

Diseño del Puente Colgante Proyecto Geotérmico Las Pailas.



Abstract

This project consists in designing a suspension bridge that will support reinjection pipes for the water-bearing stratum in Las Pailas Geothermic Project.

The objectives include the structural elements designs, prominent among them: cables, towers, foundations and block anchors. To achieve this, it will be used the SAP2000 Structural Analysis Software to check the design and improve it.

For a 150m length and the specific loads applied to the structure, it's required that the towers be 15m tall, the steel channels required for the pavement are W8x31 and the elements that support the pipes are 10x10x0,65 cm steel angles.

The foundations consist on a 4,2x4,2m plaque with 30cm of bank, with a 2m depth, and the backing is a double #6@17,50cm metal mesh. The anchor blocks' dimensions are 2,5x2,5x2,5m, with a double #4@15cm metal mesh in the perimeter, with an 1,65m depth cog.

Keywords:

Suspension Bridge, catenary, block anchors, suspension cable, suspender, deflection, camber.

Resumen

Este proyecto consiste en diseñar un puente colgante que soportará tuberías de reinyección para el manto acuífero del Proyecto Geotérmico Las Pailas.

Los objetivos incluyen el diseño de los elementos estructurales, entre los cuales destacan: el cable, las torres, los cimientos y los dados de anclaje. Para lograr esto se contará con la ayuda del programa de análisis estructural SAP2000, así mismo la metodología de diseño es iterativa, pues se propone, se revisa el diseño y se optimiza.

Se obtuvo que para una longitud de 150m y con las cargas específicas para esta estructura, es necesario que las torres sean de 15m de altura, el perfil que se utilizará para la calzada será W8x31 y los elementos que sostendrán las tuberías serán angulares de 10x10x0,65 cm.

El cimiento consiste en una placa de 4,2x4,2m con 30 cm de peralte, a un desplante de 2m, y el refuerzo será una doble malla #6@17,50cm. Los bloques de anclaje serán de 2,5x2,5x2,5 m, con doble malla #4@15cm en el perímetro del bloque, con un diente de 1,65m de profundidad.

Palabras clave:

Puente colgante, catenaria, dado de anclaje, cable principal, péndolas, flecha, contraflecha.

Diseño del Puente Colgante Proyecto Geotérmico las Pailas.

Diseño del Puente Colgante Proyecto Geotérmico Las Pailas.

FARRAH CALDERÓN JARA.

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Enero del 2010

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

PREFACIO	1
RESUMEN EJECUTIVO	2
INTRODUCCION	4
METODOLOGIA	6
MARCO TEORICO	7
RESULTADOS	26
ANALISIS DE RESULTADOS	34
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	36
APENDICES	37
ANEXOS	38
REFERENCIAS	39

Prefacio

Con el creciente aumento del costo de los combustibles y del efecto invernadero, el ICE ha procurado explotar tipos de energía que vayan de la mano con el ambiente, como es el caso de la energía geotérmica.

El Proyecto Geotérmico Las Pailas es un proyecto del ICE actualmente en desarrollo, el cual, una vez concluido tendrá la capacidad de producir 35 MW de energía.

El puente colgante que se desarrollará en el siguiente proyecto de graduación será el encargado de sujetar las tuberías de reinyección del agua remanente de la planta (luego que se ha generado la electricidad) al manto acuífero.

A nivel académico, este proyecto permitirá reforzar y unificar los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera y así poder aplicarlos en un proyecto real. Así mismo será necesario hacer investigación de diversos temas como el diseño de cables, cargas de viento en torres, dados de anclaje, entre otros.

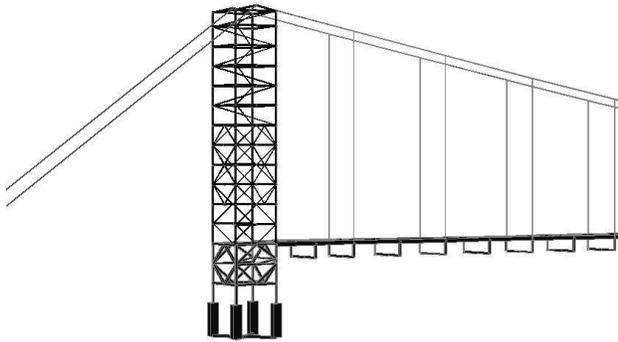
El objetivo general del proyecto consiste en diseñar los elementos principales del puente, lo que incluye:

- a) Cable principal y las péndolas, donde se deberá definir el diámetro y la altura adecuada, y cargas máximas que deberán resistir.
- b) La torre y la calzada, en las que se deberá indicar el elemento a utilizar y la configuración de ambas estructuras.
- c) Cimentación de las torres y bloques de anclaje, donde se deberá revisar dimensiones, nivel de desplante y revisión de la estabilidad.

Se agradece a Dios, pues gracias a Él he podido llegar hasta aquí, a mi familia por su apoyo incondicional. Especialmente a los ingenieros Adrian Chaverri Coto, Renán Espinoza y Mauricio Carranza Solano por ser parte fundamental de mi aprendizaje y por toda su ayuda brindada en el desarrollo del proyecto, y a todas las demás personas que colaboraron en el desarrollo del

proyecto, entre los que destacan: Luis Fernando Rojas Cordero, Ing. Emanuel Ramírez, Ing. Carlos Carreras, Ing. Manuel Cruz, Ing. Javier Soto, Ángel Román, a los señores Guillermo Soto, Eduardo Valerín y Esteban Rojas.

Resumen ejecutivo



La creciente demanda energética ha provocado un aumento de la contaminación y del efecto invernadero, por este motivo el ICE ha tratado de explotar energías alternativas amigables con el ambiente, lo que lo llevo a desarrollar el proyecto Geotérmico Las Pailas.

El puente que se diseñó en este proyecto de graduación, será el encargado de soportar dos tuberías de 15" de diámetro (0,50m) las cuales serán las encargadas de reinyectar el agua remanente de la planta al manto acuífero una vez que se ha producido la electricidad, y una tubería de acueducto de 6" de diámetro (0,15m).

En éste proyecto se realizará el diseño estructural de los elementos principales del puente, entre los cuales se mencionan: el cable, la torre, la calzada, los cimientos y el bloque de anclaje.

Como apoyo para el análisis, se utilizó el programa de análisis estructural SAP2000. Al modelo se le aplicaron cargas permanentes, temporales, de viento y de sismo.

a) Cargas permanentes: incluyen cargas gravitacionales que estarán durante toda la vida útil de la estructura, como el caso de las tuberías de reinyección (150 kg/m^2) y el peso propio de la estructura.

b) Cargas temporales: cargas gravitacionales que no son parte de la estructura, en este caso se consideraron dos cuadrillas de

mantenimiento pasando sobre el puente, lo cual considera a 10 personas de 80 kg pasando sobre el puente ($1,5 \text{ kg/m}^2$).

c) Cargas de viento: se consideró una velocidad de diseño para la zona de 140 km/hr, y la presión aplicada se calculó según el Reglamento de Construcciones, y se aplicó en la dirección de "x", de "y" y a 45° .

d) Cargas de sismo: se realizó un análisis dinámico, en el cual se tomaron en cuenta las consideraciones sísmicas para la zona. ($\mu=1$, suelo S2 en zona ZIII). Se ingresó en el programa el espectro dinámico correspondiente, y se aplicaron las masas actuantes.

La metodología que se emplea en el diseño estructural conlleva a un proceso iterativo, en el cual se proponen los elementos, se suponen las cargas, se analizan los datos y se optimizan los datos supuestos.

Para cada uno de los elementos diseñados se siguió un procedimiento establecido en diferentes códigos, dentro de los cuales se puede citar: Código Sísmico de Costa Rica, Código de Cimentaciones de Costa Rica, AISC (American Institute of Steel Construction Inc), Reglamento de Construcciones de Costa Rica, ACI, entre otros.

El diseño se inicia con el cálculo de la catenaria, la cual es la forma parabólica que adquiere un cable al ser sometido a cargas gravitacionales, pues con esto se define la altura de las torres y el diámetro del cable principal. Con una carga aplicada de 600 kg/m^2 se obtuvo que con un cable de 3.81 cm de diámetro (pulgada y media), la catenaria necesite una flecha de 12 m y una altura total de torre de 15 m hasta el cimientos.

El diseño de los elementos que conforman las torres fue realizado mediante la metodología establecida en el AISC, donde se revisaron por carga axial, cortante y flexión, además deberá estar conformada por tres tipos de tubos, uno de 10 cm de diámetro para los

elementos principales de grado 105, para los diagonales y rombos se usara un tubo A36 de 6 cm de diámetro y para las bases una barra de acero de 10 cm de diámetro.

Para el cálculo de las cimentaciones fue necesario obtener la presión que actúa sobre la base de la zapata, con lo cual se determinaron las dimensiones. Además se revisó el volteo, ya que el Código de Cimentaciones establece que el factor de seguridad debe ser mayor de 1,5 al dividir el momento estabilizador entre el momento desestabilizador. Se obtuvo que las dimensiones adecuadas para resistir el volteo y las presiones máximas serán de 4,2 x 4,2 x 0,30 m; a un nivel de desplante de 2m.

Los momentos para el diseño del acero de refuerzo en la placa se obtuvieron de realizar un modelo que se cargó con las presiones máximas encontradas, de este modo se necesitará una doble malla #6 @ 17,5 cm.

Para determinar las dimensiones y el nivel de desplante del bloque de anclaje se realizó una sumatoria de fuerzas en "x" y "y", de modo que con la sumatoria en "y" se determinan las dimensiones mínimas del bloque y con la sumatoria en "x" se determina el nivel de desplante necesario para soportar las tensiones transmitidas por el cable principal.

De este modo, se obtuvo que las dimensiones del bloque de anclaje serán de 2,5 x 2,5 x 2,5 m, con un diente en la base de 1,65 x 1,0 x 2,5m y será necesario un nivel de desplante de 3,85m, además llevara un refuerzo en el perímetro de doble malla #4 @ 15 cm.

Introducción

El presente proyecto consiste en realizar el diseño estructural de un puente colgante encargado de soportar tuberías de reinyección para el Proyecto Geotérmico Las Pailas.

El tema se desarrollará dentro del marco estructural de la ingeniería civil y pretenderá unificar los conocimientos del diseño de estructuras aplicable en un proyecto real, de manera que se repasarán conceptos del diseño, que incluyen desde estática básica, análisis y mecánica hasta diseño de estructuras de acero y de concreto. Así mismo, se hará investigación en temas nuevos no desarrollados en los cursos de carrera.

Los objetivos de este proyecto de graduación serán:

Objetivo general.

Diseñar los elementos estructurales principales de un puente colgante que soportara tuberías de reinyección para un manto acuífero en el Proyecto Geotérmico Las Pailas.

Objetivos específicos.

- a) Calcular el diámetro adecuado de cable para el cable principal y las péndolas.
- b) Calcular la catenaria ideal para el cable principal.
- c) Definir la geometría adecuada para las torres y la calzada.
- d) Calcular los elementos apropiados para las torres y la calzada.
- e) Calcular las dimensiones y el nivel de desplante adecuados para el cimientado de las torres.
- f) Calcular las dimensiones del bloque de anclaje.

Para lograr los objetivos se propondrá un modelo en un programa de análisis estructural, en este caso se usará el SAP2000.

En el modelo se define la geometría del puente y se aplican las cargas de diseño que actuarán en la estructura, las cuales son cargas permanentes, temporales, de viento y de sismo (Cargas de impacto no son consideradas por ser un puente peatonal y no uno carretero).

Para analizar el efecto de sismo se usará el método dinámico, con este análisis se debe definir el espectro dinámico en el modelo de análisis, las masas actuantes en la estructura y el factor multiplicador del FED.

Para determinar la altura de las torres y el diámetro del cable principal se deberá calcular la catenaria, para lo cual se debe tomar en cuenta las cargas permanentes y temporales de diseño.

El diámetro del cable adecuado para las péndolas se obtiene de comparar la carga máxima de tensión proveniente del diseño (cargas últimas) con la capacidad a tensión de éste (cargas admisibles).

Los elementos de las torres y los de la calzada serán diseñados de acuerdo a la metodología descrita en el AISC, en el cual se revisarán por carga axial, cortante, flexión y el valor de la ecuación de interacción que combina la flexocompresión.

La cimentación de las torres se hará de acuerdo al procedimiento descrito por Meyerhof, el cual proporciona un valor de presión máxima con el que se calculan las dimensiones de la placa y el acero de refuerzo. También se deberá revisar la cimentación para que resista el volteo, que compara los momentos estabilizadores con los desestabilizadores, cuyo valor aceptable del factor de seguridad se expone en el Código de Cimentaciones de Costa Rica, teniendo en cuenta que este debe ser al menos 1,5.

Por último, para diseñar los dados de anclaje, se deberá realizar un análisis estático, realizando una sumatoria de fuerzas en “x” y “y”, de manera que al analizar la sumatoria en “y” se

obtendrán las dimensiones del bloque que soportarán la componente vertical de la tensión y con la sumatoria de fuerzas en "x" se obtendrá el nivel de desplante adecuado que contrarrestará el valor de la componente horizontal de la tensión.

Metodología

La metodología del diseño estructural conlleva a un proceso iterativo, ya que como primer paso se proponen las secciones y las cargas de diseño para los diferentes elementos y de esta manera se itera comparando las cargas últimas de diseño con las máximas permisibles para obtener los elementos óptimos.

Para lograr esto se utilizó el programa de diseño estructural SAP2000, con el cual se logra una mayor agilidad entre iteración e iteración comparándolo con el diseño manual, ya que simplemente se cambian las cargas de diseño o la sección de los elementos y se obtiene el nuevo resultado.

Para cada uno de los procesos se deberá seguir un procedimiento establecido ya sea en códigos o teorías de diseño expuestas en literatura técnica, según corresponda.

A continuación se presentará un extracto de estos procedimientos y teorías que se usaron para cada elemento, las cuales se ampliarán en el marco teórico.

Como herramienta de trabajo fundamental se señala el SAP2000, ya que de éste se obtuvieron las reacciones ante cada combinación de carga (señaladas en el CSCR-02 para las cargas de sismo y el Reglamento de Construcciones de Costa Rica para cargas de viento), con las cuales fue posible diseñar cada uno de los diferentes elementos que componen el puente.

Como cargas de diseño se usaron cargas permanentes, temporales, de sismo y de viento, tomando en cuenta las combinaciones de carga descritas en el CSCR-02 y Reglamento de Construcciones.

Para las cargas permanentes se consideraron el peso propio de la estructura y el peso de las tuberías que soportará el puente. Como carga temporal, se supuso el peso de dos

cuadrillas de mantenimiento sobre el puente con alguna clase de equipo.

Para el análisis de sismo, se realizó un análisis dinámico, que considera el espectro dinámico y las masas que actuarían en el puente en el momento que ocurra un sismo.

El análisis por viento sigue un procedimiento que toma en cuenta la velocidad de diseño del viento para la zona, de donde se obtiene el valor de la presión de diseño por aplicar a diferentes alturas, proceso descrito en el Reglamento de Construcciones.

El diseño del cable se obtiene de analizarlo estáticamente, de modo que separando en secciones se pueden encontrar las tensiones que actúan en el mismo, de manera que con la tensión permisible del cable se obtiene el diámetro adecuado y la forma que deberá tomar.

Para definir los elementos para la calzada y las torres, se siguieron los procedimientos descritos en el AISC, el cual considera el diseño a tensión, compresión, flexión y cortante. Además para las torres se hizo un análisis de pandeo global.

Para el diseño de las cimentaciones se utilizará la teoría del área efectiva, el cual es un procedimiento sugerido por Meyerhof (1953) para el cálculo de cimentaciones cargadas excéntricamente y además se revisó el cortante por punzonamiento que causarían los pedestales a la placa.

Para los dados de anclaje se realizó un análisis estático, en el cual se considera que el bloque de concreto debe soportar la componente vertical y horizontal de la tensión transmitida por el cable, de este modo se obtienen las dimensiones del bloque. El acero a colocar en los dados será el concerniente para evitar las grietas por pérdida de calor que sufrirá el bloque.

Marco teórico

“Los puentes colgantes son en muchas ocasiones un medio sencillo y económico para salvar grandes ríos y valles profundos, donde la construcción de estructuras metálicas o de hormigón armado es sumamente difícil o resulta antieconómica”.¹ Por este motivo son muy utilizados para transportar fluidos en grandes luces.

El diseño de un puente colgante conlleva al diseño de gran cantidad de elementos, entre estos se pueden mencionar como principales, los siguientes:

- a) Cable principal.
- b) Cables secundarios o péndolas.
- c) Cables de viento (Si se requieren).
- d) Estructura de torre.
- e) Superficie de rodamiento.
- f) Fundaciones de las torres.
- g) Dados de anclaje.
- h) Obras urbanísticas (Ejemplo: muros de retención).

En la figura 1 se muestran algunos de los elementos básicos que componen un puente colgante y cuya definición se presentará en el glosario..

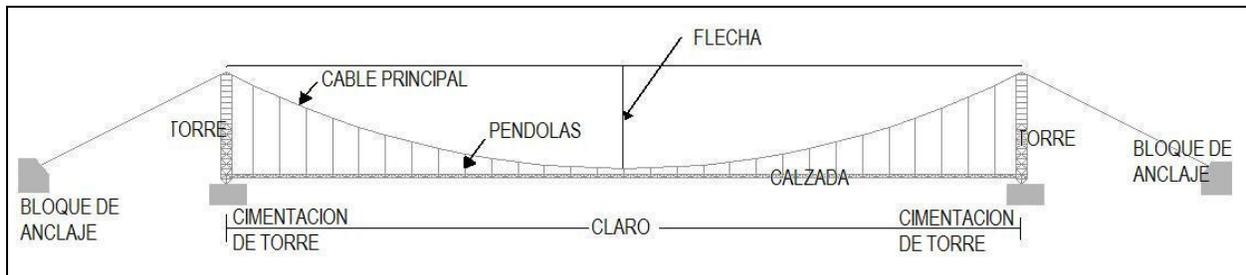


Figura 1. Elementos básicos en un puente colgante.
Fuente: elaboración propia. (Paint)

¹Catálogo General de Trenzas y Cables de acero.
Tycsa.

Glosario

A continuación se introduce un pequeño glosario que toma en cuenta algunas de las palabras técnicas que se utilizarán a lo largo del presente proyecto.

Cable principal: También llamado cable portador. Éste soporta las cargas gravitacionales a que es sometido el puente, siendo éstas las cargas de servicio correspondientes a las cargas permanentes y las temporales. Este tipo de cable trabaja a tensión.

Cable secundario: Más conocido como péndolas. Estos cables son los que se encargan de transmitir la carga de la calzada al cable principal, trabajan a tensión.

Calzada: estructura tipo cercha americana, sobre el cual se permitirá el paso de transeúntes y en este caso, será el elemento que sostendrá la tubería de reinyección.

Catenaria: forma parabólica que describe un cable cuando es sometido a cargas gravitacionales y define la altura adecuada de las torres y el diámetro del cable principal.

Claro: es la longitud entre las dos torres o apoyos. Para determinar el claro del puente, se debe tener el perfil del terreno, con el cual se determinan los puntos de apoyo de los cimientos de la torre. En este caso, el claro es de 150 m.

Cimiento: es el soporte de las torres y el encargado de transmitir los esfuerzos al suelo.

Contraflecha: Curvatura convexa y ligera que se realiza en una viga o cercha para compensar cualquier flecha probable frente a la acción de una carga determinada²

Dado de anclaje: Son los encargados de soportar la tensión que transmite el cable principal en sus extremos. Trabaja principalmente por carga gravitacional acción de su propio peso, pues éste contrarresta la componente vertical de la tensión y el empuje pasivo contrarresta la componente horizontal.

Flecha: es la distancia vertical que comprende desde la altura máxima de la torre, hasta tocar el cable principal. Ésta es definida por la catenaria.

Modelo: es el realizado en el programa de análisis estructural SAP2000.

Torres: son elementos que trabajan en compresión y deben tener la altura necesaria para que el cable principal adopte la forma adecuada de la catenaria.

² www.construmatica.com

Cargas aplicadas

Cargas permanentes

Las cargas permanentes son aquellas que estarán en la estructura de manera fija durante la vida útil, ésta considera el peso de los elementos, ya sean estructurales o arquitectónicos, además de otros que sean fijos a la estructura, en este caso específico, se considera como carga permanente el peso de la tubería.

Para el análisis de las cargas se tomaron en cuenta varios estados de carga, pues se consideró el puente con las tuberías vacías, con sólo una tubería de 20" (0,508 m) y la de 6" (0,15m), y la tercera medición es con las dos tuberías de 20" y la de 6".

En el cuadro 1 se resumen las diferentes cargas permanentes aplicadas en la estructura para una longitud tributaria de 2,5m.

CUADRO 1. CARGAS PERMANENTES APLICADAS.				
	Área (m ²)	Peso específico (kg/m ³)	Carga distribuida (kg/m)	Carga puntual (kg)
Tuberías	0,027	940	25	62,5
Agua 6"	0,018	1000	18,25	46
Agua 20"	0,203	1000	203	510
Agua 2x20"	0,406	1000	406	1015

Fuente: elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

Las cargas permanentes consideradas fueron:

Peso del agua: 425 kg/m

Peso de las tuberías: 25 kg/m

Peso de la estructura: 50 kg/m

Cargas temporales

Las cargas temporales son aquellas que no forman parte de la estructura.

Estas cargas están estipuladas en códigos o se pueden aproximar dependiendo del uso de la estructura por diseñar.

En este caso se utilizó una carga temporal de 2 kg/m, que contempla a dos cuadrillas de mantenimiento de cinco personas cada una de 80 kg pasando sobre el puente.

Cargas de sismo

Para el diseño de este tipo de estructuras en Costa Rica, no se cuenta con códigos que regulen el diseño, por ello se requiere que para cada proyecto de este tipo se realice un análisis sísmológico para la zona donde se ubicarán proyectos de esta índole. Al no contar con estos estudios, a la hora de diseñar se tomarán en cuenta las consideraciones sísmicas que recomienda el CSCR-02, las cuales se presentan a continuación:

El proyecto se ubica en las faldas del Volcán Rincón de la vieja, en los distritos de Curubandé y Liberia, Cantón de Liberia, provincia Guanacaste, por lo que según su localización el CSCR-02 lo clasifica en la zona III. En la figura 2 se muestra la zonificación sísmica según la ubicación.

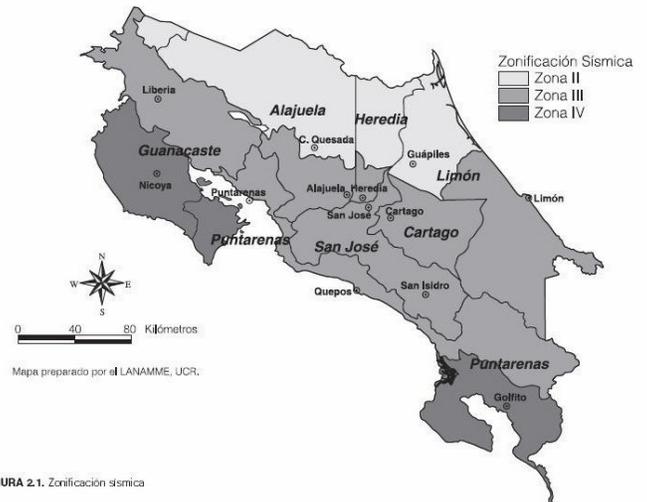


FIGURA 2.1. Zonificación sísmica

Figura 2. Mapa de zonificación sísmica. Fuente: Código Sísmico de Costa Rica

El estudio de suelos realizado por el ICE, describe el suelo como "...un lahar muy consolidado con bloques lávicos de disimétricos a métricos en su mayoría bastante sanos. La matriz se puede considerar básicamente

cohesiva y corresponde con limos arcillosos con algo de arena y un contenido de limos que varía entre 58 y 69% que tiende a disminuir ligeramente con la profundidad. Para efectos de clasificación la matriz clasifica como MH (limos inorgánicos de plasticidad media a lata de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).”

De esta manera, con la descripción del párrafo anterior, se deduce que el suelo es un S2, pues no es una roca y tampoco se reporta un estrato de arcilla.

Conociendo la zona y el tipo de suelo, con la Tabla 2.2 del C.S.C.R.02 se puede determinar la aceleración pico efectiva, que corresponde a un indicador de la sacudida de un sismo con un periodo de retorno de 500 años. De esta manera, para esta zona, la a_{ef} tomará el valor de 0,33 g.

La importancia de una estructura se define en la Tabla 4.1 de CSCR-02, donde se especifica que si la estructura es imprescindible luego de una emergencia se clasifica dentro de los grupos A y B, que serían para los casos de importancia 1.5. En este caso, el Proyecto Geotérmico Las Pailas no es desarrollado para producir energía en caso de emergencias, por ello no entra en edificaciones de los grupos A y B, se clasifica dentro del grupo C y se le asigna un valor de importancia de 1.0

Dentro del sistema estructural, se clasifica la estructura como tipo “otros”. La ductilidad global asignada será considerada como $\mu=1.0$, de esta manera se trabajará en el rango elástico.

El periodo obtenido del modelo de análisis, indica un valor de 0,83 para el periodo, de modo que se puede obtener el valor del factor espectral dinámico FED según el capítulo 5, obteniendo así un valor de 1.75.

Con un valor de sobrerresistencia de 1,2, y resolviendo la ecuación

$$C_s = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR}$$

se obtiene un valor de 0.48 para el coeficiente sísmico.

En una estructura de este tipo, el método estático para el cálculo del efecto de sismo en la estructura no aplica, por ello se hace necesario el cálculo dinámico de los efectos del sismo en el

punto. Para esto es necesario el uso de programas de análisis estructural y realizar un análisis modal, por eso se hará un modelo del puente en el SAP 2000, para analizar los efectos del sismo en el puente.

Para lograr esto, es necesario tener los valores del espectro dinámico, el cual se elige con la zona, el tipo de suelo y la ductilidad global asignada. La figura 3 muestra el gráfico que resume el espectro dinámico utilizado en el desarrollo del proyecto, el cual corresponde con una zona III, en un suelo tipo S2, con una ductilidad de 1.

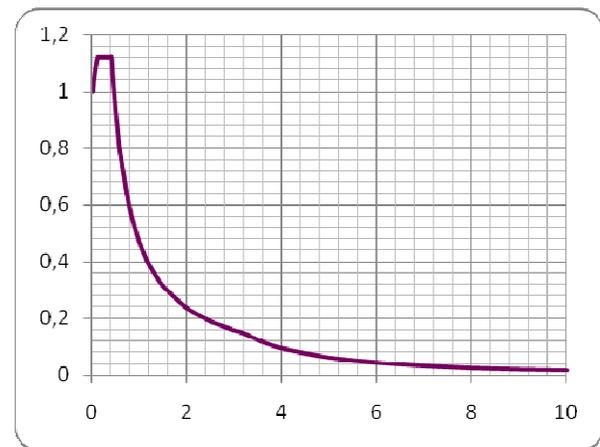


Figura 3. Gráfico del espectro dinámico.
Fuente: elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

Para determinar el factor multiplicador del FED para considerar el efecto de sismo en el análisis dinámico, se toma en cuenta que el SAP2000 al definir el espectro dinámico en el programa ya considera el FED y la masa, por tanto el factor de participación de masa a la hora de un sismo se logra de la siguiente manera:

La fuerza sísmica se obtiene de multiplicar el peso total por el coeficiente sísmico,

$$F_{sism} = C_{sism} W_T$$

Y el peso se define como masa por la aceleración de la gravedad.

$$W_T = mg$$

De manera que la fuerza sísmica, se puede redefinir como:

$$F_{sism} = C_{sism} gm$$

Y el coeficiente sísmico considera la aceleración pico efectiva, la importancia, el factor espectral dinámico y la sobrerresistencia.

$$C_{sism} = \frac{a_{ef} IFED}{SR}$$

Así que la fuerza sísmica considera los siguientes aspectos:

$$F_{sism} = \frac{a_{ef} IFED}{SR} gm$$

De la ecuación anterior y tomando en cuenta que el programa consigna el FED y la masa, el factor para la fuerza sísmica quedará definido como:

$$F_{sism} = \frac{a_{ef} Ig}{SR} * FED * m$$

De esta manera el coeficiente multiplicador del FED será resultado de:

$$Coef = \frac{a_{ef} Ig}{SR}$$

Las masas se deben colocar en los elementos o puntos donde va aplicada la carga que actúa en la estructura en el momento de ocurrir un sismo, de manera que esta, corresponde al porcentaje de masa de esa carga, por ello es un porcentaje de las cargas permanentes, en este caso específico, considera el peso de las tuberías que soportaría el puente, ya que éstas no serán modelas.

Cargas de viento

Para el cálculo de la fuerza de viento en torres, según se indica en "Wind Forces in Engineering", para asignar el coeficiente de empuje de viento, se deben considerar varios factores:

La forma de los elementos que conforman la estructura, ya sean éstos redondos o con formas afiladas (angulares o similares) El radio de área Φ_A , el cual se define como el área neta, entre el área bruta o proyectada, de modo que:

$$\phi_A = \frac{\phi_N}{\phi_B}$$

El ángulo de incidencia (γ) del viento, obteniendo el mayor valor cuando el ángulo varía entre 20° y 35°, ligeramente menor a 45°.

En general, la fuerza de viento está dada por:

$$F_v = C_E * A_N * q$$

Donde:

C_E = Coeficiente de empuje
 F_v = Fuerza del viento (kg)
 A_N = Área neta (m²)
 q = Presión del viento (kg/m²)

Pero ésta es una fórmula general y estos no son los únicos aspectos que intervienen a la hora de calcular el viento, pues se está dejando de lado aspectos como la importancia de la obra, la topografía del terreno, el ángulo de incidencia del viento, entre otras.

De esta manera, se introduce un coeficiente por cada uno de estos otros aspectos, así que la fórmula general quedará modificada de la siguiente manera:

$$F_v = C_E * C_I * C_T * C_\gamma * A_N * q * \dots$$

Donde los nuevos coeficientes de la fórmula se definen como:

C_I = Coeficiente de importancia
 C_T = Coeficiente de topografía
 C_γ = Coeficiente por ángulo de incidencia

Para definir el coeficiente de empuje de la torre, es necesario hacer uso del gráfico que se presenta en la figura 4, en el cual conociendo el coeficiente de área (Φ_A) y las características de los elementos que la conforman, de esta manera se obtiene el coeficiente de empuje.

Las tablas para determinar el número de Reynolds según la forma del elemento se presentan en el Anexo 1.

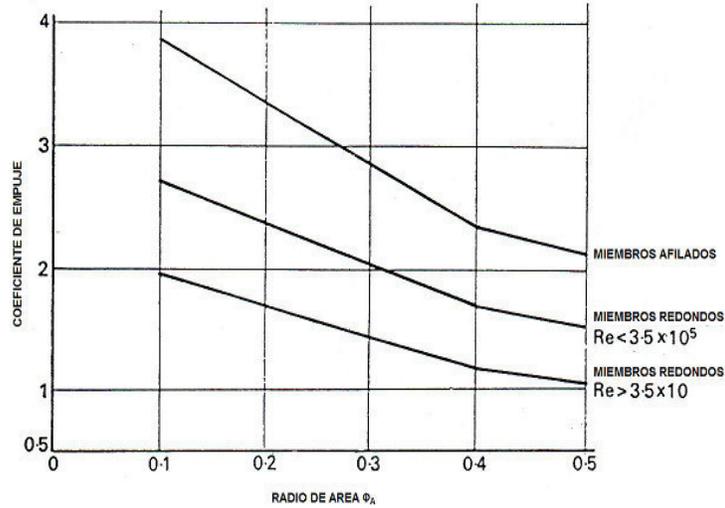


Figura 4. Gráfico para determinar el coeficiente de empuje en torres cuadradas. Fuente: Wind Forces in Engineering.

Del gráfico de la figura 5, establecido el ángulo de incidencia del viento, y conociendo los valores del radio de área (Φ_A) y el ángulo del viento (γ), se obtiene el coeficiente por ángulo de incidencia del viento.

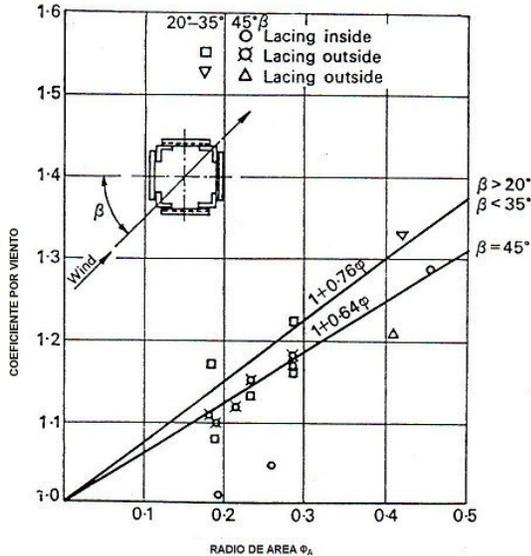


Figura 5. Gráfico para determinar el coeficiente por ángulo de incidencia del viento. Fuente: Wind Forces in Engineering.

El coeficiente de topografía considera si las torres se encuentran situadas en un lugar cerrado, como la ciudad y similares, o si se hallan en un lugar abierto, frente al mar o similar. De este modo, los valores del coeficiente de topografía se resumen en el cuadro 2.

CUADRO 2. VALORES DEL COEFICIENTE DE TOPOGRAFIA.	
Descripción	Valor
Campo cerrado	1.00
Campo abierto	1.20

Fuente: Reglamento de Construcciones de Costa Rica. (Microsoft Office Excel 2007)

El factor de importancia es la relevancia que define el Reglamento de Construcciones para los diferentes tipos de obra, por lo que a este proyecto se le asigna un valor de 1.00

Según el Reglamento de construcciones de Costa Rica, la presión del viento se define como:

$$q = 0,005 * V^2$$

Donde V= la velocidad del viento (km/hr)

De estudios realizados por el ICE en el lugar donde se ubicará el puente, se obtuvo que la velocidad de viento normal de la zona es de 40 km/hr y la del viento de diseño es de 120 km/hr.

El Reglamento además presenta tablas con los valores mínimos de presión de viento a diferentes alturas y clasifica la estructura según se localice en lugares cerrados o abiertos; en otras palabras, considera el coeficiente de topografía, así que de este modo al utilizar las tablas XX.9.1 o XX.9.2 del Reglamento según corresponda, se incluye implícitamente el coeficiente de topografía que se presentó en el Cuadro 2.

CUADRO 3. CONSTRUCCIONES SITUADAS EN LA CIUDAD O LUGARES DE RUGOSIDAD COMPARABLE.	
Altura sobre el terreno	Presión básica
(m)	(kg/m ²)
0	55
15	75
20	85
30	95
40	105
50	110
75	120
100	130

Fuente: Reglamento de construcciones de Costa Rica. (Microsoft Office Excel 2007)

CUADRO 4. CONSTRUCCIONES EN CAMPO ABIERTO FRENTE AL MAR Y SITIOS SIMILARES.	
Altura sobre el terreno	Presión básica
(m)	(kg/m ²)
0	70
1	70
7	95
10	105
15	120
20	125
30	135
40	145
50	150
75	165
100	170

Fuente: Reglamento de construcciones de Costa Rica. Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

Cargas de impacto

Las cargas de impacto no son consideradas en este proyecto por ser un puente peatonal y no uno carretero.

Combinaciones de carga.

La estructura considerada, en este caso el puente tendrá la capacidad de resistir diferentes combinaciones de las cargas mencionadas³, las cuales se presentan a continuación:

$$\begin{aligned} CU &= 1,4 CP \\ CU &= 1,2 CP + 1,6 CT + 1,6 CE \\ CU &= 1,05 CP + 1 CT \pm CS + CE \\ CU &= 0,95 CP \pm CS + CE \end{aligned}$$

³ Tomadas del CSCR-02

Donde:

CU= Carga última
CP= Carga permanente
CT= Carga temporal
CS= Carga de sismo
CE= Carga por empuje

La carga de sismo se deberá incluir en las direcciones de “x” y “y”, de manera que en el espectro dinámico se tomará para ambas direcciones.

“Los factores de carga y los esfuerzos permisibles en el diseño por la carga del viento, son los mismos que se especifican para el diseño sísmico en el Código Sísmico de Costa Rica (artículo 6.2), reemplazando los términos provenientes de la acción sísmica por el correspondiente a la fuerza del viento...”⁴

Según el párrafo anterior, para las combinaciones de carga que involucren viento, se utilizarán las mismas combinaciones de carga que para sismo definidas en el CSCR-02, sólo que cambiando la carga de sismo por la carga de viento, de esta manera, se ha de hacer un análisis para determinar cuál de estas dos fuerzas predomina sobre la otra, y trabajar con ella.

De modo que las combinaciones de carga que involucran la fuerza del viento estarán definidas por:

CU= 1,4 CP
CU= 1,2 CP + 1,6 CT + 1,6 CE
CU= 1,05 CP + f1 CT ± CV + CE
CU= 0,95 CP ± CV + CE

Donde:

CU= Carga última
CP= Carga permanente
CT= Carga temporal
CV= Carga de viento
CE= Carga por empuje

De igual manera que para la carga de sismo, la carga de viento se deberá estimar en las direcciones “x” y “y”, además de la carga cuando el viento influya con un ángulo de 45° en la torre.

Elementos del puente

Cables

En los puentes colgantes la estructura resistente básica son los cables, los cuales con la flecha apropiada trabajan a tracción pura.

Se puede hacer una diferenciación en los cables de los puentes colgantes, puesto que el puente tendrá un cable principal llamado portador y unos secundarios llamados péndolas; siendo los cables portadores los que forman la catenaria y los secundarios, quienes transmiten la carga de la calzada al cable principal.

Los cables son un conjunto de alambres dispuestos de forma tal que funcionan como un solo elemento.

En cuanto a la notación de los cables, existe una forma de nombrarlo, la cual expresa sus características. Por ejemplo, de un cable con notación 6 x 19 x (7 x 7 + 0), se puede saber que el 6 indica el número de cordones del cable, el 19 el número de alambres que forman cada cordón y el (7 x 7 + 0) indica la composición del alma del cable, en este caso esta notación indica que el alma del cable es metálica

⁴ Tomado del Reglamento de Construcciones.

En la figura 6 se muestran algunas de las configuraciones de los cables.

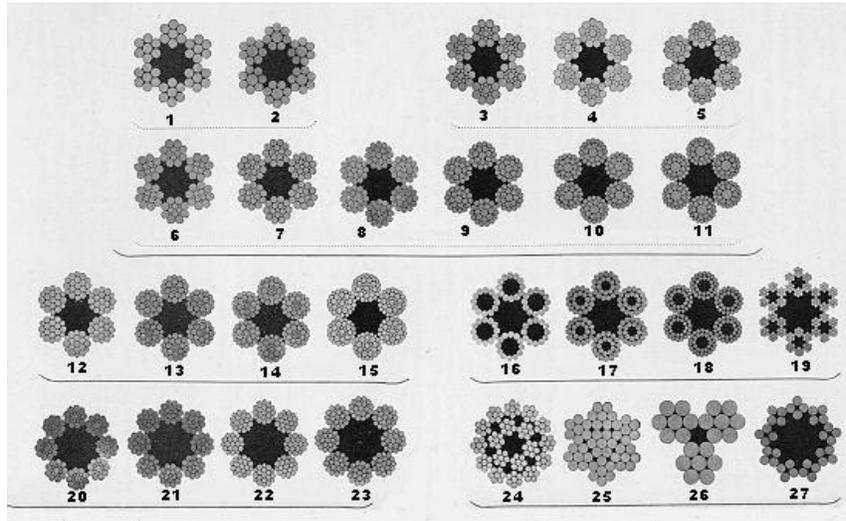


Figura 6. Diferentes configuraciones de los cables de acero.
Fuente: www.mining-technology.com

Cuando se selecciona un cable para obtener el mejor servicio, existen cuatro requerimientos por incluir, pues un cable debe poseer:

- a. Suficiente resistencia para soportar la carga máxima aplicada, con el adecuado factor de seguridad.
- b. Habilidad para soportar los esfuerzos sin fallar por fatiga.
- c. Habilidad de resistir el efecto abrasivo.
- d. Habilidad de soportar el aplastamiento y la torsión.

Resistencia

Los cables en servicio son sujetos a diversos tipos de fuerzas. “Cuando alguno de los esfuerzos destaca, los demás esfuerzos quedan reducidos a factores sin importancia”⁵.

De este modo, en cables estáticos, la mayor carga a la que están sometidos es a la tensión, por eso la flexión queda en un segundo plano, éste es el caso de cables de arriostre, los guía, de carril teleférico, etc.

Caso contrario en los cables móviles, los cuales trabajan con poleas. En este caso, la flexión predomina y la tensión es secundaria. En el caso de puentes colgantes, el cable trabaja estáticamente, por ello se considerará sometido a tensión pura.

El apropiado factor de seguridad en un cable depende de las condiciones individuales de uso y no depende únicamente de las cargas aplicadas, sino también de la aceleración y desaceleración, la longitud del cable, factores causantes de abrasión y corrosión, las facilidades de inspección, entre otros.

Fatiga

La falla por fatiga es el resultado de la propagación de pequeñas grietas por la aplicación de cargas constantes en el cable, lo que causa un desgaste y produce la falla del cable.

⁵ Beer and Johnston. Mecánica Vectorial para ingenieros: Estática.

Abrasión

La abrasión es el desgaste que se produce en el cable debido a factores externos, como el clima, de esta manera se debe elegir un cable que resista las condiciones del entorno donde se ubica, de manera que en un ambiente salino será resistente a la corrosión, por ello se busca que el cable sea recubierto o galvanizado.

Aplastamiento

El esfuerzo de aplastamiento ocurre por una presión exterior al cable, que transmite la presión de los alambres exteriores a los interiores. Se da principalmente en puntos de apoyo y es la causa prioritaria del deterioro de un cable. Para evitarlo se emplearán cables de alma metálica y se da principalmente en aquellos que trabajan con poleas.

Importante:

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, para elegir el tipo de cable, se analizan las características de los diferentes tipos de cables y se elige el más adecuado según las necesidades requeridas. En el Apéndice A se presenta una tabla con las características y usos principales para algunos tipos de cable.

Tipos de cables

Entre los tipos de cables que existen según su estructura se pueden citar:

- a. Cables espirales o cordones.
- b. Cables normales.
- c. Cables de igual paso.
- d. Cables de cordones triangulares.
- e. Cables antigiratorios.
- f. Cables guardines.
- g. Cables planos.
- h. Cables semicerrados y cerrados.

Dentro de los cables de igual paso, se hallan los Warrington, los Seale y los de relleno. Estos cables se caracterizan por:

- a. Gran flexibilidad, pues a la hora de flectarse, una capa se desliza sobre la otra con mayor suavidad, al no cruzarse un cable con otro elimina las flexiones secundarias.
- b. Gran resistencia a la compresión lateral.
- c. Máxima carga de rotura.

Para el diseño del puente se utilizará cable Seale preformado $6 \times 19 \times (7 \times 7 + 0)$, elegido según las propiedades del apéndice A.

Los cables tipo Seale están constituidos por dos capas del mismo número de alambres, donde la exterior es de mayor diámetro que la interior.

Estos cables tienen gran capacidad para resistir el rozamiento.

El preformado es un proceso de fabricación donde se les da forma helicoidal previa a los alambres que conforman el cable, de manera que con la deformación elástica que reciben los alambres se genera una serie de tensiones internas, que al romperse un alambre, los extremos tienden a recuperar la forma original.

Entre las ventajas que presentan los cables preformados se pueden citar:

- a. Mayor flexibilidad, ya que al deflectarse las tensiones internas no se suman al esfuerzo de flexión.
- b. Mayor resistencia a sacudidas y vibraciones.
- c. Menor tendencia a girar sobre sí mismos.
- d. Evita efectos de cortadura.
- e. Mayor duración.
- f. Fácil manejo: pues cada uno de los alambres permanece en su sitio.⁶

En la figura 7 se muestra un cable preformado.



Figura 7. Cable preformado.
Fuente: Catálogo de productos Tycsa.

En el cuadro 5 se muestra la capacidad a tensión del cable tipo Seale preformado.

CUADRO 5. CAPACIDAD A TENSIÓN DEL CABLE SEALE PREFORMADO PARA DIFERENTES DIÁMETROS.			
Diámetro	Diámetro	Carga rotura	Peso aproximado.
Pulgadas	Milímetros	Toneladas	Kg/m
1/4	6,35	2,94	0,172
5/16	7,9	4,58	0,267
3/8	9,5	6,56	0,386
1/2	12,7	11,5	0,684
5/8	15,8	17,9	1,070
3/4	19,0	25,6	1,546
7/8	22,2	34,6	2,111
1	25,4	44,9	2,750
1 1/8	29	56,7	3,44
1 1/4	32	69,8	4,24
1 1/2	38	100,5	6,11

Fuente: www.capris.com (Microsoft Office Excel 2007)

Factor de seguridad en cables

Las tablas de la carga de los cables muestran la carga de rotura del cable, pero para poder determinar la carga admisible en el cable, la de rotura será dividida entre un factor de seguridad.

Los factores de seguridad recomendados para cables en puentes colgantes se resumen en el cuadro 6.

CUADRO 6. FACTOR DE SEGURIDAD EN CABLES.	
Utilización del cable	Factor de seguridad
Cables portadores	3-4
Cables de suspensión	4-5

Fuente: Catálogo de productos Tycsa. (Microsoft Office Excel 2007)

Considerando los factores de seguridad, en el apéndice A2 se muestran las tablas con los valores de cargas admisibles para el cable principal y las péndolas.

Según se define en el Beer and Johnston, los cables se clasifican dependiendo de las cargas que actúan sobre ellos, de manera que se pueden encontrar:

- a. Los que soportan cargas concentradas.
- b. Los que soportan cargas distribuidas.

En ambos casos, para el diseño es recomendado despreciar el peso propio del cable, puesto que no es significativo comparado con las cargas que soportan.

En los puentes colgantes, por lo general, hay cables que soportan cargas distribuidas, de manera que cuando un cable está sometido a este tipo de carga, se le conoce como cable parabólico.

⁶ Catálogo general de trenzas y cables de acero, Tycsa

El diseño de los cables está definido básicamente con el cálculo de la catenaria.

Con ésta se define el diámetro del cable por utilizar, conociendo las cargas aplicadas y suponiendo valores de flecha.

La forma de esta parábola está definida por la ecuación:

$$y = \frac{wL^2}{8T_0}$$

Donde:

y: flecha del cable

w: carga distribuida gravitacional que actúa sobre el cable.

L: mitad del claro del cable.

t₀: Tensión mínima en el cable.

En el cálculo de la catenaria se considera sólo la mitad de la longitud del puente, pues como se muestra en la figura 8, es adecuado colocar los ejes coordenados en el punto más bajo de la parábola, donde se da la tensión mínima.

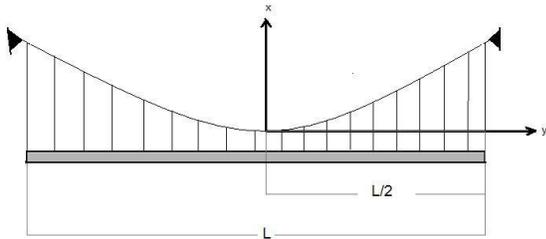


Figura 8. Punto de tensión mínima óptimo para el sistema coordinado.

Fuente: Elaboración propia. (Paint)

Para el cálculo de la catenaria, teniendo los valores de la capacidad a tensión del cuadro 5, se proponen valores de “y”, de este modo se calcula la tensión.

De modo que al despejar la ecuación 1 para la tensión se obtiene:

$$T_0 = \frac{wL^2}{8y}$$

Torres

Las torres son los elementos que soportan el cable y éstas deben tener la altura apropiada para que el cable alcance la catenaria apropiada, calculada como se citó anteriormente, de esta manera, las torres proporcionan la altura para que la parte baja del cable esté en el lugar donde es requerido.

El cable pasa su carga a las torres, de modo que éstas trabajan a compresión, por ello cada uno de sus elementos será diseñado como columnas a compresión según procedimiento descrito en el AISC. Además se realizará un análisis global de la estructura, se revisará el pandeo global de la torre y la compresión nominal contra la última proveniente del análisis.

La altura de las torres es definida por la topografía del terreno, por la altura de colocación de las tuberías y por la catenaria.

Se propone inicialmente utilizar un tubo de 10 cm de diámetro, el cual es un tubo de desecho, anteriormente utilizado para pruebas de perforación, pues el ICE los tiene almacenados en gran cantidad.

Para poder determinar las características de esta sección se le realizaron pruebas de laboratorio, cuyo resultado se presenta en el anexo B2, sus principales propiedades se presentan en el cuadro 7:

CUADRO 7. PROPIEDADES DEL TUBO.	
Diámetro exterior (cm)	10,7748
Diámetro interior (cm)	9,246
Fy (kg/cm ²)	7350
Fu (kg/cm ²)	9187,50

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

Para los elementos secundarios, los cuales componen el enrejado interno de la torre y rombos exteriores se utilizarán tubos de acero A36, cuyas propiedades se resumen en el cuadro 8:

CUADRO 8. PROPIEDADES DEL TUBO A36.	
Diámetro exterior (cm)	6,07
Diámetro interior (cm)	5,20
Fy (kg/cm ²)	2520
Fu (kg/cm ²)	3150

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

Para las secciones que componen la base de las torres, se utilizarán barras de acero, cuyas propiedades se resumen en el cuadro 9:

CUADRO 9. PROPIEDADES DE LAS BARRAS.	
Diámetro exterior (cm)	10,00
Fy (kg/cm ²)	5150
Fu (kg/cm ²)	6440

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

El diseño de elementos en compresión, básicamente se debe revisar el pandeo local y el pandeo total. El pandeo es un fenómeno que ocurre cuando una columna es cargada axialmente, lo cual consiste en una deformación lateral y depende de la longitud de la columna y de sus condiciones de apoyo.

De este modo, se debe verificar si el pandeo es elástico o inelástico, esto se logra mediante el cálculo del parámetro de esbeltez λ_c .

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Donde:

- λ_c : Parámetro de esbeltez.
- K: Longitud efectiva.
- L: Longitud del elemento.
- r: Radio de giro.
- Fy: Esfuerzo de fluencia del material.
- E: Módulo elástico del material.

El valor K que determina la longitud efectiva depende de las condiciones de apoyo y se establece mediante la siguiente figura:

K teóricos	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
K diseño	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0

Figura 9. Longitud efectiva para diferentes tipos de apoyo.

Fuente: www.construaprende.com

Si el parámetro de esbeltez es mayor que 1,5, el pandeo de la columna será elástico y el esfuerzo crítico está definido por la ecuación:

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda^2}) * F_y$$

Y si el parámetro de esbeltez es menor o igual que 1,5 el pandeo será inelástico y el esfuerzo crítico estará definido por la ecuación:

$$F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda^2} \right) * F_y$$

Una vez calculado el esfuerzo crítico y dependiendo de las condiciones de esbeltez, se calcula el esfuerzo nominal, el cual estará dado por:

$$P_n = A_g * F_{cr}$$

Donde: A_g es el área bruta de la sección.

Se verificará la relación de cargas y resistencias, de modo que se debe cumplir que:

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

Donde:

- P_u : Suma de las cargas factorizadas.
- P_n : Resistencia nominal por compresión
- ϕ_c : Factor de resistencia para miembros en compresión, $\phi_c = 0,90$

Además de revisar cada uno de los elementos de las torres de manera individual, se debe revisar el pandeo general de la torre como un conjunto, para lo que se calcula la inercia general de la

sección y con la fórmula de Euler el pandeo causado por la carga obtenida del diseño.

Calzada

La calzada está compuesta por perfiles I y angulares.

Su diseño se realizó según lo indica el AISC y se revisó para compresión, tensión, flexión, cortante y flexo compresión.

El procedimiento para determinar la **capacidad a tensión** de las vigas I es el siguiente:

$$P_{nt} = F_y A_g$$

Donde se considera el esfuerzo de fluencia del acero por el área bruta de la sección.

En caso de que en la estructura haya pernos o perforaciones, se deberá estimar la capacidad a tensión de las vigas con la siguiente fórmula:

$$P_{nt} = F_y A_n$$

Se considera igualmente el esfuerzo a fluencia del acero, pero en este caso el área neta de la sección.

La **capacidad a compresión** se determina:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Se debe verificar el efecto de longitud efectiva del elemento por analizar, y dependiendo del resultado, se tiene un esfuerzo crítico, el cual considera la carga de análisis, la fluencia del acero y la fuerza efectiva.

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \dots F_{cr} = Q \left(0,658 \frac{QF_y}{F_e} \right) F_y$$

$$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \dots F_{cr} = 0,877 F_e$$

De esta manera, la capacidad a compresión se determina como el esfuerzo crítico por el área efectiva de la sección.

$$P_{nc} = F_{cr} A_g$$

Capacidad a flexión:

$$M_n = 1,5 M_y$$

La capacidad de flexión del elemento por considerar se calcula como el esfuerzo de fluencia del acero por el módulo de sección.

$$M_n = F_y S_x$$

Capacidad a flexión en el ala:

Además, se debe considerar la capacidad de flexión en el ala, que considera un esfuerzo crítico por el modulo de sección.

$$M_n = F_{cr} S_0$$

Y para el esfuerzo crítico en flexión, se debe calcular con la siguiente ecuación:

$$F_{cr} = \frac{0,71E}{\left(\frac{b}{t}\right)^2}$$

Capacidad a cortante:

La capacidad de cortante, considera un área que se determina como:

$$A_w = bt$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

Flexocompresión:

Para determinar la flexocompresión, se hace la combinación de esfuerzos que incluye la carga

última actuante con la carga nominal y los momentos actuantes con los nominales.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2 \dots \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2 \dots \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

Dados de anclaje

Para determinar la distancia entre las torres y el bloque de anclaje, se toma en cuenta que el ángulo de salida del cable, debe ser igual al que forma el cable principal con la torre. De este modo, por Pitágoras, se determina que esta longitud debe ser de 24.0 m.

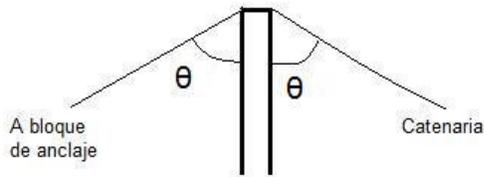


Figura 10. Ángulo de salida de los cables del puente.
Fuente: Elaboración propia. (Paint)

Para detallar los datos de anclaje del cable, se utilizará un bloque masivo, el cual funciona por gravedad con su propio peso, pues el peso debe soportar la componente vertical de la tensión del cable y el empuje pasivo del terreno sobre este, la componente horizontal de la tensión.

La figura 11 muestra un dado de anclaje con las fuerzas que actúan sobre él y en ASla figura 12 se muestra una modificación del mismo dado de anclaje, pero cuando el empuje pasivo no es suficiente para contrarrestar el efecto de la tensión, se le agrega un diente para aumentar el efecto del empuje pasivo.

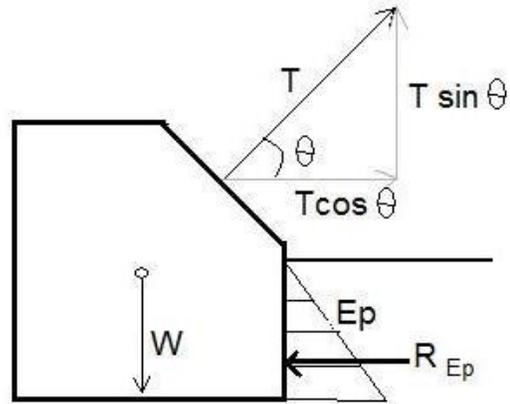


Figura 11. Fuerzas que actúan en un bloque de anclaje.
Fuente: Elaboración propia. (Paint)

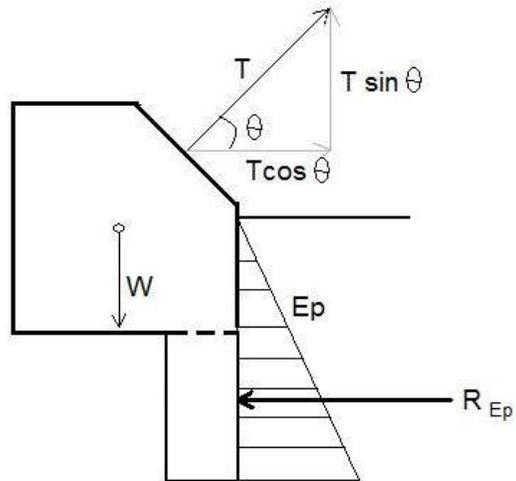


Figura 12. Dado de anclaje con diente.
Fuente: Elaboración propia. (Paint)

Donde:

T= Tensión del análisis (kg)

Tsinθ= Componente vertical de la tensión (kg)

Tcosθ= Componente horizontal de la tensión (kg)

W= Peso del bloque de anclaje (kg)

Ep= Empuje pasivo (kg/m)

R_{Ep}= Resultante del empuje pasivo ubicado a un tercio de la base. (kg)

Para conocer las dimensiones del bloque, se hará una sumatoria de fuerzas en "y", de modo que:

$$\Sigma F_y = 0$$

$$T \sin \theta - W = 0$$

$$T \sin \theta = W$$

Y si $W = l * l * l * \gamma_{concreto}$

$$l = \sqrt[3]{\frac{T \sin \theta}{\gamma_{concreto}}}$$

Implica que

Para conocer el nivel del desplante, se realizará una sumatoria de fuerzas en "x", de modo que:

$$\Sigma F_x = 0$$

$$T \cos \theta - R_{EP} = 0$$

$$T \cos \theta = R_{EP}$$

Y si $E_p = \frac{1}{2} K_p \mathcal{H}^2$

La reacción de este empuje será:

$$R_{EP} = \frac{1}{2} K_p \mathcal{H}^2 * H$$

$$H = \sqrt[3]{\frac{2T \cos \theta}{\gamma K_p}}$$

Ello implica que

El bloque por sí solo es lo bastante estable, fue diseñado para que el concreto resistiera las fuerzas, pero en este tipo de bloques, se da un agrietamiento por pérdida de temperatura, por eso debe colocarse cierta cantidad de acero.

Esta cuantía de acero corresponde al mínimo correspondiente a una losa de 30 cm de espesor, y será ubicado en los 30 cm superiores e inferiores.

El acero mínimo para una losa de concreto corresponde al dos por mil ($2/1000 * A_g$) del área bruta.

El dado de anclaje debe ser revisado por volteo, así que se revisa el factor de seguridad al relacionar el momento desestabilizador con el estabilizador, de esta manera:

$$FS_{volteo} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_0}$$

Donde:

ΣM_R = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar la estructura respecto del punto C, o momento desestabilizador.

ΣM_0 = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto del punto C o momento estabilizador.

El momento desestabilizador es el que proviene del diseño y el diseño estabilizador comprende desde el peso propio del cimientto, el empuje activo, pasivo y el peso de la tierra sobre el cimientto.

Según se expresa en el Código de Cimentaciones de Costa Rica, este factor de seguridad deberá ser explícitamente mayor a 1,5.

Cimentación de torres

Según se explica en el Braja Das, en condiciones donde la cimentación no solo actúa carga gravitacional, la distribución de esfuerzos en el cimientto no es uniforme, de esta manera las cimentaciones presentan carga excéntrica, pues tendrá valores diferentes de presión en cada uno de los extremos.

La excentricidad producida por las cargas aplicadas se puede estimar como:

$$e = \frac{M_{ult}}{Q_{ult}}$$

Donde:

e= excentricidad (m)

Mult= Momento último

Qult= Carga última

El método desarrollado por Meyerhof (1953) se denomina el método del área efectiva y lleva implícito un factor de seguridad. Este método consiste en varios casos, para los cuales el área efectiva varía y la clasificación dentro de cada caso depende del valor de excentricidad.

En el cuadro 10 se presentan las diferentes condiciones según Meyerhof para determinar las presiones debajo el cimientto.

CUADRO 10. RESUMEN DE CONDICIONES PARA DETERMINAR CASOS SEGÚN MEYERHOF.					
Caso	Condiciones		B1	L1	Aef
I	$eL/L \geq 1/6$	$eB/B \geq 1/6$	$B(1.5-3 \cdot eB/B)$	$B(1.5-3 \cdot eL/L)$	$1/2(B1L1)$
II	$eL/L < 0.5$	$0 < eB/B < 1/6$	B	De figura	$1/2(L1+L2)B$
III	$eL/L < 1/6$	$0 < eB/B < 0.5$	De figura	L	$1/2(B1+B2)L$
IV	$eL/L < 1/6$	$eB/B < 1/6$	De figura	De figura	$L2B + 1/2(B+B2)(L-L2)$

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

La cimentación de la torre se debe calcular para cada una de las combinaciones de carga y se toma en cuenta la que rige. Este método es presentado con su fórmula general en el Código de Cimentaciones y se considerará para el cálculo de las presiones en el cimientó.

Del estudio de suelos que se presenta en el Anexo 3, se tomó el valor de $q_u = 30 \text{ Ton/m}^2$, con un factor de seguridad 3 para determinar el valor de carga permisible, valor con el cual se comparan las presiones máximas del análisis.

“Para soportar las cargas últimas resultantes de las cuatro combinaciones de carga última,..., se debe satisfacer la siguiente desigualdad: $q_{u\max} \leq \Phi q_u$ ”⁷

Donde:

$q_{u\max}$ = Presión máxima transmitida al suelo
 q_u = capacidad de soporte del suelo
 Φ = factor de reducción.

Los valores de reducción para la capacidad de soporte del suelo se presentan en el cuadro 11 y son tomados del CSCR-02, capítulo 13.

CUADRO 11. FACTORES DE REDUCCIÓN Φ PARA LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE LOS SUELOS.		
Combinación	Condición	Φ
I y II	$\frac{q_{u\min}}{q_{u\max}} \geq 0.25$	0.50
	$\frac{q_{u\min}}{q_{u\max}} < 0.25$	0.60
III y IV	$\frac{q_{u\min}}{q_{u\max}} \geq 0.25$	0.67
	$\frac{q_{u\min}}{q_{u\max}} < 0.25$	0,83

Fuente: Código de Cimentaciones de Costa Rica. (Microsoft Office Excel 2007)

Además de verificar que las dimensiones y desplazamientos en el cimientó son los adecuados se verificará la estabilidad al volcamiento del cimientó, donde se debe verificar que el factor de seguridad entre los momentos estabilizadores y los desestabilizadores sea mayor a 1,50.

De esta manera, el factor de seguridad se obtiene mediante la fórmula:

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_0}$$

Donde:

ΣM_R = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar la estructura respecto del punto C, o momento desestabilizador.

ΣM_0 = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto del punto C o momento estabilizador.

El momento desestabilizador proviene del diseño y el estabilizador comprende desde el peso propio del cimientto, el empuje activo, el pasivo y el peso de la tierra sobre el cimientto.

Una vez que se determinan las dimensiones de la placa, la profundidad y se revisa la estabilidad por volteo, se colocará el refuerzo de acero de la placa, para el cual, se desprecia el peso propio de la placa,

Según lo explica el Nilson, para zapatas que deben soportar cargas concentradas, es de vital importancia revisar el cortante, el cual puede ser:

- Cortante por acción de viga: lleva a una falla por tensión diagonal.
- Cortante por punzonamiento: crea una zona de falla en forma de pirámide truncada.

En el caso de cortante por acción de viga, se considera que la losa actúa como una losa ancha, y su sección crítica se da a una distancia "d" de la cara de la columna.

Se debe tener en cuenta que $\Phi V_c \geq V_u$, de este modo, la ecuación 11-5 del ACI calcula la resistencia al cortante del concreto como:

$$V_c = \left(0,5\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0,93\sqrt{f'_c} b_w d$$

Pero esta ecuación es adecuada para el cálculo computarizado, de manera que el ACI permite el uso de una ecuación alterna.

$$0,53\sqrt{f'_c} b_w d$$

Donde:

p_w = cuantía de acero longitudinal a tensión.

b_w = ancho del alma en vigas T o ancho en vigas rectangulares.

d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

La ecuación alterna es conservadora cerca de bordes de luces simples o en puntos de inflexión.

En el segundo caso, el cortante por punzonamiento se da en una zona que se extiende desde la parte inferior del apoyo o columna y va hacia la superficie formando un ángulo entre 20° y 45° y su sección crítica ocurre a una distancia de $d/2$.

El cortante que debe resistir la zapata será el originado por la carga última definida dentro de un área definida por el perímetro crítico a cortante.

De este modo, la ecuación 11-35 del ACI, calcula la capacidad a cortante como:

$$V_c = \sqrt{f'_c} b_0 d$$

Esta ecuación es aplicable cuando la relación lado largo-lado corto es menor que 2, en caso contrario, se aplicara la ecuación 11-33.

$$V_c = 0,53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d$$

En caso de que la columna sea cuadrada, el valor del cortante se limita por:

$$V_c = 0,33\sqrt{f'_c}$$

"La resistencia al cortante disminuye a medida que la relación entre b_0 y d (b_0/d) aumenta", de manera que el valor de resistencia de cortante del concreto no debe superar:

7. Según Braja Das en Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.

$$V_c = 0,27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_0 d$$

Donde:

b_0 = perímetro definido por la sección crítica de cortante por punzonamiento.

β = relación lado largo de la columna entre el lado corto de la columna.

α_s = tomará un valor diferente dependiendo de la ubicación de las columnas.

40 cuando la columna es interior.

30 cuando la columna es de borde.

20 cuando la columna es esquinera.

En la figura 13, se muestra el área efectiva y el perímetro crítico de carga B_0 .

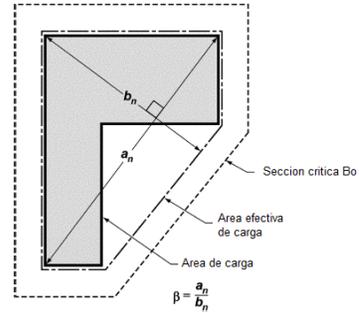


Figura 13. Sección crítica de carga B_0 .
Fuente: ACI

Resultados

Fuerza de viento

Para el cálculo de la fuerza de viento que influye en la torre, se calculó la presión básica del viento tomando en cuenta la velocidad de diseño suministrada por el ICE de 120 km/hr, donde se obtuvo una presión básica de 72 kg/m².

De este modo, al comparar la presión básica con la de la tabla de presiones del Reglamento de Construcciones se nota que estos valores no deben ser ajustados y se usará tal y como la presenta el reglamento.:

El cuadro 13 resume las cargas de viento aplicadas a las torres del puente por nudo, considerando las direcciones "x" y "y", además la fuerza de viento influirá con un ángulo de 45°.

Altura sobre el Terreno (m)	Presión básica (kg/m ²)
0	72
1	72
7	98
10	108
15	124
20	129
30	139
40	149
50	154
75	170
100	175

Fuente: Reglamento de Construcciones de –Costa Rica.
(Microsoft Office Excel 2007)

Distancia (m)	# Nudos	Área neta (m ²)			Fuerza viento total (kg)			Fuerza viento total (kg) Por nudo		
		x	y	45°	x	y	45°	x	y	45°
0-7	59	4,32	4,36	22,13	830	770	5960	14,07	13,06	71,42
7-10	29	1,87	2,62	11,61	589	394	3690	20,31	13,58	89,99
10-15	40	2,82	4,70	19,76	1280	720	7612	32,01	17,99	134,56

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

Análisis modal

Como resultado del análisis dinámico, se obtuvo el análisis de los modos, los cuales representan el comportamiento de una estructura con las cargas aplicadas y depende de las masas aplicadas. De este modo, se contemplaron 60 modos, en los cuales la participación de masas para cada uno de las direcciones se presenta en el cuadro 14.

CUADRO 14. ANÁLISIS MODAL DE CARGAS			
Modo	Dirección	Periodo	% Masa Participativa.
3	z	1,12	75
4	y	0,63	78
5	x	0,61	86

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

Catenaria

Como elemento básico de diseño para un puente colgante, se definió primeramente la catenaria, ya que esta determina el diámetro del cable principal y la altura de las torres. En el cuadro 15 se presentan los valores de tensión mínima (T_0) y tensión máxima (T) en el cable, para diferentes valores de flecha, además del ángulo que forma el cable con la torre.

Y en la figura 14, se grafican los valores de la flecha versus la tensión mínima del cable.

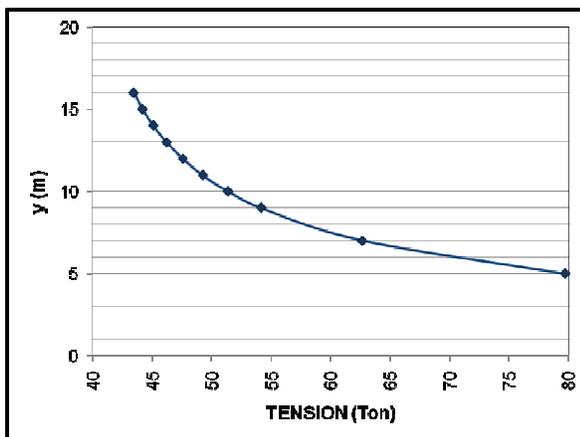


Figura 14. Gráfico que representa la catenaria.

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

CUADRO 15. VALORES DE TENSION MÍNIMA Y MÁXIMA, Y EL ÁNGULO DEL CABLE.

y	T_0 (TON)	θ	T (TON)
5	70,31	28,07	79,69
7	50,22	36,75	62,68
9	39,06	43,83	54,15
10	35,16	46,85	51,40
11	31,96	49,56	49,27
12	29,30	52,00	47,59
13	27,40	54,20	46,23
14	25,11	56,19	45,13
15	23,44	57,99	44,22
16	21,97	59,63	43,46

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

En el cuadro 16 se presenta un análisis comparativo de las relaciones altura-longitud de algunos puentes colgantes para tener así un parámetro de comparación de la relación obtenida para el puente Las Pailas. Fotografías de estos puentes se presentan en el Apéndice C

CUADRO 16. RELACIÓN ALTURA-LONGITUD DE ALGUNOS Puentes COLGANTES				
Puente	Ubicación	Longitud (m)	Altura (m)	Relación
Akashi Kaikyo	Japón	1991	298	1 : 3,35
Humber Bridge	Reino Unido	1410	155.5	1 : 4,5
Tsing Ma Bridge	Hong Kong	1377	206	1 : 3,5
Golden Gate	Estados Unidos	1280	152	1 : 4,20
Río Tárcoles	Costa Rica	170	25	1 : 3,4

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

Péndolas

La carga máxima de tensión de las péndolas que se obtuvo del análisis fue de 5241,41 kg para la combinación de carga I, como se muestra en la figura 15.

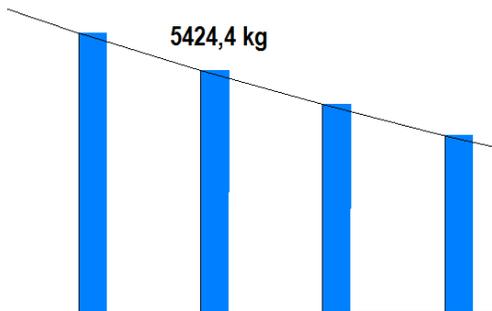


Figura 15. Valor máximo de tensión en las péndolas.
Fuente: Sap 2000

En el cuadro 17 se muestra el valor de capacidad de soporte a tensión para diferentes diámetros de cables y en el cuadro 18 para diversos diámetros y grados estructurales de varillas.

CUADRO 17. CAPACIDAD A TENSIÓN PARA DIFERENTES DIÁMETROS DE CABLE			
Diámetro	Área (cm ²)	Fy (kg/cm ²)	Capacidad (kg)
½	1,27	4300	4902,4
5/8	1,98	4300	7660,0
¾	2,85	4300	11030,4
7/8	3,88	4300	15017,1
1	5,01	4300	19609,6

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

CUADRO 18. CAPACIDAD A TENSIÓN PARA DIFERENTES DIÁMETROS DE VARILLA			
Varilla	Área (cm ²)	Grado	Capacidad (kg)
# 5	1,98	40	4989,6
# 5	1,98	60	7484,4
# 6	2,85	60	10773,0

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

Torres

El diseño de las torres debe incluir varios aspectos fundamentales, entre los que se deben citar:

- Geometría de las torres
- Revisión de los elementos
- Pandeo general

Del análisis de los elementos de las torres, se revisó el efecto de la flexocompresión para cada uno de ellos, de manera que en el cuadro se presentan los valores máximos de la ecuación de interacción para los tres materiales que conforman la torre.

Las fuerzas actuantes en los componentes de la torre, se obtuvieron del modelo. En la figura 16 se muestra la geometría de la torre.

La geometría y el tubo de la torre fueron propuestos y revisados en tubo estructural grado 105 y los diagonales en A36, como se muestra en el cuadro 20.

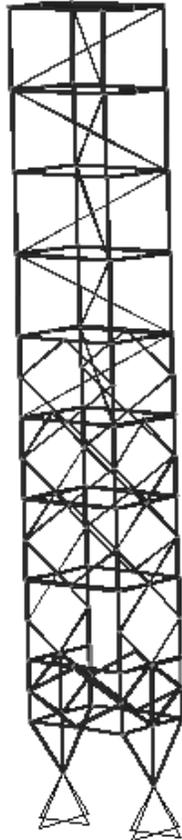


Figura 16. Geometría de la torre.
Fuente: Sap 2000

El tubo estructural A36 compone los rombos de la torre de la calzada hacia arriba y las diagonales de la parte superior de la torre, el tubo estructural grado 105 es el principal y las barras de acero componen la estructura de la calzada a los cimientos.

CUADRO 20. VALORES DE LA ECUACIÓN DE INTERACCIÓN EN LOS ELEMENTOS DE LAS TORRES.		
Material	Valor ec. Inter.	Criterio
A36	0,51	Cumple
G105	0,96	Cumple
Barra	0,20	Cumple

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

En el cuadro 21 se presentan los valores de pandeo general en la torre.

CUADRO 21. REVISIÓN DEL PANDEO GENERAL.					
Eje	I (cm ⁴)	r (cm)	λ	F _{cr} (Ton)	ΦP_n (Ton)
x	961211	100,06	0,34	7,00	604,39
y	2161211	150,04	0,46	6,73	581,54

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

Calzada

El perfil propuesto para la calzada del puente es el W8x31 y en los cuadros 22 y 23 se muestran sus características geométricas y propiedades geométricas respectivamente

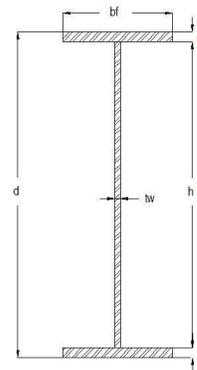


Figura 17. Simbología de la geometría de la viga I.

CUADRO 22. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN.	
d (cm)	20,31
bf (cm)	20,31
tf (cm)	1,1049
tw (cm)	0,7239
F _y (kg/cm ²)	3500
E (kg/cm ²)	2,04E+06

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

CUADRO 23. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN.	
A (cm ²)	57,98
I _x (cm ⁴)	4496,3
S _x (cm ³)	442,8
r _x (cm)	8,8
Z _x (cm ³)	490,3
I _y (cm ⁴)	1543,3
S _y (cm ³)	152,0
r _y (cm)	5,2
Z _y (cm ³)	230,3
J (cm ⁴)	20,7
C _w (cm ⁶)	142310,1

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

Al revisar los perfiles de la calzada, se extrajo del modelo la tabla de fuerzas actuantes en los elementos que componen la calzada, y en el cuadro 25 se exponen los valores carga máxima para cada fuerza actuante en el elemento.

CUADRO 24. FUERZAS MAXIMAS ACTUANTES EN LOS PERFILES I.		
Tipo de carga	Valor	Unidad
P	6480	Kg
V2	3775	Kg
V3	195	Kg
T	27	Kg-m
M2	182	Kg-m
M3	8705	Kg-m

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

Del procedimiento de cálculo expuesto en el AISC para vigas I, se obtienen los valores de carga nominal, los cuales se exponen en el siguiente cuadro.

CUADRO 25. VALORES DE CARGA NOMINAL PARA LAS VIGAS I.		
Tipo de fuerza	Valor	Unidad
Φ Pnt (Ton)	182,6	Ton
Φ Pnc (Ton)	120,5	Ton
Φ Mnx (Ton*m)	13,6	Ton-m
Φ Mny (Ton*m)	7,25	Ton-m
Φ Vnx (Ton)	27,5	Ton
Φ Vny (Ton)	94,3	Ton
Ec. Interacción	0,7	
Criterio	CUMPLE	

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

Cimiento de las torres.

Para el diseño de las cimentaciones de las torres, se realizó un modelo en SAP2000, de esta manera se cargó una losa de 30 cm con la presión máxima de diseño obtenida mediante el procedimiento de Meyerhof. La figura 17 muestra el modelo de análisis de la placa.

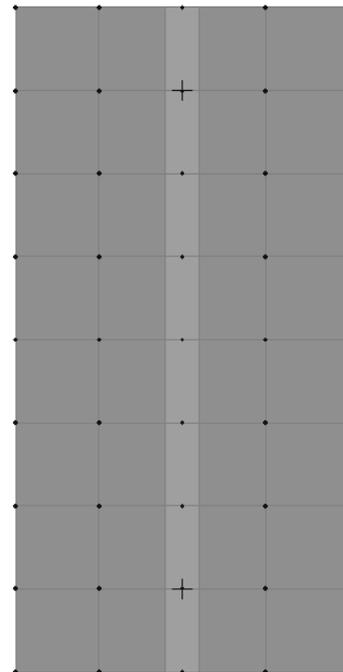


Figura 17. Modelo de la losa realizado.
Fuente: Sap 2000

El cuadro 26 muestra las cargas obtenidas del modelo para el diseño de la placa.

CUADRO 26. CARGAS DE DISEÑO DE LA PLACA		
CARGA	Máximo	Mínimo
Momento °	855 kg-m	616 kg-m
Cortante	2605 kg	1356 kg

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

La figura 18 muestra el momento de análisis obtenidos del Sap y la figura 19 el cortante máximo para el diseño.

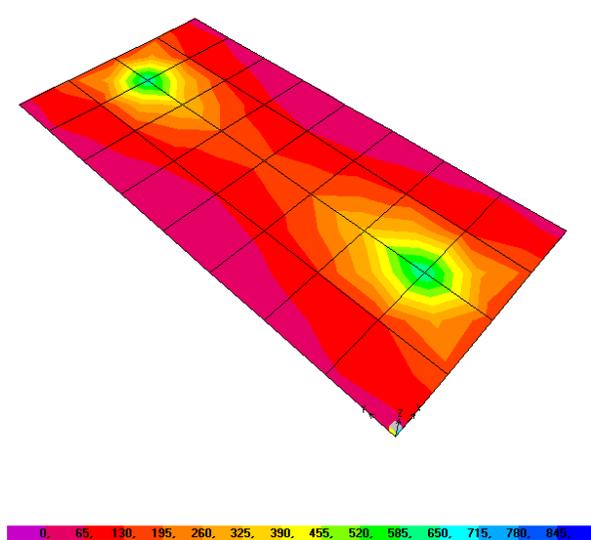


Figura 18. Diagrama de momentos del análisis.
Fuente: Sap 2000

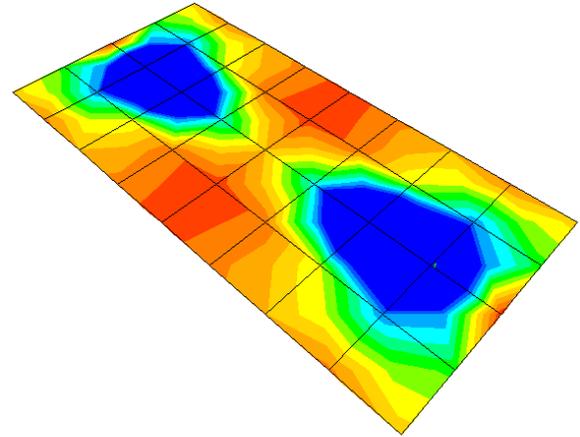


Figura 19. Diagrama de cortante del análisis.
Fuente: Sap 2000

De esta manera con el momento máximo del análisis se coloca el refuerzo para la placa de acuerdo con un diseño por flexión, datos que se muestran en el cuadro 27

CUADRO 27. DISEÑO A FLEXIÓN.			
Datos		Resultados	
h (cm)	30	A (cm)	3,8
b (cm)	100		
r (cm)	5		
d (cm)	25		
f'c (kg/cm ²)	210	ΦMn (kg-m)	14211,60
fy (kg/cm ²)	4200		
Φ	0,9		
As (cm ²)	16,29		

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

Además para la placa, se realizó el análisis de estabilidad por volteo, en los cuadros 28 y 29 se presentan los elementos que participan en el momento estabilizador para las direcciones "x" y "y" respectivamente.

CUADRO 28. ELEMENTOS QUE PARTICIPAN EN EL MOMENTO ESTABILIZADOR CON SUS RESPECTIVOS CENTROIDES PARA LA DIRECCIÓN "x"

Elemento	Peso (kg)	Centroide (m)
WT1	24400,2	0,4625
WT2	44035,2	2,125
WT3	24400,2	0,4625
VA1	88,8	0,4625
VA2	153,6	2,125
VA3	88,8	0,4625
WPD1	768	1,125
WPD2	768	3,125
WTORRE	785	2,125
WPLACA	13005	2,125

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

CUADRO 29. ELEMENTOS QUE PARTICIPAN EN EL MOMENTO ESTABILIZADOR CON SUS RESPECTIVOS CENTROIDES PARA LA DIRECCIÓN "y"

Elemento	Peso (kg)	Centroide (m)
WT1	13180,2	0,2125
WT2	66475,2	2,125
WT3	13180,2	4,0375
VA1	40,8	0,2125
VA2	249,6	2,125
VA3	40,8	4,0375
WPD1	768	0,625
WPD2	768	3,625
WTORRE	785	2,125
WPLACA	13005	2,125

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

El cuadro 30 presenta el factor de seguridad obtenido del análisis de volteo de la placa.

CUADRO 30. ANÁLISIS DEL FACTOR DE SEGURIDAD POR VOLTEO EN LA PLACA DE LA TORRE.

Dirección	MESTAB.	MDESESTAB.	FS	Criterio
x	149121,3	98301,7	1,52	Cumple
y	230547,2	128356,8	1,80	Cumple

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

Bloques de anclaje

Los bloques de anclaje estarán ubicados a una longitud "x" de las torres y para determinar esta longitud, se necesita que el ángulo con el que llega el cable principal a la torre sea igual al de los dos lados, de esta manera con trigonometría se encuentra la longitud a que estará el bloque.

En el cuadro 31 se presentan diferentes valores obtenidos de la sumatoria de fuerzas en "y" para algunas dimensiones propuestas para el dado de anclaje.

CUADRO 31. SUMATORIA DE FUERZAS EN "y" PARA DIFERENTES DIMENSIONES DE BLOQUE.

Dimensiones (m)	Peso (Ton)	Tsinθ (Ton)	ΣFy (Ton)
1 x 1 x 1	2,4	37,0	34,6
1,5 x 1,5 x 1,5	8,1	37,0	28,9
2 x 2 x 2	19,2	37,0	17,8
2,5 x 2,5 x 2,5	37,5	37,0	-0,5
3 x 3 x 3	64,8	37,0	-27,8

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

En el cuadro 32, el valor de la sumatoria de fuerzas en “x” como resultado de diferentes profundidades, y en el cuadro 33, lado del bloque y la profundidad adecuados producto de la sumatoria de fuerzas en “x” y “y”.

CUADRO 32. SUMATORIA DE FUERZAS EN “x” PARA DIFERENTES VALORES DE PROFUNDIDAD			
Profundidad (m)	Ep (Ton)	Tcosθ (Ton)	ΣFx (Ton)
1	0,8	47,4	46,5
2	6,6	47,4	40,8
3	22,3	47,4	25,1
3,5	35,4	47,4	12,0
3,85	47,1	47,4	0,3
4	52,8	47,4	-5,4
5	103,1	47,4	-55,8

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

CUADRO 33. RESULTADOS DE LA SUMATORIA DE FUERZAS EN x Y y EN LOS BLOQUES DE ANCLAJE.		
ΣFx=0	Tsin38°-W=0	L= 2,50 m
ΣFy=0	Ep-Tcos38°=0	h= 3,85 m

Fuente: Elaboración propia. (Microsoft Office Excel 2007)

Análisis de los resultados

El presente capítulo analizará los datos expuestos en los cuadros del capítulo anterior de resultados.

En cuanto al análisis de la catenaria del cuadro 15 se extraen los valores de tensión máximo y mínimo, resultado de una carga de 500 kg/m.

En el apéndice B se observan los valores de carga admisible para los diferentes diámetros de cable, por lo que para elegir la flecha y el diámetro adecuado del cable se deben comparar los valores permisibles del apéndice con los del cuadro 15.

Siguiendo este análisis, si se toma un cable de 1 ½" se necesitaría una flecha de 12 metros, pues con esta flecha, el cable debe soportar una carga de 47,59 toneladas, y los dos cables de 1 ½" resisten 50,27 toneladas.

La relación altura-longitud del puente da 1:47, valor que se aproxima a los valores de las relaciones de los puentes que se presentan en el cuadro 15.

Al tomar en cuenta que el valor máximo de carga en las péndolas es de 5241,4 kg, el elemento que se ha de elegir debe cumplir con este requerimiento de carga, de esta manera al tomar los datos del cuadro 16, si se basa en un cable de ½", la capacidad soportante a tensión sería de 4902,4 kg, valor menor a la carga última, por lo tanto, se debe aumentar el diámetro del cable, así que el cable de 5/8" soporta 7660,0 kg, valor mayor a la carga última, de manera que con este diámetro se cumple que $\Phi P_n \geq P_u$.

Por solicitud del ICE, se utilizará como elementos para las péndolas varilla en lugar de cable, por lo que al analizar el cuadro 18, se muestran los valores de capacidad para diferentes diámetros de varilla, al tomar la varilla #5 de grado 40, el valor máximo de capacidad de carga a tensión, se observa que soporta 4989,6 kg, valor menor que el último, por ello, al igual que ocurrió en el cable, se debe aumentar el diámetro o el grado de la varilla, en este caso se

compara primero la varilla #5 con el grado 60, que resiste 7484,4 kg; aquí se cumple que $\Phi P_n \geq P_u$.

El cuadro 20 muestra los valores de la ecuación de iteración para los elementos de la torres. Como primer supuesto se tomó de elemento principal el tubo estructural de grado 105 y como diagonales el A36, pero el valor de la ecuación sobrepasa el valor de 1. Por ello al analizar los elementos que dan mayor de uno, se tuvo como resultado que los elementos de la calzada hacia abajo eran los que provocaban problemas, así se decidió cambiar estos elementos por barras sólidas y al calcular la ecuación de nuevo, todos los elementos dan menor a uno.

Además de revisar los elementos adecuados de la torre, se cotejó el pandeo global. Del análisis se obtuvo que la carga máxima última es de 169 toneladas y la carga nominal de pandeo máxima en la dirección "x" es de 604,4 toneladas y en "y" de 581,5 toneladas, así cumple que $P_u \leq \Phi P_n$ y la torre no va a tener problemas de pandeo global.

Para la calzada se propuso usar un perfil W8x31, al comparar las capacidades nominales del perfil que se muestran en el cuadro 25 con las cargas últimas del cuadro 24 se puede observar que siempre se cumple que la carga nominal es mayor a la carga última, por lo tanto esta sección es adecuada para ser usada en la calzada.

El cuadro 27 expone los datos del diseño a flexión de la placa, la cual considera un peralte de 30 cm, un ancho de 100 cm y un recubrimiento de 5cm, por lo tanto un $d=25$ cm.

Con malla #6@17,5 cm el momento nominal es de 14211,8 kg-m y el máximo de del diseño es de 855 kg-m, así este es el refuerzo adecuado, pues se cumple que $\Phi M_u \geq M_n$.

Al analizar el efecto de volteo de la torre se tomaron en cuenta las fuerzas que tienden a estabilizar y desestabilizar la placa, al realizar la sumatoria de momentos en la base, se obtienen

los factores de seguridad del cuadro 30, que al dar mayor que 1,5 cumple con los requerimientos del Código de Cimentaciones de Costa Rica.

En referencia a los datos de anclaje, al realizar la sumatoria de fuerzas en "y" que se presentan en el cuadro 31, se obtiene que para contrarrestar el efecto de la componente vertical de la tensión, se necesita como mínimo un dado de anclaje de 2,5x2,5x2,5 m.

Del mismo cuadro, se obtiene que para estabilizar las fuerzas horizontales, se necesita un nivel de desplante de 3,85 m, así se le hará al bloque un diente de 1,65x1,0x2,5 m.

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

Como resultado de los análisis de resultados, se llega a un listado de conclusiones, el cual define las características geométricas y materiales adecuados para cada uno de los elementos que componen el puente colgante.

- a. Para una carga de 500 kg/m, es necesario que el cable tenga una flecha de 12 m, y para soportar estas cargas es requisito que el cable principal sea de 1 ½" (3,81 cm²).
- b. Como elemento para las péndolas, se puede utilizar un cable de 5/8" (1,59 cm), pero por solicitud del ICE, se usará varilla #5 en grado 60, la cual soporta 7485 kg, valor mayor que el máximo proveniente del diseño de 5241 kg.
- c. Las torres tendrán una altura de 16 m, los cuales contemplan de la calzada hacia arriba, 12 m de la catenaria y 1m que funcionará como elemento de baranda, más los 3m de la calzada a los cimientos. Además, para la construcción se utilizaran tres tipos de materiales, el principal será de 10 cm de diámetro de grado estructural 105, tubos de 7,5 cm A36 para los elementos diagonales y barras de 10 cm de diámetro para los elementos debajo la calzada.
- d. Los elementos de la calzada se harán en perfiles W 8x31, para soportar las solicitaciones de carga.
- e. El cimiento de las torres consistirá en una placa de 4,25x4,25 m, con cuatro pedestales de 0,50x0,50 m, pues en cada uno de estos se apoyará una pata de la torre. El refuerzo para esta placa consistirá e una doble malla #6@17,5 cm y a un nivel de desplante de 2m.

- f. El dado de anclaje consistirá en un dado de 2,5x2,5x2,5m, y con un diente de 1,65x1,0x2,5 m, el refuerzo del dado será una doble malla #4 en todo el perímetro.

Recomendaciones.

- a. Por no contar con la información de la altura a la que irían ubicadas las tuberías, se supuso una de 3m para poder realizar el diseño de los elementos, razón por la cual, se recomienda al ICE que cuando vaya a construir el puente, se revise de nuevo las torres y la cimentación si esta altura cambiara.
- b. Se sugiere al ICE realizar más pruebas al tubo que se empleará en las torres, pues en los resultados de la prueba a tracción realizada en el laboratorio de materiales del Instituto Tecnológico de Costa Rica, uno de los tres valores obtenidos de capacidad, dio muy bajo con respecto de los otros dos y para obras de esta importancia es importante tener claro las propiedades de los materiales que se usarán. El resultado de esta prueba se puede observar en el anexo 2.

Apéndices

En este capítulo se presentaran los siguientes apéndices:

Apéndice A.

Tablas con las características principales y aplicaciones de los diferentes tipos de cable.

Apéndice B.

Tablas con los valores de carga admisible para el cable principal y las péndolas.

Apéndice C.

Fotografías de algunos puentes colgantes.

Apéndice D.

Algunos de los detalles para los planos.

Apéndice A.

Tablas con las características principales y aplicaciones
De los diferentes tipos de cable.

TIPO DE CABLE	PROPIEDADES	APLICACIONES
ESPIRALES O CORDONES	<ol style="list-style-type: none"> 1. Resisten muy bien el desgaste Por rozamiento. 2. Con diámetros pequeños permiten obtener una capacidad de carga elevada. 3. Poca reacción torsional. 4. Elevado modulo de elasticidad. 	<p>Por lo general se utilizan en cables estáticos.</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Cables carril de teleféricos y blondines. 2. Cables portadores de puentes colgantes. 3. Cables guía de jaulas de extracción minera. 4. Contrapesos de ascensores. 5. Cables para arriostamiento. 6. Cables de tierra para protección de líneas eléctricas.
NORMALES	<ol style="list-style-type: none"> 1. Al entrelazarse los alambres entre si soportan una presión, y se producen unos esfuerzos suplementarios de flexión al doblar el cable. 2. El esfuerzo a tracción se reparte uniformemente entre todos los alambres al estar enrollados con el mismo ángulo. 3. Es muy homogéneo al ser todos los alambres del mismo diámetro. 4. Posee poco aprovechamiento de la sección. 	<p>Se podría decir que se han usado para todas las aplicaciones, por ser los mas antiguos y divulgados.</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Marina y pesca. 2. Pararrayos. 3. Cualquier aplicación en el que el motivo de deterioro es la oxidación y que a la vez requieren cierta flexibilidad.
DE IGUAL PASO <ol style="list-style-type: none"> 1. Seale 2. Warrington 3. Relleno 	GENERALIDADES: <ol style="list-style-type: none"> 1. Mayor flexibilidad. 2. Gran resistencia a la compresión lateral. 3. Máxima carga de rotura por su mayor sección metálica a igualdad de diámetro. SEALE: <ol style="list-style-type: none"> 1. Gran resistencia al rozamiento. 2. Extraordinaria flexibilidad. WARRINGTON: <ol style="list-style-type: none"> 1. Muy flexibles en relación con su diámetro. 2. Resisten deficientemente el desgaste por rozamiento. 3. Ultima capa poco homogénea por ser sus alambres de diferente diámetro. DE RELLENO: <ol style="list-style-type: none"> 1. Gran flexibilidad. 2. Elevada resistencia al 	GENERALIDADES <p>Superan en duración a los cables normales, por lo que en los Estados Unidos solo se utilizan cables de igual paso.</p> SEALE <ol style="list-style-type: none"> 1. Cable tractor de teleferico. 2. Ascensores con polea de arrastre. 3. Cables de excavación de dragalina. 4. Cables portadores de puentes colgantes. 5. Scrapers fijos. WARRINGTON <p>Aquellas aplicaciones en las que haga falta un cable flexible y en el que el desgaste por rozamiento sea prácticamente nulo.</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Mecanismos de elevación. 2. Ascensores.

	<p>aplastamiento.</p> <p>3. Gran resistencia a los esfuerzos bruscos o dinámicos.</p> <p>4. Resisten bien el desgaste por rozamiento pero en menor grado que los cables Seale.</p>	<p>DE RELLENO</p> <p>Son especialmente indicados en:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Palas excavadores. 2. Scrapers. 3. Dragalinas. 4. Grúas. 5. Mecanismos de elevación. 6. Ascensores. 7. Hormigoneras. 8. Planos inclinados. 9. Pozos de extracción. 10. Tractores de teleféricos. 11. Blondines
DE CORDONES TRIANGULARES	<ol style="list-style-type: none"> 1. Bajo rozamiento por desgaste. 2. Aumento de su sección metálica. 3. Muy resistentes al aplastamiento. 	<p>Todas las instalaciones en que el cable deba soportar grandes esfuerzos.</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Instalaciones de pozos de minas. 2. Montacargas. 3. Dragalinas. 4. Cables carriles de blondines.
ANTIGIRATORIOS	<ol style="list-style-type: none"> 1. Poca resistencia torsional. 2. Cables muy flexibles. 3. Muy delicados. 	<p>Es recomendable limitar su empleo a los casos verdaderamente indispensables por las precauciones que hay que tomar durante su instalación y manipulación.</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Cables carril de teleféricos.
GUARDINES	<ol style="list-style-type: none"> 1. Son los más flexibles que pueden fabricarse. 2. Muy poca resistencia al desgaste por rozamiento. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. En la marina para guardín de timón. 2. En la confección de eslingas y cordajes flexibles.
PLANOS	<ol style="list-style-type: none"> 1. Cables sin reacción torsional. 2. Muy flexibles. 3. Produce un rozamiento entre sus distintas espiras, lo que produce cortaduras en los alambres de cosido, lo que requiere frecuentes y costosas reparaciones. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Cable de equilibrio de gran flexibilidad en pozos de extracción con cables superior e inferior o polea Koepe. 2. Cables de extracción por profundización.
SEMICERRADOS Y CERRADOS	<ol style="list-style-type: none"> 1. Gran resistencia al desgaste y aplastamiento. 2. Por la colocación de las capas de los alambres, evita la penetración de la humedad y por lo tanto la corrosión interna, conservando durante años el lubricante en el interior. 3. Baja resistencia a la tracción. 4. Mayor aprovechamiento de la sección. 5. Poca reacción torsional. 6. Cables muy rígidos. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Cables carriles de teleféricos. 2. Blondines. 3. Excavadoras.

Apéndice B.

Tablas con los valores de carga admisible para el
cable principal y las péndolas.

CARGA PERMISIBLE PARA DIFERENTES DIAMETROS F.S.=4.			
Diámetro	Carga de rotura	Carga permisible	Carga permisible de 2 cables
(Pulgadas)	(ton)	(ton)	(ton)
1/4	2,94	0,74	1,47
5/16	4,58	1,15	2,29
3/8	6,56	1,64	3,28
1/2	11,5	2,88	5,75
5/8	17,9	4,48	8,95
3/4	25,6	6,40	12,80
7/8	34,6	8,65	17,30
1	44,9	11,23	22,45
1 1/8	56,7	14,16	28,33
1 1/4	69,8	17,46	34,91
1 1/2	100,5	25,14	50,27

CARGA PERMISIBLE PARA DIFERENTES DIAMETROS F.S.=5		
Diámetro	Carga de rotura	Carga permisible
(Pulgadas)	(ton)	(ton)
1/4	2,94	0,59
5/16	4,58	0,92
3/8	6,56	1,31
1/2	11,5	2,30
5/8	17,9	3,58
3/4	25,6	5,12
7/8	34,6	6,92
1	44,9	8,98
1 1/8	56,7	11,33
1 1/4	69,8	13,96
1 1/2	100,5	20,11

Apéndice C.

Fotografías de algunos puentes colgantes.



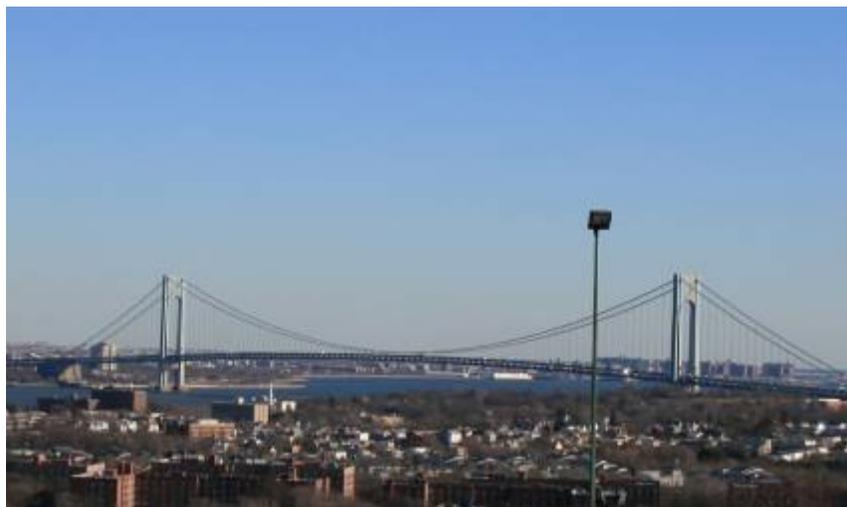
Puente: Akashi Kaikyo, ubicado en Japón, actualmente es el puente colgante más largo del mundo.



Puente: Humber Bridge, ubicado en el Reino Unido. Es el quinto en el listado de puentes mas largos.



Puente: Tsing Ma Bridge, ubicado en Hong Kong.



Puente: Verrazano-Narrows Bridge, ubicado en los Estados Unidos.



Puente: Golden Gate, ubicado en los Estados Unidos.

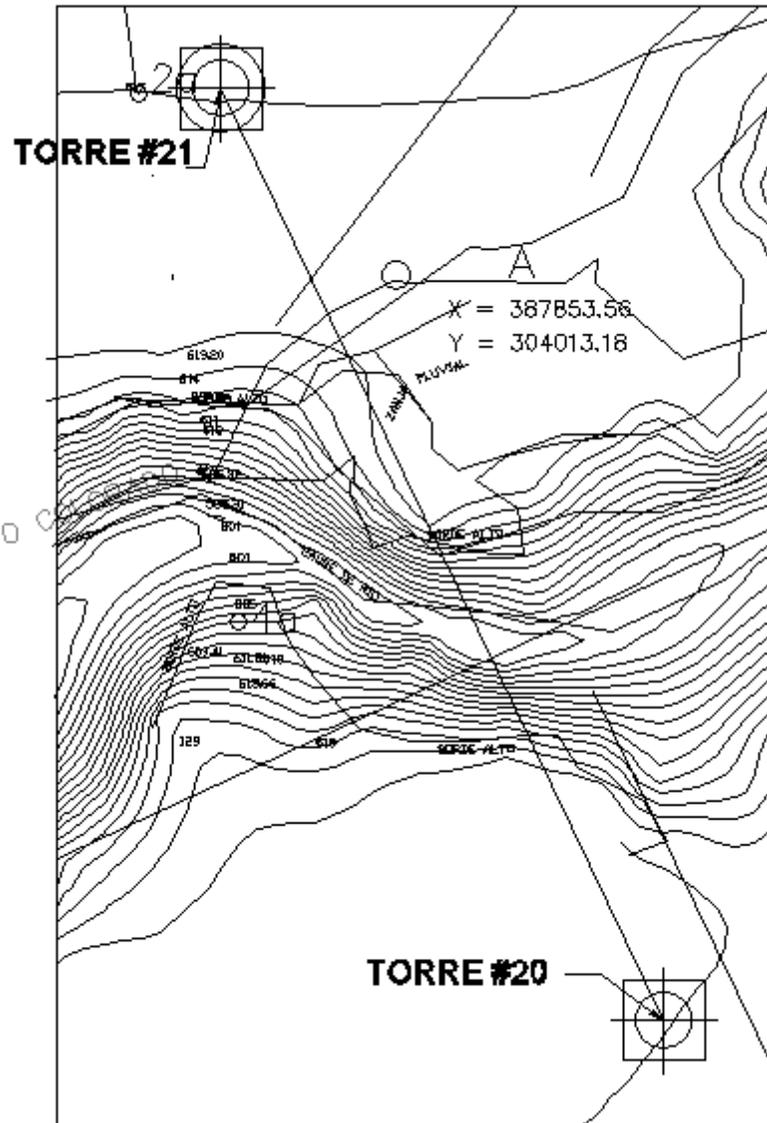


Puente sobre el Río Tárcoles, ubicado en Costa Rica, propiedad de Recope.

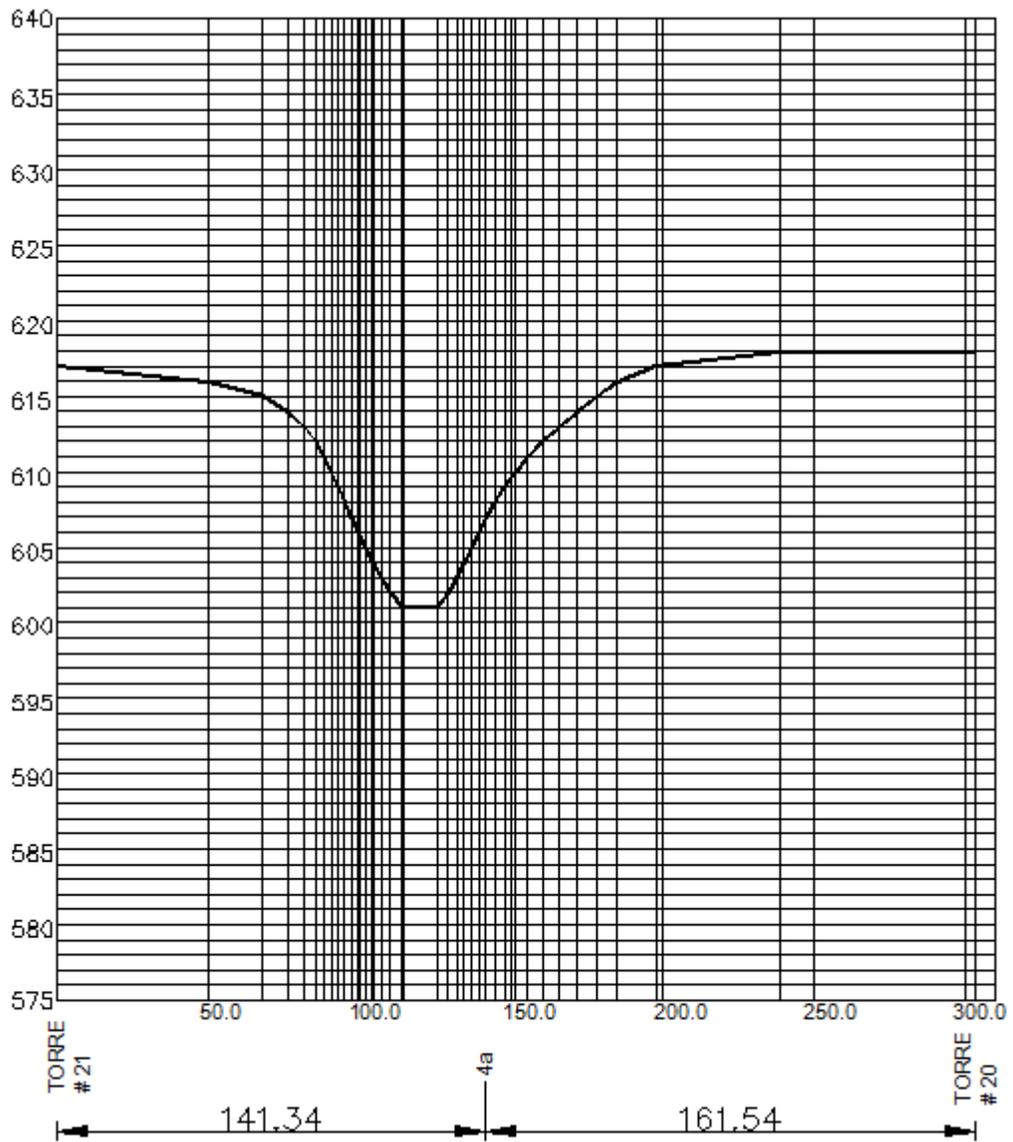
Apéndice D.

Algunos de los detalles para planos.

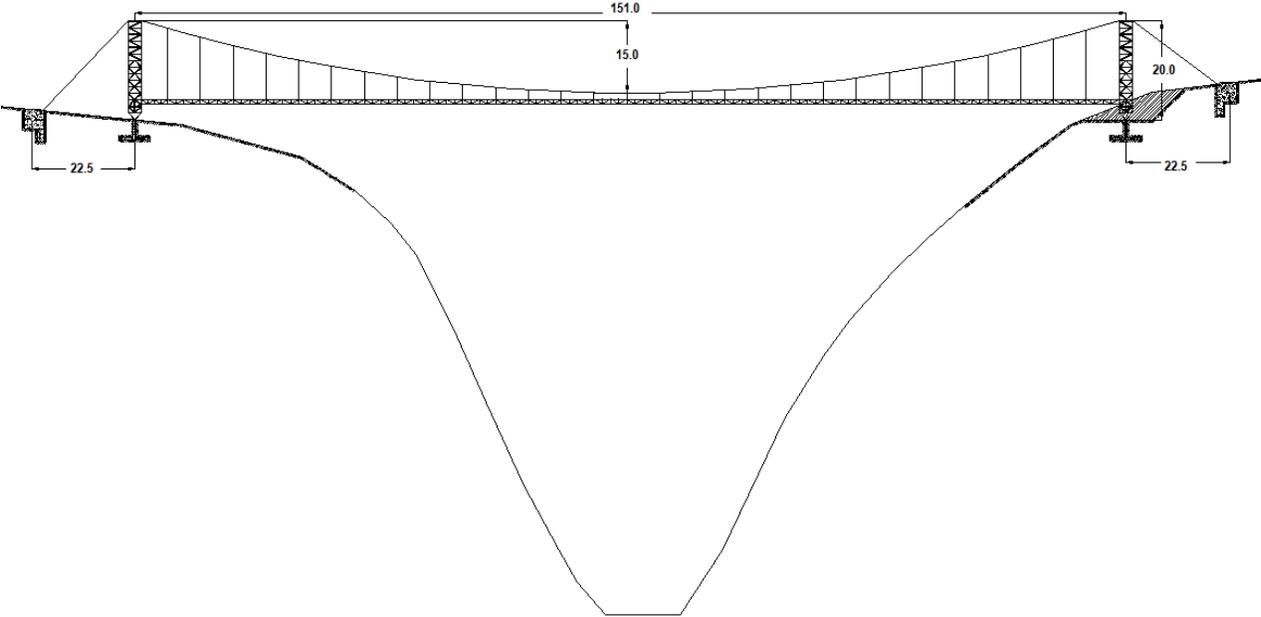
Curvas de nivel por donde va a pasar el puente



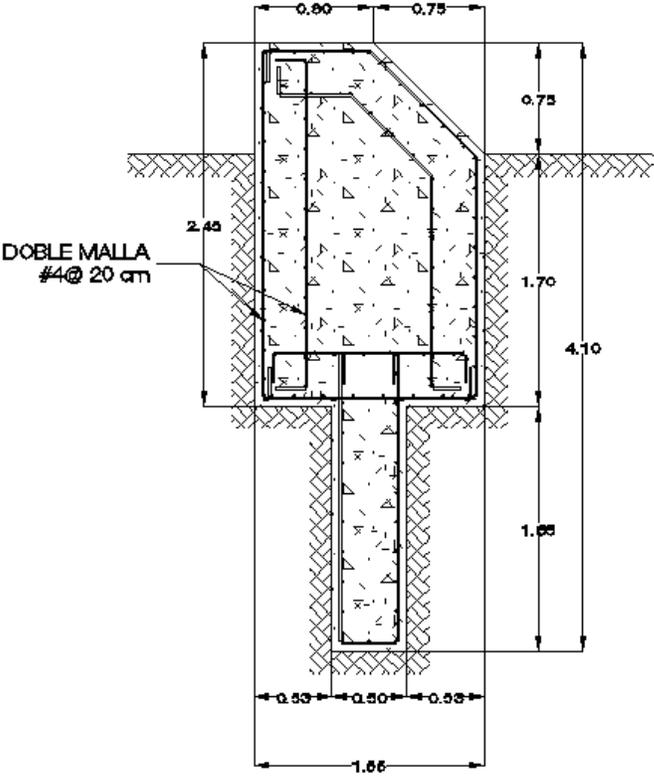
Perfil topográfico por donde pasará el puente.



Sección del puente.

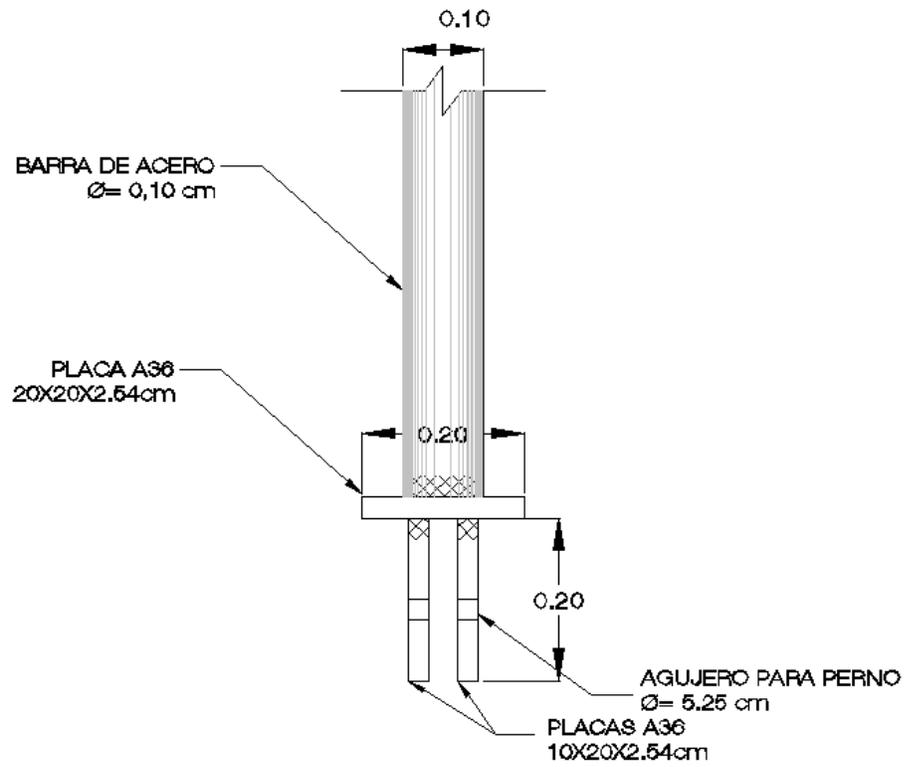


Sección del dado de anclaje.



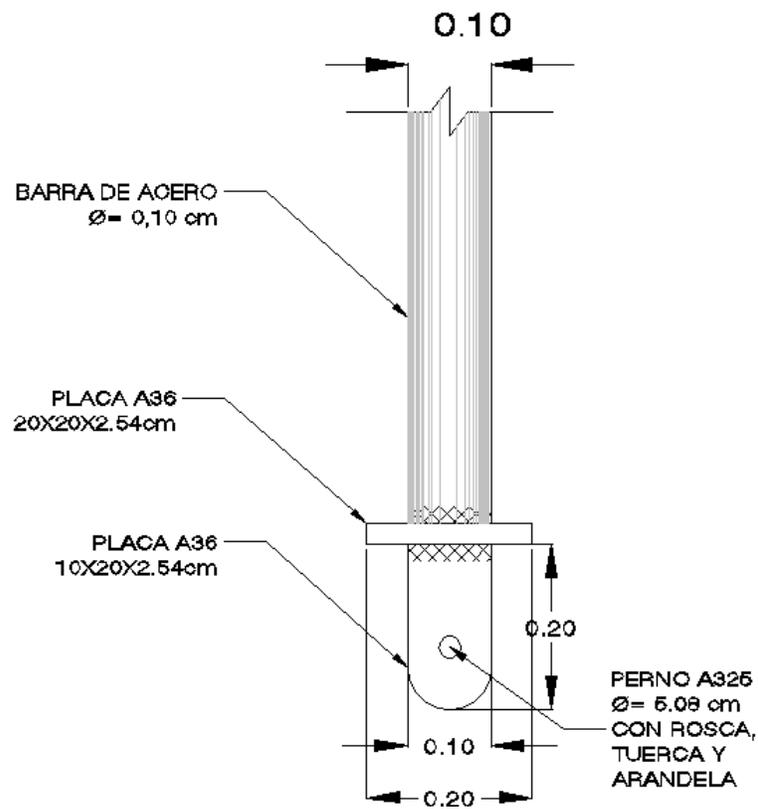
Detalles del apoyo.

Vista frontal unión del tubo principal con placa de apoyo.

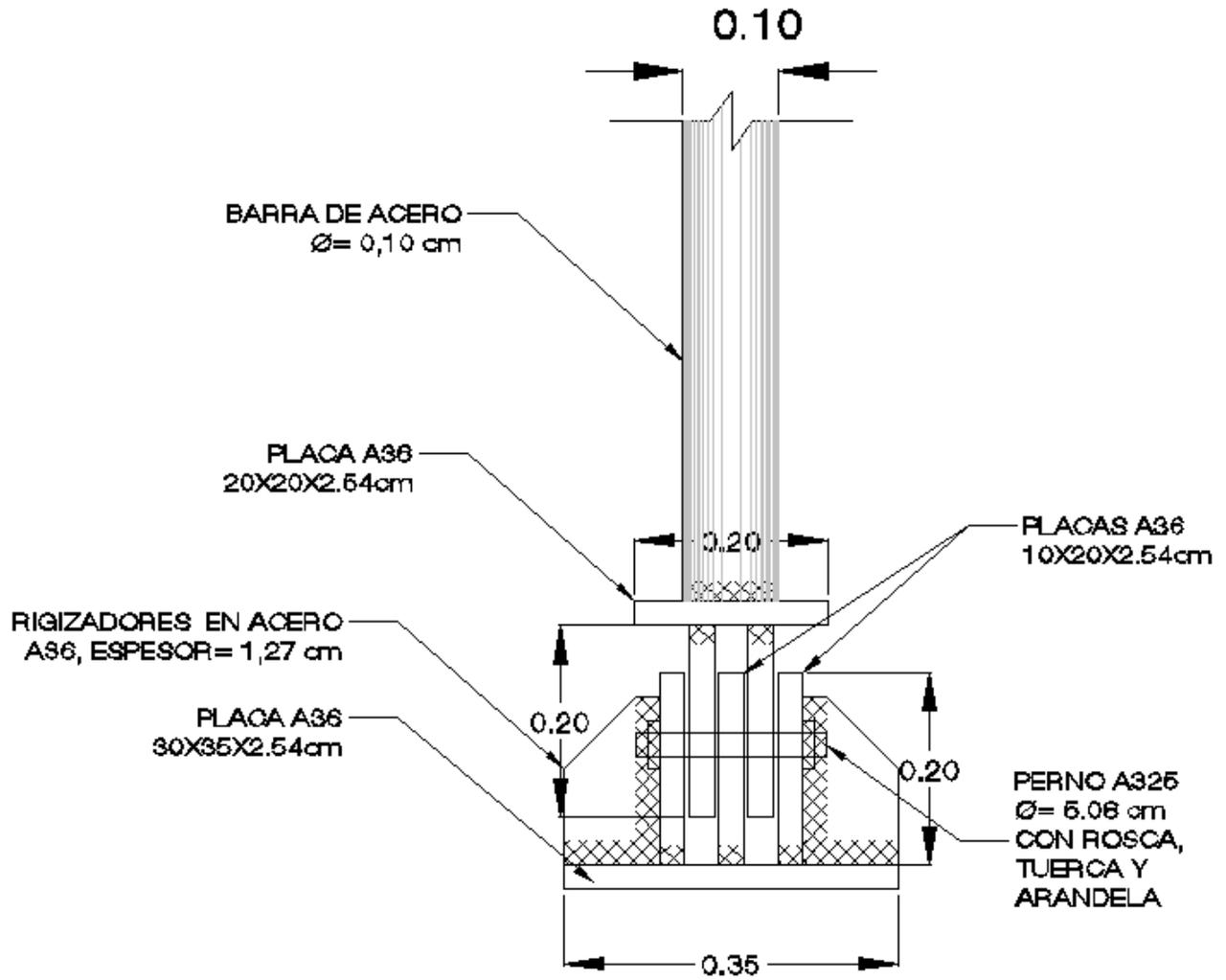


Elevación
unión del tubo principal con la placa de apoyo.

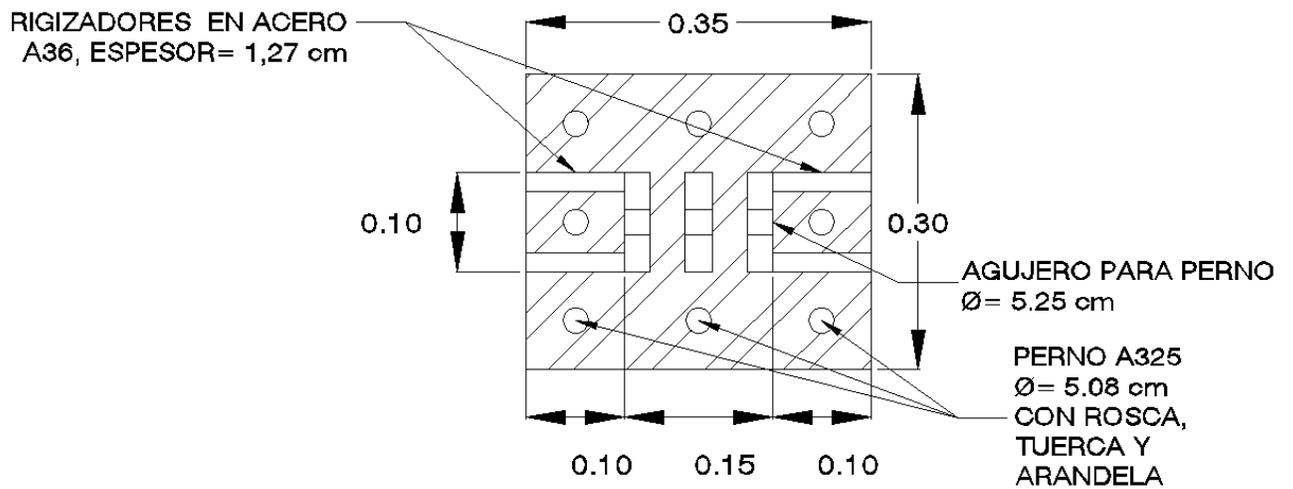
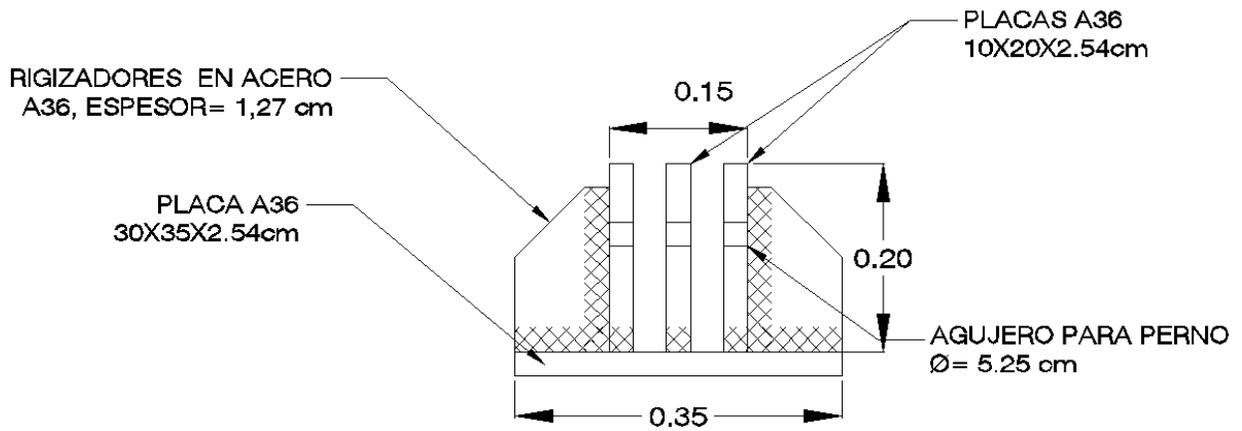
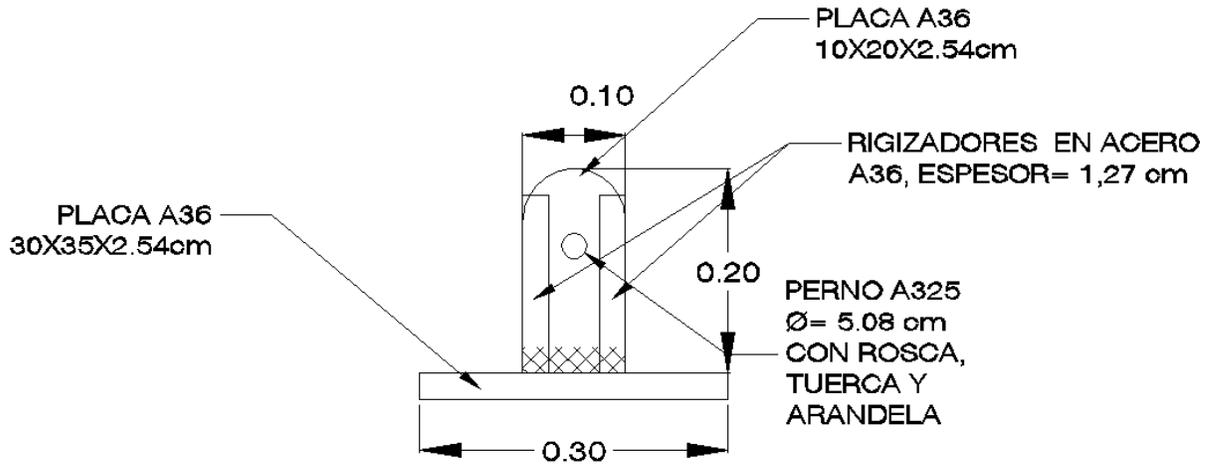
lateral de



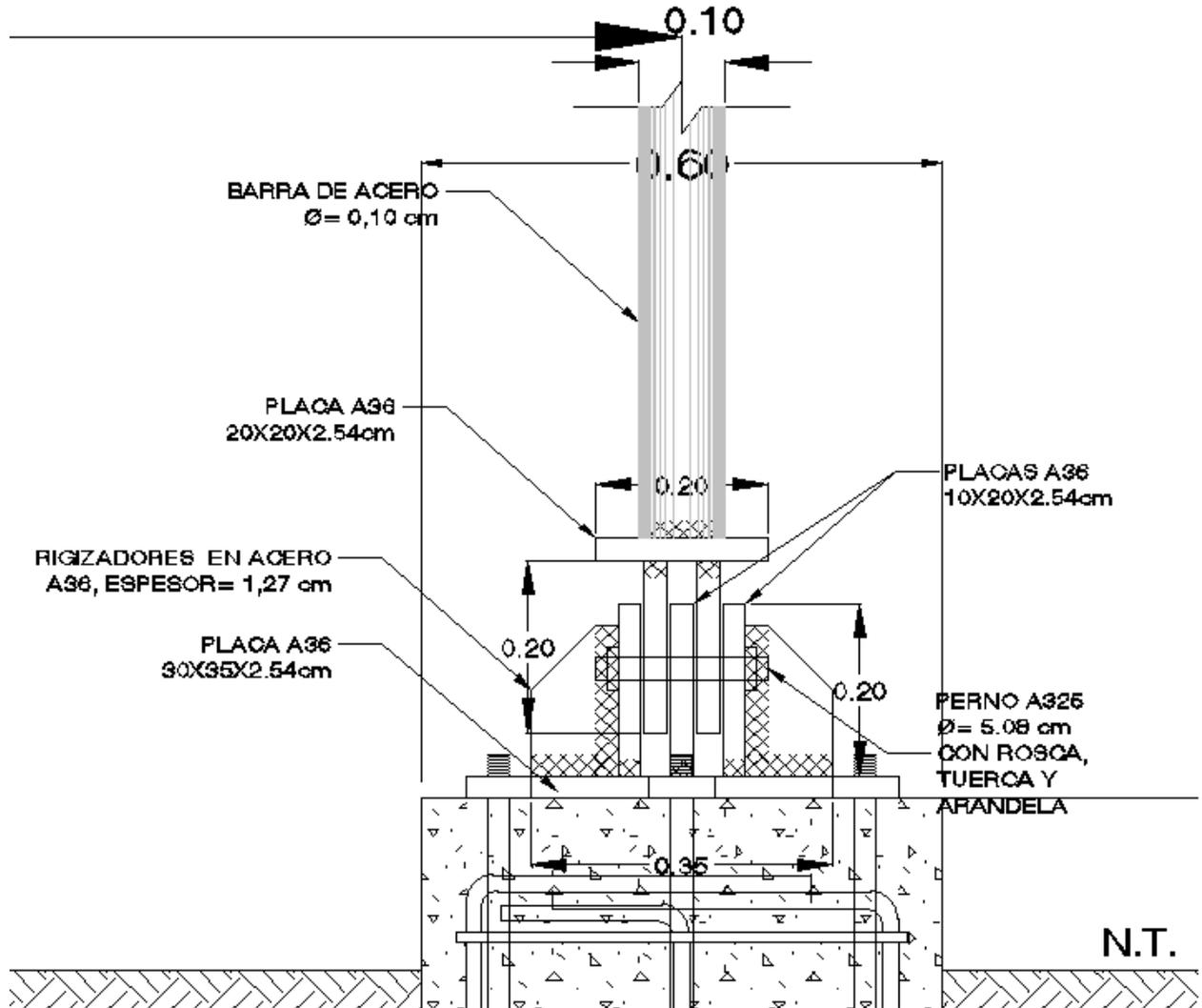
Detalle del apoyo.



Detalles de placa.



Detalle general del cimient.



Anexos

En este capítulo se presentaran los siguientes anexos:

Anexo 1.

Tablas para determinar el número de Reynolds necesario para calcular el coeficiente en los gráficos de viento.

Anexo 2.

Análisis de laboratorio del tubo estructural grado 105

Anexo 3.

Estudio de Suelos.

Anexo 1.

Tablas para determinar el número de Reynolds necesario para calcular los coeficientes en los gráficos de viento.

Tomado de "Wind forces in engineering"

TABLE 3.3. NORMAL AND SIDE FORCE COEFFICIENTS C_N AND C_S RESPECTIVELY ARE GIVEN FOR SHAPES AT VARIOUS ANGLES TO THE WIND

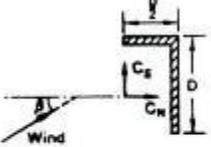
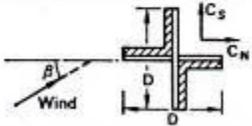
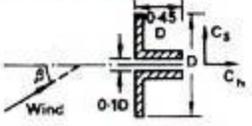
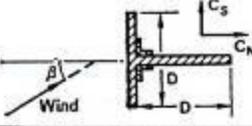
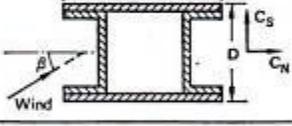
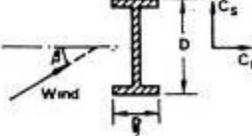
Cross-section, dimensions and wind direction	Force coefficients					
	Yaw angle, β	0°	45°	90°	135°	180°
	Normal coefficient	1.9	1.8	2.0	-1.8	-2.0
	Side force	0.95	0.8	1.7	-0.1	0.1
	Normal coefficient	1.75	0.85	0.1	-0.75	-1.7
	Side force	0.1	0.85	1.75	0.75	-0.1
	Normal coefficient	1.6	1.5	-0.95	-0.5	-1.5
	Side force	0	-0.1	0.7	1.05	0
	Normal coefficient	2.0	1.2	-1.6	-1.1	-1.7
	Side force	0	0.9	2.15	2.4	+2.1
	Normal coefficient	2.05	1.85	0	-1.6	-1.8
	Side force	0	0.6	0.6	0.4	0
	Normal coefficient	1.4	1.2	0	-1.2	-1.4
	Side force	0	1.6	2.2	1.6	0
	Normal coefficient	2.05	1.95	± 0.5	-1.95	-2.0
	Side force	0	0.6	0.9	0.6	0

TABLE 3.3 (cont.)

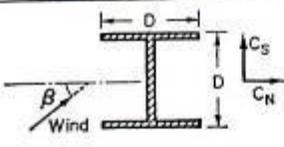
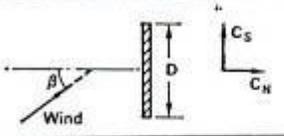
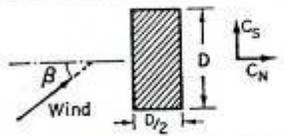
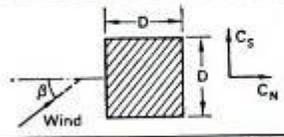
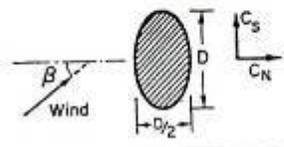
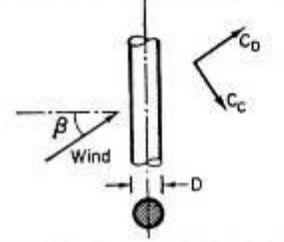
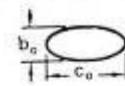
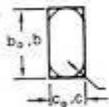
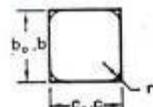
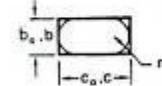
Cross-section, dimensions and wind direction	Force coefficients							
	Yaw angle, β	0°	45°	90°	135°	180°		
	Normal coefficient	1.6	1.5	0	-1.5	-1.6		
	Side force	0	1.5	1.9	1.5	0		
	Normal coefficient	2.0	1.8	0	-1.8	-2.0		
	Side force	0	0.1	0.1	0.1	0		
	Normal coefficient	2.1	1.4	0	-1.4	-2.1		
	Side force	0	0.7	0.75	0.7	0		
	Normal coefficient	2.0	1.55	0	-1.55	-2.0		
	Side force	0	1.55	2.0	1.55	2.0		
<p>Only for $Re < 3.5 \times 10^5$</p> 	Normal coefficient	1.7	1.7	1.4	1.1	1.1	1.1	0
	Side force	0	0.2	0.3	0.4	0.4	0.2	0.1
	Drag coefficient	1.2	1.0	0.8	0.4	0.2	0	0
	Cross force coefficient	0	0.2	0.4	0.4	0.3	0.1	0
<p>Notes (i) Note change of coefficients. (ii) Only for $Re < 3.5 \times 10^5$.</p>								

TABLE 3.3 (cont.)

Flow direction →	Fineness ratio (c_0/b_0)	Corner-radius ratio (r/b_0)	Nominal size	b_0	b	c_0	c	r	C_D at $Re = 10^5$
	1:2	0.021	12	12.00	11.38	6.00	5.94	0.25	1.8
	1:2	.021	4	4.00	3.77	2.00	1.93	.08	
	1:2	.021	1	1.00	.95	.50	.49	.021	
	1:2	.083	12	12.00	9.53	6.00	5.76	1.00	1.7
	1:2	.167	12	12.00	7.05	6.00	5.53	2.00	1.7
	1:2	.167	4	4.00	2.35	2.00	1.84	.67	
	1:1	.015	12	16.97	16.76	16.76	16.80	.25	1.5
	1:1	.015	4	5.66	5.59	5.66	5.59	.08	
	1:1	.015	1	1.41	1.39	1.41	1.39	.021	
	1:1	.118	12	16.97	15.31	16.97	15.31	2.00	1.5*
	1:1	.235	12	16.97	13.66	16.97	13.66	4.00	1.5
	1:1	.235	4	5.66	4.55	5.66	4.55	1.33	
	2:1	.042	12	6.00	5.94	12.00	11.42	.25	1.1
	2:1	.042	4	2.00	1.98	4.00	3.88	.08	
	2:1	.042	1	.50	.49	1.00	.96	.02	
	2:1	.167	12	6.00	5.76	12.00	9.50	1.00	1.1*
	2:1	.333	12	6.00	5.53	12.00	7.05	2.00	1.1
	2:1	.333	4	2.00	1.84	4.00	2.35	.67	
	1:1	.021	12	12.00	11.69	12.00	11.69	.25	1.2
	1:1	.021	4	4.00	3.90	4.00	3.90	.08	
	1:1	.021	1	1.00	.98	1.00	.98	.021	
	1:1	.083	12	12.00	10.77	12.00	10.77	1.00	1.3*
	1:1	.250	12	12.00	8.29	12.00	8.29	3.00	1.1
	1:1	.250	4	4.00	2.78	4.00	2.76	1.00	
	1:1	.021	12	12.00	11.69	12.00	11.69	.25	2.0
	1:1	.021	4	4.00	3.90	4.00	3.90	.08	
	1:1	.021	1	1.00	.98	1.00	.98	.021	
	1:1	.083	12	12.00	10.77	12.00	10.77	1.00	1.9*
	1:1	.250	12	12.00	8.29	12.00	8.29	3.00	1.3
	1:1	.250	4	4.00	2.76	4.00	2.76	1.00	

* $Re = 2 \times 10^5$

TABLE 3.3 (cont.)

Flow direction →	Fineness ratio (c_0/b_0)	Corner-radius ratio (r/b_0)	Nominal size	b_0	b	c_0	c	r	C_D at $Re = 10^5$
	1:1	0.50	12	12.00	12.00	12.00	12.00	6.00	1.0
	1:1	.50	4	4.00	4.00	4.00	4.00	2.00	
	1:1	.50	1	1.00	1.00	1.00	1.00	.50	
	1:2	—	12	12.00	12.00	6.00	6.00	—	1.6
	1:2	—	4	4.00	4.00	2.00	2.00	—	
	1:2	—	1	1.00	1.00	.50	.50	—	
	2:1	—	12	6.00	6.00	12.00	12.00	—	.6
	2:1	—	4	2.00	2.00	4.00	4.00	—	
	2:1	—	1	.50	.50	1.00	1.00	—	
	1:2	.021	12	12.00	12.00	6.00	6.00	.25	2.2
	1:2	.021	4	4.00	4.00	2.00	2.00	.08	
	1:2	.021	1	1.00	1.00	.50	.50	.021	
	1:2	.083	12	12.00	12.00	6.00	6.00	1.00	1.9
	1:2	.250	12	12.00	12.00	6.00	6.00	3.00	1.6
	1:2	.250	4	4.00	4.00	2.00	2.00	1.00	
	1:1	.021	12	12.00	12.00	12.00	12.00	.25	2.0
	1:1	.021	4	4.00	4.00	4.00	4.00	.08	
	1:1	.021	1	1.00	1.00	1.00	1.00	.021	
	1:1	.167	12	12.00	12.00	12.00	12.00	2.00	1.2*
	1:1	.333	12	12.00	12.00	12.00	12.00	4.00	1.0
	1:1	.333	1	1.00	1.00	1.00	1.00	.33	
	2:1	.042	12	6.00	6.00	12.00	12.00	.25	1.4
	2:1	.042	4	2.00	2.00	4.00	4.00	.08	
	2:1	.042	1	.50	.50	1.00	1.00	.021	
	2:1	.167	12	6.00	6.00	12.00	12.00	1.00	.7*
	2:1	.500	12	6.00	6.00	12.00	12.00	3.00	.4
	2:1	.500	4	2.00	2.00	4.00	4.00	1.00	

* $Re = 2 \times 10^5$

Anexo 2.

Análisis de laboratorio del Tubo
Estructural grado 105.

Laboratorio de Materiales del
Instituto Tecnológico de Costa Rica.



INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE CIENCIA E INGENIERIA DE LOS MATERIALES
CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y EXTENSIÓN EN MATERIALES

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
PRUEBAS A TRES MUESTRAS DE ACERO
CIEM 043-06-09

INFORME

Con base a su solicitud se presenta a continuación los resultados obtenidos luego de los ensayo de tres muestras metálicas proporcionadas por ustedes a nuestro laboratorio.

Tabla 1. Resultados de las pruebas de tracción acero G105

Muestra	Esfuerzo Máximo (MPa)	Esfuerzo al límite de Proporcionalidad (MPa)	Elongación (%)
M1	796.7	649.4	26.0
M2	381.7	311.1	29.0
M3	815.6	668.1	28.0

Tabla 2. Resultados de las Pruebas de Dureza en acero G105

Muestra	Dureza Vickers (HV)	Dureza Rockwell C (HRC)
M1	323	32
M2	315	31
M3	311	31

Análisis Metalográfico:

Se realizaron pruebas para observar al microscopio la microestructura de las tres muestras sujetas a estudio. Para los tres casos se determinó una microestructura muy homogénea y con un tratamiento térmico de bonificado o similar.

Con base en las durezas determinadas, las pruebas mecánicas y el análisis de la microestructura, se puede concluir que este es un acero de alta resistencia mecánica.



**INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE CIENCIA E INGENIERIA DE LOS MATERIALES
CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y EXTENSIÓN EN MATERIALES**

TEC *La aplicación sobre este acero de procesos de fabricación como soldadura o deformación plástica en frío deben ejecutarse con sumo cuidado debido a que se comportaría muy diferente a los aceros tipo estructural convencionales.*

Estos análisis han sido realizados en los Laboratorios de la Escuela de Ciencia e Ingeniería de los Materiales del Instituto Tecnológico de Costa Rica, como una colaboración a estudiantes de la Escuela de Ing. en Construcción.



ING. MARIO CORTÉS VALLS

*Ing. Mario Cortés Valls, Profesor
Escuela de Ciencia e Ingeniería de los Materiales*

Anexo 3.

Estudio de suelos.

Proporcionado por el ICE.

1. INTRODUCCION

De acuerdo a solicitud del Ing. Juan de la Cruz Alvarado del Area de Potencia de Plantas se procedió a realizar un estudio geológico-geotécnico del sitio donde se ubicarán los Satélites 1 y 2 del Proyecto Geotérmico Pailas.

El objetivo fundamental de este informe es realizar un análisis del terreno de fundación básicamente en lo que corresponde a capacidad de soporte y deformabilidad del terreno de cimentación así como otros aspectos asociados al comportamiento mecánico y físico del suelo.

En general el sitio de fundación al igual que en el caso de los demás sitios estructurales del proyecto geológicamente la fundación se ubicará en los mismos materiales piroclásticos (lahar) en que se ubica la Casa de Máquinas y otras obras asociadas al P.G. Pailas.

2. DESCRIPCION DEL TRABAJO

- ***Ensayos de campo***

Se excavaron 2 trincheras mediante el uso de una pala mecánica hasta una profundidad máxima de **4.0 m**. La ubicación de las mismas corresponde con la ubicación establecida de los satélites dentro del diseño del sitio. La trinchera T-1 se utilizó para realizar 1 ensayos de placa rígida el cual se ubicó a 3.0 m de profundidad a partir del nivel natural del terreno. Adicionalmente a los resultados que arrojaron estos ensayos en el campo se recolectaron muestras alteradas (en bolsa) @ 1.0 m para obtención de índices de consistencia y clasificación a lo largo de toda la zona que se considera será influenciada por la colocación de las cargas. La trinchera T-2 se excavó con el fin de verificar las condiciones observadas en el primer sondeo pero no se realizaron pruebas ni muestreos en la misma. Los resultados de los ensayos de carga rígida se muestran en los anexos al final del informe.

- ***Ensayos de laboratorio***

Se le realizaron ensayos de laboratorio únicamente a las muestras recuperadas en la Trinchera 1 considerando en todo caso que los materiales observados en ambos sondeos presentaban características físicas similares (color, consistencia, humedad). En la Tabla 1 se presentan los resultados de dichos ensayos.

Tabla No. 1
Resultados de laboratorio

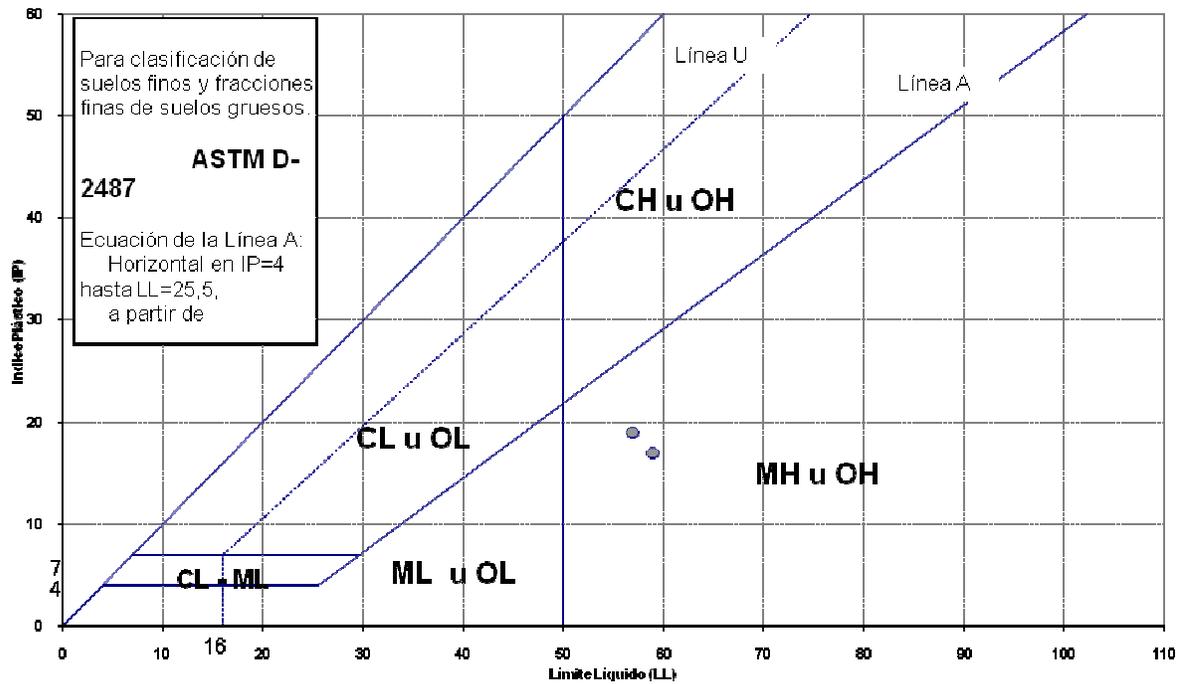
Sondeo	Prof. (m)	LL(%)	LP(%)	W(%)	%<200	SUCS	Descripción
<i>T-1</i>	3.00	59	42	40	69	MH	Limo elástico con grava, café rojizo
	4.00	57	38	42	58	MH	Limo elástico con grava, café rojizo

3. Perfil típico de suelos

De acuerdo a la exploración realizada y correlacionando lo observado con los resultados tanto de las pruebas de campo como de los ensayos de laboratorio se concluye que el zona de de influencia para la fundación de los satélites corresponde con un lahar muy consolidado con bloques lávicos de decimétricos a métricos en su mayoría bastante sanos. La matriz se puede considerar básicamente cohesiva y corresponde con limos arcillosos con algo de arena y un contenido de finos que varía entre **58** y **69%** que tiende a disminuir ligeramente con la profundidad. Para efectos de clasificación la matriz clasifica como MH (limos inorgánicos de plasticidad media a alta de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). El límite líquido (**LL**) varía entre **57** y **59** y el límite plástico (**LP**) entre **38** y **42** para un índice plástico de entre **17** y **19**. El contenido de humedad natural (**w%**) varía entre **40** y **42** valores muy cercanos al límite plástico que indican una consistencia rígida y un alto grado de consolidación de los materiales de fundación.

El contenido de humedad tiende a aumentar ligeramente con la profundidad sin embargo tanto por lo observado en la excavación de Casa de Máquinas como en los sondeos correspondiente a la zona donde se ubicarán los satélites el nivel freático debe ubicarse por debajo de los 10.0 m por lo que no afecta de ninguna forma el comportamiento de la fundación. En la figura 1 se muestra la Carta de Plasticidad y la ubicación de los materiales dentro de la misma que justifican la clasificación de la matriz del lahar.

FIGURA-1
CARTA DE PLASTICIDAD * CLASIFICACION SUCS
SATELITES 1 Y 2 P.G PAILAS



4. Análisis de la fundación

4.1 Capacidad de carga

Para efectos de estimar la capacidad de carga se realizaron 2 ensayos de placa rígida ubicadas a profundidades de 3.0 y 4.0 m respecto al nivel natural del terreno en el sitio. En la Tabla 2 que se muestra a continuación se indican la profundidad y los resultados de los ensayos de carga:

Tabla No. 2
Resultados ensayos de placa rígida

Sondeo	Prueba	Prof. (m)	q_u (MPa)	q_u (T/m ²)	Deformación (mm)
<i>Trinchera 1</i>	<i>1</i>	3.0	0.94	<i>94.5</i>	<i>15.6</i>
	<i>2</i>	4.0	0.73	<i>73.0</i>	<i>29.0</i>

El detalle de cada una de las pruebas se muestra al final del ensayo en los anexos correspondientes.

Considerando que estos materiales presentan características similares a los analizados anteriormente en el sitio de Casa de Máquinas se procedió a estimar la capacidad de carga a partir de una relación sugerida por Terzaghi para suelos arenosos y limosos de baja plasticidad que considera la capacidad de carga última del terreno como una función del q_u (obtenido directamente de la prueba de placa) y la relación entre el ancho o diámetro de la placa rígida y el ancho de la fundación de la siguiente forma:

$$q_{u(F)} = q_{u(P)} \frac{B_F}{B_P}$$

donde:

$q_{u(F)}$ = capacidad de carga última de la cimentación propuesta

$q_{u(P)}$ = capacidad de carga última de la placa de prueba

B_F = ancho de la cimentación

B_P = ancho de la placa de prueba

Con base a la relación mostrada se elaboró la Tabla 3 que se muestra seguidamente donde se tabulan para distintos anchos de fundación la capacidad de soporte última y admisible para cada uno de los valores de $q_{u(P)}$ obtenidos a partir de los 6 ensayos realizados para profundidades contempladas entre 7.0 m y 11.0 m.

Tabla No. 3
Capacidad de carga basada en los resultados de la prueba de placa

Profundidad (m)	B_P (m)	$q_{u(P)}$ (T/m ²)	B_F (m)	$q_{u(F)}$ (T/m ²)	q_{adm} (T/m ²)
4.0	0.452	73.0	0.50	80.75	27.0
			1.00	161.5	53.8
			1.50	242.2	80.7
			2.00	323	107.7
3.0	0.452	94.0 *	0.50	104.0	34.6
			1.00	208.0	69.3
			1.50	312.0	104.0
			2.00	415.9	138.6

* **Valor recomendado**

Para efectos de capacidad de soporte se recomienda utilizar los datos correspondientes a la prueba de placa realizada a la profundidad de 4.0 m, esto por cuanto estimamos que es la prueba más representativa para los materiales observados en el sitio una vez analizados los resultados y las curvas esfuerzo-deformación generadas. Tomando en cuenta esta condición y que se está utilizando un factor de seguridad de **3** para estimar la capacidad de carga admisible y observando la tabla anterior vemos que para el **valor recomendado** de $q_u (P)$ obtenido a partir de los ensayos y para un rango de ancho de fundación que va desde **0.50 m** a **2.00 m** la capacidad de carga admisible varía entre **34.6** y **138.6 T/m²**.

4.2 Asentamientos por consolidación

No se considera que durante el proceso constructivo o la vida útil de las estructuras se generen asentamientos por consolidación más allá de los niveles de tolerancia aceptables para este tipo de estructuras. Esto dado que para el nivel de desplante mínimo (**3.0 m**) que se sugiere el material se presenta un alto grado de consolidación. Un buen indicador del nivel de consolidación de estos materiales puede observarse en los resultados de los índices de consistencia mostrados en la Tabla 1 donde el contenido de humedad (w%) es igual o está muy cercano al límite plástico (LP) en la mayor parte del tramo de excavación muestreado.

4.3 Asentamientos inmediatos

Los asentamientos inmediatos o instantáneos que se producen al colocar la carga por deformación elástica del suelo dependen básicamente del módulo de esfuerzo-deformación del suelo (E_s) y de la razón de Poisson (ν). Para la estimación del primer parámetro se utilizaron las curvas esfuerzo-deformación que resultaron de los ensayos de placa rígida.

En la Tabla No. 5 se muestran los resultados de los módulos de deformación elástica obtenidos a partir del análisis de las curvas esfuerzo-deformación para cada una de las pruebas de placa rígida.

Tabla No. 4
Módulos elásticos estimados a partir de los resultados de los ensayos de placa rígida

Sondeo	Prueba	Prof. (m)	Es (Kg/cm ²)
<i>Trinchera 1</i>	<i>1</i>	3.0	268.2
	<i>2</i>	4.0	77.8

Al igual que en el apartado anterior vamos a utilizar un **valor recomendado** para el módulo elástico de **268.2 kg/cm²** utilizando el mismo criterio externado anteriormente sobre la prueba que para nuestros efectos se puede considerar la que modela mejor el comportamiento de los materiales observados “in situ”.

La siguiente ecuación se utilizó para calcular los eventuales asentamientos que pueden generarse tras la colocación de las cargas en el terreno:

$$S_i = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \nu^2)$$

donde:

- S_i es el asentamiento inmediato, en cm
- q_o es la carga unitaria transmitida por las estructuras.
- B es el ancho de la placa, en cm
- E_s es el módulo de deformación elástica, en Kg/cm²
- ν es la razón de Poisson, adimensional

Tabla No.5
Asentamientos instantáneos

B(m)	Q (T)	q_o (T/m²)	ν	E_s (T/m²)	S_i (mm)
0.50	60.0	30.0	0.25	2682	10.00
1.00	60.0	60.0	0.25	2682	21.0
1.50	60.0	90.0	0.25	2682	31.0
2.00	60.0	120.0	0.25	2682	42.0

Las combinaciones de cargas y geometría de la fundación que pueden darse pueden ser innumerables por lo que para la tabla anterior se realizó una estimación de referencia manteniendo un parámetro fijo (en este caso una carga Q máxima de **60 t** y variando los anchos B de placa entre **0.50 y 2.0 m** lo cual significa carga unitarias, q_o de entre **30 t/m²** y **120 t/m²**. En todo caso asumimos que los requerimientos del proyecto estarán dentro de este rango para el cual los asentamientos máximos varían entre 10 y 42 mm para cargas unitarias de entre **30.0 y 120.0 t/m²**.

5. RELLENOS Y COMPACTACION

El material que se observó durante los sondeos realizados es muy similar al que se encontró en el área donde se ubicará la Casa de Máquinas por lo que los valores obtenidos de peso específico máximo y humedad óptima de las pruebas de compactación Proctor realizadas para los materiales en ese sitio se pueden considerar válidas para el sitio de fundación de los satélites. Esto en el caso de que se requiera utilizar el material producto del proceso de corte principalmente en rellenos. Este material corresponde al producto de la excavación de que tal como se indicó con anterioridad corresponde con depósitos laháricos muy consolidados, con presencia de bloques lávicos decimétricos y métricos en su mayoría con un bajo grado de alteración..

En la Tabla No.6 se reproducen los resultados de los ensayos de compactación PROCTOR que se realizaron en el sitio de Casa de Máquinas y que como se dijo se puede tomar como referencia para el control de compactación de eventuales rellenos en este toro sitio.

Tabla No. 6
Resultados de los ensayos de compactación PROCTOR

Descripción	Clasific SUCS	W _{óptimo} (%)	W _{prom} (%)	γ _{max} (Kg/cm ³)
Limo baja plasticidad	ML	35.3	34.1	1276

Usualmente este tipo de materiales presentan buenas características de compactibilidad y su comportamiento en rellenos o terraplenes es aceptable. Como puede observarse en la Tabla 6 los valores correspondientes al contenido de humedad óptimo (COH) de compactación para alcanzar una densidad máxima de 1276 Kg/cm² y el contenido de humedad promedio del suelo “in situ” no son muy diferentes.

Para efectos de una adecuada compactación estos suelos el uso de agua generalmente no es efectivo debido a estos suelos que son limos de baja plasticidad ligeramente cohesivos presentan una baja permeabilidad.

Los materiales a utilizar en la conformación de los rellenos deben colocarse en capas no mayores a 0.20 m y alcanzar un grado de compactación del 95% del Ensayo PROCTOR STANDARD tomando como referencia los resultados de los ensayos que se reproducen en la Tabla 6.

ESTABILIDAD DE TALUDES DE CORTE Y RELLENO

Con base a la observación “in situ” del comportamiento (al menos a corto plazo) de las trincheras excavadas para realizar los ensayos de carga con profundidades de corte de hasta 4.0 m en taludes que en muchos casos presentaban taludes prácticamente verticales no se considera necesaria la elaboración de análisis rigurosos de estabilidad para justificar la geometría de excavación propuesta. La pendiente de **1.0H:1.0V** para los taludes de corte es apropiada. De cualquier forma si se requieren taludes con alturas mayores a los 5.0 m es recomendable construir bermas intermedias de alivio tal como aparecen en los planos de la excavación facilitados por el cliente.

En cuanto a los taludes de las zonas de relleno la pendiente proyectada de **2.0H:1.0V** es apropiada tomando en cuenta entre otras cosas las facilidades que presenta el material para alcanzar el grado de compactación especificado con anterioridad.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1) El terreno sobre el cual se fundarán las estructuras corresponde de acuerdo a la cantidad de corte requerido con un depósito de lahares cuya matriz son suelos limosos y limo arenosos de baja plasticidad y consistencia media a rígida, muy consolidados. El lahar presenta un alto porcentaje de bloques lávicos de tamaño decimétrico y métrico con bajo nivel de alteración. No se determinó la presencia de nivel freático durante la excavación de los sondeos.
- 2) Se considera que el nivel de desplante (D_i) mínimo, a partir del nivel natural del terreno es de **3.0 m**. Este nivel de desplante no se tomó en cuenta para la estimación de la capacidad de soporte.
- 3) La estimación de la capacidad de carga se infirió directamente de los resultados de los ensayos de carga rígida para valores de $q_{u(p)}$ mínimos, promedios y máximos. Si tomamos como referencia los valores de $q_{u(p)}$ mínimos obtenidos y variamos el ancho B de la fundación entre **0.50 y 2.00 m** encontramos magnitudes de capacidad de soporte admisible de entre **35.0 y 138.0 t/m²** lo cual debería considerarse suficiente para los requerimientos de carga que presentarán las estructuras proyectadas en el sitio. Hay que tomar en cuenta que se está considerando un factor de seguridad de 3 respecto a la capacidad de carga última.
- 4) Se desestimó la probabilidad de que se generen asentamientos por consolidación que afecten de manera significativa las estructuras dado el grado de consolidación observados en estos materiales durante la excavación de los sondeos (trincheras).
- 5) Se estimaron asentamientos inmediatos o instantáneos utilizando los módulos de deformación elástica inferidos de los ensayos de carga rígida. Con base en estos módulos se calcularon para un rango de entre **30 t/m² y 120 t/m²** probables asentamientos dando como resultados valores que oscilan entre un **10.0 mm y 42 mm** lo cual puede considerarse perfectamente aceptable. Por otro lado creemos que los esfuerzos aplicados a la fundación por las estructuras estará por debajo del rango indicado.
- 6) Los resultados de ensayos PROCTOR realizados anteriormente en el sitio de Casa de Máquinas pueden extrapolarse a este otro sitio ya que el mismo presenta características muy similares en cuanto a granulometría y contenido de humedad. Los resultados corresponden únicamente básicamente en la matriz (material predominante) del lahar que corresponde a limos y limos arenosos de baja plasticidad en su mayoría indican que la humedad óptima de compactación es muy cercana al contenido de humedad promedio que tienen los materiales "in situ" que es alrededor del **40%**. Esto hace que en teoría no se requiera inundar el material para colocarlo. Para efectos constructivos el material debe alcanzar un grado de compactación mínimo del 95% de la densidad seca máxima obtenida en el laboratorio. Para la compactación de estos materiales se recomienda la colocación de capas con espesores no

mayores a 0.20 m y la utilización de rodillos. La prueba Proctor se realizó únicamente con el material de matriz del lahar, por lo que para efectos de referencia se debe incluir el peso volumétrico de los bloques con tamaño menor a 76.2 mm. Para efectos prácticos se puede considerar un peso volumétrico compactado de **1376 Kg/cm³**.

- 7) Aunque no se realizaron análisis rigurosos se evidenció durante la excavación de las trincheras la estabilidad que presentan estos materiales aún con taludes de mayor pendiente que los propuestos en el plano de excavación. Por tanto se considera que las pendientes indicada de **1.0H:1.0V** en los taludes de corte y **2.0H:1.0V** en los taludes de relleno son adecuadas.

. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Bowles, J. **Foundation Analysis and Design**. McGraw-Hill, Cuarta Edición. U.S.A. 1985
 - Asociación Costarricense de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. **Código de Cimentaciones de Costa Rica**. Editorial Tecnológica. 1994.
 - Peck, R. Hansson,W. y Thornburn, T. **Ingeniería de Cimentaciones**. Editorial Limusa México. 1988
 - Das, Braja. **Fundamentos de Ingeniería Geotécnica**. Editorial International Thomson. México, 2001.
 - Centro de Servicio de Exploraciones Subterráneas. **Estudio Geofísico para los sitios de Casa de Máquinas N.1 y N.3**.Enero 2004.
 - Geotechnical Engineering Group, Cornell University. **Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design**. Ithaca, New York.EUA.1990
 - Rico-Del Castillo. **La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Volumen 1**.Editorial Limusa. México.1996
 - Rico-Del Castillo. **La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Volumen 2**.Editorial Limusa. México.1996
 - W.Day Robert. **Geotechnical Engineer`s Portable Handbook**.Mc Graw-Hill.EUA.2000
- F. Wolff,Thomas. **Spreadsheet Applications in Geotechnical Engineering**,International Tomson Publishing.1995

Referencias

Tycsa. 1962. CATALOGO GENERAL TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A. España: Editorial Graficas Bobes, S.A. Barcelona.

. 1946. AMERICAN TIGER BRAND WIRE ROPE ENGINEERING HANDBOOK. United States of America: Editorial The American steel and wire Company of New Jersey.

Beer and Johnston. MECANICA VECTORIAL PARA INGENIEROS: ESTATICA. United States of America: Editorial The McGraw-Hill companies, Inc.

American Institute of Steel Construction Inc. 2005. SPECIFICATIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS. United States of America: Editorial .

Segui, W. 1999. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON LRFD. México: Editorial Internacional Thompson Editores.

Rojas, G. 2005. DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO, POR EL METODO LRFD I PARTE. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Sachs. P. 1978. WIND FORCES IN ENGINEERING. United States of America: Editorial Pergamon Press Inc.

CFIA. 2002. CODIGO SISMICO DE COSTA RICA. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Braja M. Das. 2001. FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTECNICA. México: Editorial Internacional Thompson Editores S.A. de C.V.

Braja M. Das. 2001. PRINCIPIOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES. México: Editorial Internacional Thompson Editores S.A. de C.V.

Bowles, J. 1996. FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN. United States of America: Editorial The McGraw-Hill companies, Inc.

Asociación Costarricense de Geotecnia. 2003. CODIGO DE CIMENTACIONES DE COSTA RICA. Primera Edición. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Asociación Costarricense de Geotecnia. 2009. CODIGO DE CIMENTACIONES DE COSTA RICA. Segunda Edición. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Tapia, M. DISEÑO GEOTECNICO. Costa Rica.

Nilson. A. 1999. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. Colombia: Editorial McGraw-Hill Interamericana, S.A.

American Concrete Institute. 2005. REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL Y COMENTARIO (ACI318S-05) AMERICAN TIGER BRAND WIRE ROPE ENGINEERING HANDBOOK. United States of America.

Referencias

Tycsa. 1962. CATALOGO GENERAL TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A. España: Editorial Graficas Bobes, S.A. Barcelona.

. 1946. AMERICAN TIGER BRAND WIRE ROPE ENGINEERING HANDBOOK. United States of America: Editorial The American steel and wire Company of New Jersey.

Beer and Johnston. MECANICA VECTORIAL PARA INGENIEROS: ESTATICA. United States of America: Editorial The McGraw-Hill companies, Inc.

American Institute of Steel Construction Inc. 2005. SPECIFICATIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS. United States of America: Editorial

Segui, W. 1999. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON LRFD. México: Editorial Internacional Thompson Editores.

Rojas, G. 2005. DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO, POR EL METODO LRFD I PARTE. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Sachs. P. 1978. WIND FORCES IN ENGINEERING. United States of America: Editorial Pergamon Press Inc.

CFIA. 2002. CODIGO SISMICO DE COSTA RICA. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Braja M. Das. 2001. FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTECNICA. México: Editorial Internacional Thompson Editores S.A. de C.V.

Braja M. Das. 2001. PRINCIPIOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES. México: Editorial Internacional Thompson Editores S.A. de C.V.

Bowles, J. 1996. FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN. United States of America: Editorial The McGraw-Hill companies, Inc.

Asociación Costarricense de Geotecnia. 2003. CODIGO DE CIMENTACIONES DE COSTA RICA. Primera Edición. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Asociación Costarricense de Geotecnia. 2009. CODIGO DE CIMENTACIONES DE COSTA RICA. Segunda Edición. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Tapia, M. DISEÑO GEOTECNICO. Costa Rica.

Nilson. A. 1999. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. Colombia: Editorial McGraw-Hill Interamericana, S.A.

American Concrete Institute. 2005. REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL Y COMENTARIO (ACI318S-05) AMERICAN TIGER BRAND WIRE ROPE ENGINEERING HANDBOOK. United States of America.

