



# **UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ**

FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS, FÍSICAS Y  
QUÍMICAS

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**TESIS DE GRADO.**

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

**MODALIDAD:** DESARROLLO COMUNITARIO

**TEMA:**

“DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE UN PUENTE METÁLICO COLGANTE PARA EL SITIO LODANA EN LA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ”

**AUTORA:**

MOREIRA QUIROZ MONICA GUADALUPE.

**DIRECTOR DE TESIS:**

ING. EDGAR MENÉNDEZ MENÉNDEZ  
PORTOVIEJO-MANABÍ-ECUADOR

**JULIO - 2015**

**TEMA:**

**“DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE UN  
PUENTE METÁLICO COLGANTE PARA EL SITIO LODANA  
EN LA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA DE LA  
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ”**

## **DEDICATORIA.**

Este trabajo va dedicado a personas muy especiales, que siempre han estado a mi lado apoyándome y dando lo mejor de sí para que siga creciendo personal y profesionalmente.

A Dios por haberme dado la vida y permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional.

A mi padre Santiago Moreira, porque gracias a él sé que la responsabilidad se la debe vivir como un compromiso de dedicación y esfuerzo.

A mi madre María Quiroz, cuyo vivir me ha mostrado que en el camino hacia la meta se necesita de la dulce fortaleza para aceptar las derrotas y del sutil coraje para derribar miedos, si hay alguien detrás de este trabajo eres tú.

A mis hermanos Auxiliadora, Eladio, Gloria, Taty y Xavier quienes nunca me dejaron rendir depositando su entera confianza en cada reto que se me presentaba sin dudar ni un solo momento de mi inteligencia y capacidad, gracias porque ustedes son mi ejemplo a seguir.

Y a una persona muy especial en mi vida Galo Xavier Pico quien ha sido mi fiel amigo y compañero, quien jamás me dejó sola en ningún inconveniente que se me presentara porque siempre estuvo a mi lado ayudándome a encontrarle solución a todo, tengo tanto que agradecerte amor mío y sé que Dios me permitirá devolverte con felicidad todo lo que has hecho por mí.....TE AMO.

“ESTAR PREPARADO ES IMPORTANTE, SABER ESPERAR LO ES AÚN MÁS, PERO APROVECHAR EL MOMENTO ADECUADO ES LA CLAVE DE LA VIDA.”

## **AGRADECIMIENTO.**

*Agradezco principalmente a “DIOS” ser maravilloso que me dio fuerzas y fe para creer lo que me parecía imposible terminar.*

*A mi familia por su fuente de apoyo constante e incondicional en los momentos duros de mi formación profesional, sin ellos no lo hubiese podido lograr.*

*A mi novio por la ayuda que me brindo para terminar este proyecto.*

*A mi Director de Tesis el Ing. Edgar Menéndez Menéndez por su apoyo total en este proyecto, a los Miembros del Tribunal de Revisión y Evaluación al Ing. Juan Carlos Guerra Mera docente y amigo así mismo, Arq. José Veliz Párraga, al Ing. Carlos Villacreses Viteri persona íntegra que me brindó su amistad la cual con sus conocimientos de maestro docente me ayudó de forma desinteresada en la revisión de mi proyecto de tesis.*

**LA AUTORA.**



## **UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ**

FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS FÍSICAS Y QUÍMICAS

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL.

Yo Ing. Edgar Menéndez Menéndez, en calidad de Director de Tesis.

### **CERTIFICO:**

Que la tesis previa a la investidura de Ingenieros Civiles titulada: “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE UN PUENTE METÁLICO COLGANTE PARA EL SITIO LODANA EN LA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ” es de trabajo original de la autora: Moreira Quiroz Mónica Guadalupe. La misma que ha cumplido con responsabilidad, honestidad y capacidad profesional, bajo mi dirección y tutoría, concordando con lo establecido en el Reglamento General de Graduación de la Universidad Técnica de Manabí, por tal motivo pongo a consideración la siguiente aprobación.

Portoviejo, Julio del 2015.

Ing. Edgar Menéndez Menéndez.

**DIRECTOR DE TESIS.**



## **UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ**

**FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS FÍSICAS Y QUÍMICAS**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL.**

### **TEMA:**

**“DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE UN PUENTE METÁLICO COLGANTE PARA EL SITIO LODANA EN LA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ”**

### **TESIS DE GRADO:**

Sometida a consideración del Tribunal de Revisión y Evaluación y Legalizada por el Honorable Consejo Directivo, como requisito previo a la obtención del título de:

**INGENIERO CIVIL.**

### **APROBADA POR:**

**Ing. Juan Carlos Guerra Mera Mg. Ge.**

**PRESIDENTE DEL TRIBUNAL DE REVISIÓN Y EVALUACIÓN.**

**Ing. Carlos Villacreses Viteri Mg. Sc.**

**MIEMBRO DEL TRIBUNAL DE REVISIÓN Y EVALUACIÓN.**

**Arq. José Véliz Párraga Mg. Sc.**

**MIEMBRO DEL TRIBUNAL DE REVISIÓN Y EVALUACIÓN.**



## **UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ**

**FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS FÍSICAS Y QUÍMICAS**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL.**

### **CERTIFICACIÓN.**

El Tribunal de Revisión y Evaluación conformado por Ing. Juan Carlos Guerra, Ing. Carlos Villacreses Viteri y Arq. José Véliz Párraga., Presidente y Miembros respectivamente, para la tesis, cuya modalidad es Desarrollo Comunitario, titulada: **DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE UN PUENTE METÁLICO COLGANTE PARA EL SITIO LODANA EN LA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ** cuya autora es la egresada: Moreira Quiroz Mónica Guadalupe, certifica que se reunieron para el análisis y estudio de la tesis indicada, la misma que cumple con todos los requisitos estipulados en el Reglamento General de Graduación de la Universidad Técnica de Manabí.

Portoviejo, Julio del 2015.

**Ing. Juan Carlos Guerra Mera Mg. Ge.**

**PRESIDENTE DEL TRIBUNAL DE REVISIÓN Y EVALUACIÓN.**

**Ing. Carlos Villacreses Viteri Mg. Sc.**

**MIEMBRO DEL TRIBUNAL DE REVISIÓN Y EVALUACIÓN.**

**Arq. José Véliz Párraga Mg. Sc.**

**MIEMBRO DEL TRIBUNAL DE REVISIÓN Y EVALUACIÓN.**

## **DECLARACIÓN SOBRE LOS DERECHOS DE AUTOR.**

MOREIRA QUIROZ MÓNICA GUADALUPE, egresada de la Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas, declaro que:

La tesis de grado denominada “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE UN PUENTE METÁLICO COLGANTE PARA EL SITIO LODANA EN LA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ”, ha sido desarrollada en base a una exhaustiva investigación, respetando derechos intelectuales de terceros, cuyas fuente se incorporan en la bibliografía, en consecuencia esta tesis es fruto del trabajo, esfuerzo, entrega y dedicación de la autora.

**SRTA. MOREIRA QUIROZ MÓNICA GUADALUPE.**  
**AUTORA DE TESIS.**



## INDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
CERTIFICACIÓN DEL DIRECTOR DE TESIS.....	V
DECLARACIÓN DEL DERECHO DE AUTOR.....	VIII
RESUMEN.....	XIV
SUMARY.....	XV
1. LOCALIZACIÓN FÍSICA DEL PROYECTO.....	16
1.1. MACROLOCALIZACIÓN.....	16
1.2. MICROLOCALIZACIÓN.....	17
2. FUNDAMENTACIÓN.....	17
2.1. DIAGNÓSTICO DE LA COMUNIDAD.....	17
2.2. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.....	18
2.3. PRIORIZACIÓN DEL PROBLEMA.....	18
3. JUSTIFICACIÓN.....	19
4. OBJETIVOS.....	20
4.1. OBJETIVO GENERAL.....	20
4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	20
5. MARCO DE REFERENCIA.....	21
5.1. PUENTES DE GRAN LONGITUD.....	21
5.2. PUENTES ATIRANTADOS.....	24
5.3. CIMENTACIONES.....	25
5.3.1 LAS CIMENTACIONES DIRECTA O SUPERFICIAL.....	26
5.3.1.1. ZAPATAS CORRIDAS BAJO MUROS.....	27
5.3.1.2. CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS.....	28
5.3.2. CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	30
5.3.3. PILAS Y ESTRIBOS.....	30
5.3.4. PILOTES.....	32
5.3.4.1. FUNCIONES Y USOS DE LOS PILOTES.....	35

5.3.4.2.	CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES Y GRUPO DE PILOTES.....	37
5.3.5.	PRESIONES EJERCIDAS POR EL SUELO EN UNA CIMENTACIÓN.....	39
5.4.	MATERIALES.....	41
5.4.1.	REQUISITOS Y NORMAS QUE DEBEN CUMPLIR LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.....	42
5.5.	EL ACERO ESTRUCTURAL.....	42
5.6.	CARGAS DE SISMO (EQ).....	44
5.7.	PUENTES COLGANTES.....	45
5.7.1.	PRINCIPIOS BÁSICOS DE LOS PUENTES COLGANTES.....	48
5.7.2	LOS CABLES.....	49
5.7.3	LAS PENDOLAS.....	50
5.7.4	BLOQUES DE ANCLAJE.....	50
6.	BENEFICIARIOS.....	52
6.1.	BENEFICIARIOS DIRECTOS.....	52
6.2.	BENEFICIARIOS INDIRECTOS.....	52
7.	METODOLOGÍA.....	52
7.1.	MÉTODOS.....	53
7.2.	TÉCNICAS.....	53
7.3.	RECURSOS.....	53
7.3.1.	RECURSOS HUMANOS.....	53
7.3.2.	RECURSOS MATERIALES.....	54
7.3.3.	RECURSOS INSTITUCIONALES.....	54
7.4.	FINANCIAMIENTO.....	54
8.	RESULTADOS OBTENIDOS.....	55
9.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	55
9.1.	CONCLUSIONES.....	55
9.2.	RECOMENDACIONES.....	56
10.	SUSTENTABILIDAD Y SOSTENIBILIDAD.....	56
10.1.	SUSTENTABILIDAD.....	57

10.2	SOSTENIBILIDAD.....	57
11.	CRONOGRAMA VALORADO DE LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO.....	58
12.	EJECUCIÓN DEL ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PROYECTO.....	60
12.1.	DISEÑO DE ESTRUCTURAS.....	60
12.1.1.	DISEÑO POR ESFUERZO ADMISIBLE.....	61
12.1.2.	DISEÑO POR CAPACIDAD RESISTENTE.....	61
12.2.	CARGAS PARA PUENTES Y LAS COMBINACIONES DE CARGAS.....	62
12.2.1.	COMBINACIONES DE CARGA.....	64
12.3.	FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA PARA ESRTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADOS SEGÚN ACI-318.....	65
12.4.	DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....	66
13.	PRESUPUESTO REFERENCIAL.....	77
13.1.	PRESUPUESTO REFERENCIAL CON COSTO DIRECTO.....	78
13.2.	PRESUPUESTO TOTAL.....	79
14.	BIBLIOGRAFÍA.....	89
15.	ANEXOS.....	90

## INDICE DE FIGURAS.

<b>Figura n° 1.</b> Macro localización del proyecto.....	16
<b>Figura n°2.</b> Micro localización del proyecto.....	17
<b>Figura n°3.</b> Puentes de gran longitud.....	21
<b>Figura n°4.</b> Modelos de puentes de gran longitud.....	22
<b>Figura n° 5.</b> Puentes atirantados. ....	22
<b>Figura n° 6.</b> Relación de longitudes y costos de puentes.....	23
<b>Figura n° 7.</b> Puente atirantado donde desde una torre se atiranta todo el vano principal.....	24
<b>Figura n° 8.</b> Diferentes tipos de Zapatas Superficiales.....	27
<b>Figura n° 9.</b> Recubrimiento mínimo en cimentaciones.....	28
<b>Figura n° 10.</b> Sección crítica al cortante en las cimentaciones.....	28
<b>Figura n° 11.</b> Sección crítica al Punzonamiento en las cimentaciones.....	29
<b>Figura n° 12.</b> Sección critica a la flexión en cimentaciones de columnas y muros de hormigón fundido monolíticamente con la zapata.....	29
<b>Figura n° 13.</b> Modelos estructurales de pilas para puentes.....	32
<b>Figura n° 14.</b> Tipos de pilotes.....	35
<b>Figura n° 15.</b> Descripción de pilotes por fuste.....	37
<b>Figura n° 16.</b> Descripción de pilotes por punta.....	38
<b>Figura n° 17.</b> Detalle de separación de pilotes.....	38
<b>Figura n° 18.</b> Esquema de posibles pilotajes.....	39
<b>Figura n° 19.</b> Distribución de las presiones sobre el suelo en una cimentación...	40
<b>Figura n° 20.</b> Curvas esfuerzo-deformación en aceros estructurales.....	43
<b>Figura n° 21.</b> Detalles de un Puente Colgante.....	46
<b>Figura n° 22.</b> Puente colgante en San Francisco. EE.UU.....	48
<b>Figura n° 23.</b> Torres de sustentación de un puente colgante.....	49
<b>Figura n° 24.</b> Cables de 16 alambres (Preston 1960).....	49
<b>Figura n° 25.</b> Partes de un puente colgante.....	51
<b>Figura n° 26.</b> Comparación entre las solicitaciones de cargas y la capacidad resistente.....	60
<b>Figura n° 27.</b> Diseño por esfuerzo admisible.....	61

<b>Figura n° 28.</b> Diseño por capacidad resistente.....	<b>61</b>
<b>Figura n° 29.</b> Camión de diseño según la AASTHO.....	<b>63</b>
<b>Figura n° 30.</b> Montaje de las torres y cables de un puente atirantado.....	<b>66</b>
<b>Figura n° 31.</b> Funcionamiento de las torres de sustentación.....	<b>67</b>
<b>Figura n° 32.</b> Sistema de anclajes de un puente colgante.....	<b>68</b>
<b>Figura n° 33.</b> Diseño final de las dimensiones.....	<b>71</b>
<b>Figura n° 34.</b> Detalle del armado de la zapata.....	<b>76</b>

### **INDICE DE TABLAS.**

<b>Tabla n° 1.</b> Factores de reducción de resistencia para estructuras de hormigón armado según el código ACI-318S.....	<b>65</b>
---	-----------

## **RESUMEN.**

El presente trabajo de titulación “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE UN PUENTE METÁLICO COLGANTE PARA EL SITIO LODANA EN LA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ” se ha realizado con el propósito final de entregar una propuesta estructural a la institución beneficiada como es la Universidad Técnica de Manabí, para que así pueda construir la cimentación del puente en la Facultad de Ingeniería Agrícola, tomando en cuenta las normas vigente en la construcción y permitiendo que la realización del proyecto sea segura y económica.

El análisis estructural cumple con las normativas vigentes del American Concrete Institute ACI-318S-11 y de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-13, además de tomar referencias de texto de ingeniería para el desarrollo del proyecto de la manera más adecuada.

En el desarrollo de la misma se utilizaron varias herramientas informáticas como son los software aplicado a la ingeniería civil como Auto Cad 2014, Microsoft Excel para los respectivos cálculos, sin descuidar los criterios de diseños ingenieriles.

Al final se presenta el plano estructural de manera que genere un buen proyecto, incluyendo el respectivo presupuesto y los análisis de precios unitarios.

## **SUMMARY.**

The present study degree "DESIGN AND CONSTRUCTION OF A BRIDGE FOUNDATION FOR METAL HANGING LODANA SITE IN THE FACULTY OF AGRICULTURAL ENGINEERING TECHNICAL UNIVERSITY OF MANABÍ" was performed with the ultimate goal of delivering a structural proposal to the recipient institution such as the Technical University of Manabí, that also can build the foundation of the bridge at the Faculty of Agricultural Engineering, considering the current building standards and allowing the project is safe and economical.

Structural analysis complies with current regulations of the American Concrete Institute ACI-318S-11 and the Ecuadorian Standard Construction NEC-13, besides taking engineering text references to the project in the most appropriate manner.

In developing the same number of tools such as software applied to civil engineering as Auto Cad 2014, Microsoft Excel for the respective calculations, without neglecting the criteria of engineering designs were used.

At the end of the structural level so as to generate a good project, including the budget, and unit price analysis is presented.

## 1. LOCALIZACIÓN FÍSICA DEL PROYECTO

El puente que beneficiará a la facultad de Ingeniería Agrícola y a la comunidad Universitaria se encuentra localizado en el campo Universitario, cerca de la parte céntrica de la cabecera parroquial de Lodana, perteneciente al Cantón Santa Ana, Provincia de Manabí, Ecuador.

### 1.1. MACROLOCALIZACIÓN

La población del Ecuador es de 15'775.000 habitantes según el censo de población y vivienda en el 2010, correspondiendo a Manabí el 9.76% con 1'539.640 habitantes. La población por provincias está altamente concentrada en la Costa y Sierra se ubican más del 90% de los habitantes. El Oriente con más de la mitad de la superficie territorial, alberga tan solo el 5% de la población, con tendencias a aumentarla a causa de la explotación de yacimientos petrolíferos y los ingentes recursos forestales de la región.

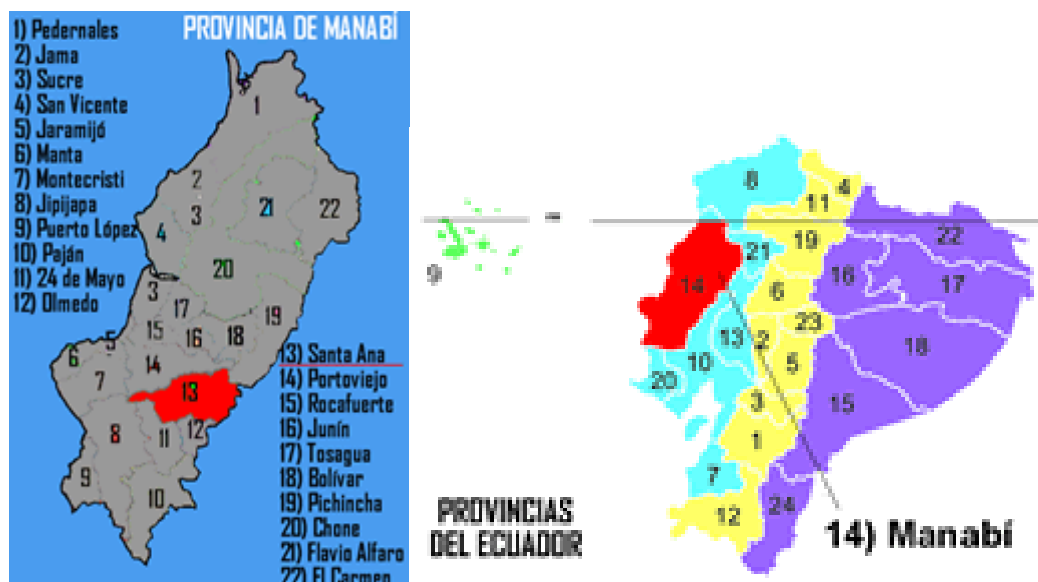


Figura n° 1. Macro localización del proyecto. ([www.eruditos.com](http://www.eruditos.com))

La provincia de Manabí está ubicada en la parte céntrica de la costa ecuatoriana, su territorio es especialmente de montañas y algunos valles importantes, así como



también en la cuenca con ríos. Limita con Esmeraldas y Santo Domingo al norte, Pichincha al este, Guayas y Santa Elena al sur y este, el Océano Pacífico al oeste.

Ésta provincia de Manabí cuenta con 22 cantones: Portoviejo, Bolívar, Chone, El Carmen, Flavio Alfaro, Jipijapa, Junín, Manta, Montecristi, Paján, Pichincha, Rocafuerte, Santa Ana, Sucre, Tosagua, 24 de Mayo, Pedernales, Olmedo, Puerto López, Jama, Jaramijó, San Vicente.

## 2.2 MICROLOCALIZACIÓN

El cantón Santa Ana se encuentra localizado al Sur-Este de la provincia de Manabí a una altitud promedio de 18 metros sobre el nivel del mar, entre las latitudes, 80°15' y latitud 47°45'.



Figura n°2. Micro localización del proyecto. [www.eruditos.com](http://www.eruditos.com)

## 2. FUNDAMENTACIÓN.

### 2.1. DIAGNÓSTICO DE LA COMUNIDAD

La Parroquia Lodana es una de las seis parroquias del Cantón Santa Ana, ubicada en la zona oeste del dicho Cantón, cuenta con una población de 3.200 habitantes según el INEC 2010. Con varias instituciones como el Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial de Lodana el cual consta con edificios modernos, instituciones educativas, Sub-Centro de Salud, etc.

La Universidad Técnica de Manabí fue creada por Decreto Legislativo del 29 de octubre de 1952. Con ella nace la escuela de Ingeniería Agrícola y Medicina

Veterinaria, única en su clase en el país y se erige como Facultad a partir del 30 de julio de 1968.

## **2.2. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA**

La Facultad de Ingeniería Agrícola tiene sus instalaciones en la Parroquia Lodana del cantón Santa Ana, es de zona rural, acompañada de valles, montañas, ríos, entre otras características de la zona.

Por este motivo en casos de movilización debe ser oportuno la facilidad, uno de ellos el de sobrepasar obstáculos como son los ríos, esteros u otros. Es por tal motivo que se identifica como un problema el de no contar con viaducto o puente de uso peatonal que faculte a los estudiantes una movilización segura, cómoda y eficaz.

Como la movilización es importante en el desarrollo productivo del país, no poder contare con tipos de movilización genera pérdidas, ya sean estas económicas o del recurso más importante como es el tiempo, con la falta de movilización se genera muchos problemas que pueden ser solucionados con la aplicación de los conocimientos adquiridos en la Ingeniería Civil.

## **2.3. PRIORIZACIÓN DEL PROBLEMA**

Es de suma importancia para la comunidad Universitaria de la parroquia tener las facilidades para acceder los servicios de Educación de tercer nivel, uno de los servicios más importantes dentro el ámbito del crecimiento personal de la humanidad, razón por la cual se ha de realizar el análisis estructural de la infraestructura de un puente colgante de estructura metálica, que será de uso peatonal, para así ayudar a resolver varios problemas que se detallan:

- Falta de la estructura de un puente para el paso de los estudiantes.
- Diseño de la superestructura de un puente de uso peatonal.
- Inconvenientes de la movilización del personal que utiliza las instalaciones de la Facultad de Ingeniería Agrícola.
- Por otra parte cabe recalcar que hay estudiantes de la facultad ya mencionada anteriormente que se les dificulta el viaje desde Portoviejo – Lodana.

### **3. JUSTIFICACIÓN.**

La necesidad de realizar el presente análisis es colaborar en la mejor utilización de los espacios con los que cuenta la Universidad, así como también mejorar la infraestructura física de la Universidad. Es indiscutible que el desarrollo de nuestro país ha producido un notable incremento de la construcción de Obras civiles, tanto estructurales, viales, hidráulicas y sanitarias.

La importancia de la ingeniería civil radica en su finalidad que es la de conseguir estructuras funcionales que resulten adecuadas desde el punto de vista de la resistencia de materiales, y con el complemento y ayuda de varias materias como, Hormigón, Estructuras, Mecánica de Suelos, Cimentaciones, Sismicidad, que sin menospreciar, aportará para el desarrollo de éste trabajo.

Se considera muy importante proporcionar el diseño de un la cimentación de un puente colgante, que será de uso peatonal para el tránsito de la comunidad Universitaria.

Por este motivo es fundamental cumplir el objetivo del proyecto, que es dejar realizado el DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE UN PUENTE METÁLICO COLGANTE PARA EL SITIO LODANA EN LA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ, el análisis estructural de la cimentación, el presupuesto referencial y otras actividades que alcanzan a la construcción de la cimentación.

Este proyecto facultará tanto a la Universidad Técnica de Manabí, darse a conocer que mediante este tipo de trabajos beneficia a la comunidad y genera una gran ayuda en la consecución de proyectos para diferentes instituciones, además que ayudará al estudiante que desarrolla este tipo de proyectos que pone en práctica los conocimientos adquirido en clases, y hace que el estudiante genere destrezas habilidades además de la gran experiencia adquirida para el futuro desarrollo de la profesión.

#### **4. OBJETIVOS.**

##### **4.1. OBJETIVO GENERAL.**

Realizar Diseño y Construcción de la cimentación de un puente metálico colgante de uso peatonal, para la Facultad de Ingeniería Agrícola de la Universidad Técnica de Manabí, en la Parroquia Lodana del Cantón Santa Ana de la provincia Manabí.

##### **4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.**

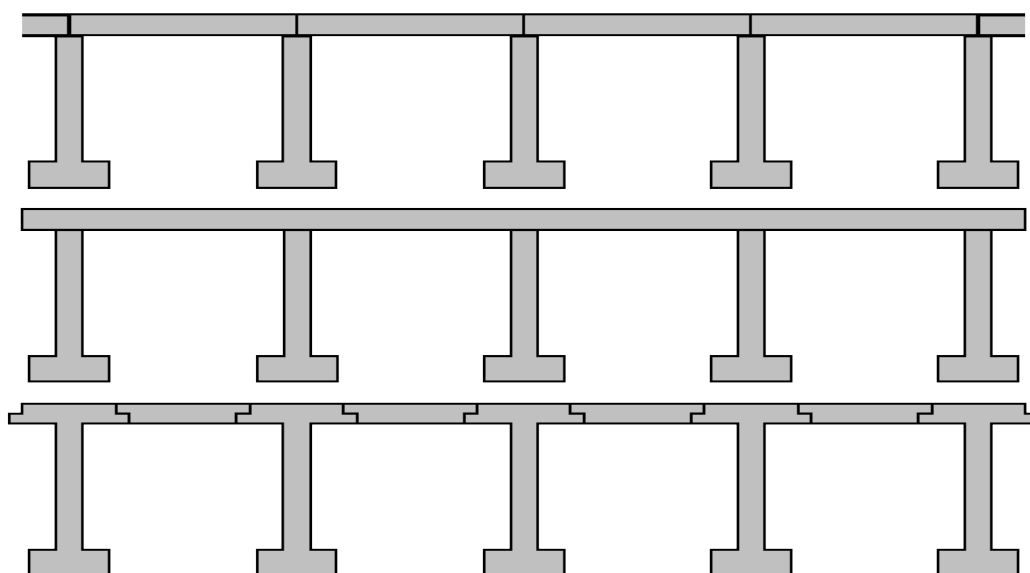
- Realizar el diseño estructural, entregar planos y presupuesto de la cimentación del puente metálico colgante de uso peatonal a las autoridades de la Facultad de Ingeniería Agrícola de la Universidad Técnica de Manabí.
- Lograr que la construcción de la obra satisfaga la necesidad de la facultad de Ingeniería Agrícola y sus viveros.
- Aportar a la acreditación de la Universidad Técnica de Manabí, con la construcción de dicha obra en la facultad de Ingeniería Agrícola.
- Generar los conocimientos prácticos de Ingeniería en base a la realización de la obra civil generando experiencias para la vida profesional.

## 5. MARCO TEÓRICO

### 5.1. PUENTES DE GRAN LONGITUD.

Los diseños modernos de carreteras y autopistas imponen condiciones muy exigentes de pendiente, curvatura, y altura sobre los cauces, lo que unido a las condiciones topográficas y fluviales del país define la necesidad de diseñar y construir puentes de gran longitud.

En estos casos, la colocación de un sinnúmero de pilas intermedias para reducir las luces, puede resolver el problema de la presencia de grandes longitudes, como en el caso del Puente sobre el Río Guayas.



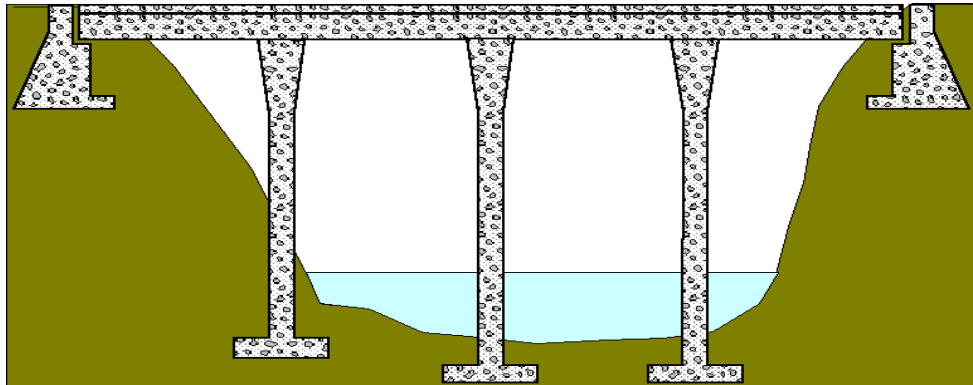
**Figura n°3.** Puentes de gran longitud. <sup>1</sup>

En otras ocasiones este tipo de solución puede traer grandes complicaciones, como la necesidad de construir pilas esbeltas con longitudes del orden de los 100 m o más, en la Sierra; o la construcción de pilas en sitios donde los ríos tienen un comportamiento impredecible, en la Costa.

---

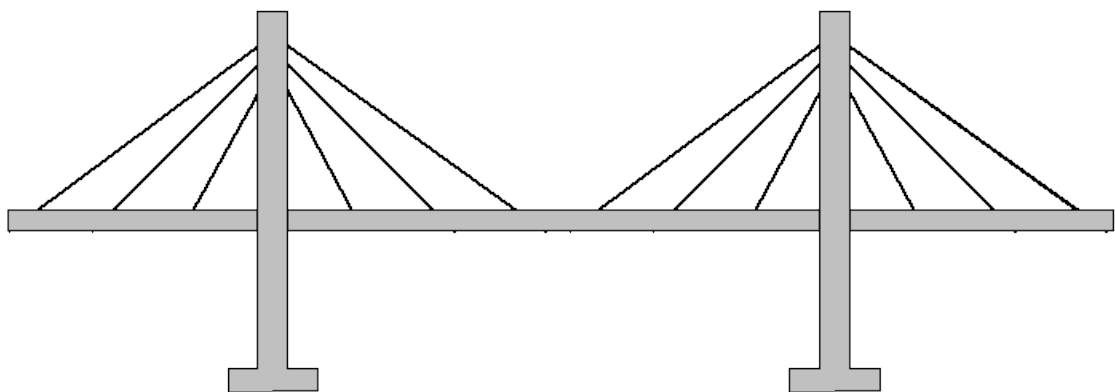
<sup>1</sup>PUENTES DE GRAN LONGITUD Y GRANDES LUCES. Marcelo Romo Proaño y Fernando Romo Proaño. PUENTES DE GRAN LONGITUD. Escuela Superior del Ejército. Pág. 6

La construcción de pilas de gran longitud no es en sí el problema más importante, pero un número exagerado de las mismas volvería poco práctico, desde el punto de vista económico, un proyecto de puente.



**Figura n°4.** Modelos de puentes de gran longitud.

En muchos casos no es posible evitar el diseño y construcción de puentes con grandes luces por lo que la única alternativa válida consiste en buscar otros métodos de diseño y construcción, como los puentes colgantes (cable-suspended bridges / suspensión bridges), los puentes atirantados mediante cables (cable-estayes bridges / cable-supported bridges), o los puentes de hormigón preesforzados en volados sucesivos.<sup>2</sup>



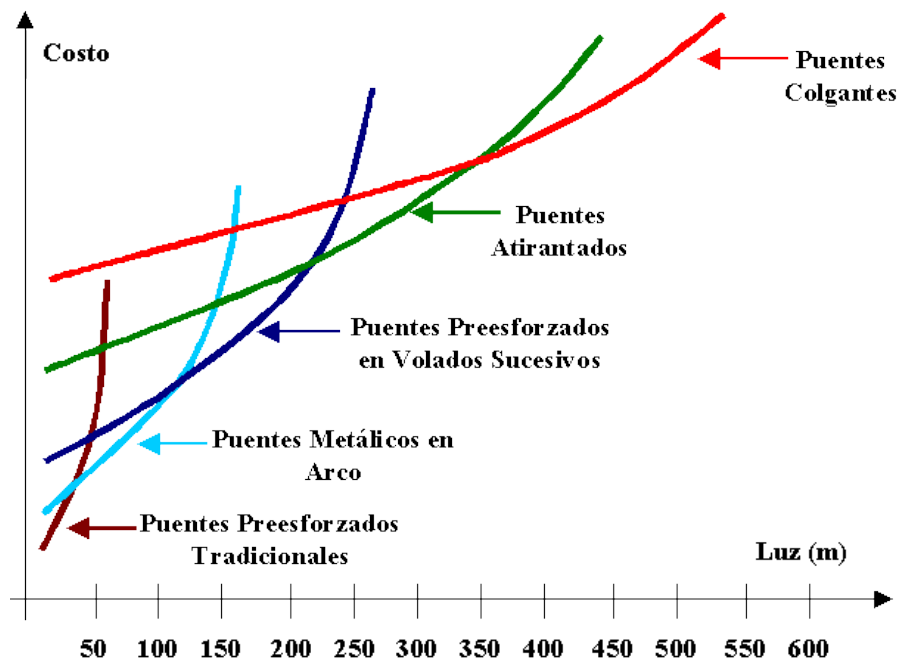
**Puente Atirantado**

**Figura n° 5.** Puentes atirantados.

<sup>2</sup> Puentes de gran longitud y grandes luces. Marcelo Romo Proaño y Fernando Romo Proaño. Puentes de gran longitud. Escuela Superior del Ejército. Pág. 7

En puentes de gran longitud, la relación entre el diseño y la construcción es muy cercana. En la construcción deben tomarse en consideración los parámetros de diseño, y el diseño debe partir de la selección de las metodologías de construcción.

Los puentes preesforzados en volados sucesivos, para tráfico vehicular, son técnica y económicamente convenientes para luces comprendidas entre 80 m y 220 m. Los puentes atirantados son competitivos con luces entre 150 m y 400 m. Los puentes colgantes, por su parte, pueden ser convenientes para luces superiores a los 250 m.



**Figura n° 6.** Relación de longitudes y costos de puentes.

Dependiendo de las condiciones particulares del país y de la zona en que se va a construir el puente (disponibilidad de equipamiento, de materiales, de mano de obra y de personal técnico, además del correspondiente marco legal y los costos), estos criterios generales pueden sufrir variaciones.

Si, por ejemplo, el Ministerio de Obras Públicas hubiera adquirido previamente todo el equipo necesario para la construcción de puentes atirantados, las empresas constructoras deberían contemplar en sus propuestas económicas solamente el

arrendamiento a nivel nacional de este tipo de equipos, mientras que para el caso de puentes colgantes y puentes en volados sucesivos se debería incluir el arrendamiento internacional (más costoso que el arrendamiento nacional por transporte, tipo de garantías, etc.) o el costo de amortización de equipo adquirido expresamente para la construcción. El resultado del presente caso hipotético sería que la curva de costos de los puentes atirantados permanecería baja mientras las curvas de los puentes colgantes y puentes en volados sucesivos se desplazarían hacia arriba, en el gráfico, volviendo más competitivos a los puentes atirantados.<sup>3</sup>

## 5.2. Puentes atirantados.

Los elementos fundamentales de la estructura resistente del puente atirantado son los tirantes, que son cables rectos que atirantan el tablero, proporcionándoles una serie de apoyos intermedios más o menos rígidos.



**Figura n° 7.** Puente atirantado donde desde una torre se atiranta todo el vano principal.

---

<sup>3</sup>PUNTES DE GRAN LONGITUD Y GRANDES LUCES. Marcelo Romo Proaño y Fernando Romo Proaño. PUNTES DE GRAN LONGITUD. Escuela Superior del Ejército. Pág. 7



### 5.3. CIMENTACIONES

El cimiento es aquella parte de la estructura que se encarga de transmitir las cargas al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, excepto ciertos casos, muy inferiores a las que posee la estructura, la cimentación tiene un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los soportes y muros de carga.

Pero no solo ellos forman la estructura resistente del puente atirantado; son necesarias las torres para elevar el anclaje fijo de los tirantes, de forma que introduzcan fuerzas verticales en el tablero para crear los apoyos; también el tablero interviene en el esquema resistente, porque los tirantes, al ser inclinados, introducen fuerzas horizontales que generalmente se equilibran el propio peso. Los tres elementos; tirantes, tableros y torres constituyen el sistema resistente del puente atirantado.<sup>4</sup>

Lo anterior nos conduce a deducir que los cimientos son en general piezas de volumen considerable, con respecto al volumen de las piezas de la estructura. Los cimientos son construidos casi invariablemente en hormigón armado y, de manera general, se utiliza en ellos hormigón de calidad relativamente baja, ya que económicamente no nos resulta emplear hormigones de mayores resistencias.

Es necesario tener un conocimiento previo del terreno en el que se va a construir la estructura para poder realizar una buena cimentación. Cualquier estructura que se diseña debe transmitir su carga al suelo que la soporta, sean edificios, puentes, presas, torres de transmisión, muros de retención, etc.

La estructura consiste de dos partes, la superestructura o parte superior y los elementos de la subestructura o parte inferior, los cuales crean la interface entre la superestructura y el suelo soportante.

---

<sup>4</sup> Ing. Alberto Villarino Otero. Escuela Politécnica Superior de Ávila. Puentes. Pág. 213

La cimentación puede ser definida como la subestructura y las zonas adyacentes de suelo y/o roca que será afectada tanto por los elementos de la subestructura como por las cargas transmitidas desde la superestructura.

El diseño de cimentaciones requiere el conocimiento de factores como:

- a) La carga que será transmitida por la superestructura a la cimentación;
- b) Los requisitos del reglamento local de construcción;
- c) El comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos que soportarán el sistema,
- d) Las condiciones geológicas del suelo
- e) Las características del material con que se diseñara la cimentación.

Es deseable además tomar en cuenta el aspecto económico y el tiempo de construcción al momento de elegir el sistema de cimentación más adecuado.

### **5.3.1. LAS CIMENTACIONES DIRECTAS O SUPERFICIALES.**

Son aquellas reparten la fuerza que le transmite la estructura a través de sus elementos de apoyo sobre una superficie de terreno bastante grande que admite esas cargas. Las cimentaciones superficiales se emplearan para transmitir al terreno las cargas de uno o varios pilares de la estructura.

Debe considerarse como posible que en un mismo solar se encuentren distintos tipos de terreno para una misma estructura; esto puede provocar asentamientos diferenciales peligrosos aunque los valores de los asentamientos totales den como admisibles.

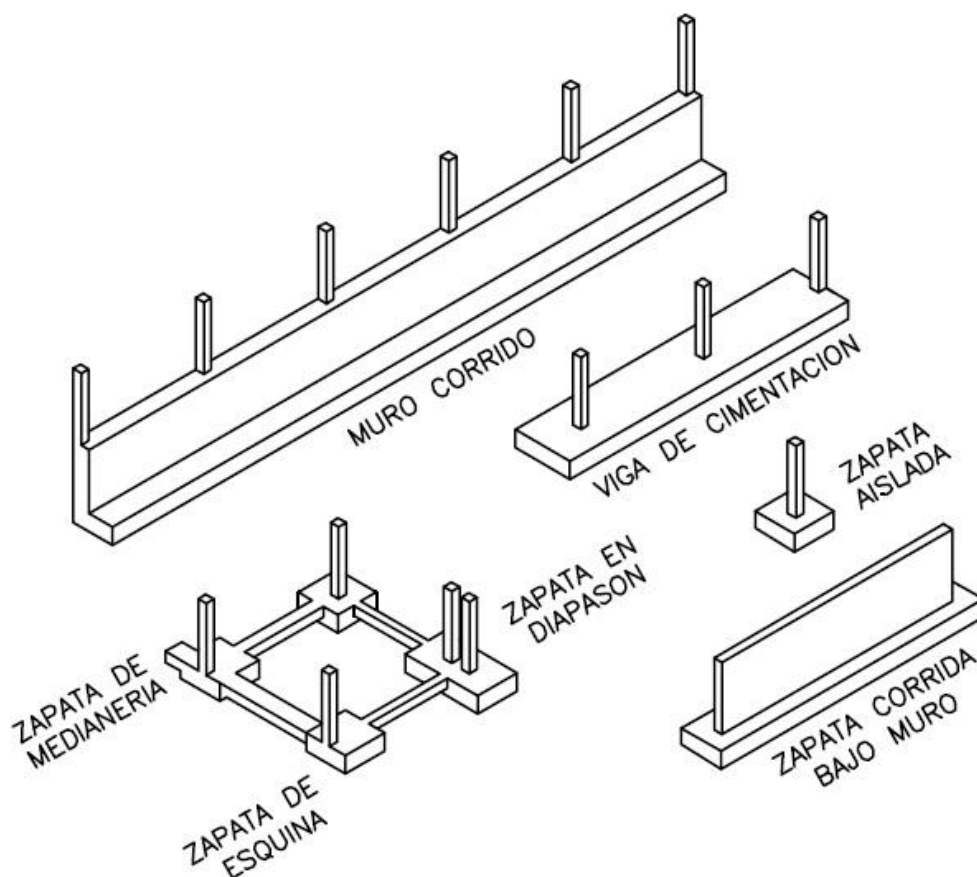
Las cimentaciones superficiales pueden clasificarse como zapatas para muros y zapatas para columnas. Una zapata para muro consiste en una franja de concreto reforzado más ancha que el muro y que distribuye su presión.

### 5.3.1.1. ZAPATAS CORRIDAS BAJO MUROS.

Estas zapatas consisten en una franja continua de losa a lo largo del muro y de ancho mayor que el espesor del mismo. La proyección de la losa de cimentación se trata como un voladizo cargado con la presión distribuida del suelo.

La longitud de la proyección se determina con la capacidad de resistencia del suelo; la sección crítica por flexión se encuentra en el paño del muro, el refuerzo principal se distribuye perpendicularmente a la dirección del muro.<sup>5</sup>

Los principios elementales del comportamiento de vigas se aplican a zapatas para muros con algunas modificaciones.



**Figura n° 8.** Diferentes tipos de Zapatas Superficiales.

<sup>5</sup>CONCRETO REFORZADO. Rachel E. Nawy. CAPITULO 12. CIMENTACIONES. Rutgers University. New Brunswick. New Jersey. EE.UU. Pág. 540.

### 5.3.1.2. CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS.

Los esfuerzos en el suelo no deben sobrepasar los esfuerzos admisibles bajo condiciones de carga sin factores de mayorización.<sup>6</sup>

El recubrimiento mínimo para el acero, cuando el hormigón es fundido en obra en contacto con el terreno y queda permanentemente expuesto a él, es de 7cm.<sup>7</sup>

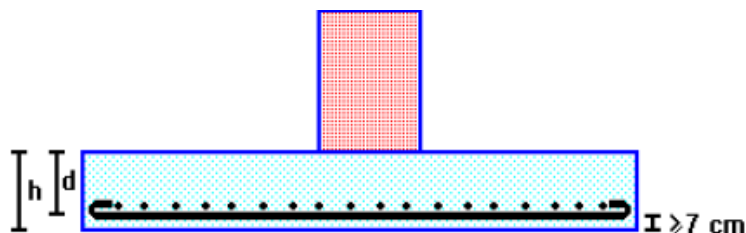


Figura n° 9. Recubrimiento mínimo en cimentaciones.

Las cimentaciones deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes tipo viga en cada dirección independiente, tomando como sección crítica a una distancia ( d ) desde la cara de los elementos verticales.<sup>8</sup>

La capacidad resistente del hormigón a cortante tipo viga se calcula con la siguiente expresión:

$$Vr = 0,53 * \sqrt{F'c} \quad \text{Según ACI-318 (11.3.1.1).}$$

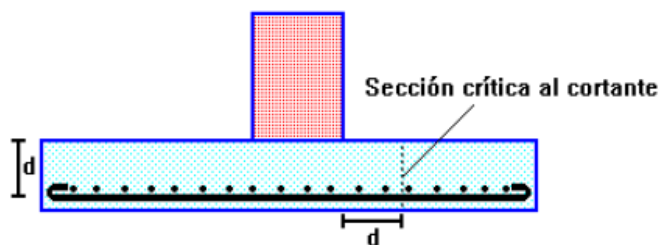


Figura n° 10. Sección crítica al cortante en la cimentación.

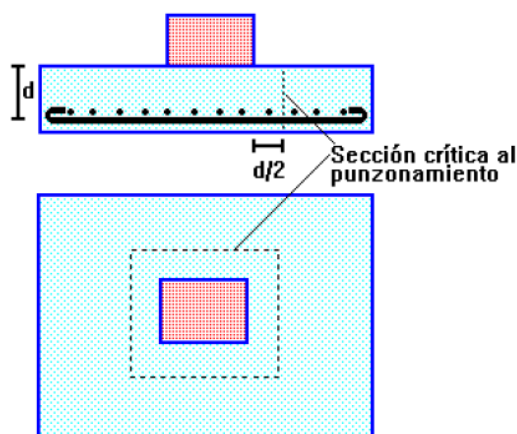
Las cimentaciones deben diseñarse para resistir fuerza de Punzonamiento en las dos direcciones de la cimentación simultáneamente, tomando a consideración la sección crítica ubicada a una distancia (d/2) alrededor del elemento vertical (columna o muro).<sup>9</sup>

<sup>6</sup>AMERICAN INSTITUT CONCRETE ACI-318.CAPITULO 15. ZAPATAS. (15.2.2). Pág. 273.

<sup>7</sup> TEMAS DE HORMIGON ARMADO. Marcelo Romo Proaño. DISEÑO DE CIMENTACIONES. Escuela Superior del Ejército. Pág. 322.

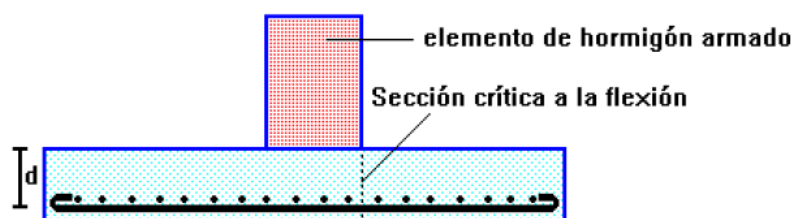
<sup>8</sup>AMERICAN INSTITUT CONCRETE ACI-318.CAPITULO 11.CORTE Y TORSION. (11.11). Pág. 200.

<sup>9</sup>AMERICAN INSTITUT CONCRETE ACI-318.CAPITULO 11.CORTE Y TORSION. (11.11.1.2) Pág. 200.



**Figura nº 11.** Sección crítica al cortante por Punzonamiento.

La sección crítica de flexión en una dirección se ubicará en las caras de los elementos verticales de carga.



**Figura nº 12.** Sección crítica a la flexión en cimentaciones de columnas y muros de hormigón fundidos monolíticamente con la zapata.

En cimentación con muros de mampostería, la sección crítica de diseño a flexión se considerara ubicada a la mitad, entre el medio y el borde del muro.

En zapatas reforzadas en una dirección y en zapatas cuadradas reforzadas en dos direcciones, el acero de refuerzo debe distribuirse uniformemente a través del ancho de la zapata.

El momento externo en cualquier sección de una zapata debe determinarse pasando un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.<sup>10</sup>

Para ubicar las secciones críticas para momento, corte y anclaje de la armadura en las zapatas, la columna o pilares de hormigón de sección circular o en forma de polígono regular se pueden tratar como elementos cuadrados de igual área.<sup>11</sup>

<sup>10</sup>AMERICAN INSTITUTUD CONCRETE ACI-318. CAPITULO 15. ZAPATAS. (15.4.1). Pág. 274.

<sup>11</sup>ESPECIFICACIONES AASTHO POR EL METODO LRFD. SECCION 5. ZAPATAS. (15.13.3). Pág. 188.

### **5.3.2. CIMENTACIONES PROFUNDAS.**

Debe considerarse como posible que en un mismo sitio de fundación se encuentren distintos tipos de suelos para una misma edificación; esto puede provocar asientos diferenciales peligrosos aunque los valores de los asientos totales den como admisibles.

### **5.3.3. PILAS Y ESTRIBOS**

Las pilas principales bajo la superestructura de un puente, son de hormigón armado de sección rectangular o de canto variable, variando su sección desde el pie de las pilas hasta la cabeza de la pila, estando las dimensiones mínimas en cabeza condicionadas por el apoyo del tablero.

Las pilas son los apoyos intermedios de un puente sobre los cuales no actúa el empuje de los rellenos o terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidas a la acción de fuerzas horizontales de menor magnitud que los estribos.

Las dimensiones de la pila para un puente se determinan por consideraciones prácticas, como pueden ser: clase de superestructura, tipos de cargas, clases de suelo de fundación, tipos de cruce (vías carretables, ferrocarriles o corrientes de agua).

También debe considerarse el ancho de apoyo requerido por las vigas o vigas, la dilatación necesaria de la superestructura y la magnitud de las reacciones en los apoyos.

Las pilas pueden ser de mampostería, de concreto reforzado, de concreto preesforzado, de concreto ciclópeo, y las constituyen los siguientes elementos:

- a) La base que se apoya directamente en la fundación.
- b) El cuerpo o fuste.
- c) La corona o remate superior, que recibe los aparatos de apoyo de la superestructura.

Las cargas y fuerzas que obran sobre la pila, con excepción del empuje de tierras, son las mismas que se vieron para el caso de los estribos y se determinan en la misma forma.

Para tener en cuenta el efecto de la carga viva sobre la pila y sobre el terreno deben efectuarse tres hipótesis que contemplen los casos más desfavorables en cuanto a carga máxima y a momentos máximos tanto en el sentido transversal como en el sentido longitudinal.

Para el caso de pilas que quedan sumergidas y están sujetas el empuje debido a la presión de las aguas, la base debe tener aerodinámica para evitar la formación de remolinos y la socavación correspondiente.

El análisis de los esfuerzos debidos al empuje de la corriente debe efectuarse para la hipótesis de aguas mínimas, aguas medias y aguas máximas, con las cuales también varían las cargas debidas a la presión del viento sobre la pila.<sup>12</sup>

Las dimensiones de la corona dependen de los apoyos y del ancho entre vigas exteriores, generalmente sobresale unos 15 cm del cuerpo o fuste, al cual se le da una pendiente 1:20 a 1:10, dependiendo de la resistencia del terreno de fundación y además sirve para darle estabilidad y reducir el esfuerzo de compresión sobre el concreto.

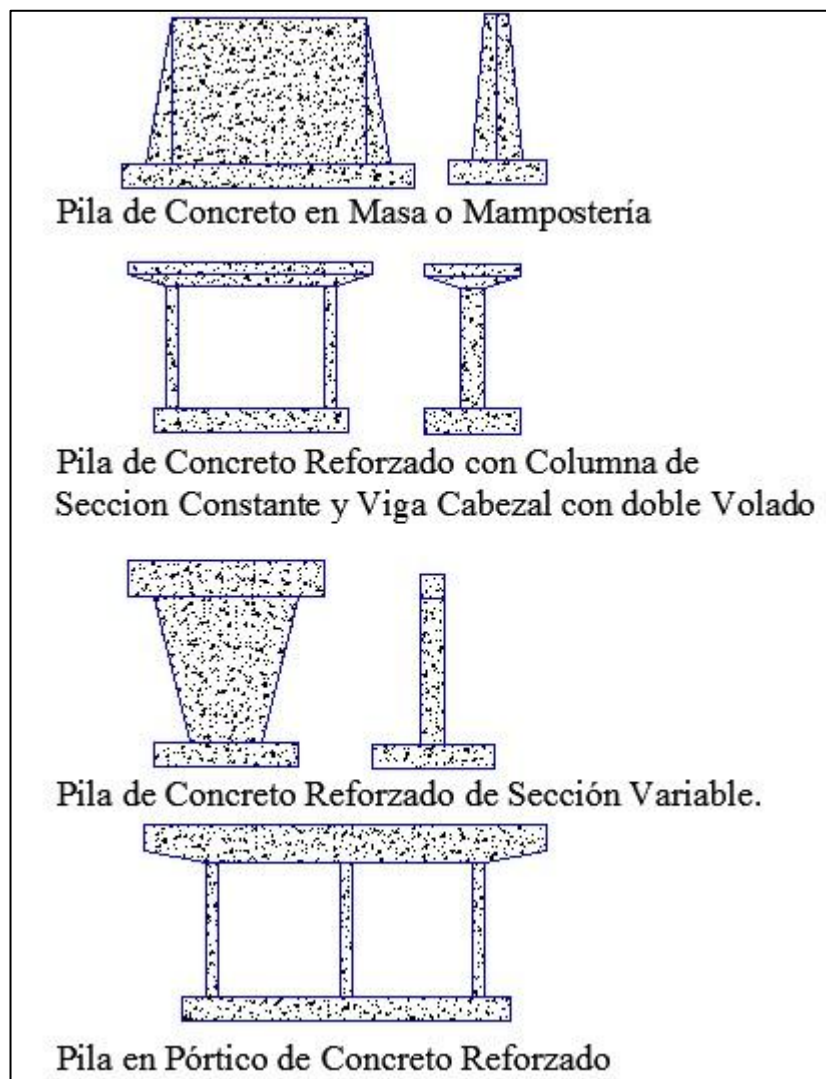
La dimensión de la base se toma de acuerdo con la resistencia del terreno, que debe ser analizado para los diferentes grupos de carga. Además de la verificación de los esfuerzos del terreno, debe verificarse la estabilidad al volcamiento y deslizamiento de la pila.<sup>13</sup>

Las pilas, son estructuras que ayudan como soporte de cargas de la superestructura. Por lo general se emplean pilas con alivianamientos, de manera de poder lograr un ahorro de material.

---

<sup>12</sup> HERRERA M. JERONIMO H., (1996), Puentes, Segunda Edición, Universidad Católica de Colombia, Colombia., Pag.108

<sup>13</sup>HERRERA M. JERONIMO H., (1996), Puentes, Segunda Edición, Universidad Católica de Colombia, Colombia., Pag.110



**Figura nº 13.** Modelos estructurales de pilas para puentes.

#### **5.3.4. PILOTES.**

El uso de pilotes es una de las técnicas más antiguas del hombre para superar las dificultades de la cimentación de estructuras en suelos blandos. Antes del siglo XIX, el tipo de cimentación más común en los edificios eran zapatas continuas, y sólo si el terreno era incapaz de soportar las presiones que ejercían las zapatas, se usaban pilotes.

En sus inicios, los pilotes eran todos de madera por su abundancia y su fácil maniobrabilidad, así que para dar seguridad a una estructura se hincaban pilotes en forma abundante, sin ninguna norma y a criterio del constructor. De esta manera, la



capacidad de carga del pilote estaba limitada por el grosor de la madera y su capacidad de soportar el peso del martillo sin astillarse. Es así que en un principio se crearon reglas primitivas mediante las cuales la carga admisible de un pilote se basaba en la resistencia al golpe de un martillo de peso y altura de caída conocidos.

Como el tipo de estructura de esa época no sufría grandes asentamientos, no surgió otro material que lo reemplace.

A medida que el desarrollo industrial aumenta, se crea una demanda de estructuras pesadas en lugares de terreno blando; surge entonces el pilote de concreto como una solución que supera largamente al pilote de madera, debido a que podía ser fabricado en unidades de las mismas dimensiones que el pilote hecho de madera, pero capaz de soportar compresiones y tensiones mucho mayores.

Además que puede moldearse en cualquier forma estructural de acuerdo a las sollicitaciones de carga y del tipo de suelo sobre el que se hinca. Con el desarrollo de las máquinas de gran eficiencia de perforación a gran profundidad y diámetro, se reemplazó parcialmente los pilotes hincados por los pilotes moldeados in-situ.

Posteriormente el acero, por su fácil maniobrabilidad y gran resistencia de hincado a grandes profundidades, empezó a tener auge, siendo los problemas de corrosión solucionados con la introducción de capas de pinturas durables y resistentes.

Conforme el costo de las cimentaciones piloteadas toma importancia, surge la necesidad de determinar un número de pilotes que no fuese mayor que el necesario para proporcionar seguridad a la estructura; se llega entonces a especulaciones teóricas que dan por resultado fórmulas de hinca, aunque posteriormente se determina que éstas adolecían de grandes defectos, haciéndose usual determinar la carga admisible del pilote ejecutando ensayos de carga sobre un pilote de prueba y determinando el número de pilotes mediante el cociente de la división de la carga total entre la carga admisible por pilote.

Algunas estructuras resultaron satisfactorias, sin embargo, otras fallaron, de lo cual se deduce que el asentamiento de una cimentación no está necesariamente relacionado con el asentamiento de un pilote de prueba, aun cuando la carga por pilote fuese igual a la carga del pilote de prueba. De cualquier forma, es necesario conocer la capacidad de carga de un pilote porque forma parte de la información para desarrollar un proyecto de cimentaciones piloteadas.

Para tener una cabal comprensión del comportamiento de pilotes, se debe conocer todos los tipos de pilotes y los métodos de instalación existentes. El diseño y la construcción de cimentaciones piloteadas es un campo de la mecánica de suelos en la que se requiere el criterio de un ingeniero que no se confíe en el discutible valor de una fórmula y que sepa hacer uso de su experiencia, sentido común e intuición del comportamiento de los materiales.

Se deberá asumir que todas las cargas resistidas por la zapata y el peso propio de la zapata se transmiten a los pilotes. Los pilotes hincados se deberá diseñar para resistir las fuerzas de hincado y manipuleo. Para considerar el transporte y montaje, un pilote prefabricado se debería diseñar para una carga no menor que 1,5 veces su peso propio.<sup>14</sup>

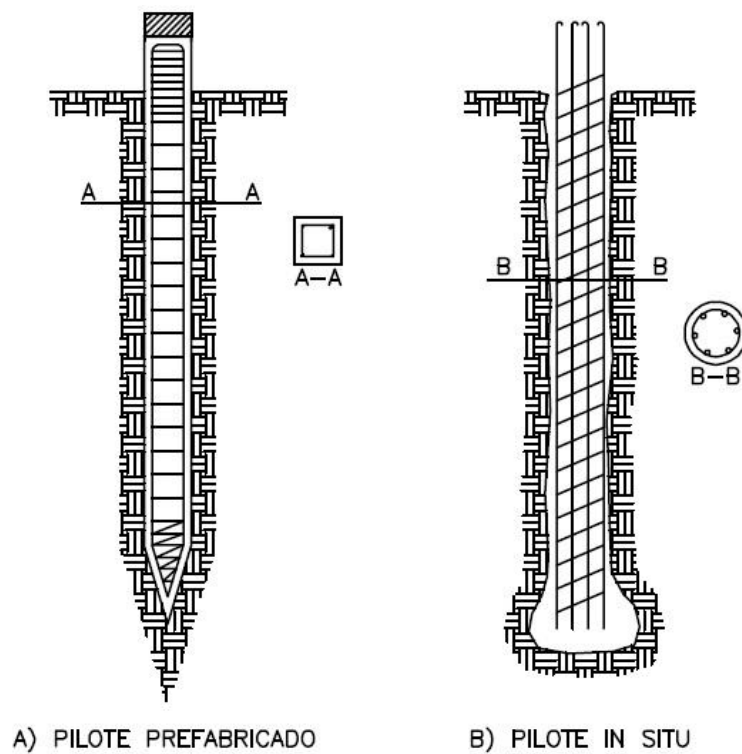
Los pilotes de hormigón se deberán empotrar en zapatas o cabezales, como se especifica en las Normas AASTHO en el artículo (10.7.1.5). La armadura de anclaje deberá consistir ya sea en una prolongación de la armadura del pilote o en barras de espera. Las fuerzas de levantamiento o las tensiones inducidas por flexión deberán ser resistidas por la armadura.

La cuantía de armadura de anclaje no deberá ser menor que 0,005 y el número de barras no deberá ser menor a cuatro. La armadura se deberá desarrollar lo suficiente para resistir una fuerza de  $1,25 F_y A_s$ .<sup>15</sup> Además de los requisitos especificados en los Artículos (5.13.4.1 a 5.13.4.5), los pilotes utilizados en zonas sísmicas deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo (5.13.4.6.) de las especificaciones de la AASTHO.

---

<sup>14</sup>NORMAS AASTHO POR EL METODO LRFD. SECCION 5. ESTRUCTURAS. (5.13.4). Pág. 193.

<sup>15</sup>NORMAS AASTHO POR EL METODO LRFD. SECCION 5. ESTRUCTURAS. (5.13.4.1). Pág. 193.



**Figura nº 14.** Tipos de pilotes.

#### 5.3.4.1. FUNCIONES Y USOS DE LOS PILOTES

El pilote es un elemento estructural que forma parte de la infraestructura de la estructura, cuyas funciones principales son las siguientes:

- a) Transferir cargas de la superestructura y del resto de la infraestructura a través de estratos débiles o compresibles, hasta estratos inferiores con la suficiente capacidad de carga como para soportar la estructura, comportándose el pilote como una extensión de columna o pilar. Estos estratos inferiores pueden ser rocas, arcillas duras o suelos de baja compresibilidad. Al pilote que reposa sobre estos estratos se le denomina "pilote de punta"
- b) Transferir o repartir la carga sobre un suelo relativamente suelto a través de la fricción de superficie entre el pilote y el suelo. Este tipo de pilote se le

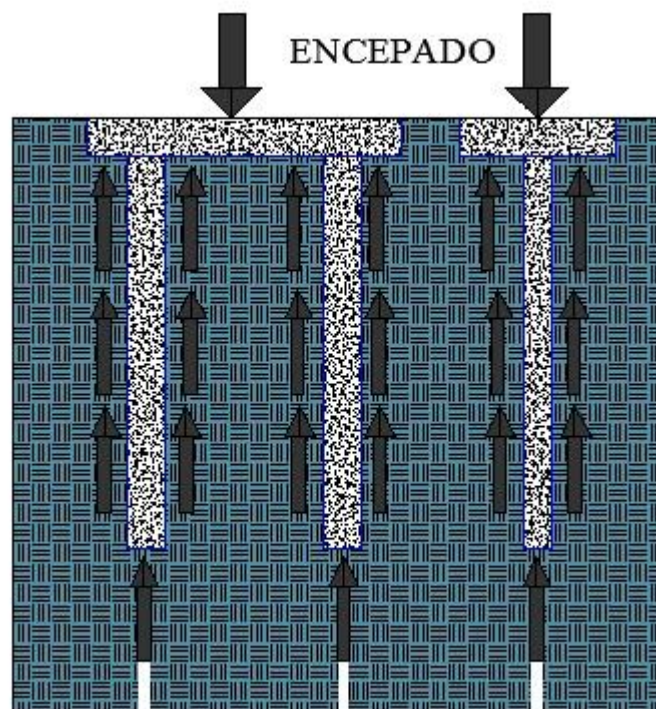
denomina "pilote de fricción" y a su vez se puede subdividir, según Terzaghi, en pilotes de fricción en suelos de grano grueso muy permeable y pilote de fricción en suelos de grano fino o de baja permeabilidad. En la naturaleza es difícil encontrar estratos de suelos homogéneos, por lo que no existe un límite real entre estas categorías

- c) En situaciones donde el suelo alrededor de un pilote lo mueve hacia abajo, a esto se le denomina "fricción negativa", esta fricción tiende a hundir el pilote y si éste no puede penetrar más, en la punta del pilote se generará una presión concentrada. Este caso se puede presentar cuando se hinca un pilote en un estrato blando en cuya superficie se coloca un relleno que consolide el terreno, entonces éste al consolidarse generará en las caras del pilote unas fuerzas de fricción hacia abajo que se denominan fricción negativa
- d) Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a supresiones, momentos de volteo o cualquier efecto que trate de levantar la estructura. Las fuerzas horizontales se resisten por pilotes en flexión o por grupos de pilotes verticales e inclinados que actúan como un sistema estructural, combinando las resistencias axiales y laterales de todo el grupo
- e) Alcanzar con la cimentación profundidades que no estén sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos
- f) Para evitar los daños que puede producir una futura excavación a la cimentación de una obra adyacente; en este caso el pilote lleva la carga de la cimentación debajo del nivel de excavación esperado
- g) En áreas de suelos expansivos o colapsables, para asegurar que los movimientos estacionales no sucederán
- h) Proteger estructuras marinas como muelles, atracaderos, contra impactos de barcos u objetos flotantes.

- i) Soportar muros de contención, contrafuertes o cimentaciones de máquinas.
- j) Compactar el suelo.

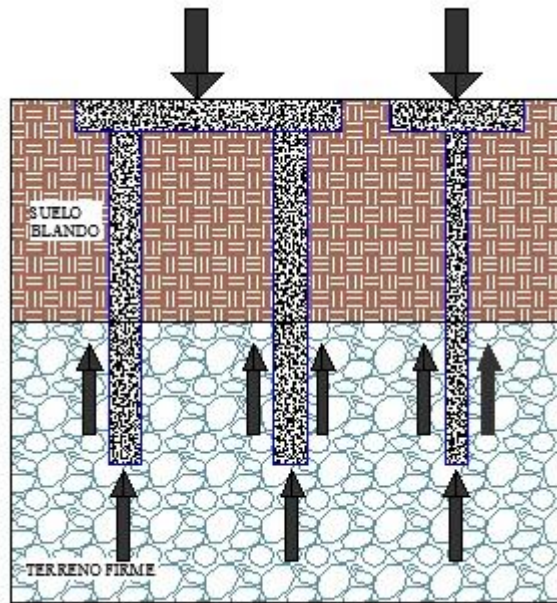
#### 5.3.4.2. CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES Y GRUPO DE PILOTES

El primer paso en el diseño de pilotes es calcular la capacidad de carga última de pilotes individuales. Existen diversos procedimientos de diseño. Después de calculada la capacidad de carga última, deberá determinarse la capacidad de carga admisible del pilote.



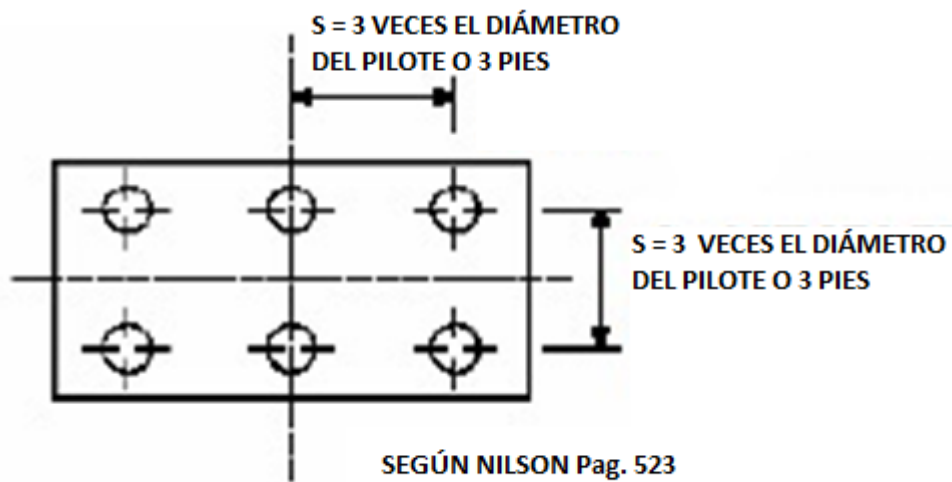
**Figura n° 15.** Descripción de pilotes por fuste.

En ciertas condiciones del terreno, el suelo que rodea la parte superior del pilote se puede asentar con relación al pilote, cambiando la dirección de las fuerzas de fricción en el lado del pilote y tendiendo a jalarlo hacia abajo. Este fenómeno, conocido como fricción negativa, produce una carga adicional en el pilote, de modo que reduce su capacidad portante.



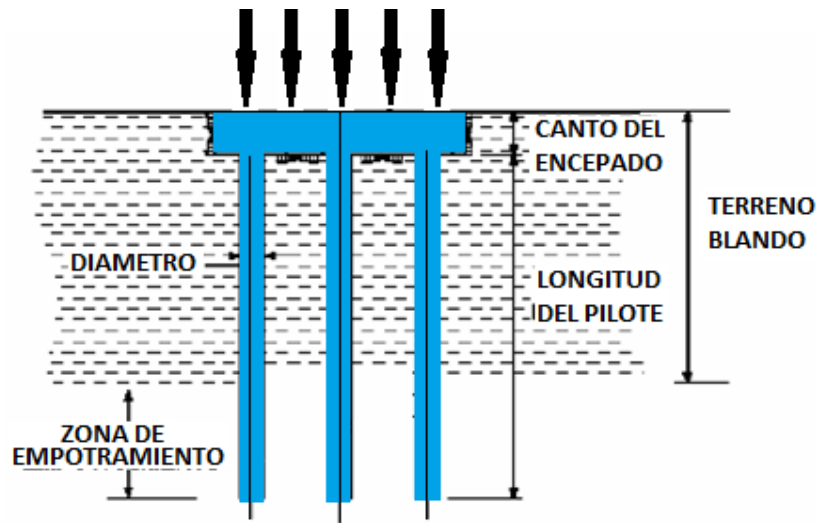
**Figura nº 16.** Descripción de pilotes por punta.

Se presentarán los casos donde puede ocurrir fricción negativa y un método para estimar la máxima fuerza impuesta por la fricción negativa.



**Figura nº 17.** Detalle de separación de pilotes.

La capacidad portante de un grupo de pilotes puede no ser igual a la suma de las capacidades portantes de todos los pilotes en el grupo, por lo que debe considerarse el comportamiento del grupo como un todo.



**Figura 18.** Esquema de posibles pilotajes.

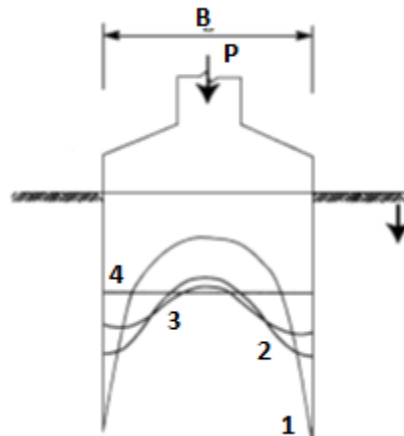
### 5.3.5. PRESIONES EJERCIDAS POR EL SUELO EN UNA CIMENTACIÓN.

La distribución de estas presiones en la superficie de contacto entre la cimentación y el suelo es muy variable y muy sensible a las rigideces relativas del suelo, y a la cimentación, y a las características propias de la estructura del suelo.

Una solución exacta al problema del cálculo de la distribución de presiones se obtiene para un modelo en que el suelo se considera como un espacio semi-infinito homogéneo, isótropo y de comportamiento lineal, bajo una zapata infinitamente rígida. La solución mostrada en la siguiente figura presenta una altísima concentración de presiones en los extremos de la zapata.

Esta distribución no ocurre en la realidad; las concentraciones de presión en los extremos se reducen por el comportamiento no lineal del suelo y porque el terreno cerca del borde es desplazado ligeramente hacia fuera. La distribución de presiones resulta mucho más uniforme, como la que se muestra en la misma figura.

A medida que la carga sobre la zapata crece, la zona de plastificación del suelo se propaga de los extremos hacia el centro y las presiones son cada vez más uniformes.



**Figura nº 19.** Distribución de las presiones sobre el suelo en una cimentación.

1. Distribución teórica para espacio elástico.
2. Distribución real para esfuerzos bajos.
3. Distribución real para esfuerzos altos.
4. Esfuerzo promedio  $q=P/B*L$

La gama de situaciones que se pueden presentar en cuanto a la distribución de presiones del suelo sobre una cimentación rígida se suele idealizar en la práctica del diseño por medio de una de dos hipótesis simplistas: o se supone una variación lineal de presiones o una uniforme concéntrica con la resultante de cargas.

La primera hipótesis es equivalente a considerar el suelo constituido por una cama de resortes lineales independientes, de manera que los esfuerzos que se presentan en el suelo son proporcionales a los desplazamientos que sufre la cimentación, para la cual se considera un movimiento de cuerpo rígido.

Más aún, los resortes sólo toman esfuerzos de compresión, ya que si la cimentación se levanta, se despega del suelo y los esfuerzos se anulan en esa zona. La aplicación de estas hipótesis a una zapata rígida sujeta a una carga **P** aplicada con excentricidad **e**, en una dirección.

Se distinguen dos situaciones: cuando la excentricidad es menor o igual que un sexto del ancho de zapata, **B**, hay compresión bajo toda la zapata y es aplicable la fórmula



general de flexo compresión, según la cual la presión máxima,  $q_{\max}$ , en un extremo de la zapata resulta:

$$q_{\max} = \frac{P}{BL} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

#### **5.4. MATERIALES.**

Material de construcción, es cualquier producto procesado o fabricado destinado a ser incorporado con carácter permanente en cualquier obra, sea de edificación o de ingeniería civil.

El material de construcción, es la materia prima con la que el ingeniero, el arquitecto y/o el constructor, plasman en realidad los proyectos de las obras públicas y privadas que junto al diseño y presupuesto, deben garantizar la salud, la seguridad, el bienestar y protección de la sociedad, usuarios y entorno.

Es una realidad el fuerte impacto ambiental que produce la industria de la construcción en los procesos de obtención de materias primas, extracción de rocas y minerales en canteras a cielo abierto. Si bien, los recursos naturales que se emplean son casi inagotables, salvo algunas excepciones, las fuentes accesibles se agotan aceleradamente. Más del 50 % de los productos que consume el ser humano son materiales de construcción. La elaboración y fabricación de estos materiales, consumen ingentes cantidades de energía y algunos contaminan el ambiente. Es una responsabilidad social de quienes regulan el uso de estos materiales, buscar alternativas menos agresivas o de bajo impacto ambiental y regular el uso y el consumo de los mismos en condiciones de mayor eficiencia, evitando la subutilización, el desperdicio y el despilfarro. Hoy se habla de “construcción sostenible”, de manera que, en general, los materiales de construcción deben cumplir estos requisitos:

- Resistencias mecánicas acordes con el uso que recibirán.
- Estabilidad química (resistencia a agentes agresivos).
- Estabilidad física (dimensional).

#### **5.4.1. REQUISITOS Y NORMAS QUE DEBEN CUMPLIR LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN**

Los materiales de construcción, serán evaluados y verificados para que cumplan con los requisitos, conforme con el Reglamento Técnico Ecuatoriano (RTE INEN) y la Norma Técnica Ecuatoriana (NTE INEN) que se encuentren vigentes; de no existir éstos se remitirán a los requisitos dados en las normas ASTM.

En el caso que, el RTE INEN o la NTE INEN, no se encuentren actualizados, se hará referencia a las normas ASTM vigentes.

#### **5.5. EL ACERO ESTRUCTURAL**

Es el material estructural más usado para construcción de estructuras en el mundo. Es fundamentalmente una aleación de hierro (mínimo 98 %), con contenidos de carbono menores del 1 % y otras pequeñas cantidades de minerales como manganeso, para mejorar su resistencia, y fósforo, azufre, sílice y vanadio para mejorar su soldabilidad y resistencia a la intemperie.

Es un material usado para la construcción de estructuras, de gran resistencia, producido a partir de materiales muy abundantes en la naturaleza. Entre sus ventajas está la gran resistencia a tensión y compresión y el costo razonable.

A pesar de la susceptibilidad al fuego y a la intemperie es el material estructural más usado, por su abundancia, facilidad de ensamblaje y costo razonable. Su mayor uso como material estructural ha correspondido a las varillas usadas en el concreto reforzado y a los perfiles livianos usados en estructuras de techos.

La industria de la construcción ha desarrollado diferentes formas de secciones y tipos de acero que se adaptan más eficientemente a las necesidades de la construcción de edificios, puentes, etc.

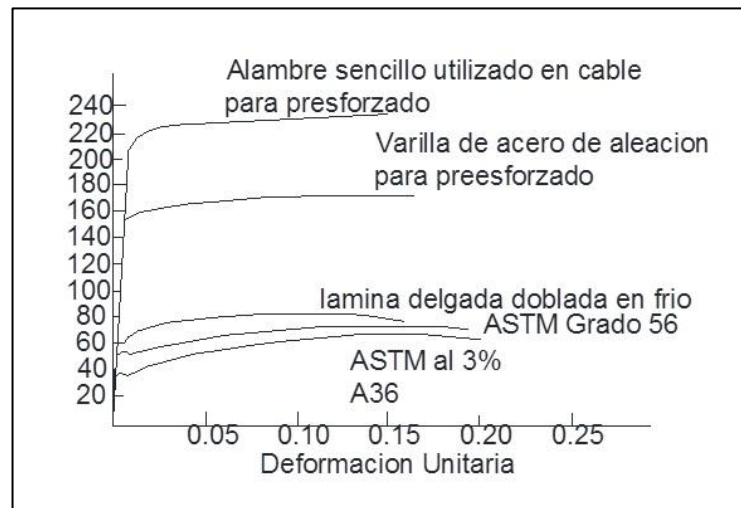
Las aplicaciones comunes del acero estructural en la construcción incluyen perfiles estructurales de secciones: I, H, L, T, C, G, O, usadas en edificios e instalaciones para industrias; cables para puentes colgantes, atirantados y concreto pre-esforzado;

varillas y mallas electro-soldadas para el concreto reforzado; láminas plegadas usadas para techos y pisos.

Como el acero tiene propiedades prácticamente idénticas a tensión y compresión, por ello su resistencia se controla mediante el ensayo de probetas pequeñas a tensión. Los elementos de acero pueden unirse fácilmente, mediante soldadura, pernos o remaches.

La “fatiga” puede reducir la resistencia del acero a largo plazo, cuando se lo somete a gran número de cambios de esfuerzos y aún fallarlo frágilmente, por lo que en estos casos deben limitarse los esfuerzos máximos. El acero más comúnmente usado es el denominado A-36, que tiene un punto fluencia de 36000 psi (2.530 kgf/cm<sup>2</sup>), aunque modernamente la tendencia es hacia un acero de resistencia superior, el A-572 de punto de fluencia de 50.000 psi.

Las características estructurales del acero estructural tipo A-36 se pueden apreciar en las curvas “esfuerzo- deformación unitaria” a tensión, mostradas. En ella se muestran, también, los aceros estructurales A572 y A- 36.



**Figura nº 20.**Curvas esfuerzo-deformación en aceros estructurales.

En la figura se pueden ver varias zonas:

Un comportamiento elástico hasta un esfuerzo alto. Se aplican las relaciones lineales entre el esfuerzo y la deformación, definidas por la Teoría de la Elasticidad. Los parámetros básicos son el Esfuerzo de Fluencia ( $F_y$ ) y la deformación unitaria de fluencia ( $E_y$ ).

El Módulo de Elasticidad es prácticamente independiente del tipo de acero está alrededor de  $2'000.000 \text{ kgf/cm}^2$ .

## **5.6. CARGAS DE SISMO (EQ)**

El efecto producido por los movimientos sísmicos en las estructuras depende de la situación de la edificación con respecto a las zonas de actividad sísmica en el mundo. Los movimientos del terreno le transmiten a las construcciones aceleraciones, que producen en las estructuras reacciones de “inercia”, según la masa y su distribución en la estructura. La fuerza total de inercia se considera igual al denominado “cortante de base”, el cual es un porcentaje del peso total de la construcción.

La respuesta de una edificación a los sismos depende de varios factores, como: la rigidez de la estructura (que se relaciona con la mayor o menor deformabilidad; un edificio de pocos pisos es un edificio más rígido que un edificio alto); la distribución de la masa, tanto en planta como en altura; el tipo de suelo sobre el que está apoyada, siendo mayor para suelos blandos que para roca; las características del sismo (duración, magnitud, distancia del epicentro); la historia sísmica de la construcción. Los códigos sismo-resistente le dan al diseñador estructural, las recomendaciones para que sus diseños tengan un margen de seguridad adecuado para proteger la vida y bienes de los propietarios de las edificaciones situadas en zonas de gran actividad sísmica.

La Norma sismo-resistente fija los criterios y requisitos que deben cumplir las edificaciones que puedan verse sometidas a fuerzas sísmicas y busca como objetivo el que puedan resistirlas, reduciendo a un mínimo el riesgo de pérdidas de vidas humanas y la defensa del patrimonio del Estado y de los ciudadanos. Al respecto dice:

Una estructura diseñada siguiendo los requisitos consagrados en las normas que regulen las construcciones sismo-resistentes, debe ser capaz de resistir, además de las fuerzas que le impone su uso, sismos de poca intensidad sin daño, sismos moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño en elementos no estructurales y un sismo fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso.

La norma sismo-resistente adopta el sistema internacional de medidas SI y por ende la unidad básica de fuerza, el newton N, por lo que las fuerzas inerciales deberán obtenerse a partir de las masas en kilogramos (kg). Los métodos de análisis aceptados por el código son:

- El Método de la fuerza horizontal equivalente.
- El Método del análisis dinámico elástico.
- El método del análisis dinámico inelástico.
- Otros alternos de tipo inelástico.

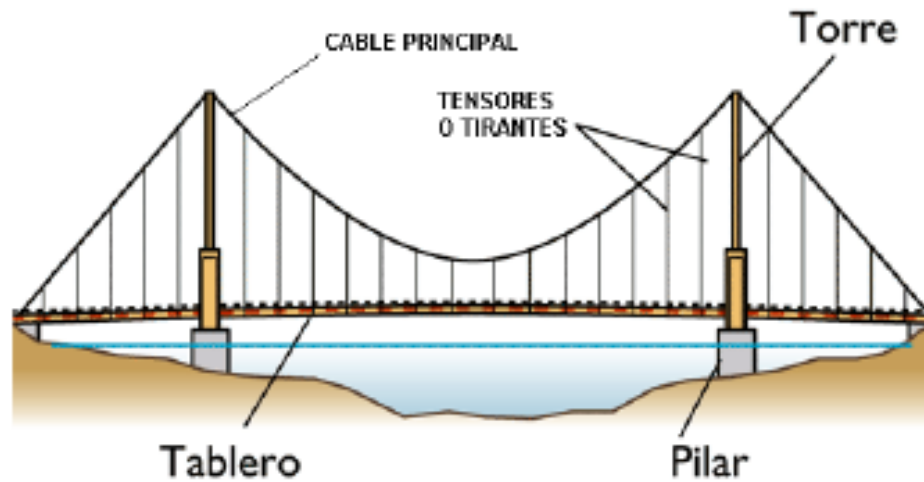
## **5.7. Puentes Colgantes.**

Un puente colgante es un puente sostenido por un arco invertido formado por numerosos cables de acero (cable principal), del que se suspende el tablero del puente mediante tirantes verticales. El puente colgante es, igual que el arco, una estructura que es resistente gracias a su forma; en este caso salva una determinada luz mediante un mecanismo resistente que funciona exclusivamente a tracción, evitando gracias a su flexibilidad, que aparezcan flexiones en el.

Las fuerzas principales de un puente colgante son de tracción en los cables principales y de compresión en pilares. Todas las fuerzas en los pilares deben ser casi verticales y hacia abajo, y son estabilizadas por los cables principales.

En los puentes colgantes las solicitaciones se deberán analizar mediante la teoría de grandes deformaciones para las cargas verticales. Se deberá analizar las solicitaciones provocadas por las cargas de viento, considerando la rigidación por

tracción de los cables. Al asignar fuerzas a los cables, sus pensores y componentes de las cerchas de rigidación se podrá desperdiciar la rigidez torsional del tablero.<sup>16</sup>



**Figura n° 21.** Detalles de un puente colgante.

**El Cable Principal**, es un elemento flexible, lo que quiere decir que no tiene rigidez y por tanto no resiste flexiones. Si se le aplica un sistema de fuerzas tomará la forma necesaria para que en él solo se produzcan esfuerzos axiales de tracción; si esto no fuera posible no resistiría. Por lo tanto la forma del cable coincidiría forzosamente con la línea generada por la trayectoria de una de las posibles composiciones del sistema de fuerzas que actúan sobre él.

La curva del cable principal de un puente colgante es una combinación de la deflexión, porque el cable principal pesa y de la parábola porque también pesa el tablero; sin embargo la diferencia entre ambas curvas es mínima y por ello en los cálculos generalmente se ha utilizado la parábola de segundo grado.

Los cables que constituyen el arco invertido de los puentes colgantes deben estar anclados en cada extremo del puente ya que son los encargados de transmitir una parte importante de la carga que tiene que soportar la estructura.

**Las Torres**, han sido siempre los elementos mas difíciles de proyectar en los puentes colgantes, porque son los que permiten mayor libertad.

<sup>16</sup>NORMAS AASTHO POR EL METODO LRFD. SECCION 4. ANALISIS Y EVALUACION ESTRUCTURAL. PUENTES SUSPENDIDOS (4.6.3.8). Pág. 71.

Por eso en ellas se han dado toda clase de variantes. Las torres no plantean problemas especiales de construcción salvo la dificultad que se supone elevar piezas o materiales a grandes alturas. Las torres de los puentes metálicos se montan generalmente mediante grúas trepadoras ancladas en ellas, que se van elevando a la vez que van subiendo las torres, la cual hay torres donde los puentes de hormigón se construyen mediante encofrados trepadores.

**El Tablero**, suelen estar suspendidos mediante tirantes verticales que conectan con dichos cables y se usan estructuras de acero reticuladas para soportar la carretera.

Las ventajas de los puentes colgantes son:

- El vano central puede ser muy largo en relación a la cantidad de material empleado, permitiendo comunicar cañones o vías de aguas muy anchas.
- Pueden tener la plataforma a gran altura permitiendo el paso de barcos muy altos.
- No se necesitan apoyos centrales durante su construcción, permitiendo construir sobre profundos cañones o cursos de aguas muy ocupados por el tráfico marítimo o aguas muy turbulentas, siendo relativamente flexible puede flexionar bajo vientos severos y terremotos, donde un puente mas rígido tendría que ser más fuerte y duro.

Los inconvenientes:

- Al faltar rigidez el puente se puede volver intransitable en condiciones fuertes vientos o turbulencias y requerirá cerrarlo temporalmente al tráfico. Esta falta de rigidez dificulta mucho el mantenimiento de vías ferroviarias.
- Bajo grandes cargas de viento, las torres ejercen un gran momento en el suelo, y requieren una gran cimentación cuando se trabaja en suelos débiles, lo que resulta muy caro.



**Figura nº 22.** Puente colgante Golden Gate, en San Francisco. EE.UU.

### **5.7.1. PRINCIPIOS BÁSICOS DE LOS PUENTES COLGANTES.**

Los principios de funcionamiento de un puente colgante son relativamente simples. La implementación de estos principios tanto en el diseño como en la construcción es el principal problema de la ingeniería.

En principio la utilización de cables como elementos estructurales más importantes de un puente tiene por objetivo el aprovechar la gran capacidad resistente del acero cuando está sometido a tracción.

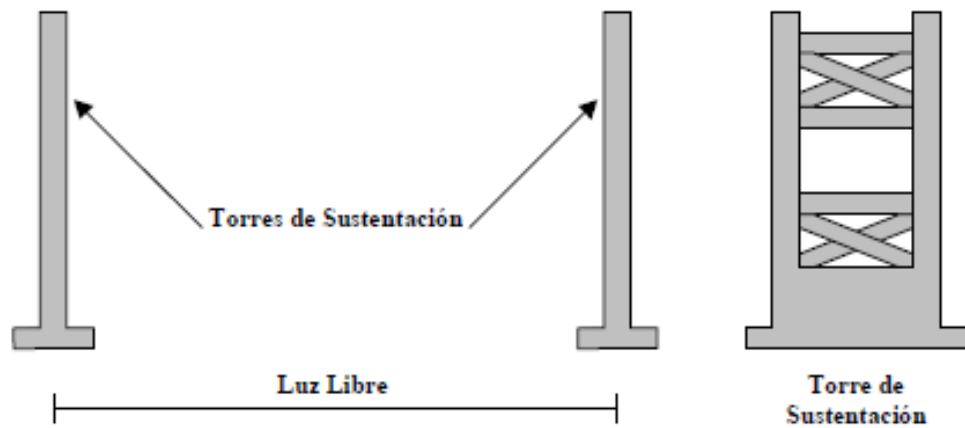
Si utilizamos la geometría más sencilla de un puente colgante (para simplificar las expresiones y crear un paralelismo con la secuencia de los procesos constructivos), el soporte físico de un puente colgante está provisto por dos torres de sustentación, separadas entre sí. Las torres de sustentación son las responsables de transmitir las cargas al suelo de cimentación.<sup>17</sup>

Los puentes colgantes son sogas flexibles como cables han sido empleados desde épocas remotas.

---

<sup>17</sup> PUENTES DE GRAN LONGITUD Y GRANDES LUCES. Marcelo Romo Proaño y Fernando Romo Proaño. PUENTES DE GRAN LONGITUD. Escuela Superior del Ejército. Pág. 12





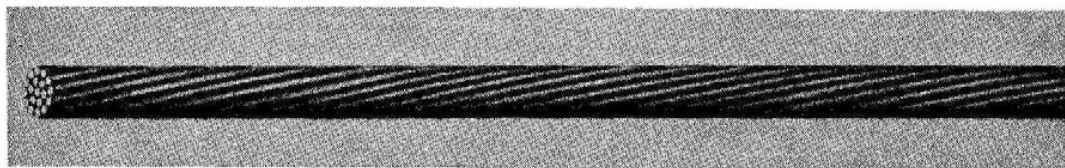
**Figura n° 23.** Torres de sustentación de un puente colgante.

### 5.7.2. LOS CABLES.

Los cables son los elementos más importantes para resistir las cargas extremas en la estructura de un puente colgante. El cable puede presentar diversas configuraciones pero todas ellas se basan en el empleo de alambres delgados de alta resistencia.

En puentes colgantes de pequeñas luz se emplea generalmente cordones o strands individuales o en grupos de cordones paralelos. En puentes colgantes de mayor luz se emplean cordones o strands trenzados formando cables o cables formados por alambres paralelos.

Un cordón o strands está formado por una o más capas de alambre colocadas helicoidalmente alrededor de un alambre central recto. Los alambres que forman el cordón deben ser de acero al carbono galvanizado en caliente o por un proceso electrolítico.



One-inch-diameter strand

**Figura n° 24.** Cable de 16 alambres (Preston 1960).

De acuerdo a la norma ASTM A 603, el área de los alambres que forman el cordón incluye el recubrimiento de zinc, por lo que las tensiones mínimas exigidas son aparentemente menores que para los alambres sin galvanizar. El alambre del que se fabrica el cordón debe tener una resistencia mínima en tracción de 1.520 MPa (220 ksi) y el cordón tiene una resistencia mínima de rotura de la norma ASTM A 586, con un valor aproximado de 1.380 MPa (200 ksi).

El módulo mínimo de elasticidad del cordón preestirado de la norma ASTM A 586, con un valor mínimo de 165.500 MPa (24.000 ksi) para cordones hasta de 2-9/16" de diámetro nominal y de 158.600 MPa (23.000 ksi) para cordones de diámetro mayor.

### **5.7.3. LAS PENDOLAS.**

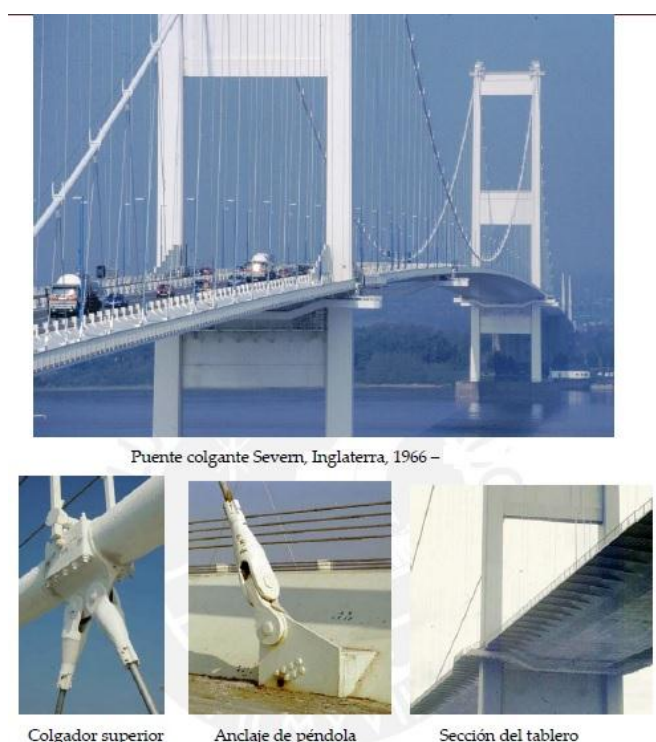
Son los elementos doblemente articulados que transmiten las cargas del tablero del puente y de las vigas de rigidez a los cables, pueden estar formados por uno o dos cordones y de acuerdo con esto cambia la manera de conectarlos al cable. Estas péndolas se colocan verticalmente, aunque en algunos puentes se les ha colocado inclinadas para mejorar el comportamiento aerodinámico, pero esto aumenta la variación de esfuerzos debidos a la sobrecarga por lo que no se les ha seguido empleando.

El espaciamiento entre péndolas se selecciona de manera que coincida con los nudos de la viga de rigidez, en puentes de pequeña luz se colocan en cada nudo y en puentes de luz grandes generalmente cada dos nudos, dando espaciamientos del orden de 5.00 mts - a 15.00 mts.

### **5.7.4. BLOQUES DE ANCLAJES.**

Las paredes se construyen de hormigón armado con un esfuerzo de rotura a la compresión a los 28 días de mínimo 21 MPa. El relleno es de material pétreo similar a la sub-base clase tipo 3 según las especificaciones del MTOP. Dentro de él se coloca una viga metálica o parte metálicas, cuyas placas deben cumplir con las especificaciones ASTM A-36, con una fluencia de  $F_y=3.600 \text{ psi}$  o  $25.300 \text{ kg/cm}^2$ .

Los cables deben anclarse en sus extremos, el ángulo de inclinación de los cables a los anclajes se recomienda que tengan un rango de variación del 20% respecto a la tangente al cable principal en los extremos del vano central del puente, con el fin de tener una variación menos brusca de las tensiones en los cables. Si el cable es más inclinado la tensión es mayor, siendo un mínimo si es horizontal; las condiciones topográficas determinan el aprovechamiento de estas características.



**Figura n° 25.** Partes de un puente colgante.

Cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia de la armadura sin dañar el hormigón se puede utilizar como anclaje. El comportamiento de los anclajes mecánicos se deberá verificar mediante ensayos en laboratorio.

El anclaje de la armadura se puede lograr mediante la combinación de un anclaje mecánico y la longitud embebida adicional de la armadura entre el punto de máxima tensión en la barra y el anclaje mecánico. Si se han de utilizar anclajes mecánicos, la documentación técnica deberá indicar todos los detalles de dichos anclajes.<sup>18</sup>

<sup>18</sup> NORMAS AASTHO POR EL METODO LRFD. SECCION 4. ESTRUCTURAS DE HORMIGON. (4.6.3.8).  
Pág. 166.

## **6. BENEFICIARIOS**

De la manera más directa y especial los beneficiarios de este proyecto serán los estudiantes de la Universidad Técnica de Manabí, al mismo tiempo la institución que se verá beneficiada será la propia Universidad.

### **6.1. BENEFICIARIOS DIRECTOS**

- Universidad Técnica de Manabí.
- Facultad de Ingeniería Agrícola.
- Estudiantes y Autores de la Tesis.

### **6.2. BENEFICIARIOS INDIRECTOS**

- Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Manabí.
- Estudiantes de la Facultad de Ingeniería Agrícola.
- Colectividad estudiantil de la Parroquia Lodana, Cantón Santa Ana.

## **7. METODOLOGÍA**

Para la elaboración de este trabajo se ha realizado su diseño en base a las normas y códigos vigentes en el diseño de estructuras de Hormigón Armado, como en el caso especial que tenemos una cimentación, se ha utilizado para el diseño en hormigón la Norma Ecuatoriana de Construcción 2014 (NEC-14), las Especificaciones AASTHO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD y el Código de diseño Internacional del Instituto Americano de Concreto ACI-318.

Para el cálculo de la cimentación se tomó una zapata corrida bajo muro, diseñada en hormigón Armado, con un muro portante de protección a la torre que sostendrá los cables.

## **7.1. MÉTODOS**

En el método de utilización de este diseño se tomó después de analizar y trabajar el análisis en base al método deductivo.

Cuyas herramientas son:

- Matriz de Involucrados.
- Árbol de Problema.
- Árbol de Objetivos.
- Árbol de Alternativas.
- Matriz del Marco Lógico.

## **7.2. TÉCNICAS**

- Observación Directa.
- Fichas Bibliográficas.
- Investigación.
- Calculo investigativo.
- Hojas de cálculos.

## **7.3. RECURSOS.**

Estos recursos serán de uso de los autores de la tesis aunque en algunos casos serán de dependencia de otros.

### **7.3.1. RECURSOS HUMANOS**

- Alumnos de la Escuela Ingeniería Civil.
- Investigadores.
- Tutor del Proyecto.
- Personal Docente de la Escuela de Ingeniería Civil.
- Autoridades de la Universidad Técnica de Manabí.

- Autoridades de la Escuela de Ingeniería Civil.
- Autoridades de la Facultad de Ingeniería Agrícola.
- Personas Interesadas.

### **7.3.2. RECURSOS MATERIALES.**

- Computadora.
- Pen drive.
- Internet.
- Impresora.
- Cámara.
- Automóvil.
- Útiles de oficina.
- Texto de consultas.
- Equipos topográficos.
- Equipos para estudios de Suelos.
- Software aplicado a la Ingeniería Civil.
- Elementos de construcción.
- Otros elementos para el equipo de ensayo de suelos y topográficos.

### **7.3.3. RECURSOS INSTITUCIONALES.**

- Campus de la Universidad Técnica de Manabí.
- Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas.
- Escuela de Ingeniería Civil.
- Facultad de Ingeniería Agrícola.
- Campus de la Facultad de Ingeniería Agrícola.

## **7.4. FINANCIAMIENTO.**

El financiamiento del proyecto de total de DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACION DE UN PUENTE METÁLICO COLGANTE PARA EL SITIO

LODANA EN LA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA DE LA UNIVERSIDAD TECNICA DE LA MANABÍ se realizó a través de la beca entregada por la UNIVERSIDAD TECNICA DE MANABÍ.

## **8. RESULTADOS OBTENIDOS.**

El presente trabajo de titulación que se ha desarrollado bajo la modalidad de desarrollo comunitario, se han obtenido los resultados esperados, como son el desarrollo del proyecto en el tiempo establecido cuyo cronograma está en el indicio 11.

La construcción de la cimentación se realizó dentro del plazo del proyecto de tesis, la evidencia de la construcción se basará en el libro de obra de la mencionada construcción que estará en el anexo 1.

Cumpliendo así el objetivo más primordial que es el de “diseñar y construir la cimentación de un puente colgante metálico para la Facultad de Ingeniería Agrícola”.

## **9. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES.**

### **9.1. CONCLUSIONES.**

- ❖ En el diseño estructural de la cimentación se concluye que las cargas de servicios deben ser bien destinadas y ejecutadas para el posterior diseño.
- ❖ Se concluye que el calculista destinado a realizar cualquier tipo de diseño en hormigón armado, debe referirse a normas y códigos de diseños como son el ACI-318-11, que es el que rige a nivel mundial y el NEC-11 EN SU VERSION 2013, que es la norma que rige el diseño en nuestro país, así mismo se debe tomar en consideración de las normas AASTHO LRFD, para el diseño de puentes y las normas AISC para el diseño de estructuras de acero.
- ❖ En la actualidad el uso de herramientas informáticas es muy importante, por tal motivo se concluye que es de gran ayuda todos los programas o software

aplicado a la ingeniería civil, como son AutoCAD, Microsoft Excel, entre otros.

- ❖ En el diseño de obras civiles se puede tomar en consideración del criterio del diseñador, sin embargo se concluye que la mejor forma de diseñar es el de tomar aquellos autores reconocidos y libros de los mismos donde se fomenta el diseño.

## **9.2. RECOMENDACIONES.**

- ❖ Se recomienda que el calculista debe tomar en cuenta las cargas de servicio sean las adecuadas, es decir que no debe diseñarse una estructura para cargas menores ya que en el uso no puede ser beneficioso, y de manera igual si se sobre dimensionan la estructura puede ser elevado el costo económico y no será factible la construcción.
- ❖ Se recomienda que toda persona destinada a realizar un proyecto de cualquier estructura debe regirse a las normas del diseño y construcción, en hormigón armado está el ACI-318-11S. Y el NEC-11. En el diseño de acero la norma AISC y para el diseño de puentes la norma recomendada es la AASTHO LRFD.
- ❖ Una vez concluidos sobre el uso de los programas informáticas o software para la aplicación de proyectos de Ingeniería Civil, se recomienda la enseñanza de estas herramientas de manera óptima para que el desarrollar de estos proyectos tenga la experiencia y capacidad en el uso de las mismas.
- ❖ Después de analizar los autores del diseño de estructuras se recomienda utilizar aquellos que dan una explicación sencilla y precisa, así para el diseño de estructuras de hormigón se recomienda Arthur. H. NILSON, para estructuras de acero se recomienda a Jack Mc. CORMAN, y para el diseño de muros o bloques de anclajes es Mononobe OBAKE.

## **10. SUSTENTABILIDAD Y SOSTENIBILIDAD.**



### **10.1. SUSTENTABILIDAD.**

El fortalecimiento de los estudiantes mediante la generación de proyectos de tipo educativos y prácticos aplicando los conocimientos adquiridos en el estudio de la carrera, es de gran beneficio a entidades públicas y privadas que brindan beneficios a la comunidad mediante este tipo de proyectos, y conlleva una responsabilidad de gran magnitud.

En el diseño de este proyecto como es el “DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LA CIMENTACIÓN DE UN PUENTE METÁLICO COLGANTE PARA EL SITIO LODANA EN LA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ”, se ha tomado en cuenta todos los requerimientos para realizar el diseño definitivo que se ha realizado en Hormigón Armado, conjuntamente con ciertos componentes en acero estructural.

Esta estructura tendrá como función principal el de soportar la superestructura del puente metálico colgante, ya que este puente será de uso peatonal para la comunidad estudiantil y aquellas personas que tendrán que usar para realizar cualquier actividad en la Facultad de Ingeniería Agrícola.

### **10.2. SOSTENIBILIDAD.**

En todo lugar se debe tener una forma de movilizarse o transitar, este espacio es la adecuación como lo es un puente, en este proyecto facultara este espacio, para la sostenibilidad de esta ayuda.

Como el proyecto debe generar un espacio seguro, en la actualidad las construcciones han ido evolucionando hasta la forma como se construyen y los materiales a utilizar, esto nos da a interactuar con varias alternativas de construcción.

Una vez analizado se tomó como alternativa de construcción la de realizar el puente de estructura metálica, tipo del puente colgante, y la cimentación de hormigón armado, se decidió proyectar el puente de esta manera y que se construya en Hormigón Armado en combinación con Estructura Metálica, cumpliendo con los requerimientos de diseño generados en este documento, y prevaleciendo los planos que el proyecto generará.

**11. CRONOGRAMA VALORADO DE LA EJECUCION DEL PROYECTO.**

ITEM	ACTIVIDAD	COSTO PARCIAL	PLAZO EN MESES																								
			MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5				MES6				
			S E M A N A 1	S E M A N A 2	S E M A N A 3	S E M A N A 4	S E M A N A 1	S E M A N A 2	S E M A N A 3	S E M A N A 4	S E M A N A 1	S E M A N A 2	S E M A N A 3	S E M A N A 4	S E M A N A 1	S E M A N A 2	S E M A N A 3	S E M A N A 4	S E M A N A 1	S E M A N A 2	S E M A N A 3	S E M A N A 4	S E M A N A 1	S E M A N A 2	S E M A N A 3	S E M A N A 4	
1	OBTENCION DE INFORMACIÓN BÁSICA.	450,00	60,00	70,00	120,00	200,00																					
2	REALIZACION DE AVANCES BIMENSUALES. (30-60-100%)	260,00			20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	15,00	15,00	15,00	15,00											
3	ELABORACIÓN Y FINALIZACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.	210,00																	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	30,00	30,00	
4	GESTIONES DE SUSTENTACIÓN DE LA TESIS, IMPRESIONES Y EMPASTADO	280,00																								280,00	
<b>TOTAL</b>		<b>1483,75</b>																									
<b>COSTO MENSUAL PARCIAL</b>			490,00				80,00				80,00				60,00				100,00				390,00				
<b>COSTO MENSUAL ACUMULADO</b>			490,00				570,00				650,00				710,00				810,00				1200,00				
<b>PORCENTAJE MENSUAL (%)</b>			40,83%				6,67%				6,67%				5,00%				8,33%				32,50%				
<b>PORCENTAJE ACUMULADO (%)</b>			40,83%				47,50%				54,17%				59,17%				67,50%				100,00%				

<b>DETALLES DEL CRONOGRAMA VALORADO DE LA EJECUCION DEL PROYECTO</b>					
<b>ITEM</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANT.</b>	<b>P. U. USD</b>	<b>TOTAL USD</b>
<b>1</b>	<b>RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN BÁSICA.</b>				
1.2	Movilización.	Gb.	1,00	80,00	80,00
1.3	Libros e Internet.	Gb.	1.00	120,00	120,00
1.4	Estudios de Suelos y Topográficos	Gb.	1.00	250,00	250,00
	<b>SUBTOTAL 1</b>				<b>450,00</b>
<b>2</b>	<b>OBTENCIÓN DE AVANCES BIMENSUALES (30%-60%-100%).</b>				
2.1	Gasto varios	Global	1,00	225,00	225,00
2.3	Impresiones	U	2800,00	0,05	140,00
2.4	Suministro de Papelería	U	15,00	0,75	11,25
	<b>SUBTOTAL 2</b>				<b>376,25</b>
<b>3</b>	<b>ELABORACIÓN Y FINALIZACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.</b>				
3.1	Gastos varios	Global	1,00	120,00	120,00
3.3	Impresiones	U	2800,00	0,05	140,00
3.4	Impresiones de planos A1	U	40,00	2,00	80,00
3.5	CD	U	10,00	1,25	12,50
3.6	Materiales de oficina.	U	1,00	25,00	25,00
	<b>SUBTOTAL 3</b>				<b>377,50</b>
<b>4</b>	<b>SUSTENTACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.</b>				
4.1	Gestiones de sustentación, impresiones y empastado.	Global	1,00	280,00	280,00
	<b>SUBTOTAL 4</b>				<b>280,00</b>
	<b>TOTAL</b>				<b>1483,75</b>

## 12. EJECUCIÓN DEL ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PROYECTO.

### 12.1. DISEÑO DE ESTRUCTURAS.

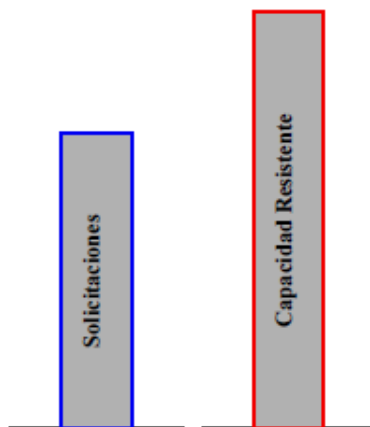
En el diseño de estructuras ya sean estas de hormigón armado, estructura metálica o de madera, se necesita tener en consideración dos consideraciones de diseño como son:

- Diseño por esfuerzo admisible.
- Diseño por capacidad resistente.

Sea cual sea el método de diseño, la parte fundamental es la comparación de las solicitaciones de cargas (cargas externas de diseño), y la capacidad resistente de la estructura. La capacidad resistente de la estructura debe ser mayor que las solicitaciones ya que esto hará que la estructura funciones con las cargas finales de diseño.

La seguridad de la estructura estará en función a la diferencia entre la comparación de las solicitaciones y la capacidad resistente, si la diferencia entre ellas se genera un mayor factor de seguridad para la utilidad de la estructura.

Los estados de cargas permanentes o estáticas se deben tomar un mayor factor de incremento a diferencia de las cargas no permanente, ya que estas estarán durante toda la vida útil.



**Figura n° 26.** Comparación entre las solicitaciones de cargas y la capacidad resistente.

### 12.1.1. DISEÑO POR ESFUERZO ADMISIBLE.

En el diseño por esfuerzo admisible o diseño por cargas de servicio, la capacidad resistente de la estructura, del elemento estructural o de la sección específica de un elemento estructural se divide para un factor de seguridad aceptable para compararse con la magnitud de las solicitaciones.<sup>19</sup>

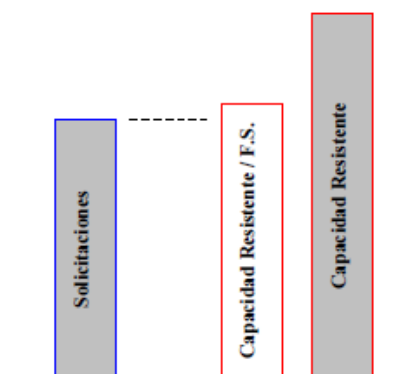


Figura n° 27. Diseño por esfuerzo admisible.

### 12.1.2. DISEÑO POR CAPACIDAD RESISTENTE.

En el diseño por capacidad resistente, las solicitaciones que actúan sobre la estructura son mayoradas mediante factores apropiados para que las acciones exteriores sean comparadas con la capacidad resistente.<sup>20</sup>

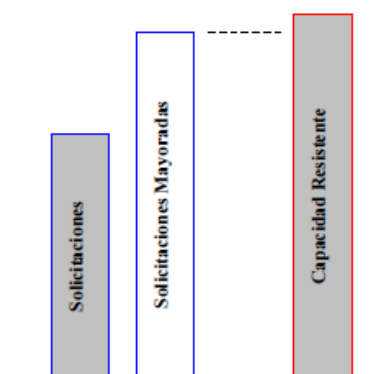


Figura n° 28. Diseño por capacidad resistente.

---

<sup>19</sup> TEMAS DE HORMIGON ARMADO. Marcelo Romo Proaño. CAPITULO 6. Fundamentos para el diseño de estructuras de hormigón armado. Pág. 85

<sup>20</sup> TEMAS DE HORMIGON ARMADO. Marcelo Romo Proaño. CAPITULO 6. Fundamentos para el diseño de estructuras de hormigón armado. Pág. 86

## 12.2. CARGAS PARA PUENTE Y LAS COMBINACIONES DE CARGAS

La estructura de puentes debe ser diseñada para las siguientes cargas y fuerzas:

- Carga muerta.
- Carga viva.
- Impacto o efecto dinámico y vibratorio de la carga viva.
- Cargas de vientos.

Otras fuerzas como:

- Fuerza longitudinal
- Fuerza centrífuga.
- Fuerza térmica.
- Presión de tierras.
- Flotación.
- Esfuerzos por acortamiento elástico y retracción de fraguado.
- Fuerza de viento sobre la estructura.
- Fuerza del viento sobre la carga viva.
- Esfuerzos de montaje.
- Presión de la corriente.
- Fuerzas sísmicas.

Estas cargas y fuerzas se combinan para tener en cuenta los máximos esfuerzos que se puedan producir en los diferentes elementos de la estructura, de acuerdo a los grupos de carga que se analizaran.<sup>21</sup>

### **CARGA MUERTA (D).**

La carga muerta consiste en el peso de la estructura (placa, viga, andenes o bordillos, barandas, etc.), la capa de rodadura y los ductos de servicios públicos que puedan ser soportados por la estructura.<sup>22</sup>

---

<sup>21</sup> HERRERA M. JERONIMO H., (1996), Puentes, Segunda Edición, Universidad Católica de Colombia, Colombia., Pag.24

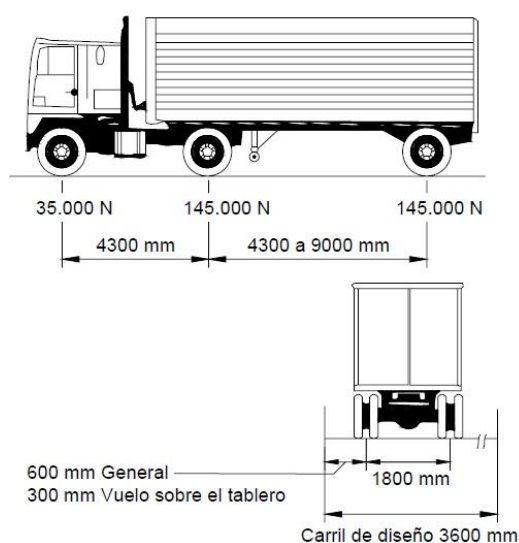
<sup>22</sup> HERRERA M. JERONIMO H., (1996), Puentes, Segunda Edición, Universidad Católica de Colombia, Colombia., Pag.25

### CARGA VIVA (L).

La carga viva es la correspondiente a la carga de servicio. Corresponde entonces a la carga móvil de vehículos, trenes, peatones, etc. Las especificaciones AASTHO ha estandarizado la carga para carreteras y puentes en cuatro clases: H20; H15; H20 y HS20. Las cargas H15 y HS15 son el 75% de las cargas H20 y HS20 respectivamente.

La carga HS corresponde a un camión de dos ejes. Se denomina por la letra H seguida de un número que indica el peso en toneladas inglesa, seguido de otro número que indica el año en que se adoptó la norma. Entre el eje trasero del camión tractor y el eje semi-tráiler, se tiene una distancia variable, con el objeto de poder calcular los esfuerzos máximos, tanto por flexión como por esfuerzo cortante.

De acuerdo con lo indicado en el Manual del Ministerio de Transporte y las Especificaciones AASTHO la sobrecarga HS20 puede ser representada como se indica en la figura n° 29, por las tres cargas puntuales de un camión de diseño las que deben incrementarse en un 33% por efectos de impacto, más una carga de 970 kg/m uniformemente distribuida en un ancho de 3.00 en la dirección transversal y que se aplicara en todas aquellas porciones del puente en que produzca un efecto desfavorable. No se considerará efectos de impacto para esta última carga repartida.



**Figura n° 29.** Camión de diseño según AASTHO. <sup>23</sup>

<sup>23</sup>NORMAS AASTHO POR EL METODO LRFD. SECCION 3.CARGAS Y FACTORES. (3.6.1.2.2). Pág. 26

## CARGA PEATONAL.

Se deberá aplicar una carga peatonal de  $3,6 \times 10^{-3}$  MPa en todas las aceras de más de 600mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberá diseñar para una sobrecarga de  $4,1 \times 10^{-3}$  MPa.

Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizado por vehículos de mantenimiento y/u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.<sup>24</sup>

### 12.2.1. COMBINACIONES DE CARGA.

Los puentes deberán diseñarse para resistir diferentes combinaciones de carga con niveles de seguridad apropiados para cada caso, que se basan en la probabilidad de ocurrencia de acciones simultáneas correspondientes a cada tipo de carga.

Las combinaciones de carga para el diseño de los elementos estructurales de los puentes son mayoradas en LRFD (Load and Resistance Factor Design), y se comparan con la capacidad última resistente. Las cargas factorizadas combinadas y las sollicitaciones de diseño último se calculan con la siguiente expresión: SEGÚN AASTHO<sup>25</sup>

$$Q = \Sigma(\eta_i * \gamma_i * Q_i)$$

El Código AASTHO fija 4 categorías de combinaciones de carga:

- **Combinación de carga de servicio** (SERVICE I, II, III, y IV): contienen cargas permanentes (carga muerta estructural, capa de rodadura, etc.) y cargas transitorias de alta probabilidad de ocurrencia (carga viva máxima, carga viva dinámica, frenado, etc.), fundamentalmente sin mayorización, utilizadas en el diseño bajo paradigma de esfuerzos admisibles como en los elementos de hormigón preesforzado.

---

<sup>24</sup>NORMAS AASTHO POR EL METODO LRFD. SECCION 3.CARGAS Y FACTORES. (3.6.1.6). Pág.

<sup>32</sup><sup>25</sup>NORMAS AASTHO POR EL METODO LRFD. SECCION 3.CARGAS Y FACTORES. (3.4.1). Pág. 10



- **Combinación de carga de resistencia última** (STRENGTH I, II, III, IV y V): Contienen cargas permanentes y cargas transitorias de alta probabilidad de ocurrencia con factores de mayorización, utilizadas en el diseño bajo el paradigma de cargas últimas resistente como elementos de hormigón armado o de acero al carbono.
- **Combinaciones de carga de eventos extremos** (EXTREME EVENT I y II): Contienen cargas permanentes de alta probabilidad de ocurrencia (sismos severos, socavación extrema, etc.). Las cargas permanentes y ocasionales son afectadas por factores de mayorización y las acciones extremas no son mayoradas.
- **Combinación de carga de fatiga y fractura** (FATIGUE): Permite incluir el efecto dinámico de las cargas vivas de alta probabilidad de ocurrencia repetitiva, fundamentalmente se utiliza en elementos de acero.

### 12.3. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN ACI-318.

Estos factores de reducción se han destinado para el tipo de diseño a realizar, es decir a flexión, corte, etc.

Secciones controladas por tracción.	0,90
Tracción axial.	0,90
<b>SECCIONES CONTROLADAS POR COMPRESIÓN.</b>	
Elementos con refuerzo transversal en espiral.	0,75
Otros elementos reforzados.	0,65
Cortante y torsión.	0,85
Aplastamiento.	0,65

**Tabla nº 1.** Factores de reducción según el código ACI-318S.<sup>26</sup>

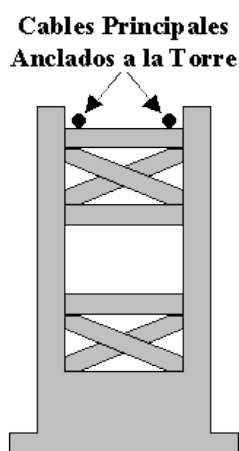
<sup>26</sup>ACI-318S-05. Capítulo 9. Resistencia de Diseño. (9.3). Pág. 124

#### 12.4. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.

Para el diseño de la cimentación se debe tomar en cuenta que la cimentación es la parte en transmitir las cargas hacia el terreno de fundación, estas cargas son aquellas que provienen de las torres de sustentación que sostiene los cables y estos cables sostienen a las vigas del puente.

Cabe recalcar que el alcance de este proyecto es el diseño y cálculo de la cimentación, más que todo que para el diseño se necesitará el peso de las torres y las cargas de los cables.

Las torres de sustentación pueden tener una gran variedad de geometría y materiales estas pueden ser de hormigón armado, madera o acero. La cimentación de las torres de sustentación generalmente es construida de hormigón armado por el permanente contacto con el agua y la tierra, aunque la superestructura puede ser de acero, hormigón o incluso madera.



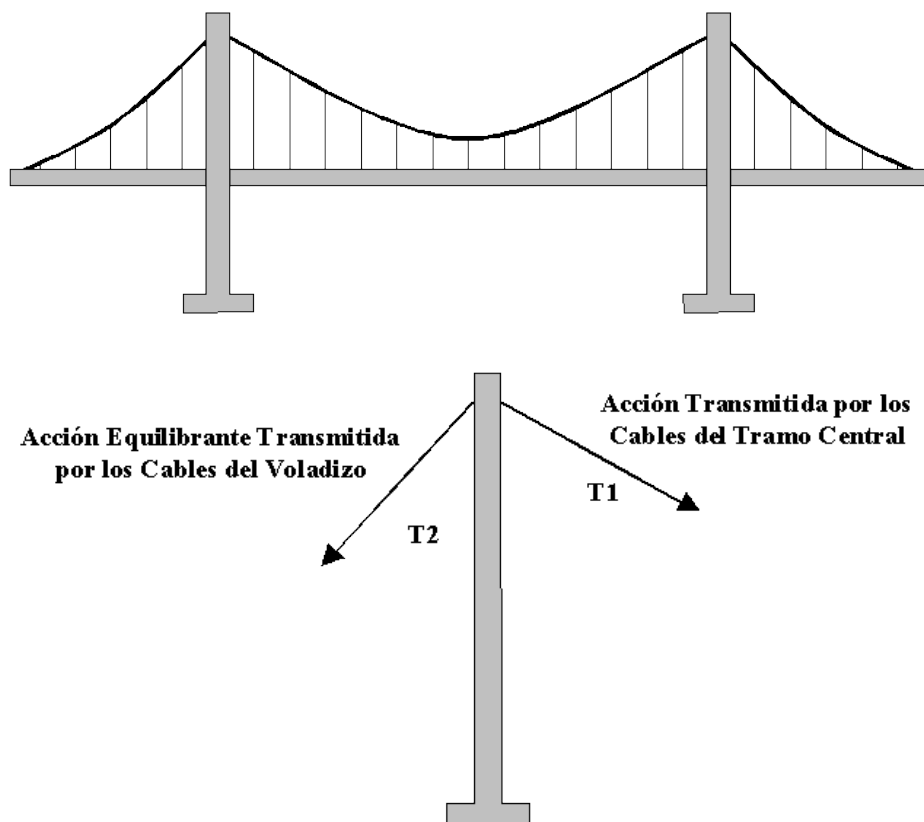
**Figura n° 30.** Montaje de las torres y cables de un puente atirantado.

Pero generalmente presentan como característica típica de una rigidez importante en la dirección transversal del puente y muy poca rigidez en la dirección longitudinal. Este se constituirá en un factor importante para la estructuración de todo el puente colgante.

Apoyados y anclados en la parte alta de la torre de sustentación y ubicados de una manera simétrica con relación al eje de la vía, se suspenden los cables principales de la estructura.

En principio la carga viva ya sea esta vehicular o peatonal es transmitida a su estructura de soporte; la estructura de soporte transmite la carga viva y su propio peso a las vigas transversales, las vigas transversales con sus cargas a su vez se sustentan en los tensores, los tensores y las cargas que sobre ellos actúan están soportados por los cables principales, los cables principales transmiten las cargas a las torres de sustentación y por último las torres de sustentación transfieren las cargas al suelo de cimentación.

Claramente se puede establecer una cadena de funcionamiento de los puentes colgantes, la falla de cualquiera de los eslabones mencionados significa la falla del puente en su conjunto.

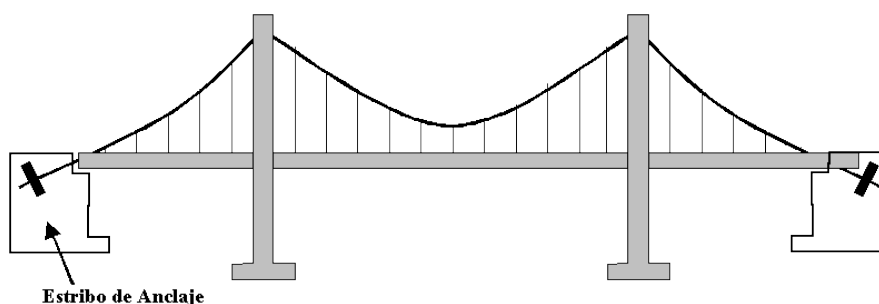


**Figura n° 31.** Funcionamiento de las torres de sustentación.

Además de la cimentación del puente también existe un elemento muy importante para el desarrollo del puente, como son las cámaras de anclajes o estribos de anclajes, donde se sujetará los cables de la torre de suspensión.

Con el objetivo de reducir los costos de los macizos de anclajes, los estribos o cámaras de anclaje son construidos de hormigón armado, conformándose cámaras o celdas selladas llenas de lastre (piedra y tierra) dentro de los elementos de anclajes, ya que el peso y costo de este material es muy bajo a comparación del hormigón ciclópeo que también se utiliza para el relleno.

Esta estructuración de los puentes colgantes permite resistir eficientemente las cargas gravitacionales, pero existen otras alternativas de estructuración, como puentes colgantes continuos, puentes con un solo eje central de cables, puentes con más de un cable en los extremos de la vía, etc.<sup>27</sup>



**Figura n° 32.** Sistema de anclajes de un puente colgante.

La cimentación es parte fundamental de la estructura, en ella descansa la estructura del puente y es donde el suelo provoca la reacción del peso mismo de la estructura.

La cimentación se debe realizar su diseño estructural tomando las cargas que genera la torre de sustentación, y la fuerza sísmica. Los asentamientos se deben tomar en cuenta por son una de las causas de que la estructura falle, estos pueden ser de pequeña magnitud o de mayor magnitud sin embargo se toman en cuenta. Lo ideal es generar un área responsable para la cimentación.

---

<sup>27</sup>PUENTES DE GRAN LONGITUD Y GRANDES LUCES. Marcelo Romo Proaño y Fernando Romo Proaño. PUENTES DE GRAN LONGITUD. Escuela Superior del Ejército. Pág. 19

Las consideraciones de diseño están basadas en la verificación de las cuantías según ACI-318S-11.<sup>28</sup>

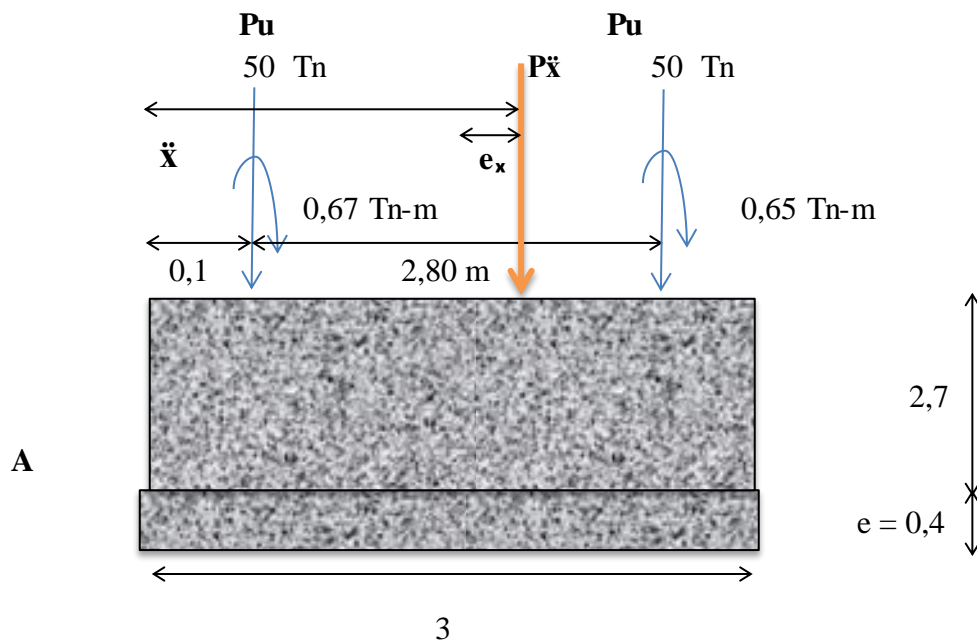
$$As_{min} = \frac{0,8 \sqrt{f'c}}{fy} \geq As_{min} = \frac{14}{fy} * bw * d$$

Dónde:

$bw = t$

$d = h'$

### DISEÑO DE LA ZAPATA DE LAS PILAS ESTRUCTURALES.




**CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO:** Este valor está dado por un ensayo de suelo llamado S.P.T. en el cual nos dio como resultado una capacidad de  $Q_{ad} = 14,4$  t/m<sup>2</sup>

**PESO DEL MURO:** Es el peso propio calculado, como se indicó anterior donde está el cálculo del muro  $P_m = 7,77$  ton.

**PESO TOTAL:** Es la suma de los pesos, es decir el peso del muro más el peso de las torres.  $PT = 7,77 + 50 + 50 = 107,77$  ton.

**DISTANCIA  $\bar{x}$  (SUMATORIA DE MOMENTOS EN "A"):** Es la distancia generada donde estará la resultante de las cargas. Este proceso se utiliza una ecuación de la estática

$$\Sigma MA = 0$$


$$\bar{x} = \frac{(0,65 + 0,67 + (50 * 0,1) + (50 * 2,9) + (7,77 * \left(\frac{3,0}{2}\right))}{107,77} = 1,51 \text{ m}$$

**EXCENTRICIDAD:** La excentricidad es la distancia entre la diferencia de la base repartida para dos con la distancia (x).

$$e_x = B/2 - \bar{x} = 3,0/2 - 1,51 = 0,01 \text{ m.}$$

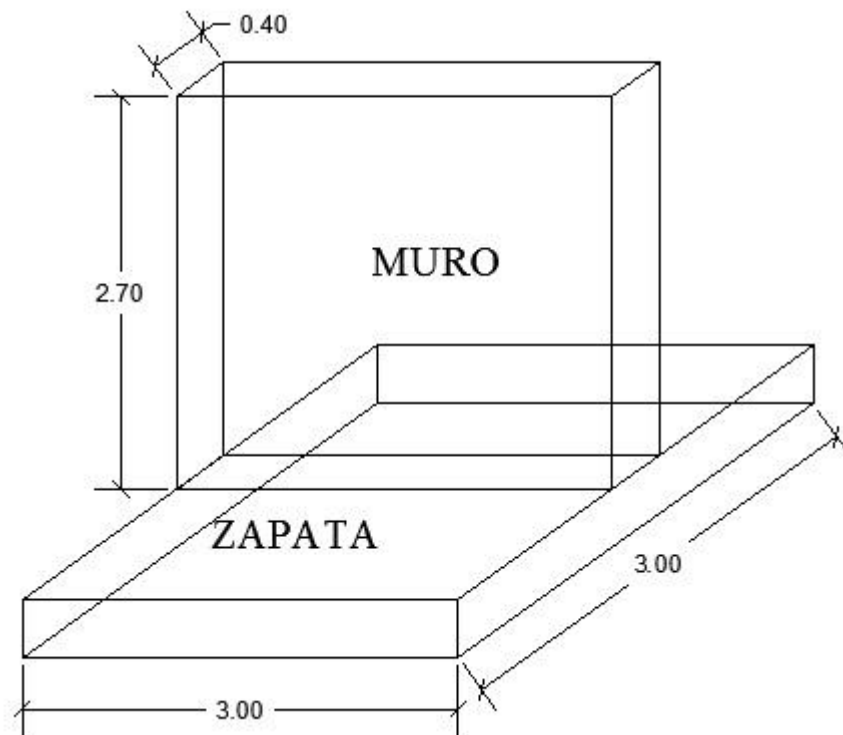
$$F^C = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F^Y = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

**ANCHO DE LA ZAPATA:** Es el valor adoptado o se puede calcular en función de la capacidad portante del suelo y las cargas a resistir.

$$A = \frac{PT}{Q_{ad} * L} = \frac{107,77}{14,4 * 3,0} = 2,50$$

El valor adoptado debe ser superior y el 2,50 calculado se aproxima a 3,0 m la zapata tendría la siguiente forma geométrica.



**Figura n° 33. Diseño final de dimensiones.**

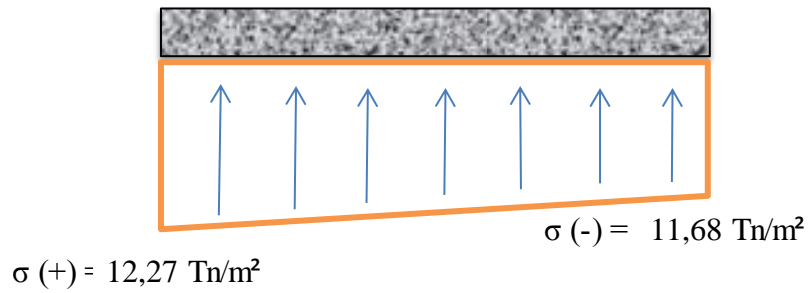
**ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LA REACCIÓN DEL SUELO:** Este valor se necesitará para el diseño de la zapata a flexión.

$$Q_{ac} = \frac{Pt}{A} * \left(1 + \frac{6 * ex}{L}\right)$$

$$Q_{ac} = \frac{107,77}{3,0 * 3,0} * \left(1 + \frac{6 * 0,01}{3,0}\right) = 12,27 \frac{ton}{m^2}$$

$$Q_{ac} = \frac{Pt}{A} * \left(1 - \frac{6 * ex}{L}\right)$$

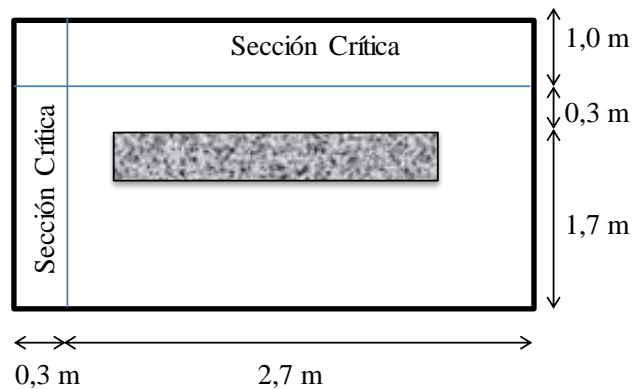
$$Q_{ac} = \frac{107,77}{3,0 * 3,0} * \left(1 - \frac{6 * 0,01}{3,0}\right) = 11,68 \frac{ton}{m^2}$$



El valor para diseño será de  $12,27 \text{ ton/m}^2$ , por ser el mayor efecto.

### DISEÑO A CORTE.

La sección Crítica al corte se encuentra a 30 cm de la cara del muro en ambos sentidos



Recubrimiento en la parte inferior de la zapata =  $r = 7 \text{ cm}$ . (según Romo 2010)

Coefficiente de mayorización = 0,85 (ver Tabla nº 1)

Fuerza cortante que actúa en la Sección Crítica:

$$V_u = (Q_{ac} * A) = 0,30 * 12,27 * (0,3 * 3,00) = 3,31 \text{ ton.}$$

Esfuerzo cortante que actúa sobre la sección:

$$U_n = \frac{V_u}{\phi * b * d} = \frac{3,31 * 1000}{0,85 * 300 * 33} = 0,40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

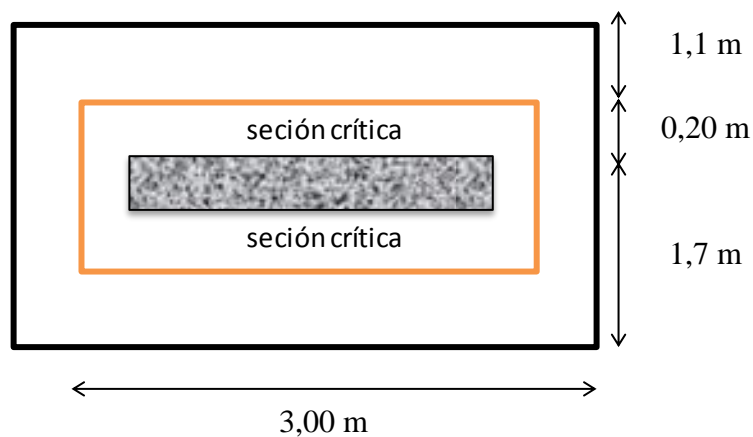


Capacidad resistente del hormigón al corte:

$$\begin{aligned}
 U_c &= 0,53\sqrt{f_c} \\
 &= 0,53 \\
 &\quad * \sqrt{210} \\
 &= 7,68 \frac{kg}{cm^2}
 \end{aligned}
 \qquad
 \begin{array}{ccc}
 U_c & > & U_u \\
 \text{OK} & & 
 \end{array}$$

### DISEÑO A PUNZONAMIENTO.

La sección Crítica al punzonamiento se encuentra alrededor del muro con una separación de "d/2" en sus caras



Recubrimiento en la parte inferior de la zapata =  $r = 7\text{cm}$ ... (Según Romo 2010)

Coefficiente de mayorización = 0,85 (ver Tabla nº 1)

Fuerza cortante que actúa en la Sección Crítica:

$$V_u = (Q_{ac} * A) = (12,27 * 3,0 * 3,0) - ((0,5 + 0,20 + 0,20) * (3,00)) = 77,30 \text{ ton.}$$

Esfuerzo cortante por Punzonamiento que actúa sobre la sección:

$$U_u = \frac{V_u}{\phi * Perimetro} =$$

$$Uu = \frac{72,90\text{ton} * 1000}{0,85 * ((300\text{cm} * 2) + ((40\text{cm} + 20\text{cm} + 20\text{cm}) * 2) * (33\text{cm}))}$$

$$Uu = 3,63 \text{ kg/cm}^2$$

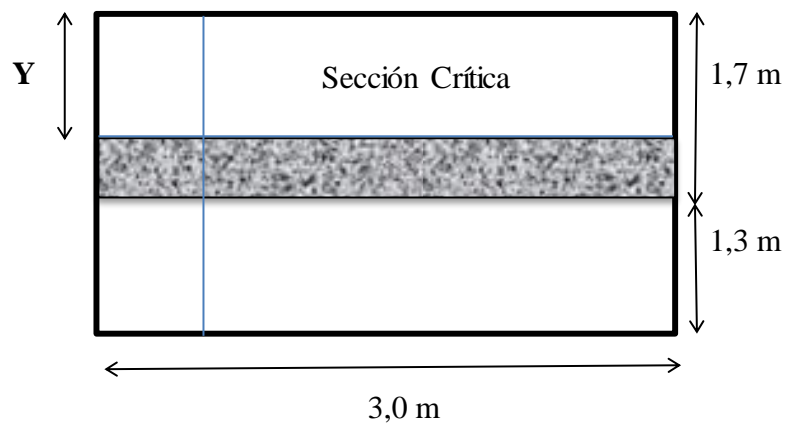
Esfuerzo resistente al corte por funcionamiento:

$$Vc = \sqrt{f'c} = \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 14,49 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

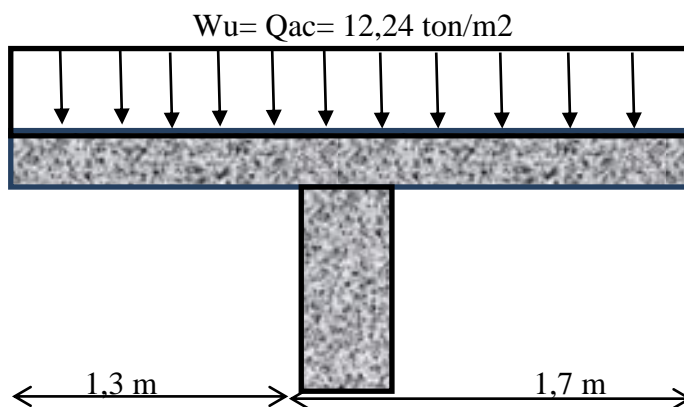
$$Vc > Uu$$

**OK**

**DISEÑO A FLEXION.**



El diseño se realizara en la dirección Y, ya que en esta la zapata está teniendo el momento flector, donde el modelo matemático será el siguiente:



$$Mu = \frac{Wu * L^2}{2}$$

$$Mu = \frac{12,24 * 1,7^2}{2} = 17,73 \text{ ton} - m$$

Cuantía de diseño:

$$\rho = 0,85 * \frac{f^c}{fy} * 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * f^c * b * d^2}} =$$

$$\rho = 0,85 * \frac{210}{4200} * 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17,73 * 100000}{0,85 * 210 * 100 * 33^2}} = 0,0041$$

Como la cuantía de diseño es superior a la cuantía mínima (0,0018) según ACI-318 de zapatas, se usa cuantía de diseño para el cálculo de acero.

$$As = \rho * b * d = 0,0041 * 100 * 33 = 13,43 \text{ cm}^2$$

La varilla a utilizar será de 25 mm y su área es de 4,91 cm<sup>2</sup>, el número de varillas será el As/Área de la varilla.

$$\#v = \frac{AS}{Av} = \frac{13,43}{4,91} = 2,73 = 3 \text{ varillas de 25mm por cada metro}$$

En los dos sentidos de la zapata. El armado quedara de la siguiente manera:

El acero mínimo de la zapata estará ubicado en la parte superior de la misma.

$$As \text{ min} = \rho_{min} * b * d = 0,0018 * 100 * 33 = 5,94 \text{ cm}^2$$

La varilla a utilizar será de 16 mm y su área es de 2,01 cm<sup>2</sup>, el número de varillas será el As/Área de la varilla.

$$\#v = \frac{AS}{Av} = \frac{5,94}{2,01} = 2,95 = 3 \text{ varillas de 16 mm por cada metro}$$

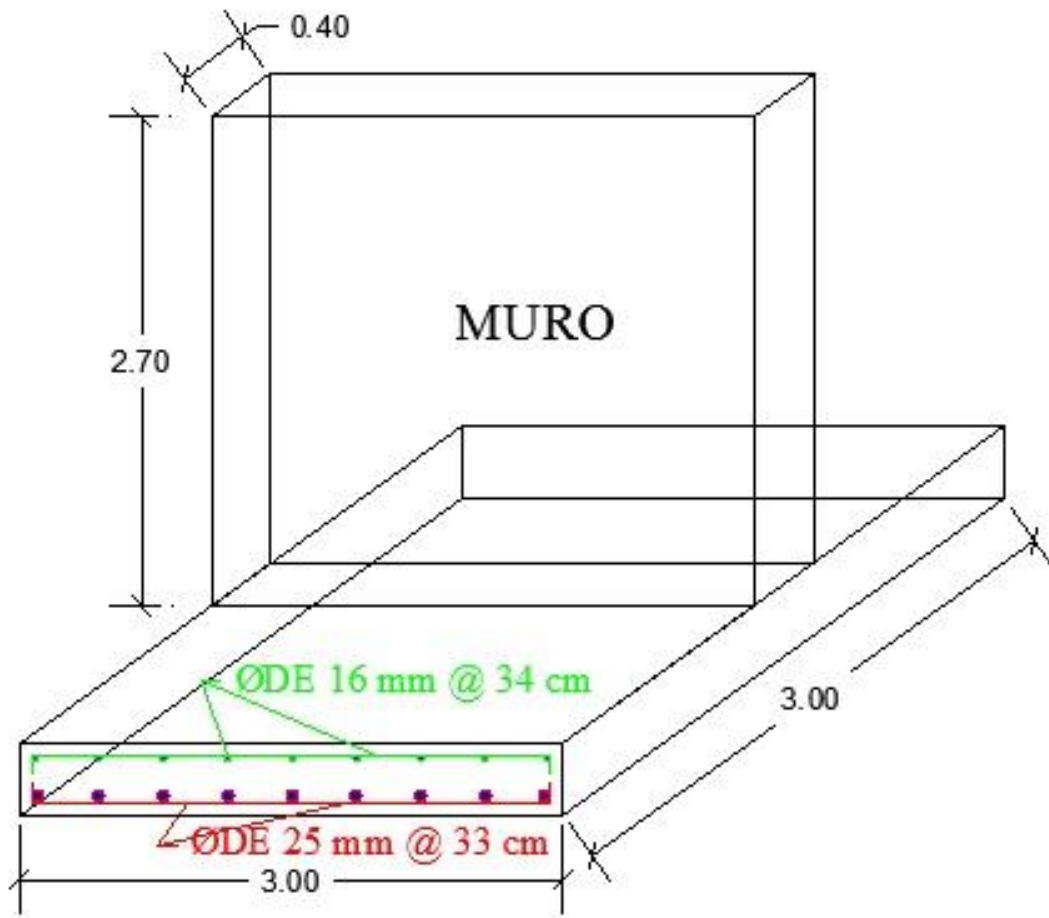


Figura n° 34. Detalle de armado de la zapata.

**13. PRESUPUESTO REFERENCIAL.**

<b>PRESUPUESTO REFERENCIAL ESTRUCTURAL</b>					
<b>RUBRO</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>P. UNIT</b>	<b>TOTAL</b>
1	LIMPIEZA Y DESBROCE	M2	36,00	\$ 0,62	22,32
2	REPLANTEO Y NIVELACION	M2	36,00	\$ 1,37	49,32
3	EXCAVACION Y DESALOJO	M3	104,40	\$ 7,30	762,12
4	RELLENO PIEDRA BOLA	M3	43,20	\$ 28,84	1245,89
5	RELLENO DE SUB BASE CLASE TIPO III inc. BLOQUE DE ANCLAJE	M3	27,60	\$ 29,26	807,58
6	REPLANTILLO DE HORMIGÓN SIMPLE f'c= 210 kg/cm2	M3	3,60	\$ 127,09	457,52
7	ACERO DE REFUERZO FY = 4.200 KG/CM2	KG	2572,92	\$ 2,53	6509,49
8	HORMIGÓN SIMPLE f'c= 210 kg/cm2	M3	33,68	\$ 131,41	4425,89
9	PLACA BASE A36	U	0,096	\$ 58,31	5,60
<b>SUB TOTAL</b>					<b>\$ 14.285,73</b>
				<b>IVA 12%</b>	<b>\$ 1.714,29</b>
<b>TOTAL</b>					<b>\$ 16.000,02</b>

### 13.1. PRESUPUESTO REFERENCIAL CON COSTO DIRECTO

<b>PRESUPUESTO REFERENCIAL ESTRUCTURAL</b>					
<b>RUBRO</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>P. UNIT</b>	<b>TOTAL</b>
1	LIMPIEZA Y DESBROCE	M2	36,00	\$ 0,49	17,69
2	REPLANTEO Y NIVELACION	M2	36,00	\$ 1,10	39,60
3	EXCAVACION Y DESALOJO	M3	104,40	\$ 5,83	608,65
4	RELLENO PIEDRA BOLA	M3	43,20	\$ 23,07	996,62
5	RELLENO DE SUB BASE CLASE TIPO III inc. BLOQUE DE ANCLAJE	M3	27,60	\$ 23,40	645,84
6	REPLANTILLO DE HORMIGÓN SIMPLE f'c= 210 kg/cm2	M3	3,60	\$ 101,67	366,01
7	ACERO DE REFUERZO FY = 4.200 KG/CM2	KG	2572,92	\$ 2,02	5197,30
8	HORMIGÓN SIMPLE f'c= 210 kg/cm2	M3	33,68	\$ 105,12	3540,44
9	PLACA BASE A36	U	0,096	\$ 46,64	4,48
<b>TOTAL</b>				<b>\$ 11.416,58</b>	

### 13.2. PRESUPUESTO TOTAL

ITEM	DESCRIPCION	UND.	CANTIDA D	PRECIO. UNIT.	PRECIO TOT.
<b>1</b>	<b><u>INFRAESTRUCTURA</u></b>				
1,1	EXCAVACION Y RELLENO PARA ESTRUCTURAS	M3	130	5,89	765,7
1,2	HORMIGON ESTRUCTURAL DE CEMENTO PORTLAND, CLASE B (F <sub>c</sub> =280 KG/CM2)	M3	25,6	237,98	6092,288
1,3	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS F <sub>y</sub> =4200 KG/CM2	KG	1.332,64	2,3	3065,072
<b>2</b>	<b><u>SUPERESTRUCTURA</u></b>				
2,1	ACERO ESTRUCTURA (ASTMA A36)	KG	2.445,30	3,4	8.314,02
2,2	PLANCHA CORUGADA 3MM	M2	85,37	85,1	7.264,99
2,3	COLUMNAS DE ACERO	ML	24,01	86,54	2.077,83
2,4	SUMINISTRO, Y MONTAJE DE CABLES DEACERO DE 1/2	ML	180,11	24,21	4.360,46
2,5	SUMINISTRO, Y MONTAJE DE CABLES DEACERO DE 1 1/2	ML	135	55,65	7.512,75
<b>3</b>	<b><u>COMPONENTE VIAL</u></b>				
3,1	MEJORAMIENTO CON SUELO SELECCIONADO	M3	140	11,491	1.608,74
3,2	TRANSPORTE DE SUELO SELECCIONADO PARA MEJORAMIENTO	M3-KM	5.640,00	0,26	1.466,40
3,3	MATERIAL FILTRANTE	M3	13,21	15,96	210,83
3,4	TRANSPORTE DE MATERIAL FILTRANTE	M3-KM	480	0,246	118,08
				SUB TOTAL	42.857,16
				IVA	5142,86
				<b>TOTAL</b>	<b>48.000,02</b>

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS. (APU)

<b>1</b>					
<b>ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS</b>					
<b>ESP. TEC.:</b>			<b>UNIDAD: M2</b>		
<b>RUBRO: LIMPIEZA Y DESBROCE</b>			<b>RENDIMIENTO: 0,050</b>		
<b>EQUIPO</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)	
HERRAMIENTAS MENORE 5% M.O				0,023	
<b>PARCIAL: (M)</b>				0,023	
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)	
Peón. Estruct. Ocup. E2	3,00	3,12	9,36	0,468	
<b>PARCIAL: (N)</b>				0,468	
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT (B)	COSTO C=(AxB)	
<b>PARCIAL: (O)</b>				0,000	
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBxC)
<b>PARCIAL: (P)</b>				0,000	
<b>TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)</b>				0,491	
<b>COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%</b>				0,059	
<b>IMPREVISTOS 3%</b>				0,015	
<b>UTILIDADES 10%</b>				0,049	
<b>PRECIO UNITARIO TOTAL</b>				0,614	
<b>PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO</b>				0,62	
NOTA: Estos precios no incluyen IVA.					



2

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESP. TEC.: EQUIPO TOPOGRAFICO  
 RUBRO: REPLANTEO Y NIVELACION

UNIDAD: M2  
 RENDIMIENTO: 0,040

## EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
HERRAMIENTAS MENORE 5% M.O				0,028
NIVEL	1,00	2,00	2,00	0,100
TEODOLITO	1,00	2,50	2,50	0,125
<b>PARCIAL: (M)</b>				0,253

## MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Mast. may. Estruct. Ocup. C1	0,50	3,48	1,74	0,070
Peón. Estruct. Ocup. E2	1,00	3,12	3,12	0,156
Topografo. Estruct. Ocup. C1	1,00	3,48	3,48	0,174
Cadenero. Estruct. Ocup. D2	1,00	3,25	3,25	0,163
<b>PARCIAL: (N)</b>				0,562

## MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT (B)	COSTO C=(AxB)
Tiras	U	0,08	2,00	0,16
Cuartones	U	0,03	2,00	0,06
Clavos 3"	Kg	0,03	2,00	0,06
<b>PARCIAL: (O)</b>				0,280

## TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.MT. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBXC)
<b>PARCIAL: (P)</b>					0,000

NOTA: Estos precios no incluyen IVA.	<b>TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)</b>	1,095
	<b>COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%</b>	0,131
	<b>IMPREVISTOS 3%</b>	0,033
	<b>UTILIDADES 10%</b>	0,110
	<b>PRECIO UNITARIO TOTAL</b>	1,369
	<b>PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO</b>	1,37

## 3

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESP. TEC.: MAQUINARIA  
RUBRO: EXCAVACION Y DESALOJO

UNIDAD: M3  
RENDIMIENTO: 0,090

## EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Herramientas menores 5% M.O				0,072
Retroexcavadora (135 HP)	1,00	28,00	28,00	2,520
Volqueta (8m3)	1,00	20,00	20,00	1,800
<b>PARCIAL: (M)</b>				4,392

## MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Mast. may. Estruct. Ocup. C1	0,50	3,48	1,74	0,157
Operador de maquinaria. Estruct. Ocup	1,00	3,48	3,48	0,313
Ayudante de operador. Estruct. Ocup.	2,00	3,12	6,24	0,562
Chofer profesional. Estruct. Ocup. C1	1,00	4,56	4,56	0,410
<b>PARCIAL: (N)</b>				1,442

## MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT (B)	COSTO C=(AxB)
<b>PARCIAL: (O)</b>				0,000

## TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBxC)
<b>PARCIAL: (P)</b>					0,000

NOTA: Estos precios no incluyen IVA.	<b>TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)</b>	5,834
	<b>COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%</b>	0,700
	<b>IMPREVISTOS 3%</b>	0,175
	<b>UTILIDADES 10%</b>	0,583
	<b>PRECIO UNITARIO TOTAL</b>	7,292
	<b>PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO</b>	7,30

## 4

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESP. TEC.: MAQUINARIA Y MANUAL

UNIDAD: M3

RUBRO: RELLENO DE PIEDRA BOLA

RENDIMIENTO: 0,177

## EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Herramientas menores 5% M.O				0,157
Retroexcavadora (135 HP)	0,50	28,00	14,00	2,478
<b>PARCIAL: (M)</b>				2,635

## MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Mast. may. Estruct. Ocup. C1	0,50	3,48	1,74	0,308
Peón. Estruct. Ocup. E2	3,00	3,12	9,36	1,657
Ayudante de operador. Estruct. Ocup.	1,00	3,48	3,48	0,616
Chofer profesional. Estruct. Ocup. C1	1,00	3,12	3,12	0,552
<b>PARCIAL: (N)</b>				3,133

## MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT (B)	COSTO C=(AxB)
Piedra bola seleccionada	M3	1,20	8,00	9,60
<b>PARCIAL: (O)</b>				9,600

## TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBxC)
Piedra bola negra	M3	28,00	1,10	0,25	7,700
<b>PARCIAL: (P)</b>				7,700	

NOTA: Estos precios no incluyen IVA.	<b>TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)</b>	23,068
	<b>COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%</b>	2,768
	<b>IMPREVISTOS 3%</b>	0,692
	<b>UTILIDADES 10%</b>	2,307
	<b>PRECIO UNITARIO TOTAL</b>	28,834
	<b>PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO</b>	28,84

## 5

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESP. TEC.: MAQUINARIA Y MANUAL

UNIDAD: M3

RUBRO: RELLENO CON SUB BASE CLASE III

RENDIMIENTO: 0,167

## EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Herramientas menores 5% M.O				0,189
Retroexcavadora (135 HP)	0,50	28,00	14,00	2,338
Plancha vibroapisonadora	1,00	2,50	2,50	0,418
<b>PARCIAL: (M)</b>				2,945

## MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Mast. may. Estruct. Ocup. C1	1,00	3,48	3,48	0,581
Peón. Estruct. Ocup. E2	3,00	3,12	9,36	1,563
Ayudante de operador. Estruct. Ocup. E2	1,00	3,12	3,12	0,521
Operador de maquinaria. Estruct. Ocup. C1	1,00	3,48	3,48	0,581
Operador equipo liviano. Estruct. Ocup. D2	1,00	3,25	3,25	0,543
<b>PARCIAL: (N)</b>				3,789

## MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT (B)	COSTO C=(AxB)
Subbase clase 3 ( con arena)	M3	1,20	7,10	8,52
Agua (INCLUYE TRANSPORTE)	M3	0,20	0,50	0,10
<b>PARCIAL: (O)</b>				8,620

## TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBxC)
Material de mejoramiento	M3	28,00	1,15	0,25	8,050

PARCIAL: (P) 8,050

NOTA: Estos precios no incluyen IVA.	<b>TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)</b>	23,404
	<b>COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%</b>	2,809
	<b>IMPREVISTOS 3%</b>	0,702
	<b>UTILIDADES 10%</b>	2,340
	<b>PRECIO UNITARIO TOTAL</b>	29,255
	<b>PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO</b>	29,26

## 6

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESP. TEC.: ESPESOR DE 10cm

UNIDAD: M3

RUBRO: REPLANTILLO DE H.S F' C=210 Kg/cm2

RENDIMIENTO: 1,000

## EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Herramientas menores 5% M.O				0,770
Concreteira 1 saco	0,50	4,00	2,00	2,000
<b>PARCIAL: (M)</b>				2,770

## MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Mast. may. Estruct. Ocup. C1	0,10	3,18	0,32	0,318
Peón. Estruct. Ocup. E2	4,00	3,01	12,04	12,040
Albañil. Estruct. Ocup. D2	1,00	3,05	3,05	3,050
<b>PARCIAL: (N)</b>				15,408

## MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT (B)	COSTO C=(AxB)
Cemento	SACOS	7,00	7,79	54,53
Ripio homogenizado	M3	0,80	11,50	9,20
Arena	M3	0,50	7,00	3,50
Agua (INCLUYE TRANSPORTE)	M3	0,51	0,50	0,255
Tablas de ENCOFRADO (4V)	U	1,00	5,00	5,000
<b>PARCIAL: (O)</b>				72,485

## TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBXC)
Ripio	M3	28,00	0,80	0,30	6,720
Arena	M3	28,00	0,51	0,30	4,284
<b>PARCIAL: (P)</b>					11,004

<b>TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)</b>		101,667
<b>COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%</b>		12,200
<b>IMPREVISTOS 3%</b>		3,050
<b>UTILIDADES 10%</b>		10,167
<b>PRECIO UNITARIO TOTAL</b>		127,084
<b>PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO</b>		127,09

NOTA: Estos  
precios no  
incluyen IVA.

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESP. TEC.:

RUBRO: ACERO DE REFUERZO FY= 4200Kg/cm2

UNIDAD: Kg

RENDIMIENTO: 0,040

## EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Herramientas menores 5% M.O				0,031
Cortadora de acero	1,00	2,50	2,50	0,100
<b>PARCIAL: (M)</b>				0,131

## MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Mast. may. Estruct. Ocup. C1	1,00	3,18	3,18	0,127
Ferrero. Estruct. Ocup. D2	2,00	3,05	6,10	0,244
Ayudante ferrero. Estruct. Ocup. E2	2,00	3,01	6,02	0,241
<b>PARCIAL: (N)</b>				0,612

## MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT (B)	COSTO C=(AxB)
Acero estructural	Kg	1,00	1,10	1,10
Alambre negro	Kg	0,09	2,00	0,18
<b>PARCIAL: (O)</b>				1,280

## TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBXC)
<b>PARCIAL: (P)</b>					0,000

<b>TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)</b>	2,023
<b>COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%</b>	0,243
<b>IMPREVISTOS 3%</b>	0,061
<b>UTILIDADES 10%</b>	0,202
<b>PRECIO UNITARIO TOTAL</b>	2,528
<b>PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO</b>	2,53

NOTA: Estos  
precios no  
incluyen IVA.

## 8

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESP. TEC.: FUNDICION CON CONCRETERA

UNIDAD: M3

RUBRO: H.S. F' C=210 Kg/cm<sup>2</sup>

RENDIMIENTO: 1,050

## EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Herramientas menores 5% M.O				0,844
Concreteira 1 saco	0,50	3,00	1,50	1,575
Vibrador	0,60	1,75	1,05	1,103

PARCIAL: (M) 3,522

## MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Mast. may. Estruct. Ocup. C1	0,10	3,48	0,35	0,365
Peón. Estruct. Ocup. E2	4,00	3,12	12,48	13,104
Albañil. Estruct. Ocup. D2	1,00	3,25	3,25	3,413

PARCIAL: (N) 16,882

## MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT (B)	COSTO C=(AxB)
Cemento	SACOS	7,00	8,00	56,00
Ripio homogenizado	M3	0,80	11,50	9,20
Arena	M3	0,50	7,00	3,50
Agua (INCLUYE TRANSPORTE)	M3	0,50	0,20	0,100
Tablas de ENCOFRADO (4V)	U	1,00	5,00	5,000

PARCIAL: (O) 73,800

## TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBXC)
Ripio	M3	28,00	0,80	0,30	6,720
Arena	M3	28,00	0,50	0,30	4,200

PARCIAL: (P) 10,920

TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)	105,123
COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%	12,615
IMPREVISTOS 3%	3,154
UTILIDADES 10%	10,512
PRECIO UNITARIO TOTAL	131,404
PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO	131,41

NOTA: Estos precios no incluyen IVA.

## 9

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESP. TEC.: UNIDA CON PERNOS ESTRUCTURALES

UNIDAD: U

RUBRO: PLACA BASE A36 (e=1,5 cm)

RENDIMIENTO: 1,000

## EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Herramientas menores 5% M.O				0,173

PARCIAL: (M) 0,173

## MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Mast. may. Estruct. Ocup. C1	0,10	3,48	0,35	0,348
Peón. Estruct. Ocup. E2	1,00	3,12	3,12	3,120

PARCIAL: (N) 3,468

## MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT (B)	COSTO C=(AxB)
Placa A36 (40x40)	M2	1,00	25,00	25,00
Pernos incluye perforacion.	U	12,00	1,50	18,00

PARCIAL: (O) 43,000

## TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBXC)

PARCIAL: (P) 0,000

NOTA: Estos  
precios no  
incluyen IVA.

<b>TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)</b>	46,641
<b>COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%</b>	5,597
<b>IMPREVISTOS 3%</b>	1,399
<b>UTILIDADES 10%</b>	4,664
<b>PRECIO UNITARIO TOTAL</b>	58,302
<b>PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO</b>	58,31



#### 14. BIBLIOGRAFIA.

- ACI-318S-11. (2011). *Instituto Americano de Concreto. Diseño de Estructuras de Concreto*. Estados Unidos: Registro Oficial.
- Facultad de Ingenieria y Arquitectura. (2008). *Consideraciones, Analisis y Diseño de Pilas de Fundacion*. Venezuela.: Universidad de Oriente.
- Ing Herrera., J. (1996). *Puentes*. Colombia.: Facultad de Ingenieria Civil. Universidad Catolica de Colombia.
- Ing Romo., M. (2010.). *Puentes de Gran Longitud*. Quito, Ecuador.: Publicaciones CENCI-ESPE.
- Ing Zambrano., S. (2008-2009). *Tesis de Grado. Calculo Estructural de Cimentaciones Superficiales*. Guayaquil. Ecuador: Universidad de Guayaquil.
- Ing. PhD. Alva Hurtado., J. (1997). *Cimentaciones Profundas*. Peru.: Universidad Nacional de Peru.
- NEC-14. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construccion. Capitulo 1. Cargas y Materiales*. Quito, Ecuador.: Registro Oficial.
- Nilson., A. (1994). *Diseño de estructuras de Concreto*. Santa Fe, Bogota.: McGraw-Hill Interamericama S.A.
- Parker, H. (1995). *Ingenieria Simplificada para Arquitectos y Constructores*. Mexico D.F.: Limusa S.A. Grupo Noreiga Editores.
- Singer., F. (1982). *Resistencia de Materiales*. Mexico D.F.: Harla S.A. de C.V.
- Timoshenko., S. (2000). *Elementos de Resistencia de Materiales*. Mexico D.F.: Limusa S.A. de C.V. Grupo Noriega Editores.
- Villarino, A. (2002). *Tesis de Maestrias sobre Puentes*. España: Escuela Politecnica Superior de Avila.

## 15. ANEXOS

# ANEXOS

**ANEXO 1**  
**CRONOGRAMA VALORADO.**

**ANEXO 2**  
**LIBRO DE OBRA.**

**ANEXO 3**  
**PLANO ESTRUTURAL.**