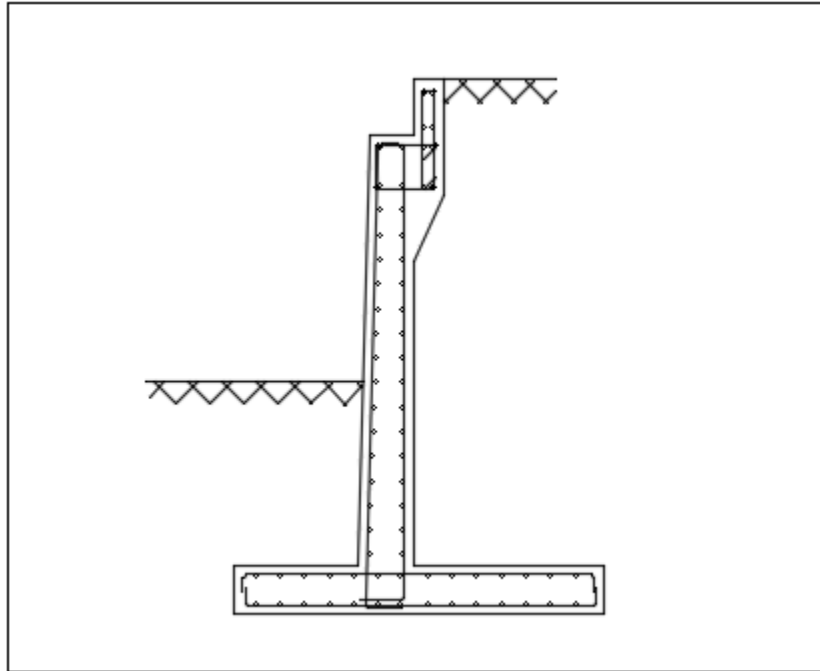
$$Mu = n[1.25M_{DC} + 1.35M_{EV} + 1.75M_{LS}]$$

$$Mu = 1.0[1.25(11.61) + 1.35(67.69) + 1.75 * (11.61)]$$

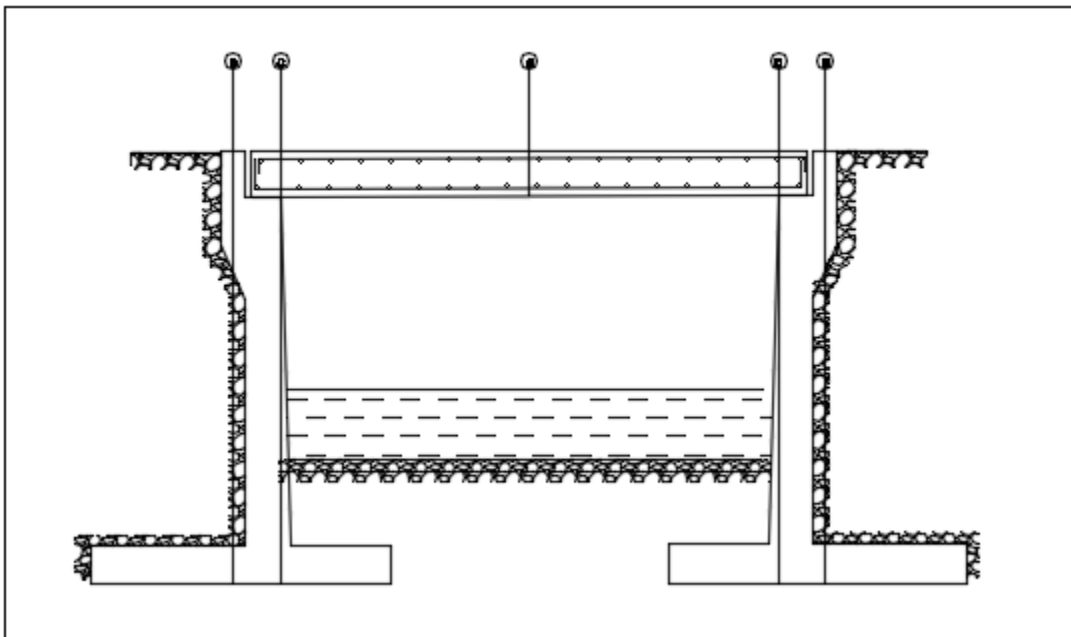
$$Mu = 126.21 KN.m \rightarrow (\text{Momento de diseño})$$

USAR No. 4 @ 10 cm

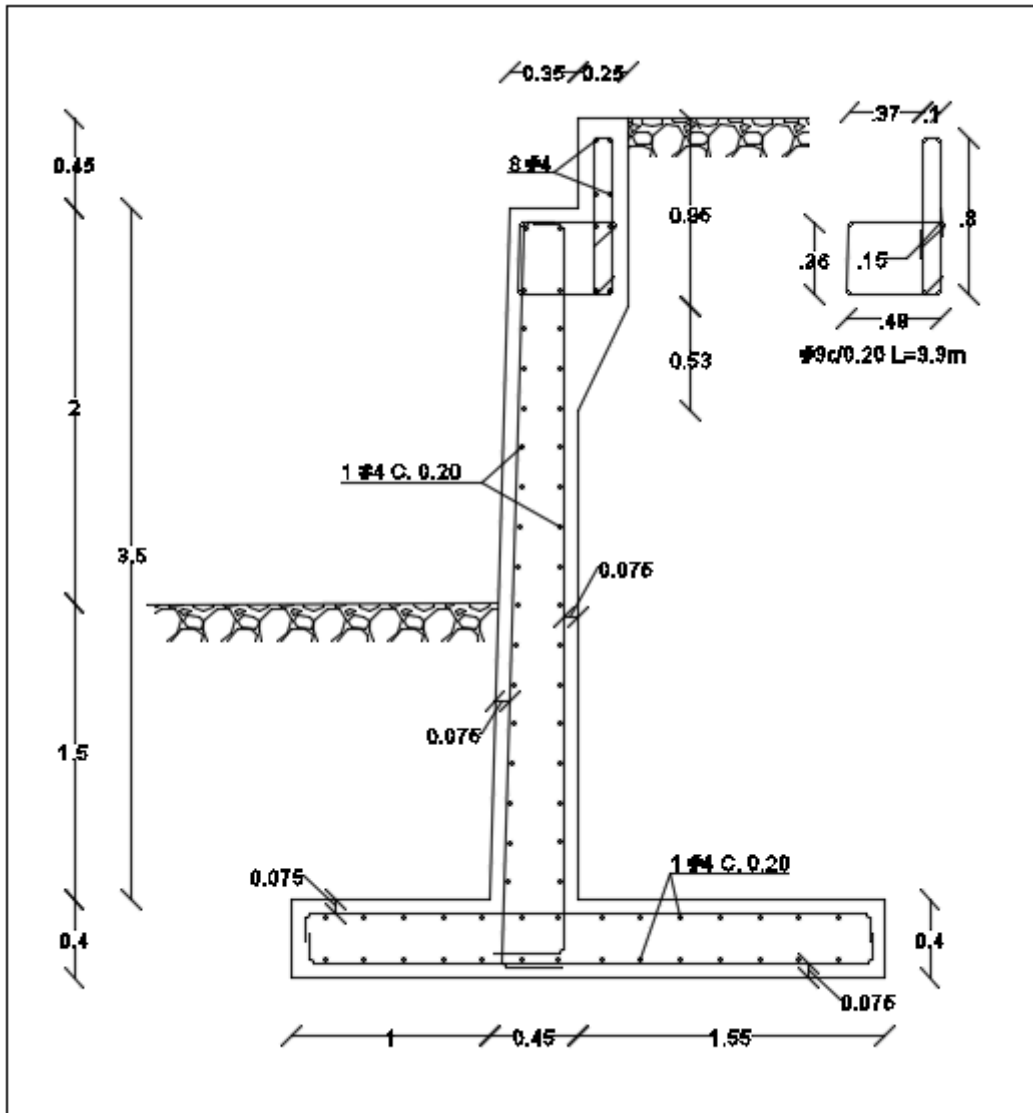
## PLANOS ESTRUCTURALES



**Figura 32.** Corte de estribo  
Fuente: Planos estructurales



**Figura 33.** Corte longitudinal  
Fuente: Planos estructurales



**Figura 34.** Corte de estribo  
 Fuente: Planos estructurales

## 5.2 DISEÑO ESTRUCTURAL RESTAURANTE DEL CENIDI POPAYÁN

El proyecto comprende el diseño estructural del restaurante para el CENIDI ubicado en el municipio de Popayán, departamento del Cauca con sistema estructural, de pórticos en concreto reforzado resistentes a momentos.



**Figura 35.** Localización Municipio de Popayán en el departamento del Cauca  
Fuente: Google Maps

### 5.2.1 Información De Entrada

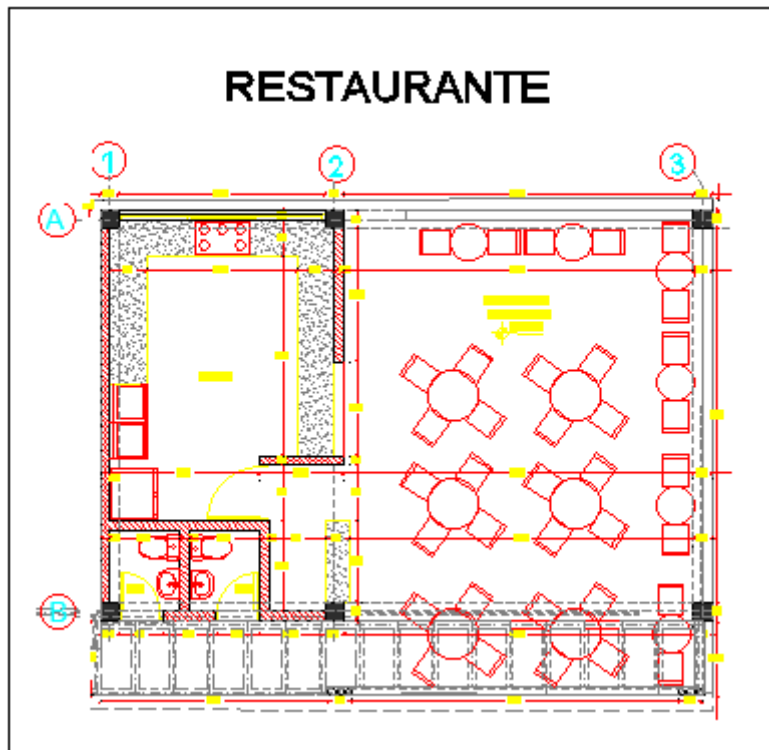
La información inicial que sirve de base para el diseño estructural es el estudio de suelos el cual es fundamental para tener consideraciones desde el punto de vista geotécnico que para el presente proyecto ubicado en la ciudad de Popayán toma los parámetros establecidos de la zona de estudio según la NSR-10 para una zona de amenaza sísmica alta según la figura A.2.3-1.

De igual forma en el estudio se establece como recomendación tomando en consideración la estructura proyectada y las características físicas y mecánicas del suelo, la utilización de una cimentación superficial con un sistema de zapatas aisladas.

Entonces de acuerdo con el estudio geotécnico y las consideraciones de la NSR-10 en su Título A se tienen los parámetros que se muestran a continuación:

<i>Presión máxima permisible:</i>	$\sigma_p = 11.00 \text{ Ton/m}^2$	(F.S = 3)
<i>Tipo de suelo:</i>	C	
<i>Grupo de uso:</i>	III	
<i>Coefficiente de importancia:</i>	$I = 1.25$	
<i>Aceleración horizontal</i>	$A_a = 0.25g$	
	$A_v = 0.20g$	
<i>Valores del coeficiente</i>	$F_a = 1.15$	
	$F_v = 1.60$	

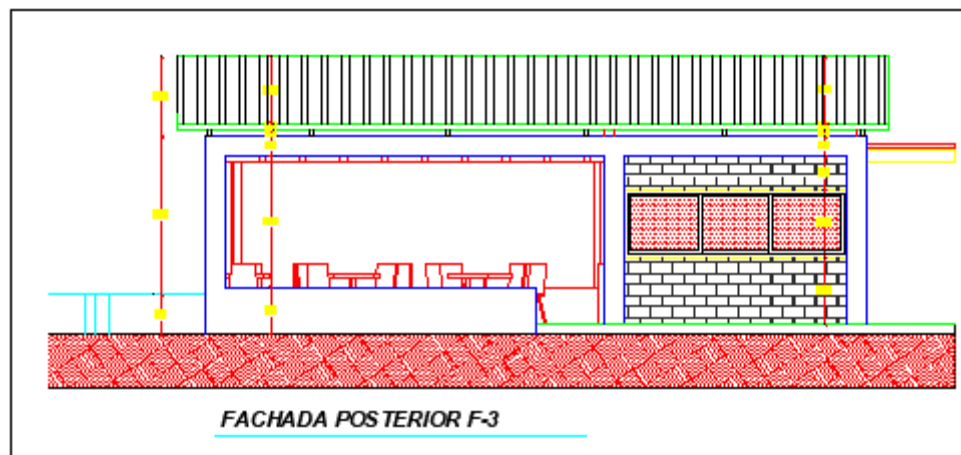
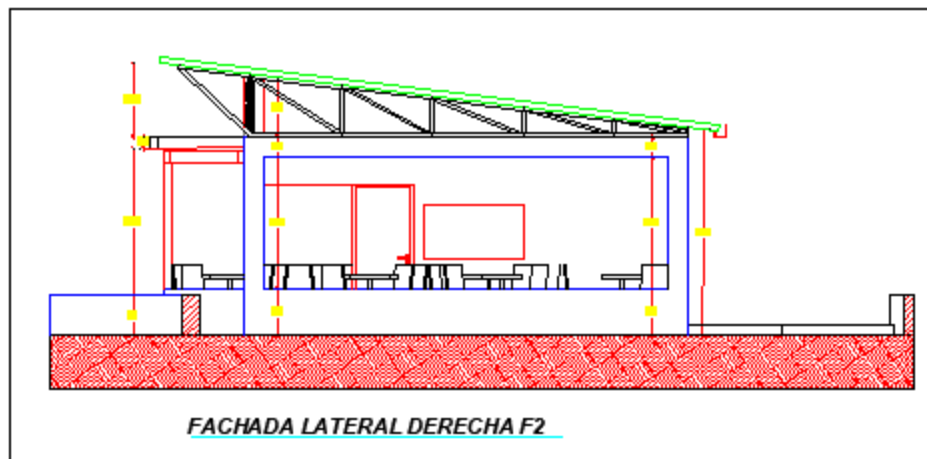
Por otra parte también se cuenta con los planos arquitectónicos proporcionados, donde se establece la distribución de los espacios y las recomendaciones arquitectónicas, se plantea el diseño de una estructura de pórticos en concreto reforzado resistentes a momentos y capacidad especial de disipación de energía, (DES) con esfuerzo máximo a la compresión de ( $f'_c$ ) de 21MPa y esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ ) de 420 MPa, en la cubierta se cuenta con cerchas en tubo estructural cuadrado y correas tipo cajón 2C, que soportan la teja termo acústica.



**Figura 36.** Planta restaurante de la fundación CENIDI  
 Fuente: Planos arquitectónicos



**Figura 37.** Render restaurante de la fundación CENIDI.  
Fuente: Planos arquitectónicos.



**Figura 38.** Fachada restaurante de la fundación CENIDI  
Fuente: Planos arquitectónicos



## 5.2.2 Modelación

Inicialmente se define el sistema estructural a emplear de acuerdo al tipo de estructura y las recomendaciones realizadas por los propietarios del proyecto, teniendo en consideración los parámetros establecidos por la NSR-10, y de acuerdo con la tabla A.3-3 se define el sistema estructural de pórtico resistente a momentos, de concreto reforzado, con capacidad especial de disipación de energía (DES), el cual es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales y por tanto se obtiene un coeficiente de capacidad de disipación de energía básico ( $R_0 = 7.0$ ).

Los materiales utilizados para el diseño son:

Concreto:	$f'_c = 21 \text{ MPa}$
Acero correas cubierta:	$f_y = 351.5 \text{ Mpa}$
Acero de refuerzo:	$f_y = 420 \text{ Mpa}$
Acero estructura metálica	$f_y = 250 \text{ Mpa}$

**Tabla 18.** Resistencia de los materiales usados  
Fuente: Memoria de cálculo

Nota: El programa CYPECAD considera por defecto las cargas del peso propio de la estructura en el análisis y diseño de la estructura, por lo cual no se menciona en las cargas.

Para el cálculo de las cargas se tiene en cuenta lo estipulado en el Título B de la NSR-10 y para las cargas a nivel de cubierta al ser una cercha metálica se toman las cargas actuantes por  $m^2$  y se convierten en puntuales por medio del concepto de anchos aferentes, para así ser aplicadas en los nudos de las cerchas.

En la tabla siguiente se presentan las cargas de diseño:

<b>Carga muerta (D)</b>	
Teja termoacustica	0.05KN/m <sup>2</sup>
Correas	0.05KN/m <sup>2</sup>
Cielo Raso u tros (iluminación)	0.5KN/m <sup>2</sup>
Total carga muerta de cubierta	0.6KN/m <sup>2</sup>
<b>Carga viva (L)</b>	
Cubierta inclinada (pendiente 12%)	0.50KN/m <sup>2</sup>

**Tabla 19.** Cargas de cubierta  
Fuente: Memoria de cálculo

Las cargas de viento se extraen de la modelación realizada en el programa arquimet 2.0, proporcionándole los datos generales del proyecto como se muestra a continuación:

<b>DATOS DE ENTRADA</b>			
Unidades: KN, m			
Velocidad Viento (km/h)		150	
Altura Cornisa (he)		2.80	
Altura Cumbre (hr)		3.80	
Ancho Edificación (L)		6.3	
Largo Edificación (B)		9.5	
Factor Topografía (Kzt)		1	
Factor Dirección (Kd)		.85	
Relación Amortiguamiento		0.05	
Coficiente Periodo (Ct)		0.047	
Exponente Periodo		0.9	
Dirección Viento (Cumbre)		Normal	
Tipo de Cubierta		Un Agua	
Tipo Edificación		Cerrado Parcial	
Exposición		B	
Ocupación		III	
<b>RESULTADOS</b>			
Superficie	Coef. Presión Cp	Presión de Diseño	
		W+GCpi	W-GCpi
Muro Sotavento	-0.50	-0.58	0.06
Paredes Laterales	-0.70	-0.68	-0.04
Cubierta Zona 1-Caso 1	-0.90	-0.79	-0.14
Cubierta Zona 1-Caso 2	-0.18	-0.41	0.23
Cubierta Zona 2-Caso 1	-0.90	-0.79	-0.14
Superficie	Coef. Presión Cp	Presión de Diseño	
		W+GCpi	W-GCpi
Cubierta Zona 2-Caso 2	-0.18	-0.41	0.23
Cubierta Zona 3-Caso 1	-0.50	-0.58	0.06
Cubierta Zona 3-Caso 2	-0.18	-0.41	0.23
Cubierta Zona 4-Caso 1	-0.30	-0.48	0.17
Cubierta Zona 4-Caso 2	-0.18	-0.41	0.23

**Tabla 20.** Datos de entrada y resultados de cubierta  
Fuente: Programa Arquimet 2.0

Se toma el valor de presión negativa de  $0.79 \text{ KN/m}^2$  y para el valor positivo por no haber un valor mayor que el mínimo, se toma el valor mínimo de  $0.40 \text{ KN/m}^2$  según el Titulo B de la NSR-10



**Figura 39.** Vista 3D restaurante de la fundación GENIDI  
Fuente: Programa CYPECAD

#### CARGA DE GRANIZO

Las cargas de granizo, G, deben tenerse en cuenta en las regiones del país con más de 2000 metros de altura sobre el nivel del mar o en lugares de menor altura donde la autoridad municipal o distrital así lo exija. (NSR-10 B.4.8.3.1)

<b>Municipio de Popayán</b>	<b>Altura Promedio</b> 1760 m.s.n.m
-----------------------------	--

Por lo tanto, las cargas de granizo no se consideraron en el presente diseño.

La mayor parte del modelo se realiza en el software de diseño CYPECAD y se emplean programas adicionales para complementar como Arquimet y hojas de cálculo en Excel.

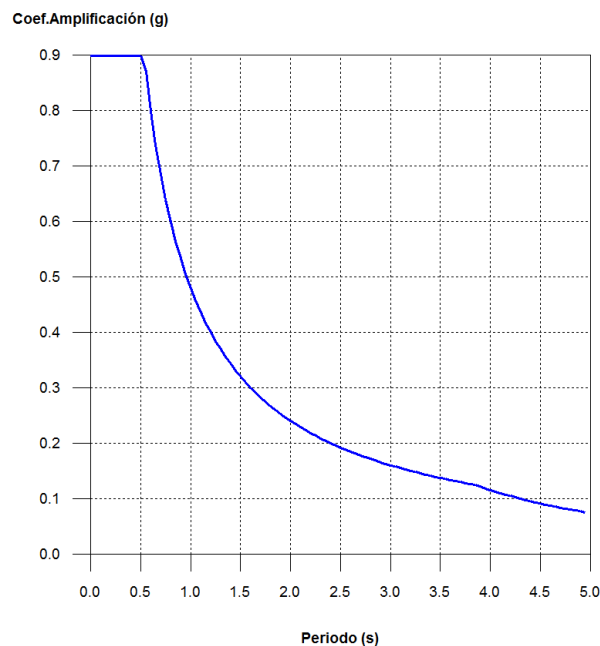
### 5.2.3 Diseño De Los Elementos Estructurales

Inicialmente para el diseño se toman en consideración las sugerencias arquitectónicas con respecto al tamaño mínimo de columnas y vigas de  $0.30 \times 0.30 \text{ m}$  y la cubierta tipo cercha con perfil cuadrado lo que optimiza los costos, cumpliendo los requisitos de resistencia lo que genera una estructura más eficiente.

De acuerdo con lo anterior el sistema estructural quedo conformado por columnas y vigas de concreto reforzado de  $0.30 \times 0.30 \text{ m}$  y para la cubierta tipo cercha con perfiles cuadrados.

Con el programa CYPECAD se empleó el método de cálculo de Análisis dinámico espectral, este análisis consiste en un procedimiento matemático por medio del cual se resuelven las ecuaciones de equilibrio dinámico, mientras las propiedades de rigidez y resistencia de una estructura permanecen dentro del rango de respuesta lineal. CYPECAD calcula la respuesta dinámica máxima de cada modo utilizando la ordenada del espectro, correspondiente al periodo de vibración del modo, con el fin de obtener las deformaciones y esfuerzos de la estructura al ser sometida a una excitación que varía en el tiempo.

Para la edificación el espectro de cálculo fue el siguiente:



**Diagrama 3.** Espectro elástico de aceleraciones del proyecto  
Fuente: Memoria de cálculo

### Datos generales de sismo

#### Caracterización del emplazamiento

$A_a$ : Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)

$$A_a : \underline{0.25} \text{ g}$$

$A_v$ : Velocidad horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)

$$A_v : \underline{0.20} \text{ g}$$

$V_m$ : Velocidad media de onda de cortante (NSR-10, A.2.4.3)

$$V_m : \underline{360.00} \text{ m/s}$$

#### Sistema estructural

$R_{0X}$ : Coeficiente de disipación de energía básico (X) (NSR-10, A.3)

$$R_{0X} : \underline{7.00}$$

$R_{0Y}$ : Coeficiente de disipación de energía básico (Y) (NSR-10, A.3)

$$R_{0Y} : \underline{7.00}$$

$\Phi_a$ : Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5)

$$\Phi_a : \underline{1.00}$$

$\Phi_p$ : Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4)

$$\Phi_p : \underline{1.00}$$

$\Phi_{rX}$ : Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8)

$$\Phi_{rX} : \underline{0.75}$$

$\Phi_{rY}$ : Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8)

$$\Phi_{rY} : \underline{0.75}$$

Geometría en altura (NSR-10, A.3.3.4 y A.3.3.5): Irregular

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma

Tipología estructural (X): I

Tipología estructural (Y): I

h: Altura del edificio

$$h : \underline{2.80} \text{ m}$$

Tipo de edificación (NSR-10, A.2.5): III

**Tabla 21.** Datos generales del sismo

Fuente: Memoria de cálculo

### Verificación de la condición de cortante basal.

Cuando el valor del corte dinámico total en la base ( $V_d$ ), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 90% del cortante basal sísmico estático ( $V_s$ ), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación  $0.90 * V_s / V_d$ .

Debido a que no se cumplió la condición de cortante basal mínimo para la hipótesis sísmica Sismo  $Y_1$  los parámetros de respuesta dinámica, se ajustarán multiplicando por el factor de modificación así:

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.90 \cdot V_{s,X}$ 26.358 kN $\geq$ 24.135 kN	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.90 \cdot V_{s,Y}$ 14.152 kN $\geq$ 24.135 kN	1.71

**Tabla 22.** Verificación de la condición de cortante basal

Fuente: Memoria de cálculo

### Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta.

Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado “Corrección por cortante basal”.

Planta	Q <sub>x</sub> (kN)	F <sub>eq,X</sub> (kN)	Q <sub>y</sub> (kN)	F <sub>eq,Y</sub> (kN)
PLANTA	26.358	26.358	2.527	2.527

Planta	Q <sub>x</sub> (kN)	F <sub>eq,X</sub> (kN)	Q <sub>y</sub> (kN)	F <sub>eq,Y</sub> (kN)
PLANTA	2.527	2.527	14.152	14.152

**Tabla 23.** Hipótesis sísmica: Sismo X1 y Sismo Y1 respectivamente  
Fuente: Memoria de cálculo

### Verificación de derivas.

Los valores indicados tienen en cuenta los factores de desplazamientos definidos para los efectos multiplicadores de segundo orden.

Desplome local máximo de los pilares ( $\delta / h$ )		
Planta	Situaciones sísmicas <sup>(1)</sup>	
	Dirección X	Dirección Y
N +2.8	1 / 415 (C1, ...) = 0.24% < 1%	1 / 482 (C1) = 0.21% < 1%
Notas: <sup>(1)</sup> Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.		

**Tabla 24.** Valores máximos de verificación de derivas  
Fuente: Memoria de cálculo

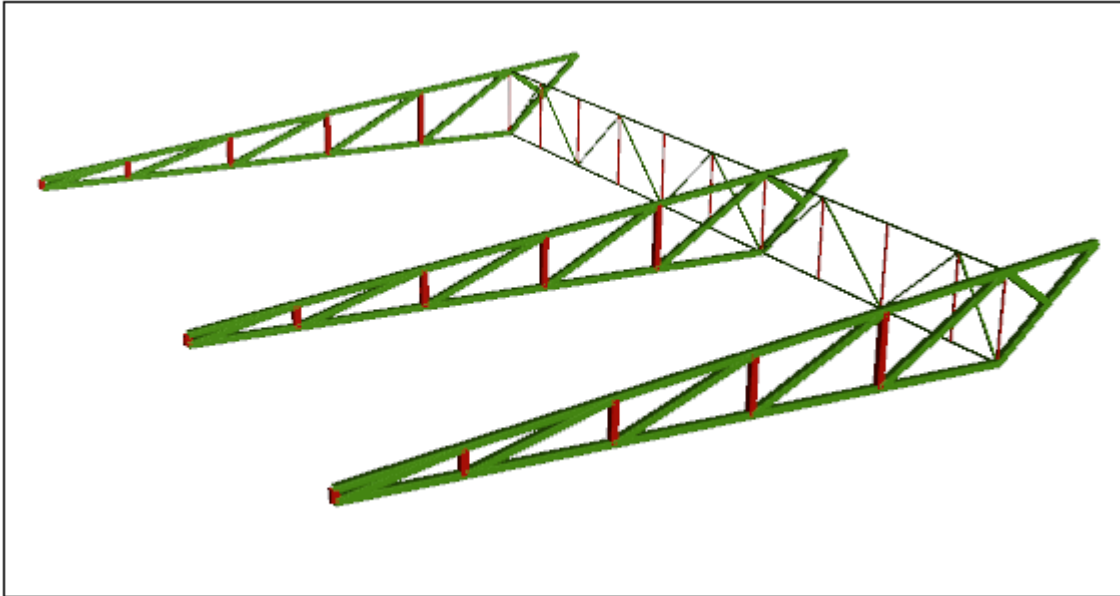
Luego del cumplimiento en la verificación de derivas, se continúa con las comprobaciones realizadas para las vigas y columnas, para efectos de presentación del informe sólo se muestra la comprobación de la columna C1.

Sección de hormigón																
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos						
			Disp.	Arm.	Q (%)	N.M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Comp.	N (kN)	M <sub>xx</sub> (kN-m)	M <sub>yy</sub> (kN-m)	Q <sub>x</sub> (kN)	Q <sub>y</sub> (kN)	Estado
PLANTA (0 - 2.8 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	16.7	19.9	Cumple	Cumple	19.9	Q	32.5	1.2	9.3	-6.0	-1.3	Cumple
			N,M S.	23.5	-0.6	9.5	-9.2	1.4								
		Pie	Cumple	Cumple	14.2	29.3	Cumple	Cumple	29.3	Q	29.6	-1.2	-6.1	-5.3	-0.8	Cumple
			N,M S.	31.1	-1.1	-14.4	-9.7	-0.8								
Nivel +0.00	30x30	Desplantes	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	29.3	N.P. <sup>(1)</sup>	Cumple	29.3	N,M S.	31.1	-1.1	-14.4	-9.7	-0.8	Cumple

**Tabla 25.** Valores máximos de verificación de derivas  
Fuente: Memoria de cálculo

## Cubierta.

Para la cubierta se emplean dos tipos de cerchas, para la cercha tipo 1 se utiliza: para cordón superior, cordón inferior y celosía; perfiles cuadrados de 60 x 60 x 2.5, 60 x 60 x 2.5 y 40 x 40 x 2.5 respectivamente. Para la cercha tipo 2 se utiliza un perfil cuadrado de 25 x 25 x 2.5 tanto para cordón superior, cordón inferior y celosía. Las comprobaciones se realizan en el programa CYPE 3D que es un módulo de CYPE.



**Figura 40.** Vista 3D cubierta restaurante de la fundación CENIDI  
Fuente: Programa CYPE 3D

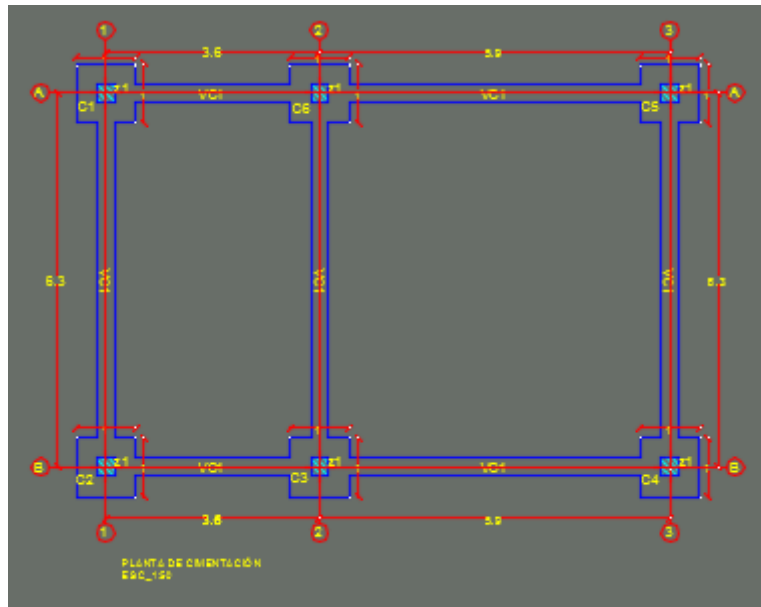
## Cimentación.

La cimentación se diseñó utilizando zapatas individuales para los elementos verticales que apoyan la estructura y amarradas con un sistema de vigas continuas o centradoras con una única sección y armado el cual se muestra en el apartado siguiente. Para el diseño de las zapatas se tuvieron en cuenta las recomendaciones del estudio de suelos y se analizaron calculándose como zapatas individuales concéntricas lo cual resultó verificando las exigencias de la NSR-10.

## 5.2.4 Planos Estructurales

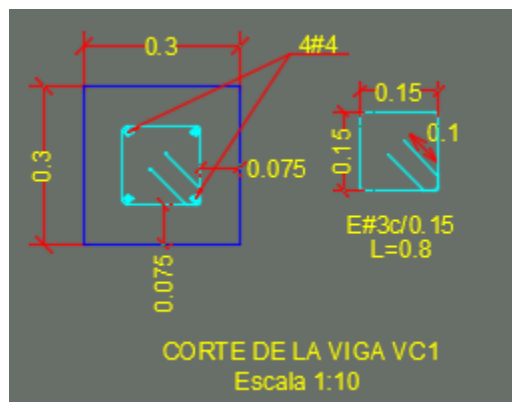
En las figuras siguientes se ilustran componentes de los planos estructurales:

Detalle en planta de distribución de los elementos de cimentación.



**Figura 41.** Vista en planta de cimentación restaurante de la fundación CENIDI  
 Fuente: Planos estructurales

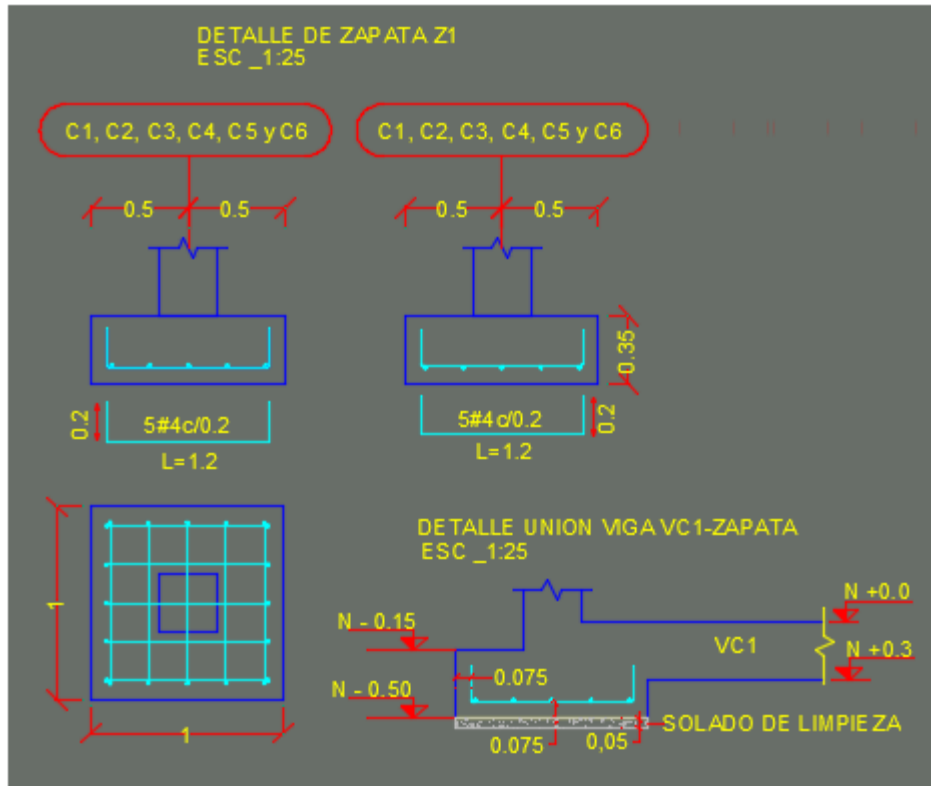
Detalle del armado y sección de la viga centradora de la cimentación.



**Figura 42.** Corte de viga de cimentación restaurante de la fundación CENIDI  
 Fuente: Planos estructurales

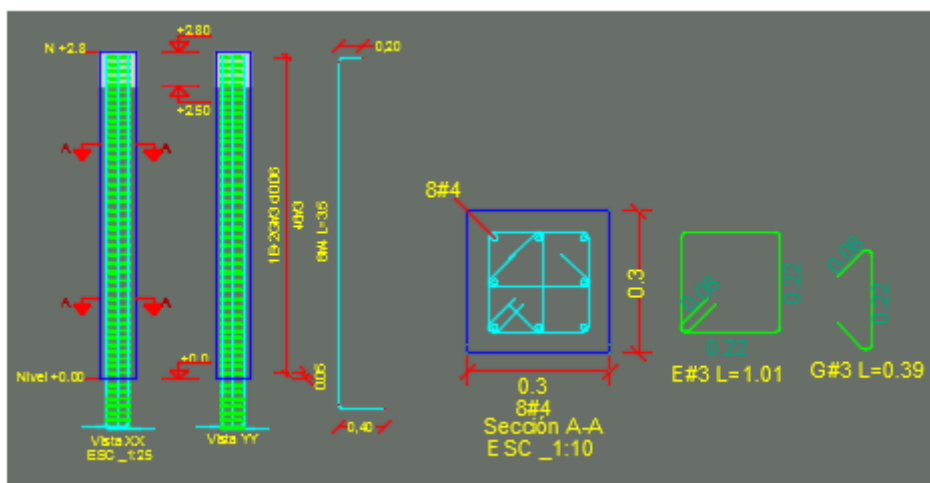


Detalle de despiece de zapata y union de viga de cimentación.



**Figura 43.** Despiece de zapatas restaurante de la fundación CENIDI  
 Fuente: Planos estructurales

Detalle de despiece de columna y sección de columna.



**Figura 44.** Despiece de columnas restaurante de la fundación CENIDI  
 Fuente: Planos estructurales

### 5.3 DISEÑO ESTRUCTURAL FINCA SANTA BÁRBARA CABAÑA TIPO

El siguiente proyecto comprende el diseño estructural de una cabaña en la FINCA SANTA BÁRBARA, ubicada en el Municipio de Popayán, departamento del Cauca, con sistema estructural de pórtico resistente a momentos.



**Figura 45.** Localización Municipio de Popayán en el departamento del Cauca  
Fuente: Google Maps

#### 5.3.1 Información De Entrada

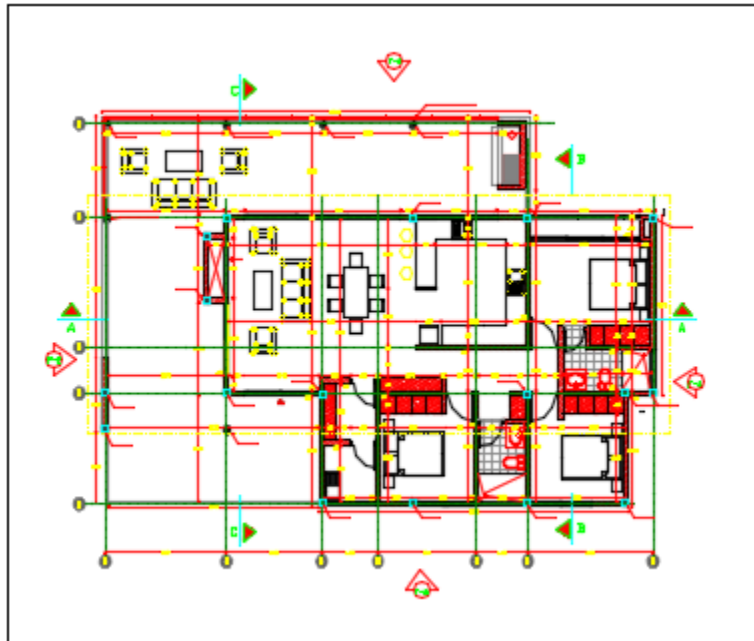
La información de entrada para el diseño estructural comprende el diseño arquitectónico del proyecto con su respectivo estudio de suelos, esto con el objetivo de clasificar la estructura según los parámetros que establece la norma NSR-10, que para el presente proyecto ubicado en la ciudad de Popayán toma los parámetros establecidos de la zona de estudio según la norma para una zona de amenaza sísmica alta de acuerdo la figura A.2.3-1.

De igual forma en el estudio se establece como recomendación tomando en consideración la estructura proyectada y las características físicas y mecánicas del suelo, la utilización de una cimentación superficial con un sistema de zapatas aisladas.

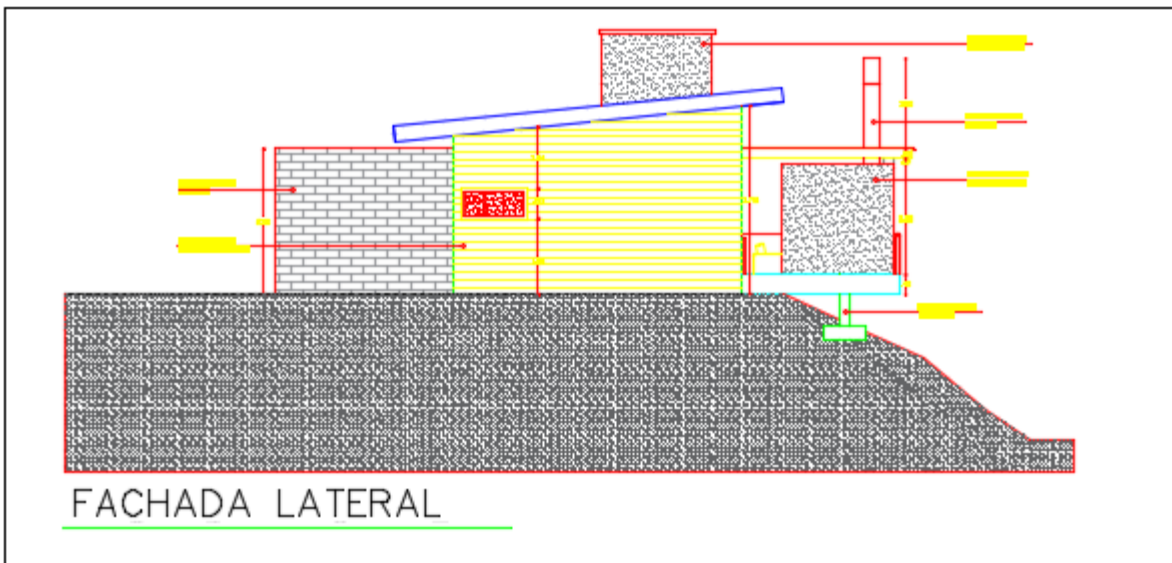
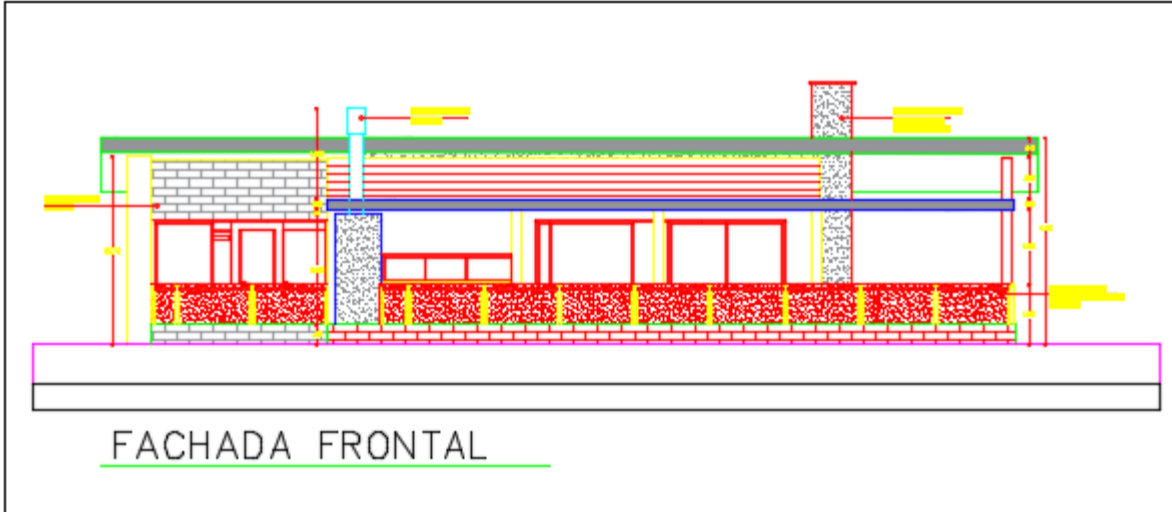
Entonces de acuerdo con el estudio geotécnico y las consideraciones de la NSR-10 en su Título A se tienen los parámetros que se muestran a continuación:

<i>Presión máxima permisible:</i>	$\sigma_p = 5.0 \text{ Ton/m}^2$
<i>Tipo de suelo:</i>	$E$
<i>Grupo de uso:</i>	$I$
<i>Coefficiente de importancia:</i>	$I = 1.00$
<i>Aceleración horizontal</i>	$A_a = 0.25g$
	$A_v = 0.20g$
<i>Valores del coeficiente</i>	$F_a = 1.45$
	$F_v = 3.20$

Con los planos arquitectónicos proporcionados, donde se establece la distribución de los espacios y las recomendaciones arquitectónicas, se plantea el diseño de una estructura de pórtico resistente a momentos en estructuras metálicas y con capacidad especial de disipación de energía (DES), con esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ) de 250 MPa. En la cubierta se cuenta con correas en tubo estructural cuadrado y correas tipo cajón 2C, que soportan la teja termo acústica, con pendiente del 10%. La cimentación empleada para la estructura se diseñó utilizando zapatas aisladas en concreto reforzado con esfuerzo máximo a la compresión de ( $f'c$ ) de 21MPa y acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia de ( $f_y$ ) de 420 MPa.



**Figura 46.** Planta primer piso finca santa bárbara CABAÑA.  
 Fuente: Planos arquitectónicos



**Figura 47.** Fachada finca santa bárbara CABAÑA.  
Fuente: Planos arquitectónicos



**Figura 48.** Render finca santa bárbara CABAÑA.  
 Fuente: Planos arquitectónicos.

### 5.3.2 Modelación

Inicialmente se define el sistema estructural a emplear de acuerdo al tipo de estructura y las recomendaciones realizadas por los propietarios del proyecto, teniendo en consideración los parámetros establecidos por la NSR-10, y de acuerdo con la tabla A.3-3 se define el sistema estructural de pórtico resistente a momentos, en estructuras metálicas con capacidad especial de disipación de energía (DES), el cual es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales y por tanto se obtiene un coeficiente de capacidad de disipación de energía básico ( $R_0 = 7.0$ ).

Los materiales utilizados para el diseño son:

Concreto:	$f'_c = 21 \text{ MPa}$
Acero correas cubierta:	$f_y = 351.5 \text{ Mpa}$
Acero de refuerzo:	$f_y = 420 \text{ Mpa}$
Acero estructura metálica	$f_y = 250 \text{ Mpa}$

**Tabla 26.** Resistencia de los materiales usados  
 Fuente: Memoria de cálculo

Nota: El programa CYPE3D considera por defecto las cargas del peso propio de la estructura en el análisis y diseño de la estructura, por lo cual no se menciona en las cargas.

Para el cálculo de las cargas se tiene en cuenta lo estipulado en el Título B de la NSR-10.

En la tabla siguiente se presentan las cargas de diseño:

<b>Carga muerta (D)</b>	
Teja termoacustica	0.05KN/m <sup>2</sup>
Correas	0.05KN/m <sup>2</sup>
Cielo Raso u tros (iluminación)	0.5KN/m <sup>2</sup>
Total carga muerta de cubierta	0.6KN/m <sup>2</sup>
<b>Carga viva (L)</b>	
Cubierta inclinada (pendiente 10%)	0.50KN/m <sup>2</sup>

**Tabla 27.** Cargas de cubierta

Fuente: Memoria de cálculo

Las cargas de viento se extraen de la modelación realizada en el programa arquimet 2.0, proporcionándole los datos generales del proyecto y tomando como resultado el valor de presión negativa de  $0.44 \text{ KN/m}^2$  y para el valor positivo por no haber un valor mayor que el mínimo, se toma el valor mínimo de  $0.40 \text{ KN/m}^2$  según el Título B de la NSR-10. Los resultados se presentan a continuación:

## DATOS DE ENTRADA

Unidades: KN, m

Velocidad Viento (km/h)	130
Altura Cornisa (he)	3.05
Altura Cumbre (hr)	3.75
Ancho Edificación (L)	12.30
Largo Edificación (B)	17.5
Factor Topografía (Kzt)	1
Factor Dirección (Kd)	.85
Relación Amortiguamiento	0.05
Coefficiente Periodo (Ct)	0.072
Exponente Periodo	0.8
Dirección Viento (Cumbre)	Normal
Tipo de Cubierta	Un Agua
Tipo Edificación	Cerrado Parcial
Exposición	B
Ocupación	I

## RESULTADOS

Superficie	Coef. Presión	Presión de Diseño	
	Cp	W/+GCpi	W/-GCpi
Muro Sotavento	-0.50	-0.33	0.04
Paredes Laterales	-0.70	-0.38	-0.02
Cubierta Zona 1-Caso 1	-0.90	-0.44	-0.08
Cubierta Zona 1-Caso 2	-0.18	-0.23	0.13
Cubierta Zona 2-Caso 1	-0.90	-0.44	-0.08

Superficie	Coef. Presión	Presión de Diseño	
	Cp	W/+GCpi	W/-GCpi
Cubierta Zona 2-Caso 2	-0.18	-0.23	0.13
Cubierta Zona 3-Caso 1	-0.50	-0.33	0.04
Cubierta Zona 3-Caso 2	-0.18	-0.23	0.13
Cubierta Zona 4-Caso 1	-0.30	-0.27	0.10
Cubierta Zona 4-Caso 2	-0.18	-0.23	0.13

**Tabla 28.** Datos de entrada y resultados de cubierta  
Fuente: Programa Arquimet 2.0

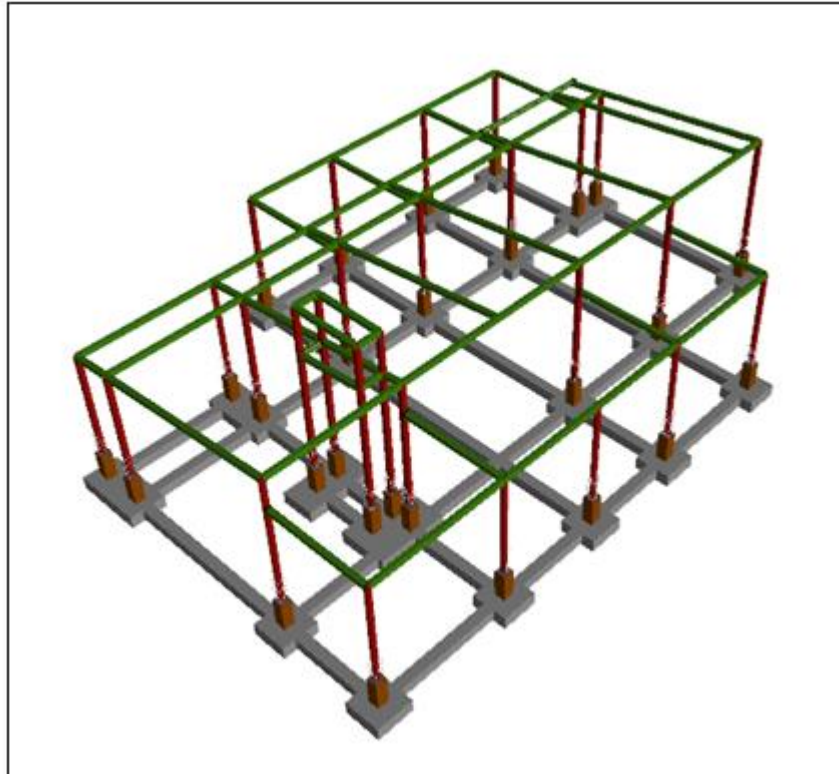
## CARGA DE GRANIZO

Las cargas de granizo, G, deben tenerse en cuenta en las regiones del país con más de 2000 metros de altura sobre el nivel del mar o en lugares de menor altura donde la autoridad municipal o distrital así lo exija. (NSR-10 B.4.8.3.1)

**Municipio de Popayán**  
Altura Promedio  
1760 m.s.n.m

Por lo tanto, las cargas de granizo no se consideraron en el presente diseño.





**Figura 49.** Vista 3D finca santa bárbara CABAÑA  
Fuente: Programa CYPE3D

La mayor parte del modelo se realiza en el software de diseño CYPE3D y se emplean programas adicionales para complementar como Arquimet y hojas de cálculo en Excel.

### 5.3.3 Diseño De Los Elementos Estructurales Y Escaleras

Inicialmente para el diseño se toman en consideración las sugerencias arquitectónicas con respecto al modelo de la estructura y la cubierta usando perfiles cuadrados y tubulares lo que optimiza los costos, cumpliendo los requisitos de resistencia y así generar una estructura más eficiente.

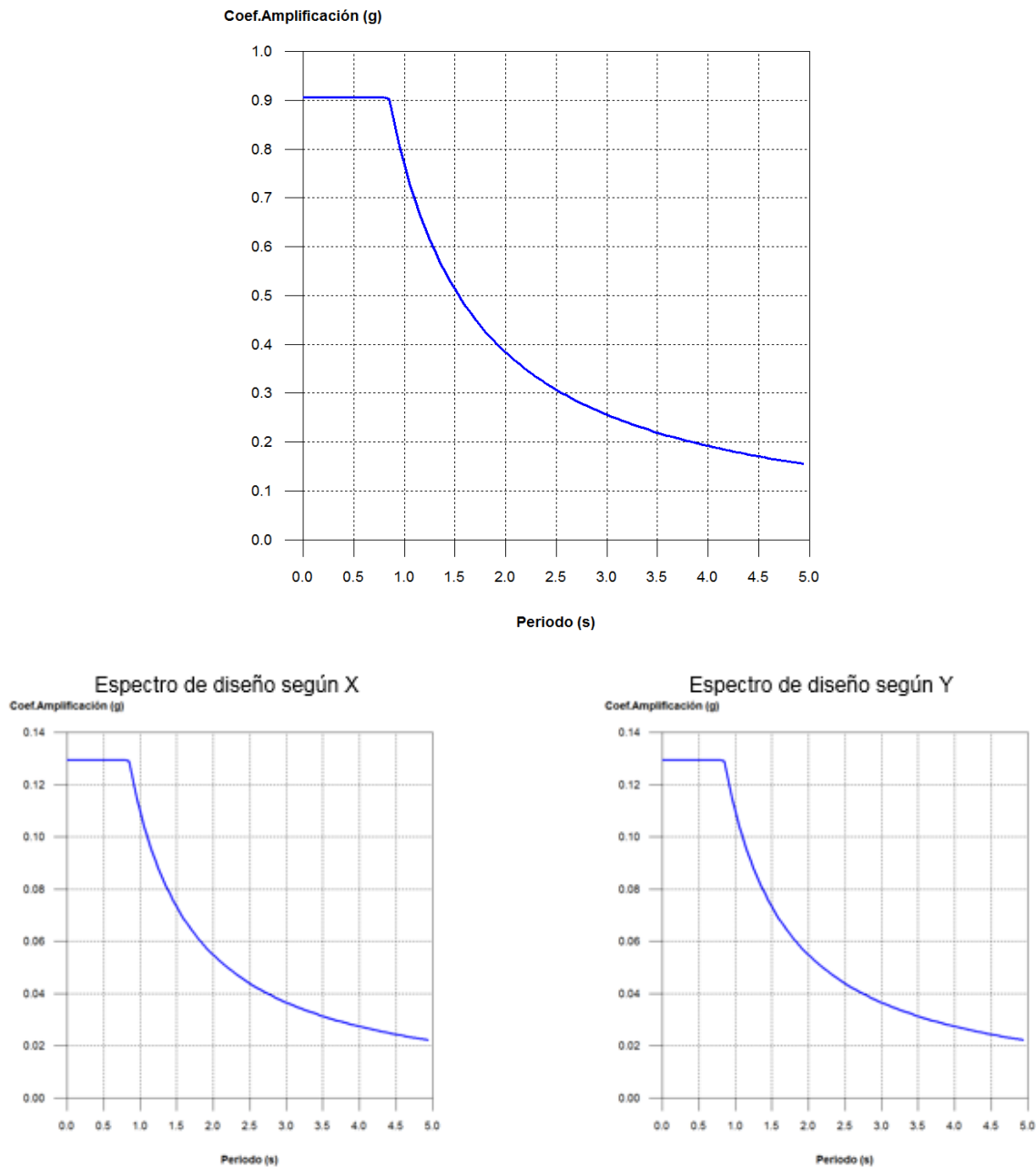
De acuerdo con lo anterior el sistema estructural quedo conformado por columnas y vigas con perfiles metálicos cuadrados y tubulares de sección (150x150x6mm) y (6"x4mm) respectivamente

Con el programa CYPE3D se empleó el método de cálculo de Análisis dinámico espectral, este análisis consiste en un procedimiento matemático por medio del cual se resuelven las ecuaciones de equilibrio dinámico, mientras las propiedades de rigidez y resistencia de una estructura permanecen dentro del rango de respuesta



lineal. CYPE3D calcula la respuesta dinámica máxima de cada modo utilizando la ordenada del espectro, correspondiente al periodo de vibración del modo, con el fin de obtener las deformaciones y esfuerzos de la estructura al ser sometida a una excitación que varía en el tiempo.

Para la estructura el espectro de cálculo fue el siguiente:



**Diagrama 4.** Espectro elástico de aceleraciones del proyecto  
Fuente: Memoria de cálculo

### Parámetros necesarios para la definición del espectro

$A_a$ : Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	$A_a : 0.25$
$A_v$ : Velocidad horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	$A_v : 0.20$
Tipo de perfil de suelo (NSR-10, A.2.4)	<b>Suelo</b> : $E$
$F_a$ : Coeficiente de aceleración en zona de periodos cortos (NSR-10, Tabla A.2.4-3)	$F_a : 1.45$
$F_v$ : Coeficiente de aceleración en zona de periodos intermedios (NSR-10, Tabla A.2.4-4)	$F_v : 3.20$
I: Coeficiente de importancia (NSR-10, A.2.5)	$I : 1.00$

### Coeficiente de capacidad de disipación de energía (NSR-10, A.3.3.3)

$R_{0X}$ : Coeficiente de disipación de energía básico (X) (NSR-10, A.3)	$R_{0X} : 7.00$
$R_{0Y}$ : Coeficiente de disipación de energía básico (Y) (NSR-10, A.3)	$R_{0Y} : 7.00$
$\Phi_a$ : Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5)	$\Phi_a : 1.00$
$\Phi_p$ : Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4)	$\Phi_p : 1.00$
$\Phi_{rX}$ : Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8)	$\Phi_{rX} : 1.00$
$\Phi_{rY}$ : Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8)	$\Phi_{rY} : 1.00$

**Tabla 29. Datos generales del sismo**  
Fuente: Memoria de cálculo

Se presenta también las comprobaciones realizadas para las vigas y columnas, para efectos de presentación del informe sólo se muestra la comprobación en las siguientes barras.

Comprobación de resistencia										
Barra	$\eta$ (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N1/N2	8.60	0.000	-4.799	0.060	-1.785	-0.03	-2.56	0.15	GS	Cumple
N3/N4	12.52	2.900	-7.699	0.136	-2.396	-0.01	3.74	-0.19	GS	Cumple
N5/N6	11.69	2.900	-7.377	-0.035	-2.313	0.04	3.60	0.04	GS	Cumple
N7/N8	7.56	0.000	-4.320	0.365	-1.267	0.00	-1.84	0.56	GS	Cumple
N9/N10	4.60	0.000	-0.446	0.923	0.028	-0.01	-0.04	1.53	GS	Cumple
N11/N12	11.43	3.050	2.603	-0.683	0.633	-0.04	-0.99	1.10	GS	Cumple
N17/N41	18.33	2.900	-22.794	0.599	2.547	0.03	-4.11	-0.98	GV	Cumple
N41/N18	39.04	0.850	-17.020	0.729	3.926	-0.23	-10.85	-1.69	GV	Cumple
N19/N38	18.87	2.900	-37.399	-1.368	1.474	-0.02	-1.98	2.48	GV	Cumple
N38/N20	50.87	0.850	-23.903	-1.552	4.218	0.52	-11.93	4.06	GV	Cumple
N21/N39	15.25	2.900	-15.421	1.168	-1.053	0.03	2.44	-1.99	GV	Cumple
N39/N22	21.31	0.850	-1.931	1.516	0.565	-0.63	-3.19	-3.43	GV	Cumple

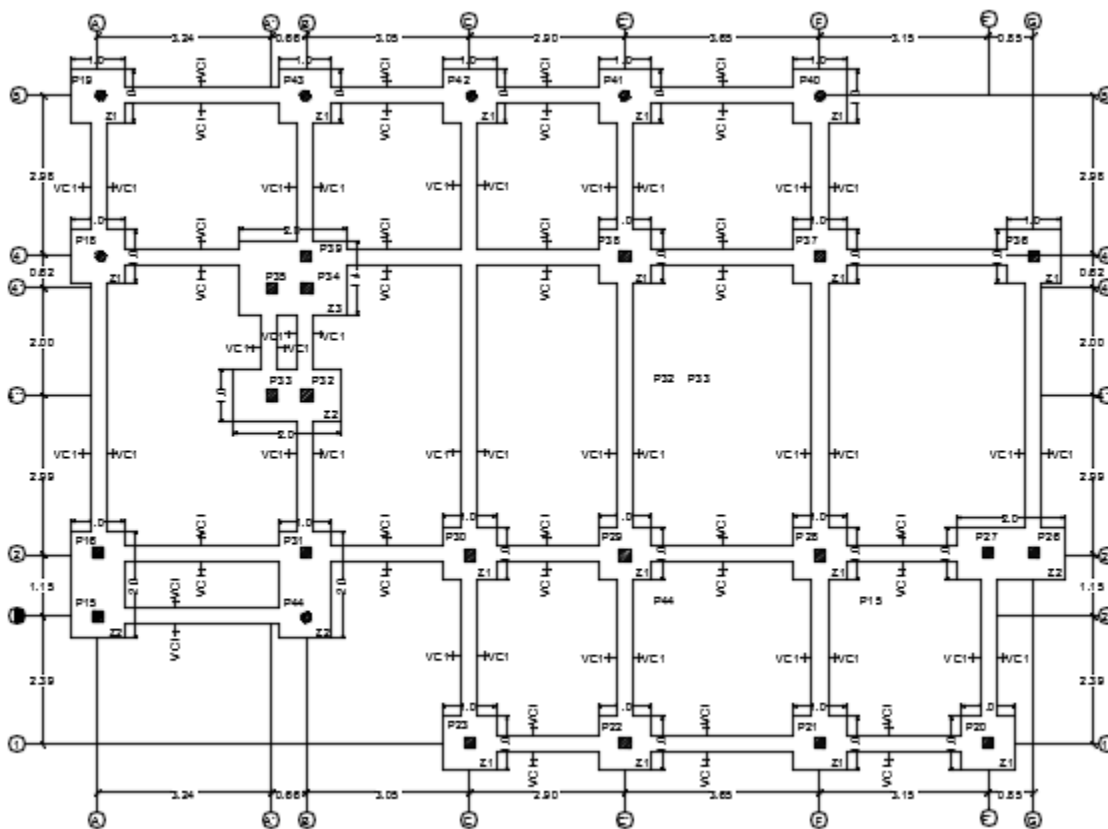
**Tabla 30. Valores máximos de verificación de derivas**  
Fuente: Memoria de cálculo

## Cimentación.

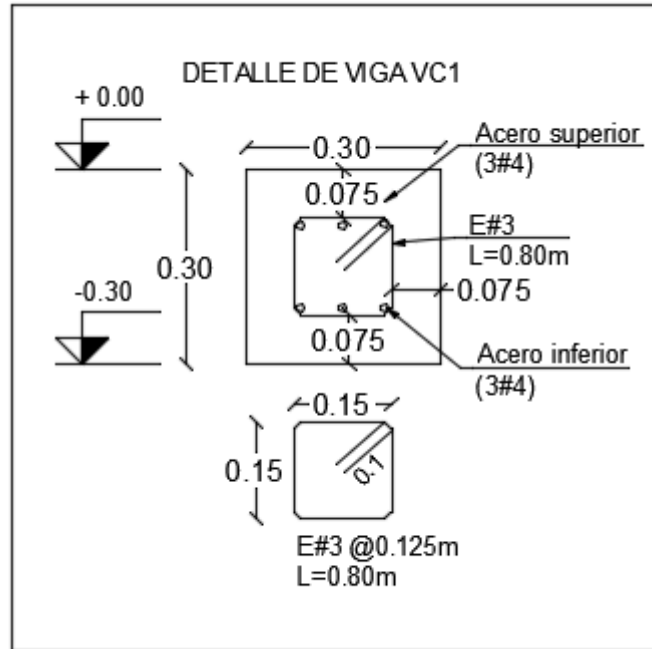
La cimentación se diseñó utilizando zapatas individuales con pedestales para los elementos verticales que apoyan la estructura y amarradas con un sistema de vigas continuas o centradoras con una única sección y armado el cual se muestra en el apartado siguiente. Para el diseño de las zapatas se tuvieron en cuenta las recomendaciones del estudio de suelos y se analizaron calculándose como zapatas individuales concéntricas lo cual resultó verificando las exigencias de la NSR-10.

### 5.3.4 Planos Estructurales

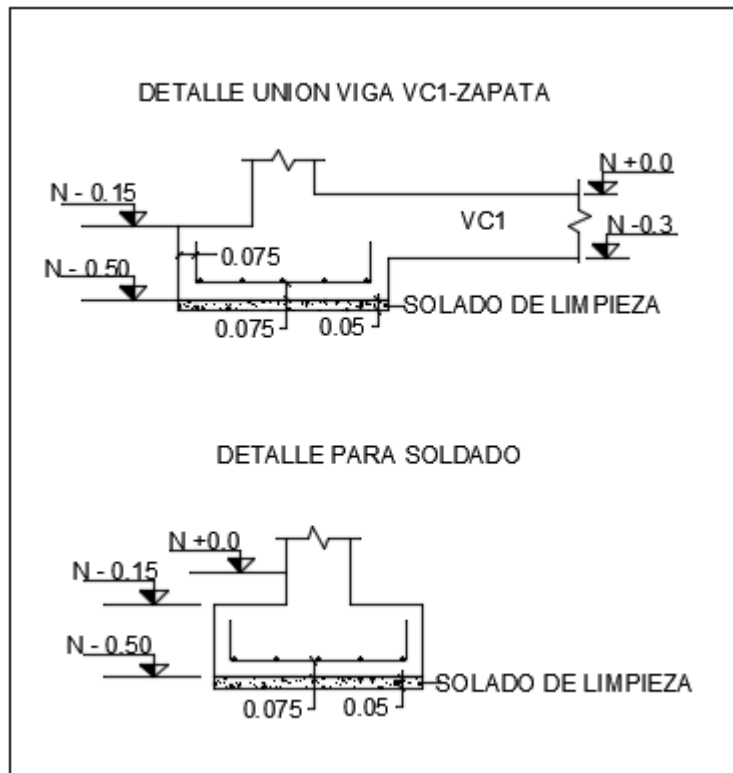
En las figuras siguientes se ilustran componentes de los planos estructurales: Detalle en planta de distribución de los elementos de cimentación.



**Figura 50.** Vista en planta de cimentación finca santa bárbara CABAÑA  
 Fuente: Planos estructurales



**Figura 51.** Corte de viga de cimentación finca santa bárbara CABAÑA  
 Fuente: Planos estructurales



**Figura 52.** Despiece de zapatas finca santa bárbara CABAÑA  
 Fuente: Planos estructurales

## 5.4 DISEÑO ESTRUCTURAL CASA MEDIANERA TIPO 2

### 5.4.1 Información De Entrada

La información de entrada para el diseño estructural comprende el diseño arquitectónico del proyecto con su respectivo estudio de suelos, esto con el objetivo de clasificar la estructura según los parámetros que establece la norma NSR-10, que para el presente proyecto ubicado en la ciudad de Popayán toma los parámetros establecidos de la zona de estudio según la norma para una zona de amenaza sísmica alta de acuerdo la figura A.2.3-1.

De acuerdo con el estudio de suelos correspondiente, la recomendación del tipo de cimentación es que debe ser una cimentación superficial, que deben ser, vigas de cimentación, corridas, entrelazadas formando anillos con profundidad de desplante igual a 30cm, la cual se cumple con el uso de una sección en T, con capacidad portante del suelo de  $q_u = 9.6 \text{ Ton}/m^2$ .

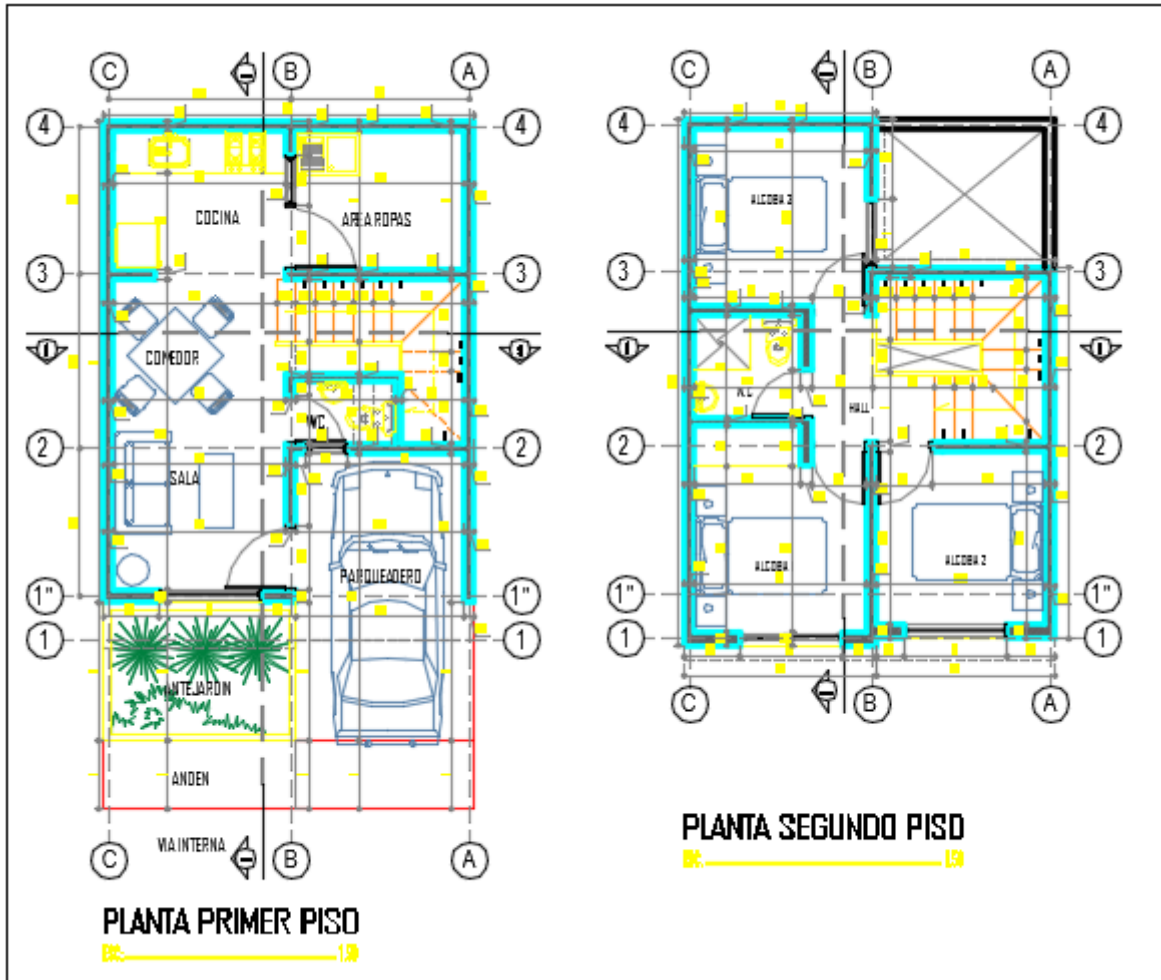
Entonces de acuerdo con el estudio geotécnico y las consideraciones de la NSR-10 en su Título A se tienen los parámetros que se muestran a continuación:

<i>Presión máxima permisible:</i>	$\sigma_p = 9.6 \text{ Ton}/m^2$
<i>Tipo de suelo:</i>	$E$
<i>Grupo de uso:</i>	$I$
<i>Coefficiente de importancia:</i>	$I = 1.00$
<i>Aceleración horizontal</i>	$A_a = 0.25g$
	$A_v = 0.20g$
<i>Valores del coeficiente</i>	$F_a = 1.45$
	$F_v = 3.20$

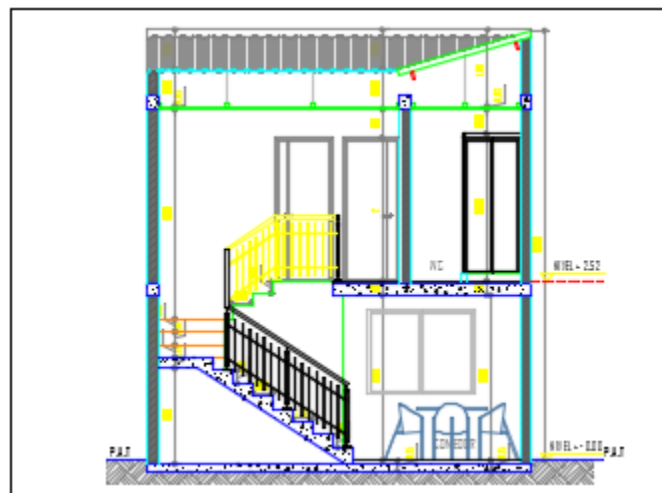
El sistema estructural utilizado es muros de carga (en mampostería confinada). Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (DMO).

La cubierta se diseñó considerando la opción de usar madera chanul para las teleras con sección de 8cm de base y 16 cm de altura, soportando teja en fibrocemento con pendiente del 15%.

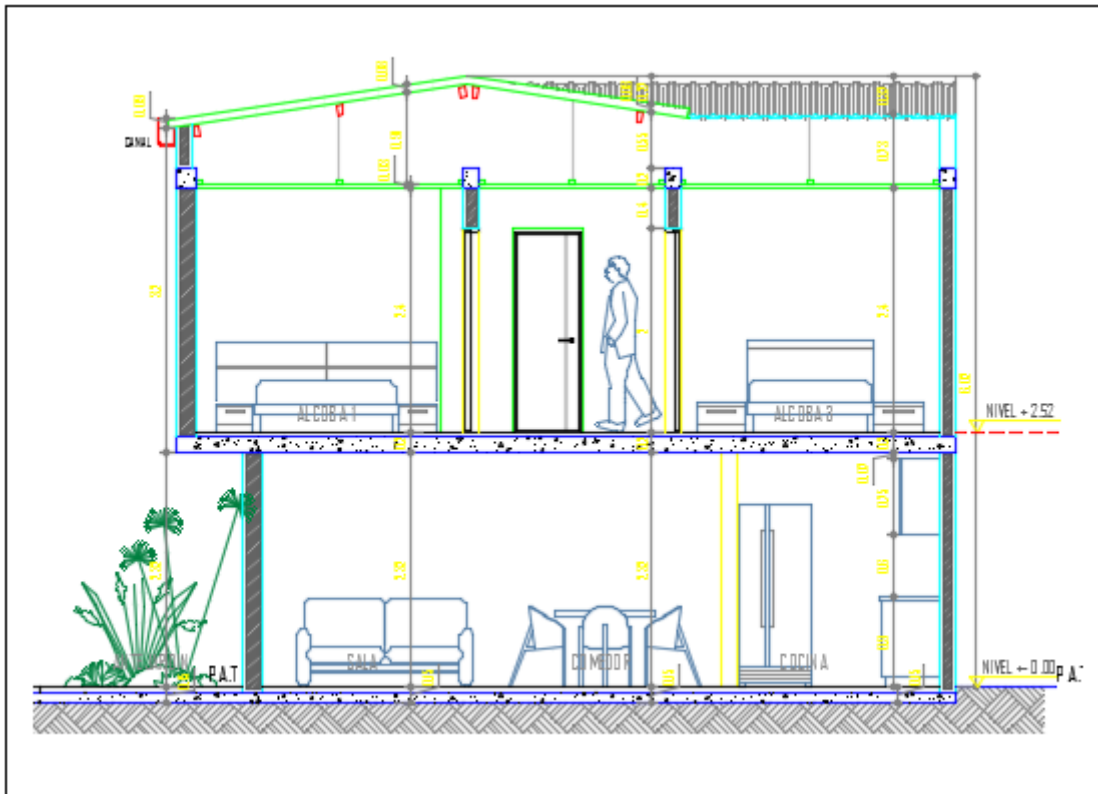
El diseño se realiza con base a los parámetros que determina la Norma Sismo Resistente de 2010 (NSR-10).



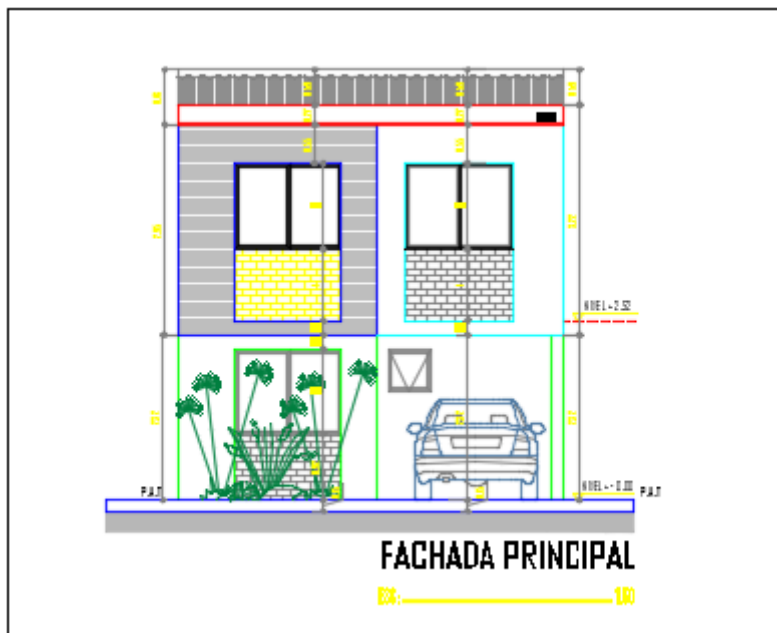
**Figura 53.** Planta de primer y segundo piso  
 Fuente: Planos arquitectónicos



**Figura 54.** Corte B-B  
 Fuente: Planos arquitectónicos



**Figura 55.** Corte A-A  
 Fuente: Planos arquitectónicos



**Figura 56.** Fachada principal  
 Fuente: Planos arquitectónicos

### 5.4.2 Modelación

Se define el sistema estructural a emplear de acuerdo al tipo de estructura y las recomendaciones realizadas por los propietarios del proyecto, teniendo en consideración los parámetros establecidos por la NSR-10, y de acuerdo con la tabla A.3-3 se define el sistema estructural de muros de carga (en mampostería confinada). Este sistema estructural no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales (A.3.2.1.1) y se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (DMO), por tanto se obtiene un coeficiente de capacidad de disipación de energía básico ( $R_0 = 2.0$ ) (Tabla A.3-1).

Los materiales utilizados para el diseño son:

- *Mampostería:*  $f'm = 7.5 \text{ MPa}$
- *Unidad de Mampostería:*  $f'cu = 15 \text{ MPa}$
- *Mortero de pega tipo M:*  $f'cp = 17.5 \text{ MPa}$
- *Acero de Refuerzo:*  $fy = 420 \text{ MPa}$
- *Acero de correas:*  $fy = 350 \text{ MPa}$
- *Concreto:*  $f'c = 21 \text{ MPa}$

**Tabla 31.** Resistencia de los materiales usados  
Fuente: Memoria de cálculo

Para el cálculo de las cargas se tiene en cuenta lo estipulado en el Título B de la NSR-10. En la tabla siguiente se presentan las cargas de diseño:

Cargas de entrepiso:

Carga muerta (D)	Losa metal deck	2.88 KN/m <sup>2</sup>
	Elem. de confinamiento	1.16 KN/m <sup>2</sup>
	Acabados de piso:	1.10 KN/m <sup>2</sup>
	Cielo raso:	0.50 KN/m <sup>2</sup>
	Muros:	3.00 KN/m <sup>2</sup>
	Total:	8.64 KN/m <sup>2</sup>
Carga viva (L)	Uso Residencial (Cuartos y corredores)	1.80 KN/m <sup>2</sup>
Total Cargas		11.16 KN/m <sup>2</sup>



Cargas de cubierta:

Carga muerta (D)	Teja Fibrocemento:	0.20 KN/m <sup>2</sup>
	Correa metálica:	0.10 KN/m <sup>2</sup>
	Cielo Raso:	0.50 KN/m <sup>2</sup>
	<b>Total:</b>	<b>0.80 KN/m<sup>2</sup></b>

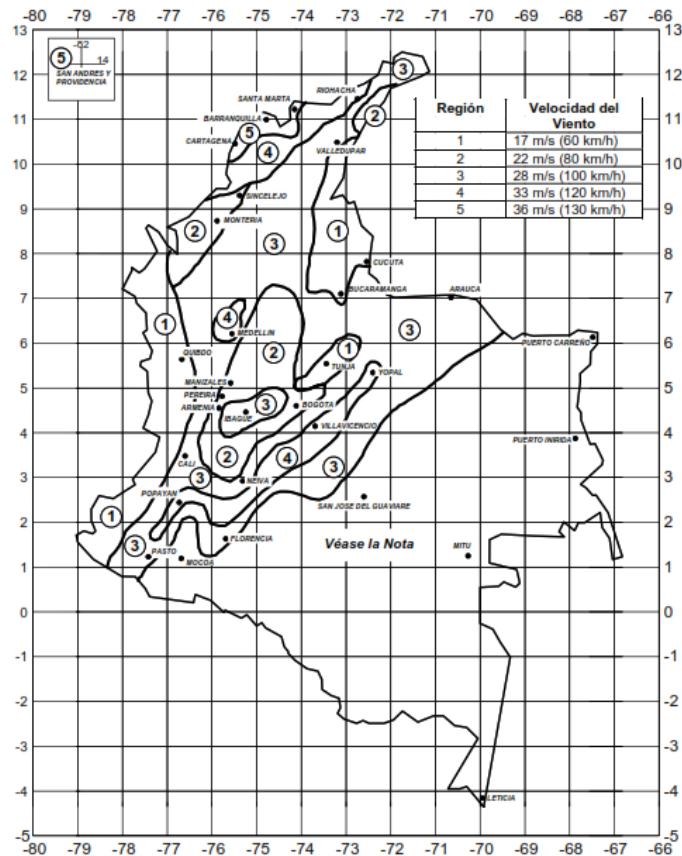
Carga viva (L)	Cubierta con pendiente menor de 15°	<b>0.50 KN/m<sup>2</sup></b>
----------------	-------------------------------------	------------------------------

Total Cargas	1.30 KN/m <sup>2</sup>
--------------	------------------------

**Tabla 32.** Cargas de entrepiso y de cubierta  
Fuente: Memoria de cálculo

## FUERZAS DE VIENTO

De acuerdo a la ubicación del proyecto y la Figura B.6.4-1 del Título B de la NSR-10, se tiene una velocidad básica para la región 4 de:



**Figura 57.** Zona de amenaza eólica: Figura B.6.4-1 NSR-10  
Fuente: Título B NSR-10

$$\text{Velocidad básica} = 120\text{Km/h}$$

Del título B.6 de la NSR-10, para determinar las fuerzas de viento se opta utilizar el método 1- Procedimiento Simplificado, cumpliendo la edificación en estudio con las condiciones dadas en el numeral B.6.4.1.1.

Por tanto, la presión neta de viento de diseño a barlovento y sotavento se determina así:

$$p_s = \lambda * K_{zt} * I * P_{S10}$$

Donde,

$\lambda$ : Factor de ajuste por altura y exposición	= 1.0
$K_{zt}$ : Factor Topografico	= 1.0
$I$ : Factor de importancia	= 1.0
$P_{S10} 1$ : Presión de viento simplificada	= 0.51 KN/m <sup>2</sup>
$P_{S10} 2$ :: Presión de viento simplificada	= 0.51 KN/m <sup>2</sup>

Para la edificación en estudio se clasifica dentro de la exposición B, que se da con **Rugosidad de Terreno B** - Areas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones del tamaño, iguales o mayores al de una vivienda unifamiliar y con poca separación entre ellas (B.6.5.6.2).

El factor de ajuste ( $\lambda$ ) se determinó utilizando la Figura B.6.4-2 de la NSR-10 para una altura media del edificio no mayor a 9 metros, el factor topográfico ( $K_{zt}$ ) se determinó acorde con la sección B.6.5.7, el factor de importancia ( $I$ ) se determina según la Tabla B.6.5-1 con el coeficiente de importancia correspondiente a la Tabla A.2.5-1 y la presión de viento de diseño simplificada ( $P_{S10}$ ) para la categoría de exposición B, con  $h = 10m$  de la Figura B.6.4-2.

**Tabla A.2.5-1**  
**Valores del coeficiente de importancia, I**

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

**Tabla 33.** Coeficiente de importancia: Tabla A.2.5-1 NSR-10  
Fuente: Título A NSR-10

**Factor de Ajuste por  
Altura del Edificio y Exposición,  $\lambda$**

Altura Media del Edificio (m)	Exposición		
	B	C	D
4,5	1.00	1.21	1.47
6,0	1.00	1.29	1.55
7,5	1.00	1.35	1.61
9,0	1.00	1.40	1.66
10,5	1.05	1.45	1.70
12,0	1.09	1.49	1.74
13,5	1.12	1.53	1.78
15,0	1.16	1.56	1.81
16,5	1.19	1.59	1.84
18,0	1.22	1.62	1.87

**Tabla 34.** Factor de ajuste: Figura B.6.4-2 NSR-10  
Fuente: Título B NSR-10

Categoría	Regiones no propensas a huracanes, y regiones con posibilidad de huracanes de $V = 40 - 45$ m/s	Regiones con posibilidades de huracanes y $V > 45$ m/s
I	0.87	0.77
II	1.00	1.00
III	1.15	1.15
IV	1.15	1.15

**Tabla 35.** Factor de importancia: Tabla B.6.5-1 NSR-10  
Fuente: Título B NSR-10

Procedimiento Simplificado: Presión Básica de Viento,  $p_{s10}$  ( $\text{kN/m}^2$ )  
(Exposición B a una altura  $h = 10.0$  m,  $K_{zt} = 1.0$ , con  $I = 1.0$ )

Velocidad Básica de Viento m/s (km/h)	Angulo de Inclinación de la cubierta (grados)	Caso de Carga	Zonas									
			Presiones Horizontales				Presiones Verticales				Aleros	
			A	B	C	D	E	F	G	H	$E_{OH}$	$G_{OH}$
33 (120)	0 a 5	1	0.42	-0.22	0.28	-0.13	-0.51	-0.29	-0.35	-0.22	-0.71	-0.56
	10	1	0.48	-0.20	0.32	-0.11	-0.51	-0.31	-0.35	-0.24	-0.71	-0.56
	15	1	0.53	-0.18	0.35	-0.10	-0.51	-0.33	-0.35	-0.25	-0.71	-0.56
	20	1	0.59	-0.15	0.39	-0.08	-0.51	-0.35	-0.35	-0.27	-0.71	-0.56
	25	1	0.53	0.08	0.38	0.09	-0.24	-0.32	-0.17	-0.26	-0.44	-0.37
		2	---	---	---	---	-0.09	-0.17	-0.03	-0.11	---	---
	30 a 45	1	0.48	0.32	0.38	0.26	0.04	-0.29	0.01	-0.25	-0.17	-0.19
		2	0.48	0.32	0.38	0.26	0.18	-0.14	0.16	-0.10	-0.17	-0.19

**Tabla 36.** Presión de viento simplificada: Figura B.6.4-2 NSR-10  
Fuente: Título B NSR-10

Por lo tanto:

$$P_{S10} 1 = 1.0 * 1.0 * 1.0 * 0.51 = 0.51 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{S10} 2 = 1.0 * 1.0 * 1.0 * 0.51 = 0.51 \text{ KN/m}^2$$

La presión mínima debe ser de  $0.40 \text{ KN/m}^2$  de acuerdo a (B.6.4.2.1.1) NSR-10.

#### CARGA DE GRANIZO

Las cargas de granizo, G, deben tenerse en cuenta en las regiones del país con más de 2000 metros de altura sobre el nivel del mar o en lugares de menor altura donde la autoridad municipal o distrital así lo exija. (B.4.8.3.1) de la NSR-10.

#### **Altura Promedio**

**Municipio de Popayán**

1740 *m. s. n. m*

Por lo tanto, las cargas de granizo no serán consideradas en el presente diseño.

El análisis estructural de los muros en mampostería se realiza en el programa CASAS del ingeniero Juan Manuel Mosquera y se emplean hojas de cálculo en Excel para complementar el diseño estructural.

### 5.4.3 Diseño De Los Elementos Estructurales

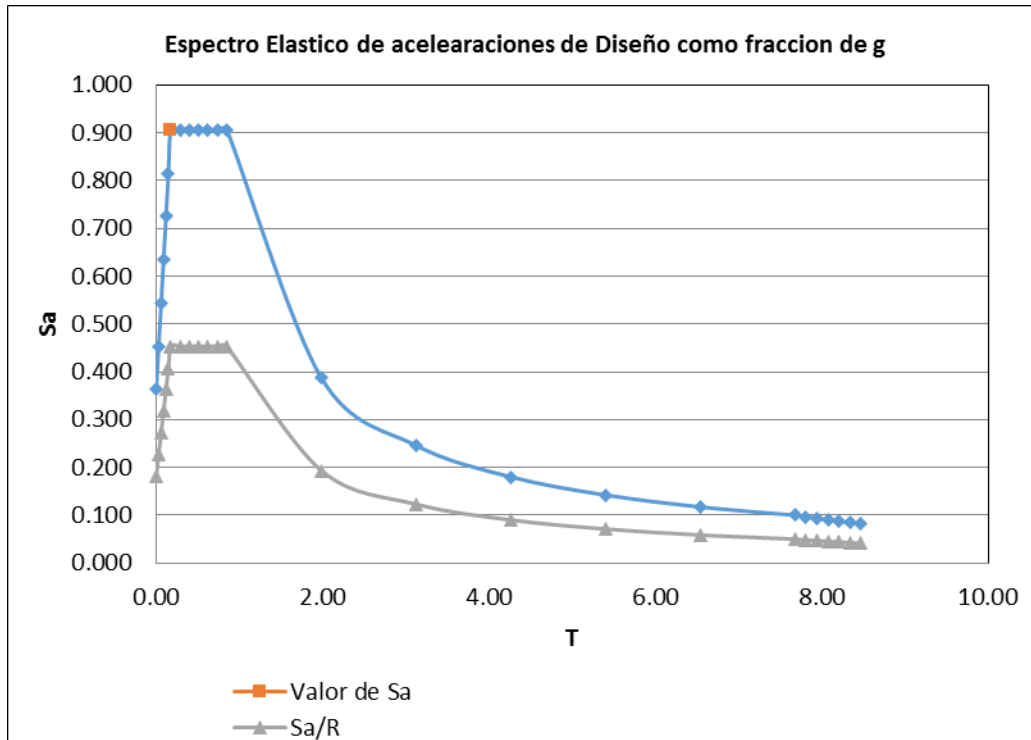
Los valores son tomados del título A de la Norma Sismo Resistente Colombiana de 2010, NSR-10. Tipo de suelo E de acuerdo con el estudio de suelos.

La estructura se clasifica dentro del grupo de uso I: Estructuras de ocupación normal  
Sistema Estructural: Muros de carga de mampostería confinada  
Zona de amenaza sísmica: Alta

Coeficiente que representa la Aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, <b>Aa.</b>	<u>0.25</u>
Coeficiente de Aceleración que representa la velocidad pico efectiva, para diseño, <b>Av.</b>	<u>0.20</u>
Perfil del Suelo.	<u>E</u>
Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, <b>Fa.</b>	<u>1.45</u>
Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, <b>Fv.</b>	<u>3.2</u>
Coeficiente de importancia, <b>I.</b>	<u>1.00</u>
Coeficiente de ductilidad básico, <b>Ro</b>	<u>2.00</u>
Coeficiente de irregularidad en planta, <b>Øp</b>	<u>1.00</u>
Coeficiente de irregularidad en altura, <b>Øa</b>	<u>1.00</u>
Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica, <b>Ør</b>	<u>1.00</u>
Coeficiente de ductilidad de diseño, <b>R.</b>	<u>2.00</u>
Capacidad de disipación de energía.	<u>DMO</u>
Periodo de vibración aproximado, <b>Ta</b> (segundos)	<u>0.171</u>

**Tabla 37.** Datos generales del sismo  
Fuente: Memoria de cálculo

Para la estructura el espectro de cálculo fue el siguiente:



T y Sa de la estructura	
T:	0.17 [s]
Sa	0.90625

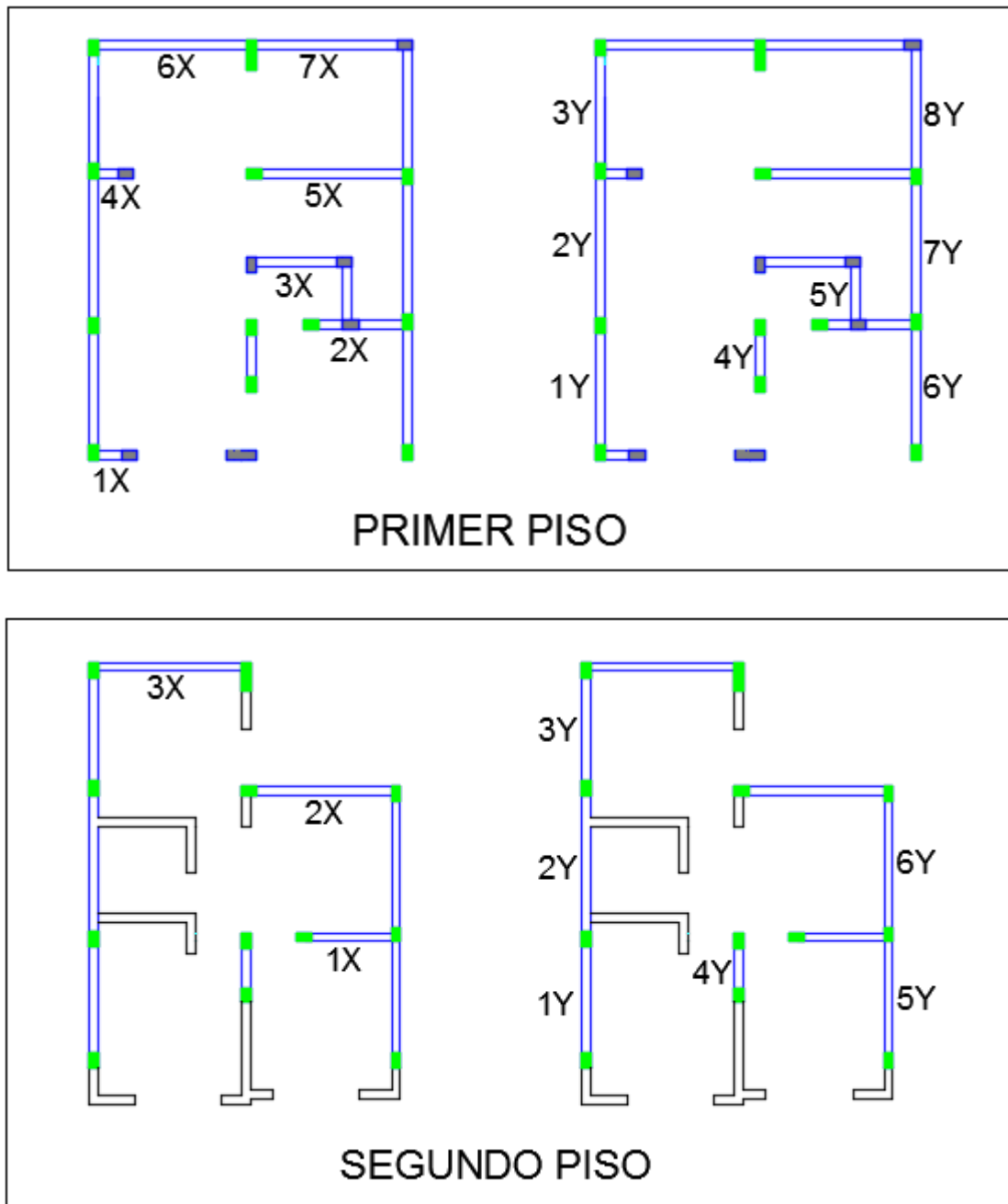
**Diagrama 5.** Espectro elástico de aceleraciones del proyecto  
 Fuente: Memoria de cálculo

### Análisis Sísmico Y Control De Derivas.

El análisis sísmico se realiza en el programa CASAS desarrollado por el ingeniero Juan Manuel Mosquera ingresando los datos de entrada que corresponde a la información detallada de los muros estructurales organizados con sus respectivas coordenadas e información geométrica y las propiedades de los materiales con las cargas por planta.

A continuación se presenta los datos de entrada ingresados al programa:

Esquema de muros en ambas direcciones:



**Figura 58.** Esquema de muros estructurales  
 Fuente: Memoria de cálculo

Muros primer y segundo piso:

PRIMER PISO					
MUROS PARALELOS A X			MUROS PARALELOS A Y		
	LONG	Y(M)COR		LONG	X(M)COR
1X	0.60	0.63	1Y	2.10	0
2X	1.60	2.79	2Y	2.60	0
3X	1.55	3.85	3Y	2.05	0
4X	0.55	5.33	4Y	0.95	2.65
5X	2.55	5.33	5Y	1.05	4.25
6X	2.65	7.50	6Y	2.17	5.25
7X	2.55	7.50	7Y	2.43	5.25
			8Y	2.20	5.25

SEGUNDO PISO					
MUROS PARALELOS A X			MUROS PARALELOS A Y		
	LONG	Y(M)COR		LONG	X(M)COR
1X	1.60	2.79	1Y	2.10	0
2X	2.55	5.32	2Y	2.60	0
3X	2.65	7.50	3Y	2.05	0
			4Y	0.95	2.65
			5Y	2.17	5.25
			6Y	2.43	5.25

**Tabla 38.** Información de muros primer y segundo piso  
Fuente: Memoria de cálculo

## Resumen Derivas Máximas.

Límites de la Deriva:

**Tabla A.6.4-1**  
Derivas máximas como porcentaje de  $h_{pl}$

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pl}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pl}\right)$

**Tabla 39.** Derivas máximas: Tabla A.6.4-1  
Fuente: Título A



## Verificación de Derivas:

<i>H piso 1 = 2.50m</i>	<i>DERIVA MAX (1 Piso)</i>	<i>12.50 mm</i>		
<i>H piso 2 = 2.65m</i>	<i>DERIVA MAX (2 Piso)</i>	<i>13.25mm</i>		
<i>PISO</i>	<i>ID MURO</i>	<i>DERIVAS (mm)</i>	<i>%Derivas</i>	<i>CHEQUEO</i>
1	1X	1.90	0.08	OK
	1Y	0.60	0.02	
2	1X	2.42	0.09	OK
	1Y	0.30	0.04	

**Tabla 40.** Verificación de Derivas  
Fuente: Memoria de cálculo

## Cheques En Los Muros.

### Cálculo de $f'_m$ :

El cálculo de la resistencia nominal a la compresión de la mampostería,  $f'_m$  se realiza de acuerdo con la sección D.3.7.5 de la NSR-10 como se menciona a continuación:

**D.3.7.5 — VALOR DE  $f'_m$  BASADO EN LA CALIDAD DE LOS MATERIALES** — Cuando  $f'_m$  no se seleccione mediante ensayos de muretes preliminares o históricos, su valor puede determinarse con base en una correlación apropiada de la calidad de los materiales empleados. En ausencia de tal correlación, el valor de  $f'_m$ , se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$R_m = \left( \frac{2h}{75 + 3h} \right) f'_{cu} + \left( \frac{50k_p}{75 + 3h} \right) f'_{cp} \leq 0.8 f'_{cu} \quad (\text{D.3.7-1})$$

$$f'_m = 0.75 R_m \quad (\text{D.3.7-2})$$

Los valores empleados en la ecuación D.3.7-1 deben indicarse en los planos estructurales y controlarse en la obra de acuerdo con lo establecido en la sección D.3.8, pero esto no exime de la obligación de comprobar el valor de  $f'_m$  por medio de muretes como lo indica la sección D.3.8.1.4.

Datos de entrada			
h [altura de la unidad de mampostería en mm]	75	F'cp [resistencia especificada a la compresión del mortero de]	17.5
F'cu [Resistencia especificada de la unidad de mampostería en MPa]	15	kp [factor de corrección por absorción de la unidad, adimensional]	0.8
Rm [Mpa]		9.83	
F'm [Mpa]		7.4	

**Tabla 41.** Cálculo de f'm  
Fuente: Memoria de cálculo

### Área mínima:

El área mínima de muros confinados por nivel se verifica según la sección D.10.3.4 de la NSR-10 como se presenta a continuación:

**D.10.3.4 — ÁREA MÍNIMA DE MUROS CONFINADOS POR NIVEL** — El área mínima de muros confinados por nivel en cada dirección principal, esta limitada por la siguiente expresión:

$$A_m \geq \frac{N A_a A_p}{20}$$

(D.10.3-1)

Según lo anterior se calcula el área de muros confinados para la presente estructura con los valores que se presentan en la siguiente tabla:

Aa [coeficiente acel pico efec]	0.25
N [Numero de pisos por encima ]	2
Ap [Area del piso en el nivel considerado]	33.785



Chequeo para muros en direccion paralela al eje X			
Muro	Longitud	Espesor	Area
#	[m]	[m]	[m2]
1	0.60	0.115	0.07
2	1.6	0.115	0.18
3	1.55	0.115	0.18
4	0.55	0.115	0.06
5	2.55	0.115	0.29
6	2.65	0.115	0.30
7	2.55	0.115	0.29
Area total			1.39
Area minima $N \cdot A_a \cdot A_p / 20$			0.84
Chequeo			<b>CUMPLE</b>

hequeo para muros en direccion paralela al eje			
Muro	Longitud	Espesor	Area
#	[m]	[m]	[m2]
1	2.10	0.115	0.24
2	2.60	0.115	0.30
3	2.05	0.115	0.24
4	0.95	0.115	0.11
5	1.05	0.115	0.12
6	2.17	0.115	0.25
7	2.43	0.115	0.28
8	2.20	0.115	0.25
Area total			1.79
Area minima $N \cdot A_a \cdot A_p / 20$			0.84
Chequeo			<b>CUMPLE</b>

**PRIMER PISO**

Chequeo para muros en direccion paralela al eje X			
Muro	Longitud	Espesor	Area
#	[m]	[m]	[m2]
1	1.60	0.115	0.18
2	2.55	0.115	0.29
3	2.65	0.115	0.30
Area total			0.78
Area minima $N \cdot A_a \cdot A_p / 20$			0.42
Chequeo			<b>CUMPLE</b>

hequeo para muros en direccion paralela al eje			
Muro	Longitud	Espesor	Area
#	[m]	[m]	[m2]
1	2.10	0.115	0.24
2	2.60	0.115	0.30
3	2.05	0.115	0.24
4	0.95	0.115	0.11
5	2.17	0.115	0.25
6	2.43	0.115	0.28
Area total			1.41
Area minima $N \cdot A_a \cdot A_p / 20$			0.42
Chequeo			<b>CUMPLE</b>

**SEGUNDO PISO**

**Tabla 42.** Verificación de área mínima

Fuente: Memoria de cálculo



### Compresión:

Datos de entrada			
F'm [Mpa]	7.4	Fy [Mpa]	420
Ae [m2]	0.027	σ (Compresion)	0.65

Se coloca
Calculo

Comprobacion de la resistencia Axial a la compresion en direccion X										
Muro	Longitud	Espesor	Acero suministrado (Ast)			Maxima resistencia Axial Teorica	Resistencia Nominal para carga Axial	Maxima resistencia de diseño para carga axial	Pu	Chequeo
#	[m]	[m]	Cantidad	Barra	Asumin [m2]	Po [Kn]	Pn [kN]	σPn [kN]	[Kn]	
1	0.6	0.115	4	3	0.000285	119.87	70.20	45.63	29.09	CUMPLE
2	1.6	0.115	4	3	0.000285	119.87	70.20	45.63	45.39	CUMPLE
3	1.55	0.115	4	3	0.000285	119.87	70.20	45.63	42.84	CUMPLE
4	0.55	0.115	4	3	0.000285	119.87	70.20	45.63	29.01	CUMPLE
5	2.55	0.115	4	3	0.000285	119.87	70.20	45.63	42.63	CUMPLE
6	2.65	0.115	4	3	0.000285	119.87	70.20	45.63	44.39	CUMPLE
7	2.55	0.115	4	3	0.000285	119.87	70.20	45.63	45.09	CUMPLE



Comprobacion de la resistencia Axial a la compresion en direccion Y										
Muro	Longitud	Espesor	Acero suministrado (Ast)			Maxima resistencia Axial Teorica	Resistencia Nominal para carga Axial	Maxima resistencia de diseño para carga axial	Pu	Chequeo
#	[m]	[m]	Cantidad	Barra	Asumin [m2]	Po [Kn]	Pn [kN]	$\phi Pn$ [kN]	[Kn]	
1	2.10	0.115	4	3	0.000285	119.87	70.20	45.63	44.63	CUMPLE
2	2.60	0.115	4	3	0.000285	119.87	70.20	45.63	42.57	CUMPLE
3	2.05	0.115	4	3	0.000285	119.87	70.20	45.63	32.09	CUMPLE
4	0.95	0.115	4	3	0.000285	119.87	70.20	45.63	40.54	CUMPLE
5	1.05	0.115	4	3	0.000285	119.87	70.20	45.63	15.80	CUMPLE
6	2.17	0.115	4	3	0.000285	119.87	70.20	45.63	45.59	CUMPLE
7	2.43	0.115	4	3	0.000285	119.87	70.20	45.63	40.72	CUMPLE
8	2.20	0.115	4	3	0.000285	119.87	70.20	45.63	45.38	CUMPLE

**PRIMER PISO**



Comprobacion de la resistencia Axial a la compresion en direccion X										
Muro	Longitud	Espesor	Acero suministrado (Ast)			Maxima resistencia Axial Teorica	Resistencia Nominal para carga Axial	Maxima resistencia de diseño para carga axial	Pu	Chequeo
#	[m]	[m]	Cantidad	Barra	Asumin [m2]	Po [Kn]	Pn [kN]	σPn [kN]	[Kn]	
1	1.60	0.115	4	3	0.000285	119.87	67.03	43.57	17.89	CUMPLE
2	2.55	0.115	4	3	0.000285	119.87	67.03	43.57	27.90	CUMPLE
3	2.65	0.115	4	3	0.000285	119.87	67.03	43.57	24.77	CUMPLE

Comprobacion de la resistencia Axial a la compresion en direccion Y										
Muro	Longitud	Espesor	Acero suministrado (Ast)			Maxima resistencia Axial Teorica	Resistencia Nominal para carga Axial	Maxima resistencia de diseño para carga axial	Pu	Chequeo
#	[m]	[m]	Cantidad	Barra	Asumin [m2]	Po [Kn]	Pn [kN]	σPn [kN]	[Kn]	
1	2.10	0.115	4	3	0.000285	119.87	67.03	43.57	22.08	CUMPLE
2	2.60	0.115	4	3	0.000285	119.87	67.03	43.57	31.19	CUMPLE
3	2.05	0.115	4	3	0.000285	119.87	67.03	43.57	20.28	CUMPLE
4	0.95	0.115	4	3	0.000285	119.87	67.03	43.57	17.03	CUMPLE
5	2.17	0.115	4	3	0.000285	119.87	67.03	43.57	19.61	CUMPLE
6	2.43	0.115	4	3	0.000285	119.87	67.03	43.57	20.95	CUMPLE

**SEGUNDO PISO**

**Tabla 43.** Verificación por compresión  
Fuente: Memoria de cálculo

## Flexión:

Datos de entrada			
F'm [Mpa]	7.4	Fy [Mpa]	420
Ae [m <sup>2</sup> ]	0.027	o (Flexion)	0.85
Ancho efectivo (b) [m] (Aparejo trabado)	0.9		

**Se coloca**  
 Calculo

Comprobacion de la resistencia a la flexion en direccion X												
Muro	Longitud	Espesor	Acero suministrado (Ast)		Calculo del momento nominal			Resistencia a la flexion				
#	[m]	[m]	Cantidad	Barra	Asumin [m <sup>2</sup> ]	Pu [kN]	d [m]	Mn [kN-m]	Maxima resistencia a la flexion de diseño (ø* Re*Mn)	V (Cortante en el muro) [kN]	Mu [Kn-m]	Chequeo
1	0.6	0.115	4	3	0.000285	29.09	0.475	54.36	33.83	2.65	7.42	CUMPLE
2	1.6	0.115	4	3	0.000285	45.39	1.475	223.43	139.04	24.05	67.34	CUMPLE
3	1.55	0.115	4	3	0.000285	42.84	1.425	212.17	132.03	22.20	62.16	CUMPLE
4	0.55	0.115	4	3	0.000285	29.01	0.425	46.91	29.19	0.85	2.38	CUMPLE
5	2.55	0.115	4	3	0.000285	42.63	2.425	374.26	232.89	42.80	119.84	CUMPLE
6	2.65	0.115	4	3	0.000285	44.39	2.525	394.51	245.50	34.70	97.16	CUMPLE
7	2.55	0.115	4	3	0.000285	45.09	2.425	379.63	236.24	37.00	103.6	CUMPLE



Comprobación de la resistencia a la flexión en dirección Y												
Muro	Longitud	Espesor	Acero suministrado (Ast)			Calculo del momento nominal			Resistencia a la flexión			
#	[m]	[m]	Cantidad	Barra	Asumin [m <sup>2</sup> ]	Pu [kN]	d [m]	Mn [kN-m]	Maxima resistencia a la flexión de diseño ( $\phi * R_e * M_n$ )	V (Cortante en el muro) [kN]	Mu [Kn-m]	Chequeo
1	2.10	0.115	4	3	0.000285	44.63	1.975	304.67	189.59	20.00	56	CUMPLE
2	2.60	0.115	4	3	0.000285	42.57	2.475	382.24	237.86	32.90	92.12	CUMPLE
3	2.05	0.115	4	3	0.000285	32.09	1.925	275.24	171.28	18.90	52.92	CUMPLE
4	0.95	0.115	4	3	0.000285	40.54	0.825	113.28	70.49	2.00	5.6	CUMPLE
5	1.05	0.115	4	3	0.000285	15.80	0.925	111.81	69.58	3.30	9.24	CUMPLE
6	2.17	0.115	4	3	0.000285	45.59	2.045	317.90	197.82	17.75	49.7	CUMPLE
7	2.43	0.115	4	3	0.000285	40.72	2.305	350.83	218.31	23.15	64.82	CUMPLE
8	2.20	0.115	4	3	0.000285	45.38	2.075	322.47	200.67	21.70	60.76	CUMPLE

**PRIMER PISO**





Comprobación de la resistencia a la flexión en dirección X												
Muro	Longitud	Espesor	Acero suministrado (Ast)			Cálculo del momento nominal			Resistencia a la flexión			
#	[m]	[m]	Cantidad	Barra	Asumin [m <sup>2</sup> ]	Pu [kN]	d [m]	Mn [kN-m]	Maxima resistencia a la flexión de diseño ( $\sigma \cdot Re \cdot Mn$ )	V (Cortante en el muro) [kN]	Mu [Kn-m]	Chequeo
1	1.60	0.115	4	3	0.000285	17.89	1.475	189.01	112.29	4.50	12.6	CUMPLE
2	2.55	0.115	4	3	0.000285	27.90	2.425	341.90	203.13	11.45	32.06	CUMPLE
3	2.65	0.115	4	3	0.000285	24.77	2.525	349.44	207.61	10.75	30.1	CUMPLE

Comprobación de la resistencia a la flexión en dirección Y												
Muro	Longitud	Espesor	Acero suministrado (Ast)			Cálculo del momento nominal			Resistencia a la flexión			
#	[m]	[m]	Cantidad	Barra	Asumin [m <sup>2</sup> ]	Pu [kN]	d [m]	Mn [kN-m]	Maxima resistencia a la flexión de diseño ( $\sigma \cdot Re \cdot Mn$ )	V (Cortante en el muro) [kN]	Mu [Kn-m]	Chequeo
1	2.10	0.115	4	3	0.000285	22.08	1.975	265.22	157.57	3.55	9.94	CUMPLE
2	2.60	0.115	4	3	0.000285	31.19	2.475	356.71	211.93	6.55	18.34	CUMPLE
3	2.05	0.115	4	3	0.000285	20.28	1.925	255.04	151.53	3.30	9.24	CUMPLE
4	0.95	0.115	4	3	0.000285	17.03	0.825	99.03	58.84	0.35	0.98	CUMPLE
5	2.17	0.115	4	3	0.000285	19.61	2.045	270.60	160.77	4.60	12.88	CUMPLE
6	2.43	0.115	4	3	0.000285	20.95	2.305	309.64	183.97	6.40	17.92	CUMPLE

SEGUNDO PISO

Tabla 44. Verificación por flexión  
Fuente: Memoria de cálculo



### Cortante:

Datos de entrada			
F' m [Mpa]	7.4	Fy [Mpa]	420
Ae [m2]	0.027	o (Cortante)	0.5
Ancho efectivo (b) [m] (Aparejo trabado)	0.9		

Se coloca  
Calculo

Comprobación de cortante en dirección X							
Calculo del Cortante nominal					Cortante de diseño	Vu	Chequeo
#	Longitud [m]	Espesor [m]	Amv [m2]	Vn [kN]	[oVn] [kn]	[kn]	
1	0.6	0.115	0.0690	31.23	15.62	2.65	CUMPLE
2	1.6	0.115	0.1840	83.28	41.64	24.05	CUMPLE
3	1.55	0.115	0.1783	80.68	40.34	22.20	CUMPLE
4	0.55	0.115	0.0633	28.63	14.31	0.85	CUMPLE
5	2.55	0.115	0.2933	132.73	66.36	42.80	CUMPLE
6	2.65	0.115	0.3048	137.93	68.97	34.70	CUMPLE
7	2.55	0.115	0.2933	132.73	66.36	37.00	CUMPLE

Comprobación de cortante en dirección Y							
Calculo del Cortante nominal					Cortante de diseño	Vu	Chequeo
#	Longitud [m]	Espesor [m]	Amv [m2]	Vn [kN]	[oVn] [kn]	[kn]	
1	2.10	0.115	0.2415	109.31	54.65	20.00	CUMPLE
2	2.60	0.115	0.2990	135.33	67.67	32.90	CUMPLE
3	2.05	0.115	0.2358	106.70	53.35	18.90	CUMPLE
4	0.95	0.115	0.1093	49.45	24.72	2.00	CUMPLE
5	1.05	0.115	0.1208	54.65	27.33	3.30	CUMPLE
6	2.17	0.115	0.2496	112.95	56.48	17.75	CUMPLE
7	2.43	0.115	0.2795	126.48	63.24	23.15	CUMPLE
8	2.20	0.115	0.2530	114.51	57.26	21.70	CUMPLE

PRIMER PISO



Comprobación de cortante en dirección X							
Calculo del Cortante nominal					Cortante de diseño	Vu	Chequeo
#	Longitud [m]	Espesor [m]	Amv [m <sup>2</sup> ]	Vn [kN]	[ $\phi$ Vn] [kn]	[kn]	
1	1.60	0.115	0.1840	83.28	41.64	4.50	CUMPLE
2	2.55	0.115	0.2933	132.73	66.36	11.45	CUMPLE
3	2.65	0.115	0.3048	137.93	68.97	10.75	CUMPLE

Comprobación de cortante en dirección Y							
Calculo del Cortante nominal					Cortante de diseño	Vu	Chequeo
#	Longitud [m]	Espesor [m]	Amv [m <sup>2</sup> ]	Vn [kN]	[ $\phi$ Vn] [kn]	[kn]	
1	2.10	0.115	0.2415	109.31	54.65	3.55	CUMPLE
2	2.60	0.115	0.2990	135.33	67.67	6.55	CUMPLE
3	2.05	0.115	0.2358	106.70	53.35	3.30	CUMPLE
4	0.95	0.115	0.1093	49.45	24.72	0.35	CUMPLE
5	2.17	0.115	0.2496	112.95	56.48	4.60	CUMPLE
6	2.43	0.115	0.2795	126.48	63.24	6.40	CUMPLE

**SEGUNDO PISO**

**Tabla 45.** Verificación de cortante  
Fuente: Memoria de cálculo

## Columneta:

f'cu (MPa)	15
h (mm)	100
kp	0.8
f'cp (MPa)	17.5
Rm	9.87
f'm (MPa)	7.4
R	2.00
fy (MPa)	420
f'c (MPa)	21

Calculado  
Se coloca

Recubrimiento (m)	0.03
E#	2
Longitudinal #	3
$\phi$ cortante	0.75

Chequeo Cortante

Muros 1X	Largo	Espesor	d	Vu( Cortante)	Vuc( Cortante)	$\phi$ Vc	Verificacion
#	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	
1	0.60	0.115	0.074	5.30	2.65	25.90	OK
2	1.60	0.115	0.074	48.10	24.05	69.07	OK
3	1.55	0.115	0.074	44.40	22.20	66.91	OK
4	0.55	0.115	0.074	1.70	0.85	23.74	OK
5	2.55	0.115	0.074	85.60	42.80	110.09	OK
6	2.65	0.115	0.074	69.40	34.70	114.40	OK
7	2.55	0.115	0.074	74.00	37.00	110.09	OK

Muros 1Y	Largo	Espesor	d	Vu( Cortante)	Vuc( Cortante)	$\phi$ Vn	Verificacion
#	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	
1	2.10	0.115	0.074	40.00	20.00	90.66	OK
2	2.60	0.115	0.074	65.80	32.90	112.24	OK
3	2.05	0.115	0.074	37.80	18.90	88.50	OK
4	0.95	0.115	0.074	4.00	2.00	41.01	OK
5	1.05	0.115	0.074	6.60	3.30	45.33	OK
6	2.17	0.115	0.074	35.50	17.75	93.68	OK
7	2.43	0.115	0.074	46.30	23.15	104.91	OK
8	2.20	0.115	0.074	43.40	21.70	94.98	OK

PRIMER PISO

Muros 2X	Largo	Espesor	d	Vu( Cortante)	Vuc( Cortante)	$\phi Vc$	Verificacion
#	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	
1	1.60	0.115	0.074	9.00	4.50	69.07	OK
2	2.55	0.115	0.074	22.90	11.45	110.09	OK
3	2.65	0.115	0.074	21.50	10.75	114.40	OK

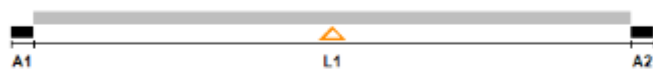

Muros 2Y	Largo	Espesor	d	Vu( Cortante)	Vuc( Cortante)	$\phi Vn$	Verificacion
#	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	
1	2.10	0.115	0.074	7.10	3.55	90.66	OK
2	2.60	0.115	0.074	13.10	6.55	112.24	OK
3	2.05	0.115	0.074	6.60	3.30	88.50	OK
4	0.95	0.115	0.074	0.70	0.35	41.01	OK
5	2.17	0.115	0.074	9.20	4.60	93.68	OK
6	2.43	0.115	0.074	12.80	6.40	104.91	OK

SEGUNDO PISO

**Tabla 46.** Verificación de columneta  
Fuente: Memoria de cálculo

## Diseño de losa de entrepiso.

El diseño de la losa de entrepiso se realizó en el programa Arquimet 2.0 con los parámetros que se muestran a continuación:

<h1 style="color: #0056b3; margin: 0;">Memorias de Cálculo</h1>	<b>PROGRAMA DE DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL ARQUIMET 2.0</b>											
	Proyecto: _____ Fecha: _____ Ingeniero: _____ Firma: _____											
<i>Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO</i>												
<b>REPORTE DE METALDECK</b> <b>MD 2 Calibre: 22. (0.75 mm) h = 120 mm.</b> <b>DEBE APUNTALARSE DURANTE EL FRAGUADO</b>												
<b>SECCION LONGITUDINAL</b>												
												
<b>CONFIGURACION</b>												
Luz	Longitud (m)	C. Muerta (kN/m <sup>2</sup> )	C. Viva (kN/m <sup>2</sup> )	P. Propio (kN/m <sup>2</sup> )	C. Total (kN/m <sup>2</sup> )	C. Puntual Muerta P(kN/m), x (m), b (m)	C. Puntual Viva P(kN/m), x (m), b (m)					
L1	2.65	4.60	1.80	2.25	8.65	----	----					
<b>APOYOS</b>		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 20%;"></td> <td style="width: 80%;">Carga distribuida máxima en la construcción</td> <td style="text-align: right;">1.00 kN/m<sup>2</sup></td> </tr> <tr> <td style="width: 20%;">A1</td> <td style="width: 80%;">Carga lineal máxima en la construcción</td> <td style="text-align: right;">2.20 kN/m</td> </tr> <tr> <td style="width: 20%;">A2</td> <td style="width: 80%;">Resistencia del concreto</td> <td style="text-align: right;">20693.96 kN/m<sup>2</sup></td> </tr> </table>			Carga distribuida máxima en la construcción	1.00 kN/m <sup>2</sup>	A1	Carga lineal máxima en la construcción	2.20 kN/m	A2	Resistencia del concreto	20693.96 kN/m <sup>2</sup>
	Carga distribuida máxima en la construcción	1.00 kN/m <sup>2</sup>										
A1	Carga lineal máxima en la construcción	2.20 kN/m										
A2	Resistencia del concreto	20693.96 kN/m <sup>2</sup>										
<b>MD 2 Calibre: 22. (0.75 mm) h = 120 mm.</b>				<b>h = 120 mm</b> <b>f<sub>c</sub> = 20693.96 kN/m<sup>2</sup></b>								
<small>           Refuerzo por retracción y temperatura en un metro de ancho  <math>A_s = \rho \times h \times b</math> (Mínimo 59.3 mm<sup>2</sup>)  <math>59.3 \text{ mm}^2 = 0.00075 \times 69.2 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}</math> </small>												
<small>NORMA: NSR-10 Pag. 1</small>												



<h1 style="margin: 0;">Memorias de Cálculo</h1>	<p><b>PROGRAMA DE DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL ARQUIMET 2.0</b></p> <p>Proyecto: _____ Fecha: _____</p> <p>Ingeniero: _____ Firma: _____</p>																																		
<p><i>Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO</i></p> <p><b>REPORTE DE DISEÑO POR FACTORES DE CARGA</b></p>																																			
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 40%;">PARAMETRO DE DISEÑO CONSTRUCCION</th> <th style="width: 15%;">RESISTENTE</th> <th style="width: 25%;">CALCULADO</th> <th style="width: 20%;">LUZ No.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Deflexión Cargas Sobre-impuestas (m)</td> <td style="text-align: center;">0.0074</td> <td style="text-align: center;">4.3836E-04</td> <td style="text-align: center;">1</td> </tr> <tr> <td>Momento Positivo (KN-m/m)</td> <td style="text-align: center;">0.0023</td> <td style="text-align: center;">0.0008</td> <td style="text-align: center;">1</td> </tr> <tr> <td>Momento Negativo (KN-m/m)</td> <td style="text-align: center;">0.0019</td> <td style="text-align: center;">0</td> <td style="text-align: center;">1</td> </tr> <tr> <td>Cortante (KN/m)</td> <td style="text-align: center;">20.6839</td> <td style="text-align: center;">2.6916</td> <td style="text-align: center;">1</td> </tr> </tbody> </table>				PARAMETRO DE DISEÑO CONSTRUCCION	RESISTENTE	CALCULADO	LUZ No.	Deflexión Cargas Sobre-impuestas (m)	0.0074	4.3836E-04	1	Momento Positivo (KN-m/m)	0.0023	0.0008	1	Momento Negativo (KN-m/m)	0.0019	0	1	Cortante (KN/m)	20.6839	2.6916	1												
PARAMETRO DE DISEÑO CONSTRUCCION	RESISTENTE	CALCULADO	LUZ No.																																
Deflexión Cargas Sobre-impuestas (m)	0.0074	4.3836E-04	1																																
Momento Positivo (KN-m/m)	0.0023	0.0008	1																																
Momento Negativo (KN-m/m)	0.0019	0	1																																
Cortante (KN/m)	20.6839	2.6916	1																																
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 40%;">PARAMETRO DE DISEÑO VIDA UTIL</th> <th style="width: 15%;">MAXIMO/ULTIMO</th> <th style="width: 25%;">CALCULADO</th> <th style="width: 20%;">LUZ No.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Deflexión instantanea (m)</td> <td style="text-align: center;">0.0074</td> <td style="text-align: center;">0.0007</td> <td style="text-align: center;">1</td> </tr> <tr> <td>Deflexión permanente (m)</td> <td style="text-align: center;">0.0147</td> <td style="text-align: center;">0.0051</td> <td style="text-align: center;">1</td> </tr> <tr> <td>Fuerza cortante de adherencia (KN/m)</td> <td style="text-align: center;">11.8562</td> <td style="text-align: center;">8.4800</td> <td style="text-align: center;">1</td> </tr> <tr> <td>Fuerza cortante sección compuesta (KN/m)</td> <td style="text-align: center;">82.8840</td> <td style="text-align: center;">14.7078</td> <td style="text-align: center;">1</td> </tr> <tr> <td>Momento máximo positivo (KN-m/m)</td> <td style="text-align: center;">20.5383</td> <td style="text-align: center;">9.7439</td> <td style="text-align: center;">1</td> </tr> <tr> <td>Momento máximo negativo (KN-m/m)</td> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">1</td> </tr> <tr> <td>Longitud máxima sin vibraciones (m)</td> <td style="text-align: center;">3.6000</td> <td style="text-align: center;">2.6500</td> <td style="text-align: center;">1</td> </tr> </tbody> </table>				PARAMETRO DE DISEÑO VIDA UTIL	MAXIMO/ULTIMO	CALCULADO	LUZ No.	Deflexión instantanea (m)	0.0074	0.0007	1	Deflexión permanente (m)	0.0147	0.0051	1	Fuerza cortante de adherencia (KN/m)	11.8562	8.4800	1	Fuerza cortante sección compuesta (KN/m)	82.8840	14.7078	1	Momento máximo positivo (KN-m/m)	20.5383	9.7439	1	Momento máximo negativo (KN-m/m)	-	-	1	Longitud máxima sin vibraciones (m)	3.6000	2.6500	1
PARAMETRO DE DISEÑO VIDA UTIL	MAXIMO/ULTIMO	CALCULADO	LUZ No.																																
Deflexión instantanea (m)	0.0074	0.0007	1																																
Deflexión permanente (m)	0.0147	0.0051	1																																
Fuerza cortante de adherencia (KN/m)	11.8562	8.4800	1																																
Fuerza cortante sección compuesta (KN/m)	82.8840	14.7078	1																																
Momento máximo positivo (KN-m/m)	20.5383	9.7439	1																																
Momento máximo negativo (KN-m/m)	-	-	1																																
Longitud máxima sin vibraciones (m)	3.6000	2.6500	1																																
<p>NORMA: NSR-10 Pag. 2</p>																																			

**Tabla 47.** Reporte de metaldeck  
Fuente: Programa arquimet 2.0

## Diseño de escaleras.

El diseño estructural de escaleras de acuerdo con la consideración de cargas anterior se presenta a continuación:

<b>f'c [Mpa]</b>	<b>21</b>
<b>γ (Concreto )</b>	<b>24</b>
<b>fy [Mpa]</b>	<b>420</b>
<b>Ámbito [m]</b>	<b>0.90</b>
<b>Huella [m]</b>	<b>0.28</b>
<b>Contrahuella [m]</b>	<b>0.18</b>
<b>L(descanso)</b>	<b>1.05</b>
<b>Carga viva</b>	<b>5.0</b>
<b>angulo</b>	<b>35.00</b>

**Tabla 48.** Información de los componentes de la escalera  
Fuente: Memoria de cálculo

Cargas en escaleras:

Carga muerta (D)	Losa maciza	2.88KN/m <sup>2</sup>
	Peldaños:	1.18 KN/m <sup>2</sup>
	Piso:	1.10 KN/m <sup>2</sup>
	Total:	5.16 KN/m <sup>2</sup>

Carga viva (L)	Escaleras	5.00 KN/m <sup>2</sup>
----------------	-----------	------------------------

Carga última (1.2D+1.6L)	14.19 KN/m <sup>2</sup>
-----------------------------	-------------------------

**Tabla 49.** Cargas en escaleras  
Fuente: Memoria de cálculo

Esfuerzos actuantes en tramo crítico:

$$M_u = \frac{W * L^2}{8} = \frac{14.19 * 1.80^2}{8} = 5.75 \text{ KN. m}$$

$$V_u = \frac{W * L}{2} = \frac{14.19 * 1.80}{2} = 12.77 \text{ KN}$$

El cálculo del acero se realiza en una hoja de Excel para las solicitaciones en la escalera y se presenta el resumen del diseño a continuación.

Acero principal → No. 3 c/0.15 m

Acero de retracción y temperatura → No. 3 c/0.15 m



## Diseño de cimentación.

De acuerdo con el estudio de suelos correspondiente al proyecto urbanístico de la vivienda de 2 pisos, de acuerdo con la estructura proyectada y teniendo en cuenta las características físicas y mecánicas del terreno, y el tipo de obra que se hará, con sistema de mampostería confinada, debe ser una cimentación superficial, que deben ser, vigas de cimentación, corridas, entrelazadas formando anillos y por recomendación geotécnica la cimentación superficial se colocará 0.3m por debajo de la cota 0+00 del diseño arquitectónico colocando sobre esta el solado de limpieza.

## Capítulo E2 – Cimentaciones: Estructuración de los cimientos:

Las vigas de cimentación deben tener refuerzo longitudinal superior e inferior y estribos de confinamiento en toda su longitud. Las dimensiones y el refuerzo de los cimientos se presentan en la tabla E.2.2-1:

**Tabla E.2.2-1**  
**Valores mínimos para dimensiones, resistencia de materiales y refuerzo de cimentaciones**

	Sistema Estructural	Un piso	Dos Pisos	Resistencia Mínima, MP <sub>a</sub>	
Anchura	Mampostería	250 mm	300 mm	f <sub>y</sub>	f <sub>c</sub>
	Bahareque	200 mm	250 mm		17
Altura	Mampostería	200 mm	300 mm		
	Bahareque	150 mm	200 mm		240
Acero Longitudinal		4 No. 3 (ó 10M)	4 No. 4 (ó 12M)		
Estribos		No. 2 a 200 mm	No. 2 a 200 mm		
Acero para anclaje de muros	Mampostería	No. 3	No. 3	412	
	Bahareque	No. 3	No. 4		

**Tabla 50.** Valores mínimos de resistencia y refuerzo: Tabla E.2.2-1 NSR-10  
Fuente: Título E

Es decir el ancho del cimiento debe ser mínimo 30 cm y se adoptará 40 cm, en cuanto a la altura, según el desplante debe ser de 30 cm que coincide con la recomendación del estudio de suelos de 30 cm, el acero del alma será el mínimo correspondiente a 4#4.

Teniendo en cuenta la profundidad de desplante y la tabla de estructuración anterior, se procede a chequear el acero mínimo de las vigas:

### EJE A

$$\sigma_{adm} = 96 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Muro Altura} = \text{piso 1 : } 2.45\text{m} \quad \text{piso 2 : } 2.65\text{m}$$

$W_{CULATA}$	$= (0.50\text{m} * 0.12\text{m} * 18 \text{ KN/m}^3)$	$= 1.08 \text{ kN/m}$	
$W_{MURO}$	$= (2.45\text{m} + 2.65\text{m}) * 0.12\text{m} * 18 \text{ KN/m}^3$	$= 11.02 \text{ kN/m}$	
$W_{VIGAS}$	$= 2 * (0.25\text{m} * 0.15\text{m} * 24 \text{ KN/m}^3)$	$= 1.80 \text{ kN/m}$	
$W_{CUBIERTA}$	$= (0.80 + 0.50) * (2.60\text{m}/2)$	$= 1.69 \text{ kN/m}$	
$W_{LOSA}$	$= (3.60 + 1.8) * (2.60\text{m}/2)$	$= 7.02 \text{ kN/m}$	
		$\Sigma$	$= 22.61 \text{ kN/m}$

### EJE B

$$\sigma_{adm} = 96 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Muro Altura} = \text{piso 1 : } 2.45\text{m} \quad \text{piso 2 : } 2.65\text{m}$$

$W_{CULATA}$	$= (0.50\text{m} * 0.12\text{m} * 18 \text{ KN/m}^3)$	$= 1.08 \text{ kN/m}$	
$W_{MURO}$	$= (2.45\text{m} + 2.65\text{m}) * 0.12\text{m} * 18 \text{ KN/m}^3$	$= 11.02 \text{ kN/m}$	
$W_{VIGAS}$	$= 2 * (0.25\text{m} * 0.15\text{m} * 24 \text{ KN/m}^3)$	$= 1.80 \text{ kN/m}$	
$W_{CUBIERTA}$	$= (0.80 + 0.50) * (2.60\text{m} + 2.65\text{m}/2)$	$= 3.41 \text{ kN/m}$	
$W_{LOSA}$	$= (3.60 + 1.8) * (2.60\text{m} + 2.65\text{m}/2)$	$= 14.18 \text{ kN/m}$	
		$\Sigma$	$= 31.49 \text{ kN/m}$

### EJE C

$$\sigma_{adm} = 96 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Muro Altura} = \text{piso 1 : } 2.45\text{m} \quad \text{piso 2 : } 2.65\text{m}$$

$W_{CULATA}$	$= (0.50\text{m} * 0.12\text{m} * 18 \text{ KN/m}^3)$	$= 1.08 \text{ kN/m}$	
$W_{MURO}$	$= (2.45\text{m} + 2.65\text{m}) * 0.12\text{m} * 18 \text{ KN/m}^3$	$= 11.02 \text{ kN/m}$	
$W_{VIGAS}$	$= 2 * (0.25\text{m} * 0.15\text{m} * 24 \text{ KN/m}^3)$	$= 1.80 \text{ kN/m}$	
$W_{CUBIERTA}$	$= (0.80 + 0.50) * (2.65\text{m}/2)$	$= 1.72 \text{ kN/m}$	
$W_{LOSA}$	$= (3.60 + 1.8) * (2.65\text{m}/2)$	$= 7.16 \text{ kN/m}$	
		$\Sigma$	$= 22.78 \text{ kN/m}$

Se realiza la verificación del diseño de viga T invertida según las cargas por eje a nivel de cimentación como sigue:

Datos de entrada	
Ancho de muro	0.12
Recubrimiento	0.075
$\gamma_{\text{suelo}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	15
$q_{\text{adm}}$ suelo [kN/m <sup>2</sup> ]	96
$\phi$ flexión	0.9
$\phi$ cortante	0.75
$F_y$ (Mpa)	420
$f_c$ [Mpa]	21

**Tabla 51.** Datos de entrada para el diseño  
Fuente: Memoria de cálculo

Diseño de la base de viga invertida							
eje del muro	Longitud	P(mayorada)	P(servicio)	P(mayorada)	P(servicio)	Peralte inicial asumido (h)	d
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]/m	[kN]/m	[m]	[m]
EJE A	1	30.0	22.61	30.0	22.6	0.15	0.070
EJE B	1	38.0	31.45	38.0	31.5	0.15	0.070
EJE C	1	30.0	22.78	30.0	22.8	0.15	0.070

Diseño de la base de viga invertida								
$w_{\text{zapata}}$	$w_{\text{relleno}}$	$w_{\text{r+zap}}$	Ancho requerido	Ancho asumido	Presión de apoyo para el diseño por	$V_u$ (Cortante en la cara del apoyo)	$\phi V_c$	Chequeo por cortante
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN]	kN	
3.6	9	12.6	0.30	0.40	75.00	15.75	41.04	CUMPLE
3.6	9	12.6	0.33	0.40	95.00	19.95	41.04	CUMPLE
3.6	9	12.6	0.30	0.40	75.00	15.75	41.04	CUMPLE

Diseño de la base de viga invertida							
# varilla	Acero transversal				Momento de diseño ( $\phi M_n$ )	$M_u$	Chequeo
	Área de acero [m <sup>2</sup> ]	acero mínimo [m <sup>2</sup> ]	Separación [m]	Área de acero [m <sup>2</sup> ]			
3	0.00007	0.00027	0.20	0.00036	8.33	1.50	CUMPLE
3	0.00007	0.00027	0.20	0.00036	8.33	1.90	CUMPLE
3	0.00007	0.00027	0.20	0.00036	8.33	1.50	CUMPLE

**Tabla 52.** Diseño de viga T invertida  
Fuente: Memoria de cálculo

Se realiza el cálculo del acero para los nervios considerando que trabajan como puente de la carga en una luz de falla de 2.0m, con las cargas y los parámetros mostrados anteriormente.

Diseño de nervio de viga invertida								
eje del muro	Luz de falla	Peralte de nervio (h)	d	Ancho de nervio	Presion de apoyo para el diseño por resistencia	Vu (Cortante en la cara del apoyo)	$\phi V_c + \phi V_s$	Chequeo por cortante
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN]	kN	
EJE A	2.0	0.30	0.220	0.150	75.00	30.00	49.30	CUMPLE
EJE B	2.0	0.30	0.220	0.150	95.00	38.00	49.30	CUMPLE
EJE C	2.0	0.30	0.220	0.150	75.00	30.00	49.30	CUMPLE

Diseño de nervio de viga invertida										
Acero transversal					Acero longitudinal			Momento de diseño [ $\phi M_n$ ]	Mu	Chequeo
# varilla	Area de acero [m <sup>2</sup> ]	acero mínimo [m <sup>2</sup> ]	Separación [m]	Area de acero [m <sup>2</sup> ]	Cantidad	# varilla	Area de acero [m <sup>2</sup> ]			
3	0.00007	0.00008	0.15	0.00048	4	4	0.00051	39.90	15.00	CUMPLE
3	0.00007	0.00008	0.15	0.00048	4	4	0.00051	39.90	19.00	CUMPLE
3	0.00007	0.00008	0.15	0.00048	4	4	0.00051	39.90	15.00	CUMPLE

**Tabla 53.** Diseño de nervios  
Fuente: Memoria de cálculo

## RESISTENCIA CONTRA EL FUEGO

### TITULO J: RESISTENCIA CONTRA EL FUEGO (NSR-10).

#### PROYECTO: URBANIZACIÓN LOS CEREZOS

#### GRUPO DE OCUPACIÓN :RESIDENCIAL - Subgrupo: R-1 Categoría III

TABLA J.1.1-1		
Grupos de ocupación	Clasificación	Sección
A	ALMACENAMIENTO	K.2.2
C	COMERCIAL	K.2.3
E	ESPECIALES	K.2.4
F	FABRIL E INDUSTRIAL	K.2.5
I	INSTITUCIONAL	K.2.6
L	LUGARES DE REUNIÓN	K.2.7
M	MIXTO Y OTROS	K.2.8
P	ALTA PELIGROSIDAD	K.2.9
R	RESIDENCIAL	K.2.10
T	TEMPORAL	K.2.11

R	RESIDENCIAL	K.2.10
R-1	Unifamiliar y bifamiliar	
R-2	Multifamiliar	
R-3	Hoteles	

**Tabla 54.** Resistencia contra el fuego

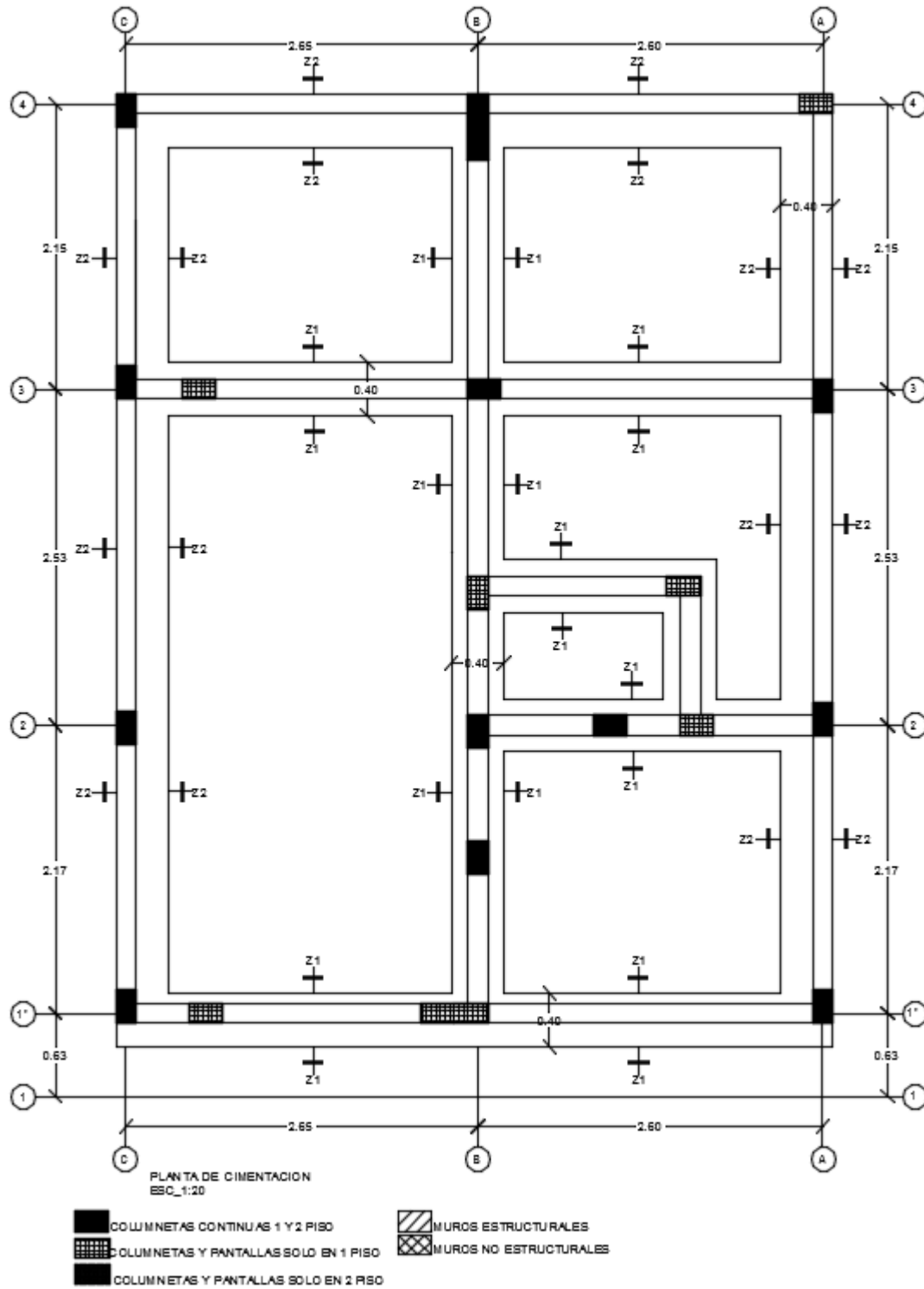
Fuente: Memoria de cálculo

**J.3.3.1.3 — Categoría III** — Esta categoría comprende las edificaciones con baja capacidad de combustión. Incluye:

- (a) Grupos de Ocupación (R-1), edificaciones para viviendas con 10 pisos o menos.
- (b) Grupos de Ocupación (A-2), (F-2) y en general bodegas y edificios industriales no comprendidos en el numeral J.3.3.1.1, literal (b).

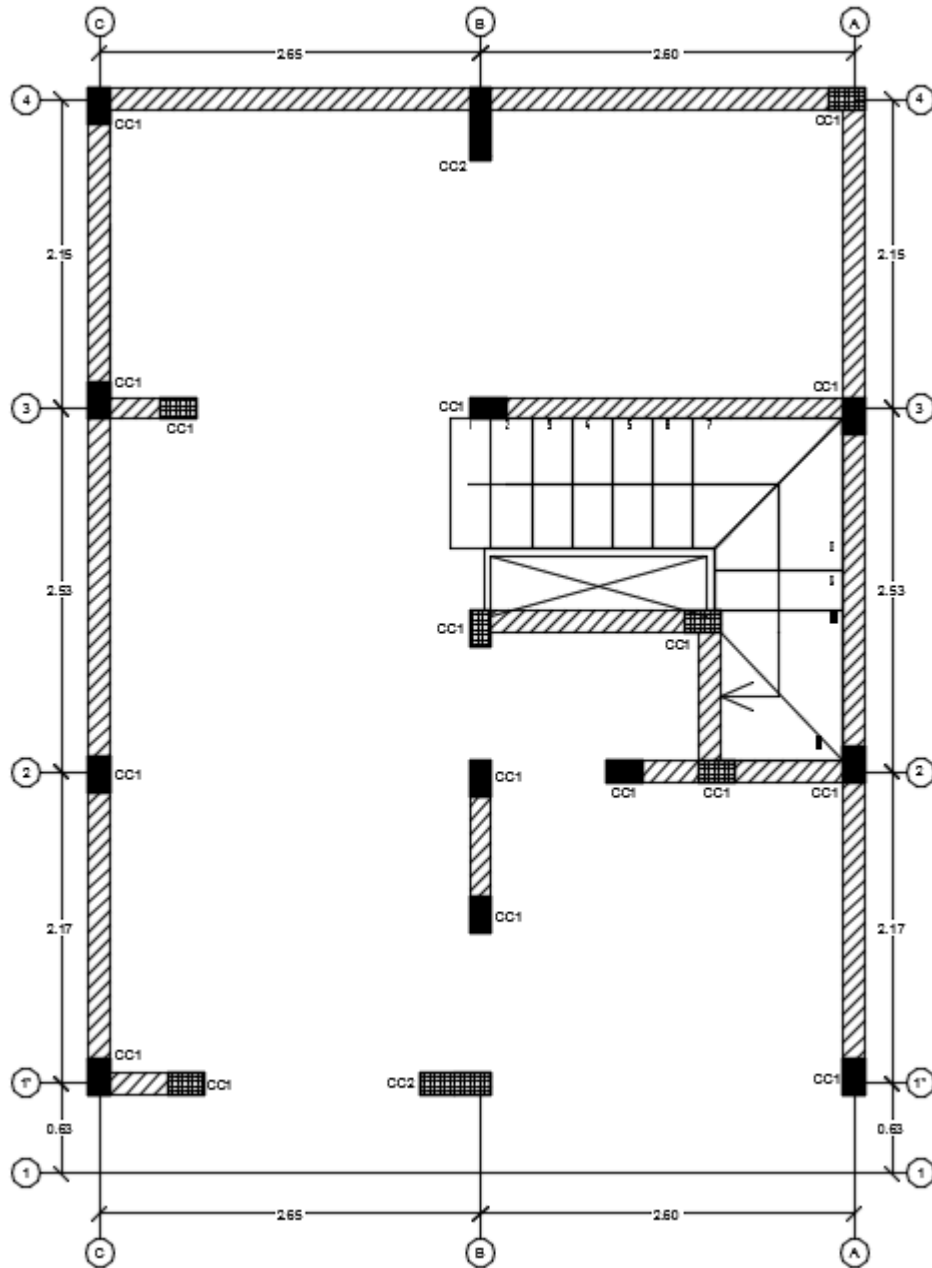
De acuerdo con lo anterior se establece que la edificación no requiere cuantificación de resistencia contra el fuego (J.3.3.3).

### 5.4.4 Planos Estructurales

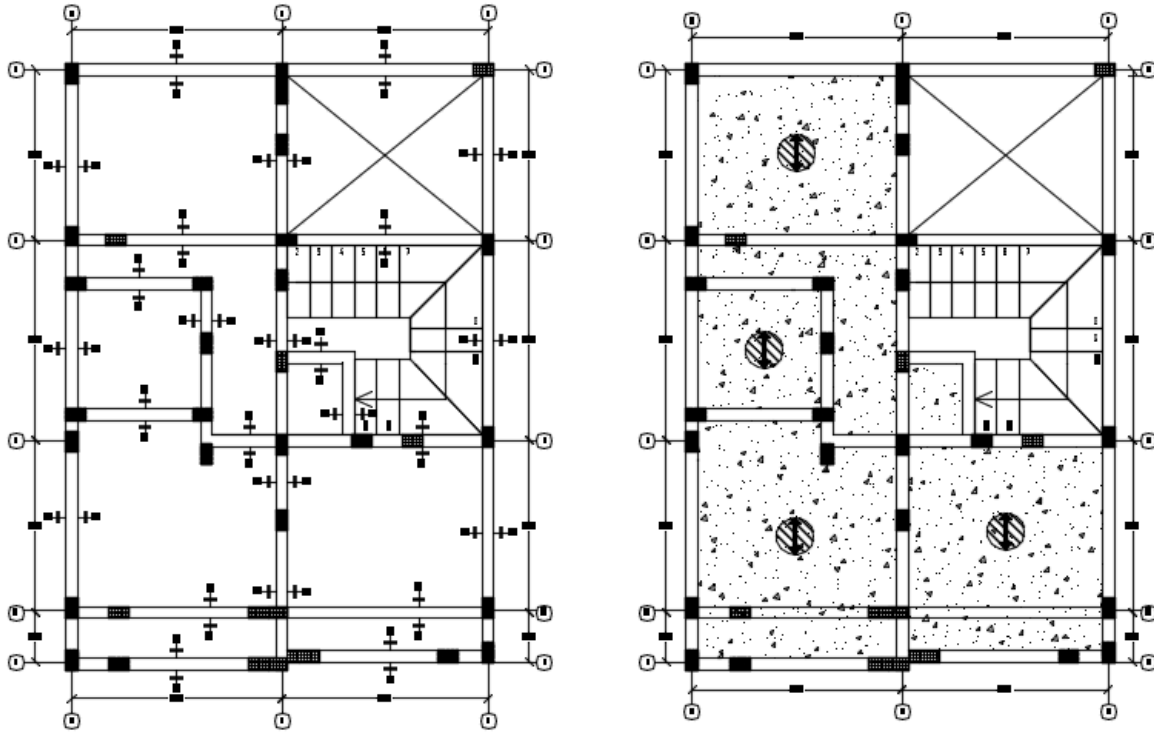


**Figura 59.** Planta de cimentación

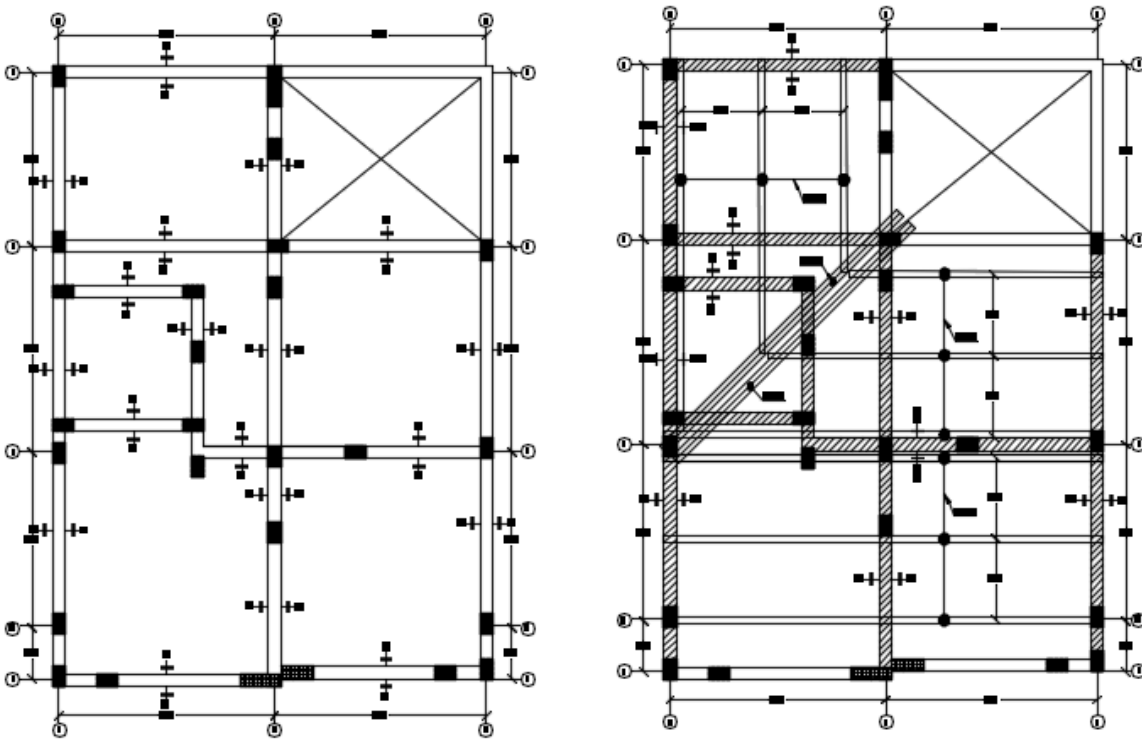
Fuente: Planos estructurales



**Figura 60.** Planta de muros estructurales primer piso  
 Fuente: Planos estructurales

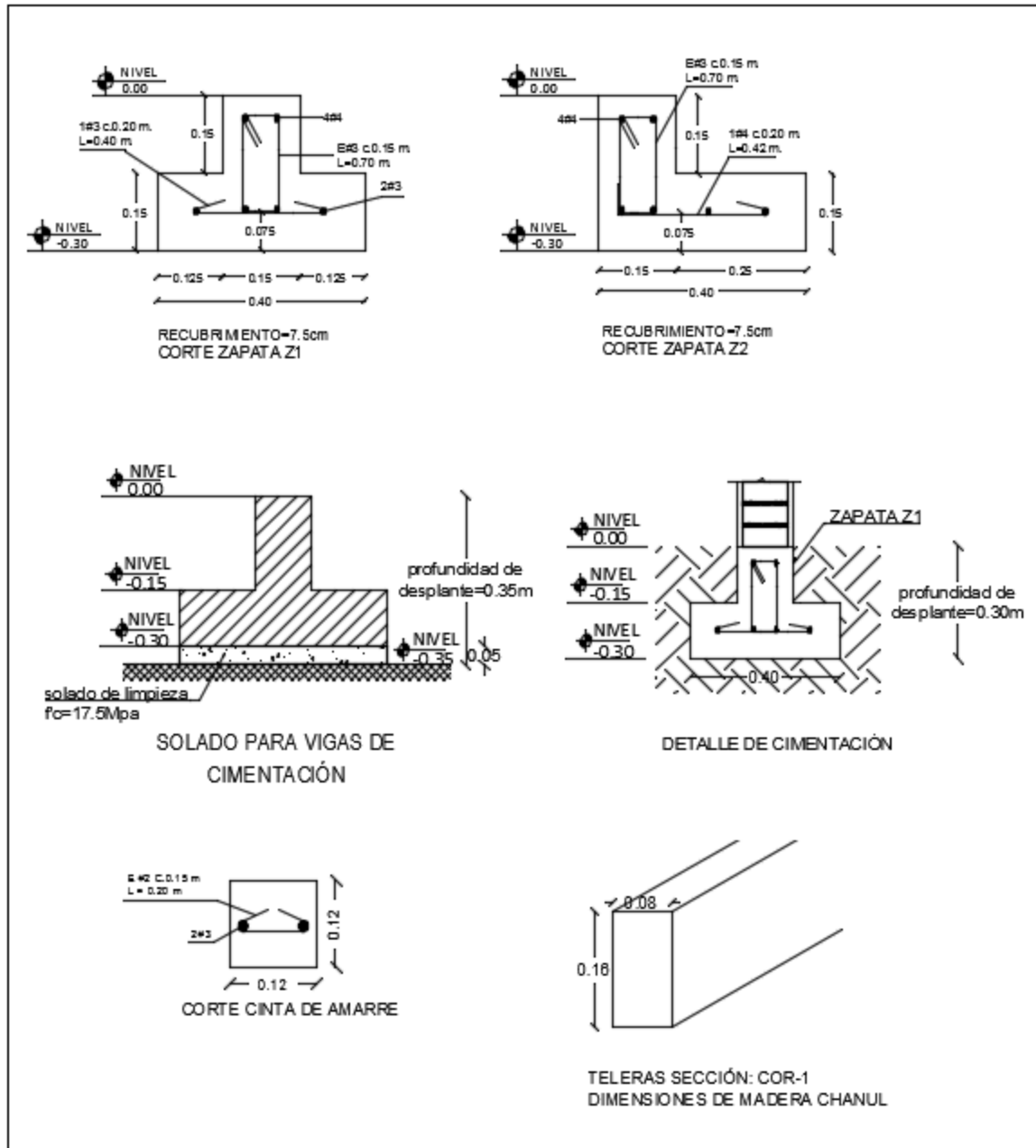


**Figura 61.** Planta de vigas y losa de entreslo  
Fuente: Planos estructurales

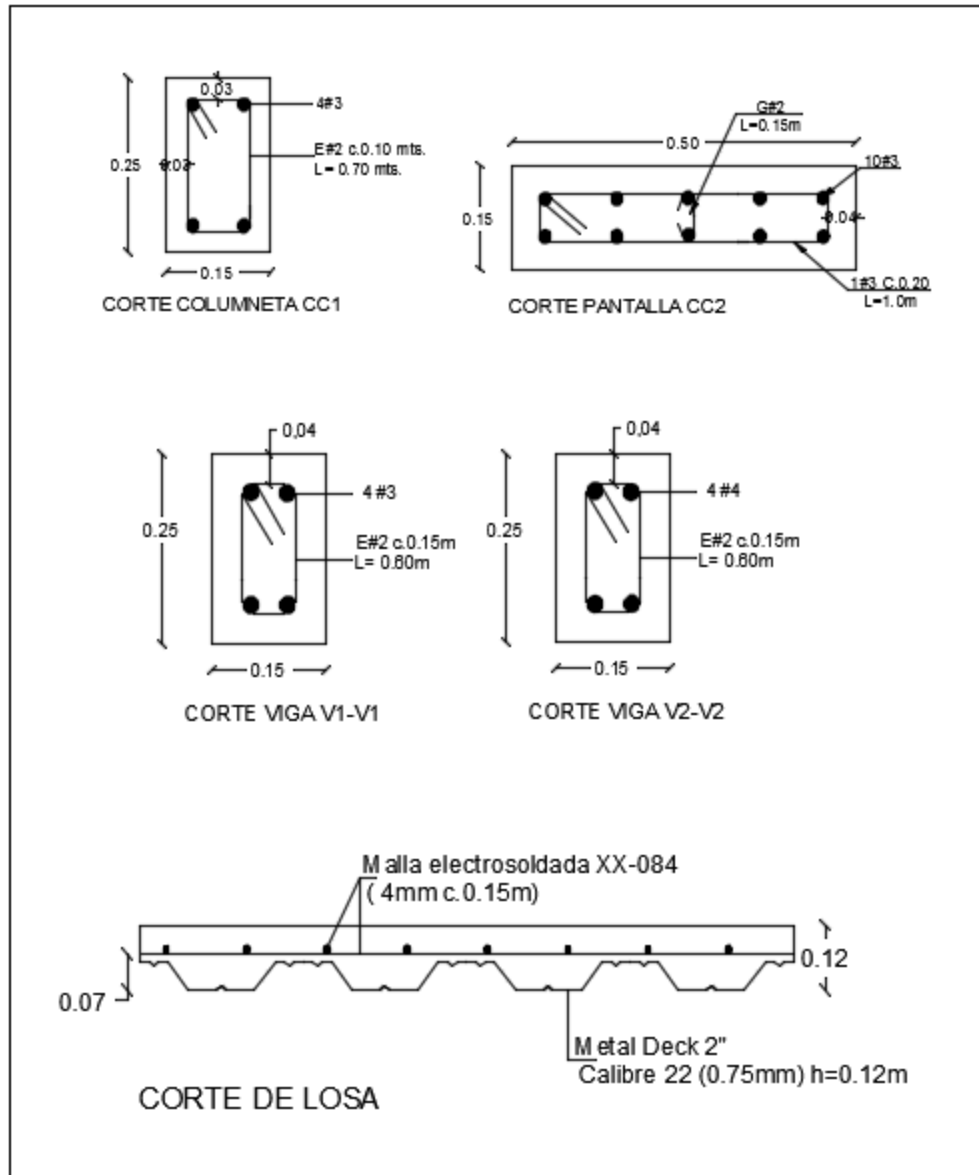


**Figura 62.** Planta de vigas y elementos de cubierta  
Fuente: Planos estructurales





**Figura 63.** Secciones del proyecto  
 Fuente: Planos estructurales



**Figura 64.** Secciones del proyecto  
 Fuente: Planos estructurales

## 5.5 DISEÑO DE MURO BERLINÉS

### 5.5.1 Materiales

Concreto:	$f'c = 21 \text{ MPa}$
Acero de refuerzo:	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Recubrimiento en contacto con el suelo del muro:	$rec = 7.5 \text{ cm}$
Recubrimiento en contacto con el agua:	$rec = 5.0 \text{ cm}$

### 5.5.2 Descripción Del Terreno

Parámetros geotécnicos a utilizar para cálculo de empujes lateral de tierras:

Parámetros del suelo de relleno	Valor
Perfil de suelo	C
Peso específico: $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	19.0
Cohesión no drenada: $c_u$ (KPa)	-
Cohesión: $c$ (KPa)	-
Ángulo de fricción interna $\phi$ (°)	28
Pendientes en la corona del muro $s$ (%)	0
Coefficiente lateral activo de tierras $K_a$	0.361
Coefficiente pasivo de tierras $K_p$	2.754

**Tabla 55.** Parámetros del suelo  
Fuente: Memoria de cálculo

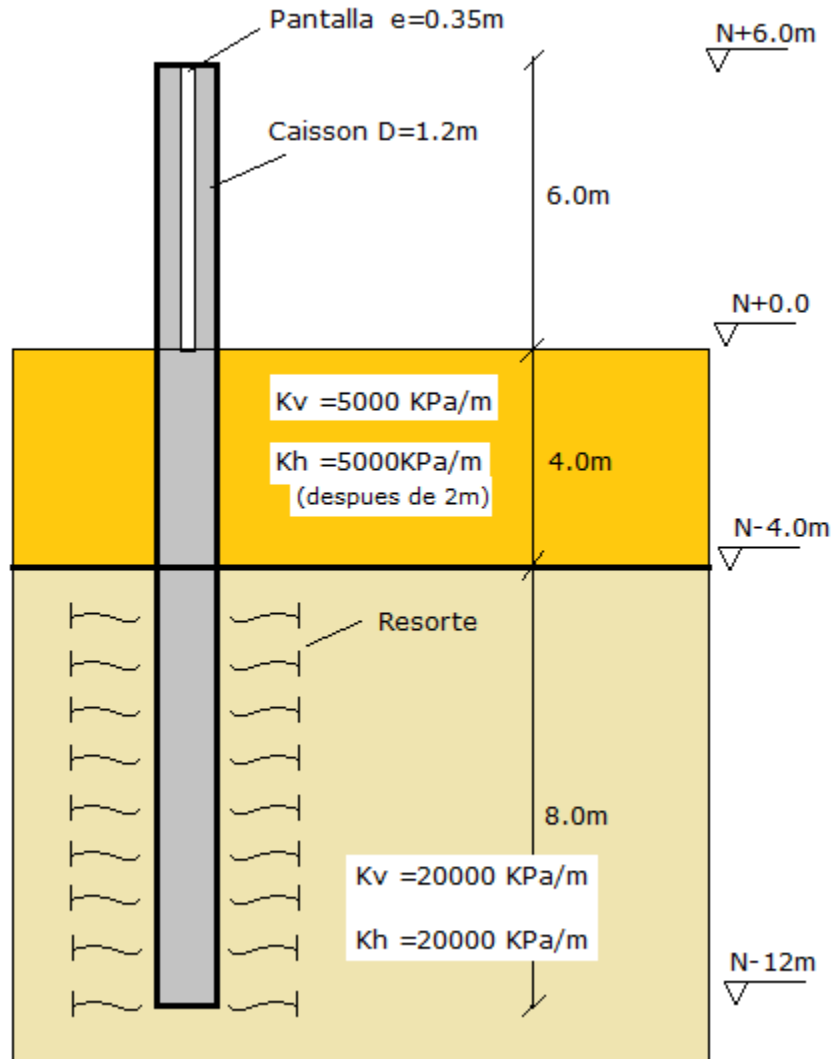
Consideraciones sísmicas:

Parámetro	Valor
Perfil de suelo	C
Coefficiente de aceleración pico horizontal (PGA)	0.30
Coefficiente de aceleración espectral horizontal ( $A_v$ )	0.30
Factor de sitio ( $F_{pga}$ )	1.1
Factor de sitio ( $F_v$ )	1.5

**Tabla 56.** Parámetros sísmicos  
Fuente: Memoria de cálculo

### 5.5.3 Procedimiento De Diseño

Esquema general:



**Figura 65.** Esquema general  
 Fuente: Memoria de cálculo

### 5.5.4 Cargas Horizontales

Calculo del coeficiente de empuje activo ( $K_a$ ):

Ángulo de fricción interna  $\phi_f = 28^\circ$

Ángulo de fricción entre el suelo y el muro  $\delta = 0^\circ$

Ángulo del material del suelo con la horizontal  $\beta = 0^\circ$

Ángulo de inclinación del muro del lado del terreno  $\theta = 90^\circ$   
Para  $\delta = 0^\circ$  y  $\theta = 90^\circ$ , la fórmula se convierte en:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi_f}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{28^\circ}{2} \right) = 0.361$$

Cargas actuantes:

**Cargas (LS):** (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$LS_x = K_a h_{eq} \gamma_s * (H) = 0.361 * 0.6m * 19.0KN/m^3 * (6.0m) = 24.69 KN$$

$$Y = 3.0 m$$

**Cargas (EH):** (presión lateral del terreno)

$$EH = K_a H \gamma_s * (H/2) = 0.361 * 6.0m * 19.0KN/m^3 * (6.0m/2) = 123.46 KN$$

$$Y = 2.0 m$$

**Cargas EQ:** (acción sísmica)

Efecto combinado de PAE y PIR

**Presión estática del terreno más su efecto dinámico (PAE):**

Ángulo de fricción interna  $\phi_f = 28^\circ$

Ángulo de fricción entre el suelo y el muro  $\delta = 0^\circ$

Ángulo del material del suelo con la horizontal  $i = 0^\circ$

Ángulo de inclinación del muro con la vertical  $\beta = 0^\circ$

$$K_{ho} = F_{pga}(PGA) = 1.1 * (0.3) = 0.33$$

Coefficiente de aceleración horizontal  $K_h = 0.5K_{ho} = 0.165$

Coefficiente de aceleración vertical  $K_v = 0$

$$\theta = \arctan \left( \frac{K_h}{1 - K_v} \right) = 9.40^\circ$$

Como  $\phi_f = 28^\circ > i + v = 0^\circ + 9.40^\circ = 9.40^\circ$  el coeficiente de presión activa sísmica del terreno es:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{AE} = 0.478$$

$$P_{AE} = K_{AE} \gamma_s H^2 / 2 = 0.478 * 19.0 \text{KN/m}^3 * (6.0 \text{m})^2 / 2 = 163.48 \text{KN}$$

#### Acción sísmica del terreno ( $EQ_{terr}$ ):

$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH = 55.63 \text{KN} - 42.01 \text{KN} = 13.62 \text{KN}$$

$$Y = 3.0 \text{ m}$$

#### Fuerza inercial del muro (PIR):

Como

$$W_w + W_s = 84.53 \text{KN} \rightarrow \text{peso del muro y terreno tributario}$$

$$P_{IR} = K_h * (W_w + W_s) = 0.165 * 84.53 \text{KN} = 13.95 \text{KN}$$

$$Y = 3.0 \text{m}$$

#### Efecto combinado de PAE y PIR

Se debe tomar el resultado más conservador de:

$$P_{AE} + 0.5P_{IR} = 170.46 \text{KN}$$

$$(0.5P_{AE} > EH) + P_{IR} = 137.41 \text{KN}$$

Consideramos la segunda expresión que es crítica tanto en carga como en momento. Al valor de  $P_{AE}$  le descontamos la presión estática del terreno ( $EH$ ) para tratarla por separado, utilizando en las combinaciones de carga:

$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH = 40.02 \text{KN}$$

$$0.5P_{IR} = 6.98 \text{KN}$$

### Resumen Cargas Horizontales

CARGA	TIPO	H (KN)	Y (m)	MH (KN.m)
LSx	LS	24.69	3.000	74.07
EH	EH	123.46	2.000	246.92
EQterr	EQ	40.02	3.000	120.06
0.5PIR	EQ	6.98	3.000	20.94
<b>TOTAL</b>		<b>195.15</b>		<b>461.99</b>

**Tabla 57.** Resumen cargas horizontales  
 Fuente: Memoria de cálculo

### 5.5.5 Pantalla

Para el diseño de la pantalla se realiza el análisis estructural en el programa SAP2000 para el estado límite de Resistencia I y Evento Extremo I modelado como una viga continua como se muestra en la siguiente imagen:

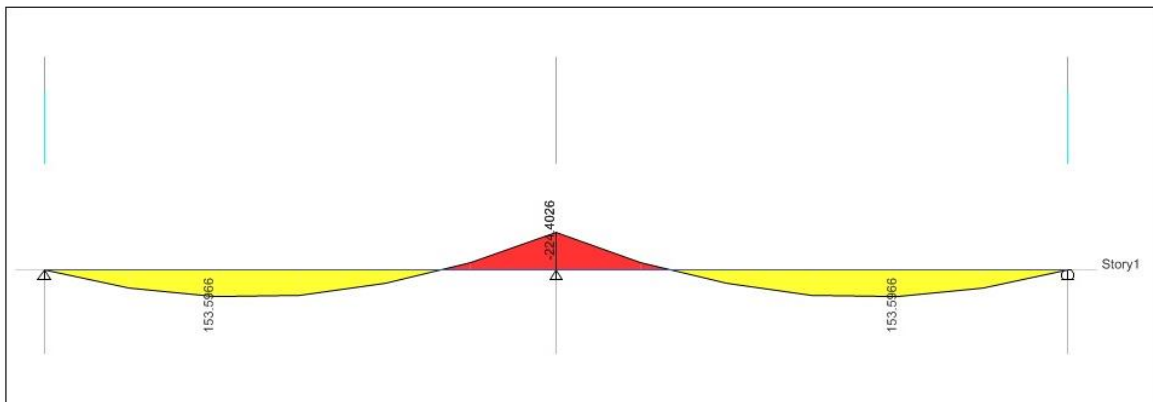


DIAGRAMA DE MOMENTOS RESISTENCIA I

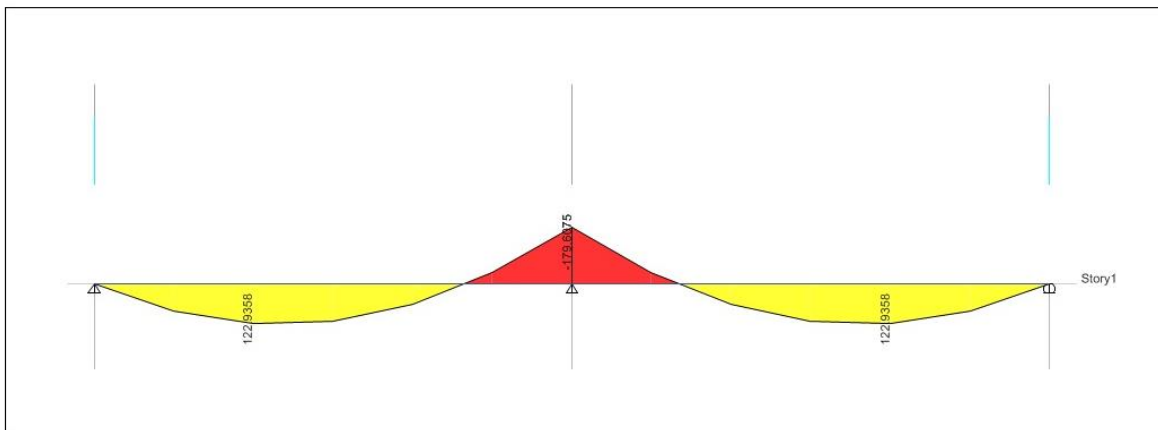


DIAGRAMA DE MOMENTOS EVENTO EXTREMO I

El caso más crítico para el análisis por momento se presenta para el estado límite de Resistencia I, con un valor de  $M_u = 224.40 \text{ KN.m}$   $\rightarrow$  (*Momento de diseño*)

### 5.5.6 Pilotes

La modelación del muro berlinés se realiza teniendo en cuenta lo expuesto en el procedimiento de diseño y la modelación se realiza con SAP2000, con los estados límites de carga presentados anteriormente como se presenta en las siguientes figuras:

**Tabla 9 - Resumen de longitudes mínimas recomendadas de cimentaciones profundas en función de su diámetro y espaciamento centro a centro.**

Sistema	Profundidad de desplante mínima recomendada [m]	Profundidad de desplante para mayor eficiencia en punta [m]
Cimentación profunda	4	4
Diámetro	Espaciamento centro a centro mínimo [m]	
0.8	2.0	
1.0	2.5	
1.2	3.0	

El resumen de las curvas de transferencia de carga se encuentra en las siguientes gráficas, para todos los muros. Mediante curvas de transferencia de carga para pilas de cimentación, se presentan diferentes alternativas de pilas, en diámetros y longitudes; y su memoria del cálculo se encuentra en el ANEXO C de esta memoria.

**Tabla 58.** *Espaciamento centro a centro de pilotes*  
Fuente: Estudio geotécnico

En nuestro caso se tienen las siguientes condiciones:

<i>Diámetro de caisson:</i>	$D = 1.2 \text{ m}$
<i>Separación entre centros de caisson:</i>	$s = 3.0 \text{ m}$
<i>Altura de pantalla en el muro berlinés</i>	$H = 6.0 \text{ m}$
<i>Longitud del elemento caisson</i>	$L = 18 \text{ m}$



### 5.5.7 Modelación

Para efectos de modelación del suelo se realiza con resortes en el programa SAP2000 teniendo en cuenta las siguientes consideraciones del estudio geotécnico para los respectivos coeficientes de balasto de los estratos de suelo como se muestra a continuación:

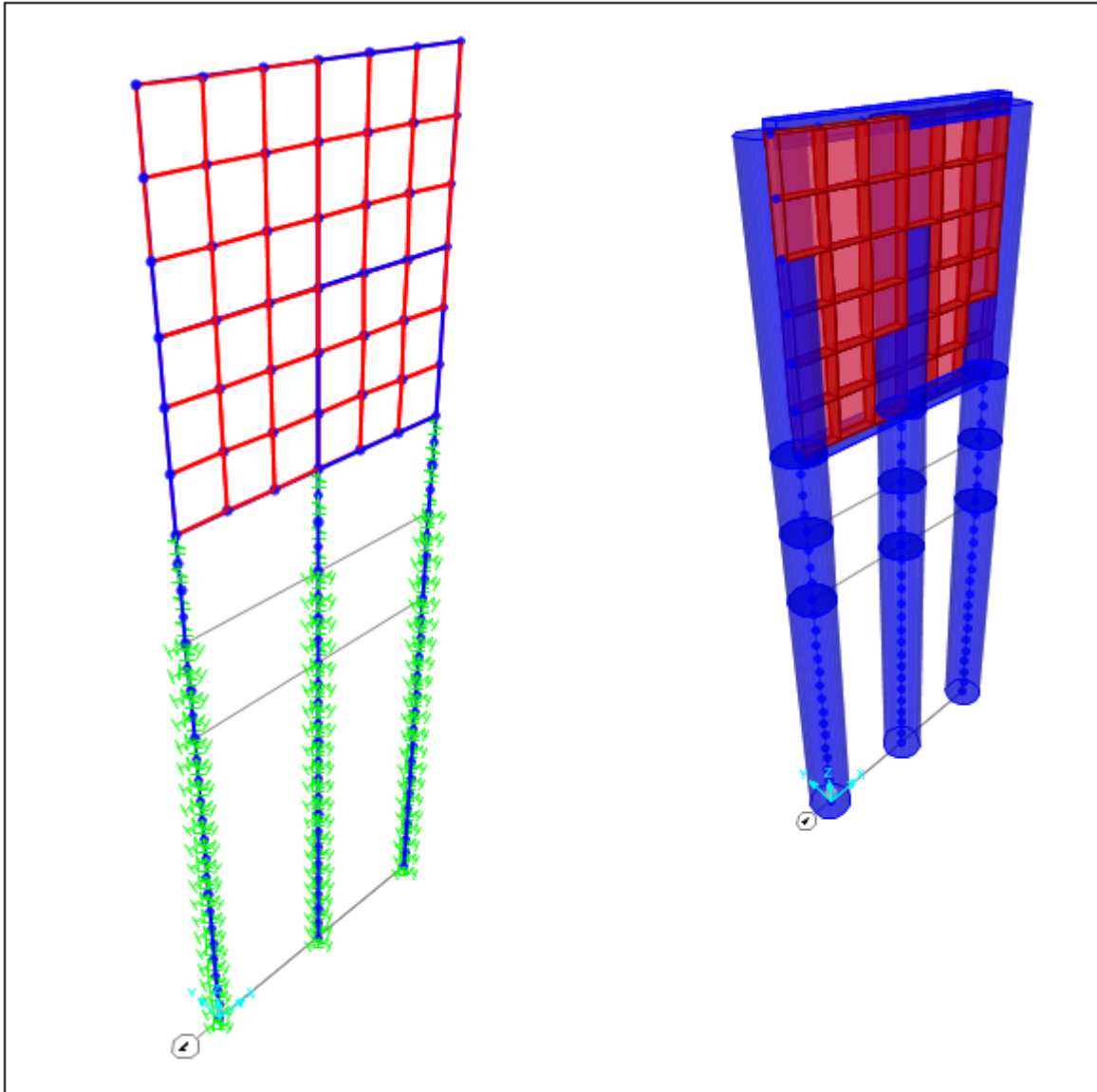
#### 10.5 Módulo de reacción vertical ( $k_v$ ) y horizontal ( $k_h$ )

Para el cálculo de módulo de reacción vertical y horizontal, se utilizan correlaciones en (Bowles, 1997) Eq. 9-9; a partir de los parámetros del suelo estudiado, los cuales se resumen en la siguiente tabla (ver Tabla 10).

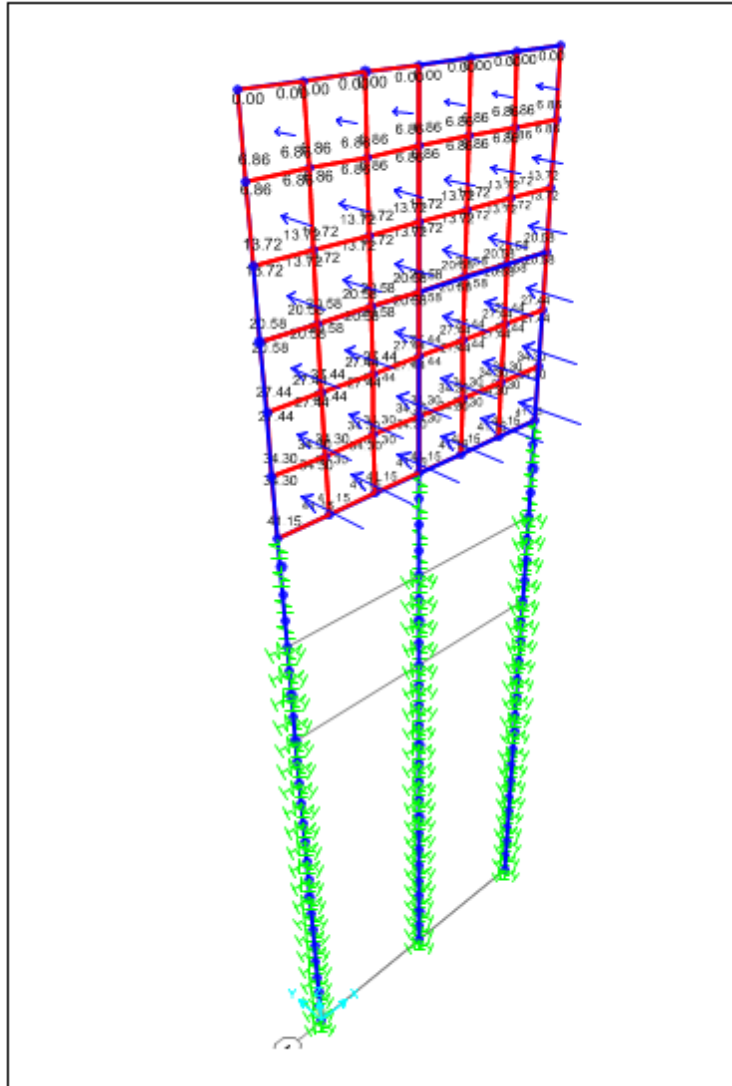
**Tabla 10 - Valores de módulo de reacción vertical y horizontal.**

Profundidad	Parámetro y unidad	Valor
0.0m - 4.0m	Valor del módulo de reacción vertical, $k_v$ [MPa/m]	5000 kPa/m
	Valor del módulo de reacción horizontal, $k_h$ [MPa/m]	5000 kPa/m (asumir entre 0.0-2.0m $k_h=0$ )
4.0m -	Valor del módulo de reacción vertical, $k_v$ [MPa/m]	20000 kPa/m
	Valor del módulo de reacción horizontal, $k_h$ [MPa/m]	20000 kPa/m

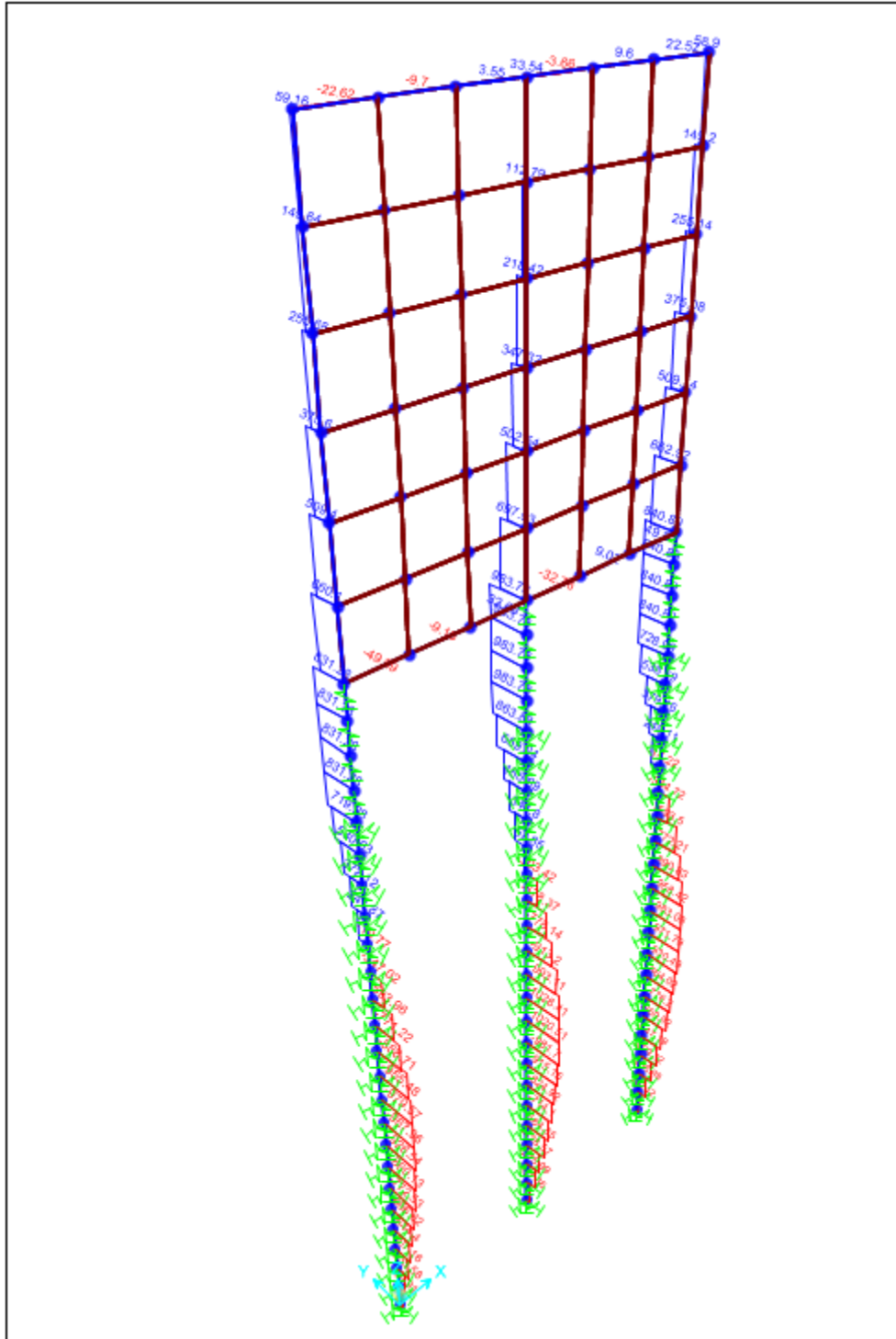
**Tabla 59.** Módulo de reacción vertical y horizontal  
Fuente: Estudio geotécnico



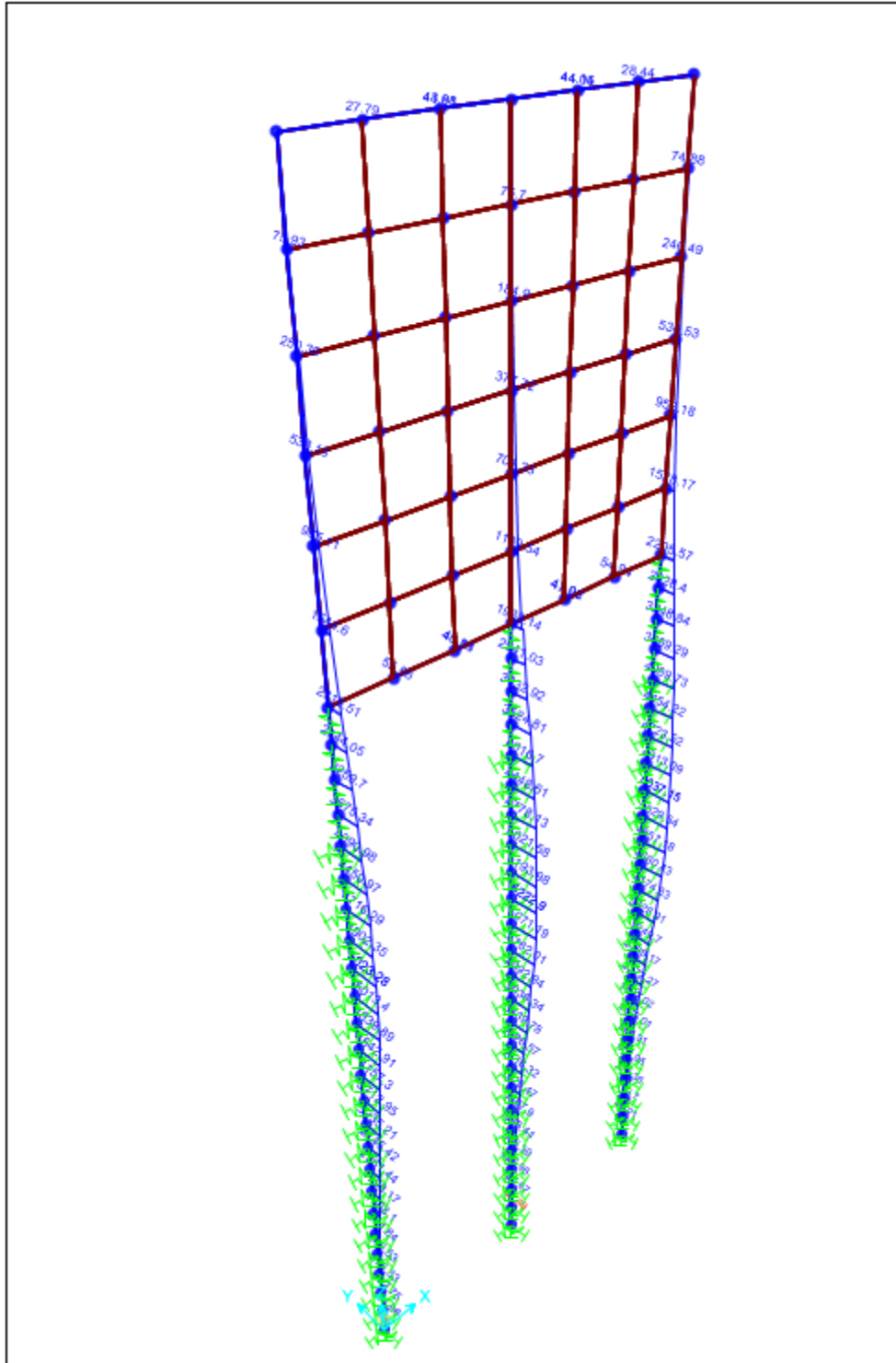
**Figura 66.** Modelación SAP2000 con resortes.  
Fuente: Memoria de cálculo



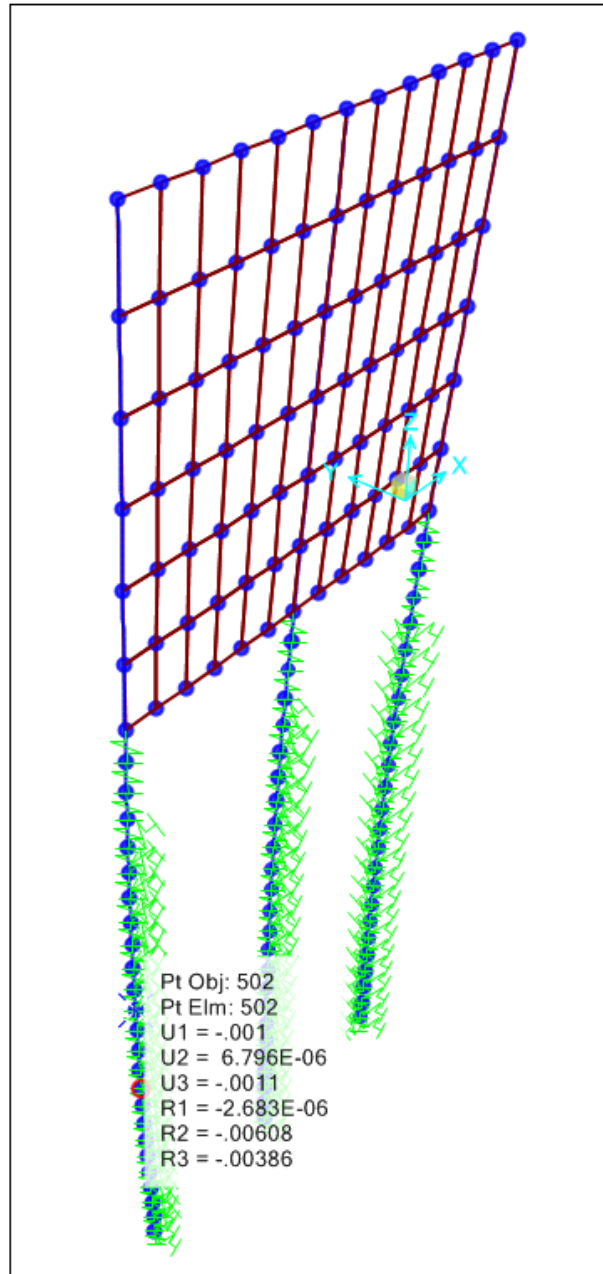
**Figura 67.** Representación de la carga (EH) modelación SAP2000  
Fuente: Memoria de cálculo



**Figura 68.** Diagrama de cortante Resistencia I  
Fuente: Memoria de cálculo

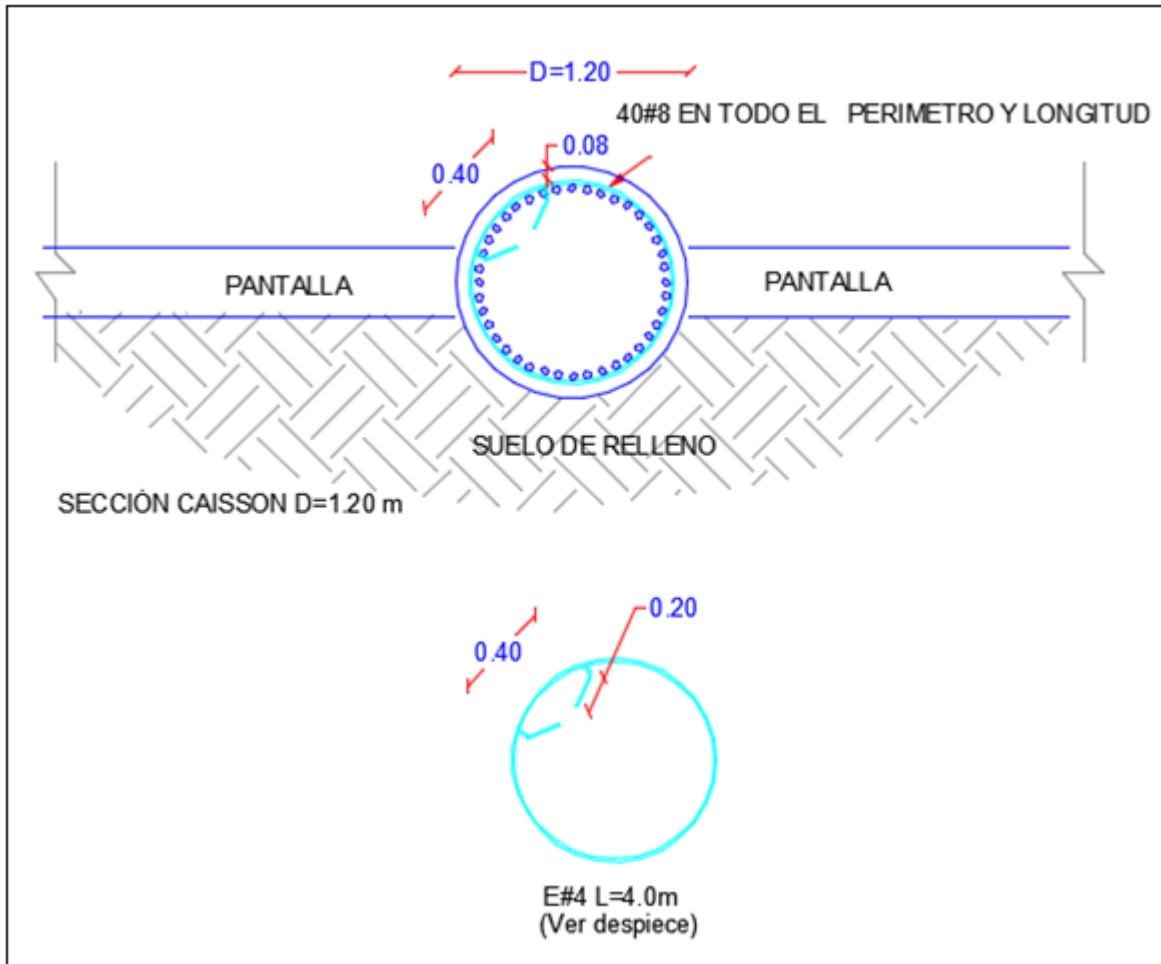


**Figura 69.** Diagrama de momentos Resistencia I  
Fuente: Memoria de cálculo



**Figura 70.** Punto de rotación, modelación SAP 2000 con resortes  
Fuente: Memoria de cálculo

### 5.5.8 Planos estructurales



**Figura 71.** Diseño del elemento caisson  
Fuente: Planos estructurales

## 6. EXPERIENCIA ADQUIRIDA

1. En la ejecución de la pasantía se logró concebir conceptualmente proyectos de diseño estructural entendiendo que interactúan diferentes profesionales de la ingeniería y arquitectura en la solución del proyecto como tal en una secuencia que permite que el producto final sea el resultado de una planeación bien elaborada cumpliendo con el objetivo de tener una estructura que cumpla con requisitos de resistencia, estabilidad, durabilidad, ductilidad y economía con la satisfacción estética.
2. Se logra tener una visión general de la profesión y su interacción en el mercado siendo parte activa de proyectos reales de ingeniería que permiten desarrollar habilidad y destreza para solucionar problemas en el proceso de diseño con criterio profesional.
3. Se logra ampliar y aplicar los conocimientos adquiridos en la etapa de formación en un contexto profesional, teniendo como base las normativas nacionales que rigen el diseño estructural y aprovechando la tecnología con los programas de diseño más conocidos en la actualidad, siendo consiente del buen manejo de estas herramientas tecnológicas entendiendo que deben funcionar atendiendo a la buena conceptualización de quien administra la información de entrada y sus resultados.
4. Se desarrolla habilidad en la interacción con los diferentes programas de diseño estructural y hojas de cálculo que permitieron ser más eficiente los cálculos en el proceso de diseño.
5. Se adquiere destreza en el manejo e interpretación del reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 y del código colombiano de puentes CCP-14, teniendo como base los conceptos adquiridos en la etapa de formación académica y práctica profesional.
6. Se adquiere destreza en la interpretación de planos arquitectónicos que permiten extraer la información fundamental para la elaboración de una modelación adecuada.



## 7. CONCLUSIONES

- Se concluye que para el desarrollo de un diseño estructural no hay una única metodología en la concepción de un proyecto civil debido a que su desarrollo depende de los criterios empleados por el diseñador. Sin embargo, todos los diseños deben concurrir en un mismo objetivo que es el de dimensionar una estructura segura, resistente, estable, dúctil, estética y económica pero que cumpla con la normativa vigente.
- Las ayudas de diseño entre los que se encuentran los programas, las hojas de cálculo y toda información como normas, estudios, etc. son herramientas fundamentales para la concepción de proyectos civiles. Sin embargo, se enfatiza en el uso adecuado de estas herramientas tecnológicas, debido a que la veracidad de los resultados son responsabilidad de quien utiliza los programas, por tanto, el diseño no debe basarse únicamente en el manejo de un programa sino que debe obedecer al conocimiento técnico y la ética profesional.
- Dentro de la concepción de una obra civil, el diseño estructural puede destacarse como una de las partes más importantes en el desarrollo de un proyecto, ya que de éste depende la estabilidad de la estructura y la seguridad de las vidas humanas que harán uso de la obra. Por otro lado no puede dejarse de lado las demás consideraciones y estudios que intervienen en el proyecto, ya que además de lo anterior la estructura debe cumplir con otros parámetros estéticos, normativos, funcionales, entre otros, que se pueden conseguir estableciendo comunicación con los diferentes profesionales que hacen parte del proyecto.

## 8. PRODUCTOS REALIZADOS

Como productos realizados en la ejecución de la pasantía, se desarrollaron, memorias de cálculo de Box Culvert, Pontón y Estribo, en el programa MATHCAD sustentados en una hoja de cálculo Excel, cumpliendo con los requerimientos del código colombiano de puentes CCP-14. (Ver documentos anexos).

A continuación se presenta como ejemplo de memoria el archivo Mathcad elaborado para el box culvert mostrando los datos de entrada y salida del programa.

### DATOS DE ALCANTARILLA TIPO CAJÓN

Ancho total:	$B_c := 1.90 \text{ m}$
Altura total:	$h := 2.00 \text{ m}$
Espesor en losas:	$e_{losa} := 0.25 \text{ m}$
Espesor en muros:	$e_{muro} := 0.25 \text{ m}$
Lado de la cartela:	$L_{cartela} := 0.20 \text{ m}$
Profundidad del relleno:	$H := 1.00 \text{ m}$

### PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

#### CONCRETO

Peso específico del concreto:	$\gamma_c := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Resistencia a la compresión del concreto:	$f'_c := 21 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c := (4800 \cdot \sqrt{f'_c}) \cdot \sqrt{\text{MPa}} = 21996 \text{ MPa}$
Módulo de rotura del concreto:	$f_r := (0.62 \cdot \sqrt{f'_c}) \cdot \sqrt{\text{MPa}} = 2.84 \text{ MPa}$

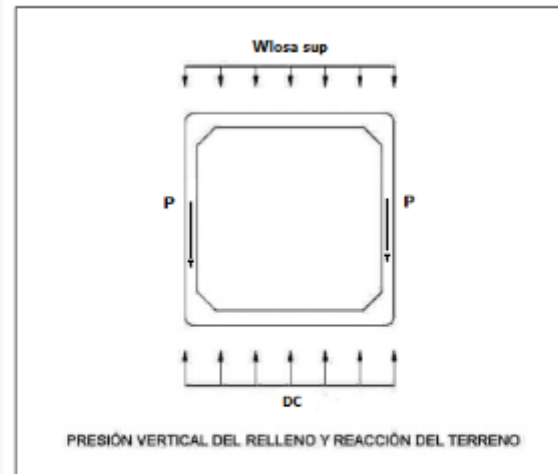
#### ACERO DE REFUERZO

Resistencia a la fluencia del acero:	$f_y := 420 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidad del acero:	$E_s := 200000 \text{ MPa}$

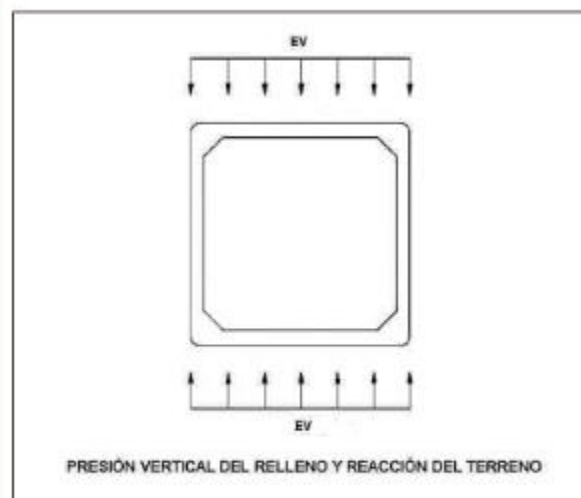
#### TERRENO

Peso unitario del relleno:	$\gamma_s := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Ángulo de fricción interno:	$\phi_f := 28^\circ$
Capacidad portante del terreno:	$q_{adm} := 0.100 \text{ MPa}$

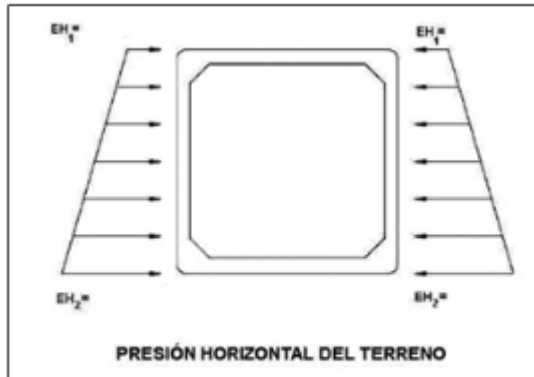
## CARGAS EN LA ALCANTARILLA (en fajas de 1.0 m de ancho)



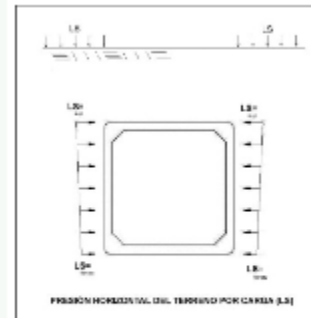
$$DC_{fondo} := \frac{P_{losa.sup} + 2 \cdot P_{pared.lat} + 4 \cdot P_{cartela}}{B_c - e_{muro}} = 18.98 \frac{kN}{m}$$



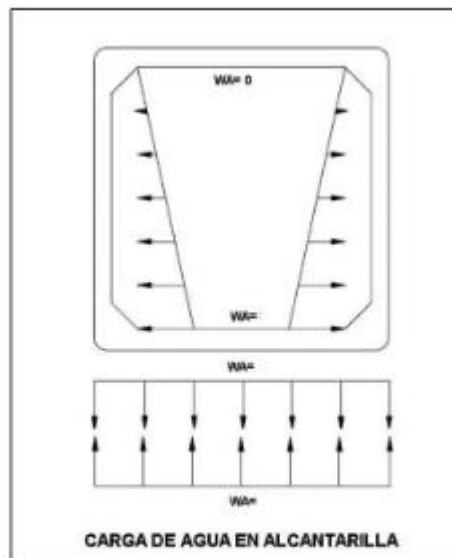
$$EV := F_e \cdot \gamma_s \cdot H \cdot 1.0 \text{ m} = 21.00 \frac{kN}{m}$$



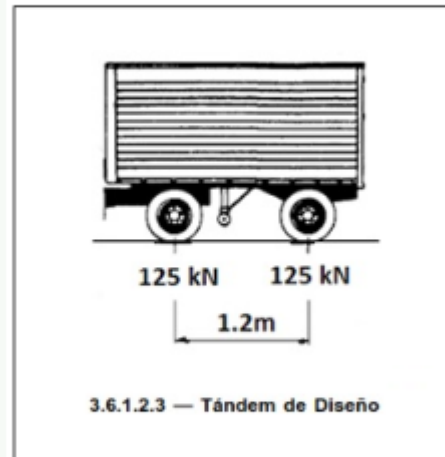
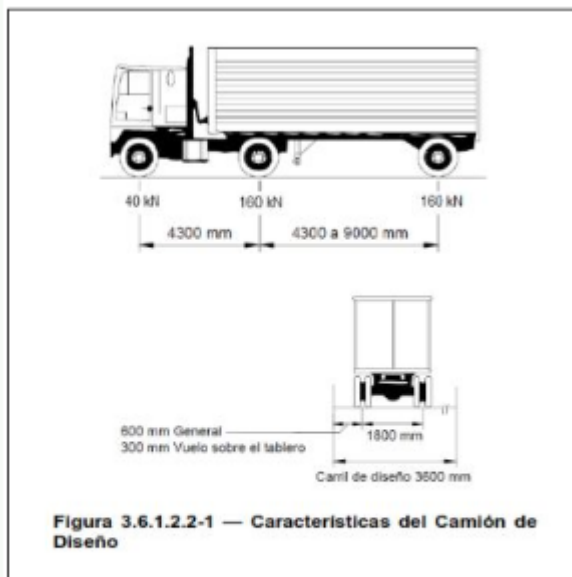
$$EH_2 := K_o \cdot \gamma_s \cdot (H + h) \cdot 1.0 \text{ m} = 30.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



$$LS_{fondo} := K_o \cdot \gamma_s \cdot h_{eq2} \cdot 1.0 \text{ m} = 9.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

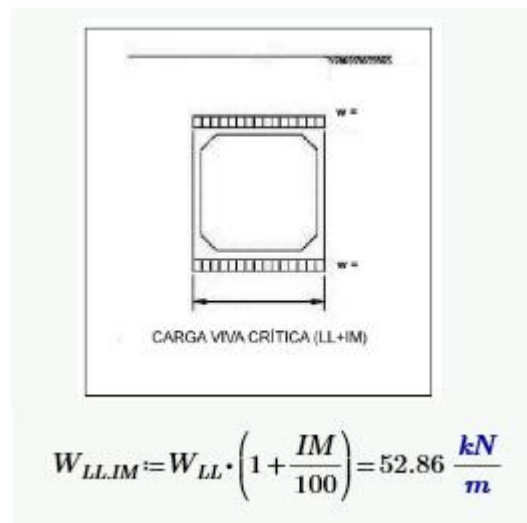


$$WA := \gamma_w \cdot (h - 2 \cdot e_{losa}) \cdot 1.0 \text{ m} = 15.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



$$W_{LL.250} := \frac{P \cdot m}{A_{LL}} \cdot 1.0 \text{ m} = 33.44 \frac{kN}{m}$$

$$W := \frac{W_{LL.250} \cdot l_w}{B_c} = 45.77 \frac{kN}{m}$$





Acero principal: Losa más crítica

$$\phi Mn := \phi \cdot fy \cdot As \cdot \left( d - \frac{As \cdot fy}{2 \cdot 0.85 \cdot fc \cdot b} \right) = 44.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Acero máximo (Art. 5.7.3.3.1)

Las actuales disposiciones CCP-14 eliminan este límite.

Acero mínimo (Art. 5.7.3.3.2)

- a)  $M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} = 32.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- b)  $1.33 Mu = 47.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Revisión de fisuración por distribución del refuerzo (Art. 5.7.3.4)

$$s_{m\acute{a}x} := \left( \frac{123000 \cdot \gamma_e \cdot (1 \text{ m})}{\beta_s \cdot f_{ss} \cdot (\text{MPa}^{-1})} - 2 \cdot d_c \right) \div 1000 = 21 \text{ cm}$$

Chequeo por Corte (Art. 5.14.5.3)

$$V_c := 0.25 \cdot \sqrt{f_c} \cdot (\text{MPa}^{-0.5}) \cdot b \cdot d \cdot \frac{\text{kN}}{10 \cdot \text{cm}^2} = 221.85 \text{ kN}$$

$$\phi V_c := 0.90 \cdot V_c = 199.67 \text{ kN}$$

Chequeo por Carga Axial (Art. 5.7.4)

$$\phi P_n := 0.10 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_g = 367.50 \text{ kN}$$

## 9. BIBLIOGRAFÍA

- AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10.
- AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO DE PUENTES CCP-14.
- Msc. RODRÍGUEZ SERQUÉN. Arturo. Análisis y diseño de alcantarillas tipo cajón de concreto armado con AASHTO 2014. 17pág.
- Msc. RODRÍGUEZ SERQUÉN. Arturo. Puentes con AASHTO-LRFD 2014. Perú: Diciembre 2017. 17pág.