

**CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE
PROYECTO DE GRADUACIÓN**

Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. Rolando Fournier Zepeda, Ing. Adrián Chaverrí Coto, Ing. Sonia Vargas Calderón, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



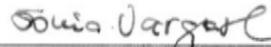
Ing. Gustavo Rojas Moya
En representación del Director



Ing. Rolando Fournier Zepeda
Profesor Guía



Ing. Adrián Chaverrí Coto
Profesor Lector



Ing. Sonia Vargas Calderón
Profesora Observadora

Abstract

A geothermic project development includes the construction of several civil and mechanical works. Regarding the fluids path systems –one of the most important parts of the geothermic fields- it must be taken into account the design of support structures so the steam pipe can be able to run across the natural depression of the land.

Within this project there is the design of a standard cable-stayed bridge including a set of possible scenarios as a result of combining 3 variables mainly: the length of the space to save (10 to 30 meters), the diameter of the path pipe (12 to 30 inches) and the support capacity of the land (15 to 20 tons per square meter), and finally, the results are gathered in a selection guide per type, with a proposal of the constructive and maintenance procedure.

Key words: design, standard, bridge, construction, maintenance, steam-pipe.

Resumen

El desarrollo de un proyecto geotérmico involucra la construcción de diversas obras civiles y mecánicas. En el caso particular de los sistemas de conducción de fluidos, parte esencial de los campos geotérmicos, se debe contemplar el diseño de estructuras de soporte que permitan salvar el paso de los vaporductos por las depresiones naturales del terreno.

Con este proyecto se propone un diseño estandarizado de un puente atirantado que abarca los posibles escenarios que resultan de combinar principalmente 3 variables: la longitud de la luz del claro a salvar (de 10 a 30 metros), el diámetro de la tubería de conducción (de 12 a 30 pulgadas) y la capacidad de soporte que proporciona el terreno (15 ó 20 toneladas por metro cuadrado), y finalmente, los resultados se reúnen en una guía de selección por tipo, con una propuesta de procedimiento constructivo y de mantenimiento preventivo.

Palabras Clave: diseño, estándar, puente, construcción, mantenimiento, vaporducto.

Estandarización del diseño, proceso constructivo y mantenimiento de puentes atirantados para vaporductos en proyectos geotérmicos del ICE (caso Las Pailas)

DAVID VARGAS PICADO

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

Setiembre, 2011

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Prefacio

Con el nuevo impulso de energías renovables para satisfacer la demanda del país, y con el potencial existente en la Cordillera Volcánica de Guanacaste, se mezclan los factores apropiados para favorecer el desarrollo de nuevas plantas geotérmicas o la ampliación de las existentes en dicha región.

El Instituto Costarricense de Electricidad, como institución encargada de velar entre otros campos, por la producción de energía eléctrica para Costa Rica, se ha dado a la ardua tarea de realizar los estudios necesarios y de presentar las propuestas para la construcción de proyectos como la Planta Geotérmica Miravalles y más recientemente el Proyecto Geotérmico Las Pailas. Dichos estudios demuestran que en la región existe el potencial suficiente para la ampliación de los campos geotérmicos.

Como parte de la planificación y proyección a futuro, considerando que proyectos de tal dimensión involucran el desarrollo de pequeñas obras civiles similares unas de otras, se planteó la necesidad de estandarizar el diseño y los procedimientos, en la medida de lo posible, a fin de unificar criterios, de agilizar las labores, de optimizar los recursos y recortar los plazos de manera que la institución se viera beneficiada.

Este proyecto se desarrolló con el propósito de poner a disposición del Instituto Costarricense de Electricidad una herramienta que estableciera el diseño, el procedimiento constructivo y el mantenimiento de puentes atirantados para tuberías de conducción de fluidos en proyectos geotérmicos, ante determinadas situaciones reales o potenciales, similares a las que se presentaron en el proyecto Las Pailas; es un instrumento que permite su implementación de manera ordenada y simplificada, logrando optimizar de esta forma los recursos.

El autor desea expresar, finalmente, su agradecimiento a todas las personas, que de manera generosa hicieron posible concluir con éxito con el presente trabajo: en primer lugar a

Dios, que por gracia ha permitido que las cosas ocurran con un propósito a lo largo de mi vida; a mis padres, Carlos y Esther, que con gran esfuerzo me dieron las herramientas suficientes para labrar mi propio camino y poder alcanzar nuevas metas; a tío Javier, mis hermanos y a todos los familiares, amigas y amigos que fueron un soporte fundamental y que siempre han estado dispuestos a colaborar con lo que está a su alcance. Un reconocimiento especial también a la Sra. Carolina Navarro Mora, la Sra. Laura Carmona Morera, al Sr. Javier Villalobos Cordero y al Sr. Jorge Chacón Chacón de UENPYSA quienes me abrieron las puertas y prestaron su colaboración para el desarrollo de la propuesta en la institución. Por último a todos los profesores, profesoras, compañeros y compañeras, que contribuyeron con su grano de arena a lo largo de esta carrera para mi formación como persona y como profesional, y ahora poder comenzar a retribuir a la sociedad.

David Vargas Picado

Dedicado a mi querida amiga Karen C. E.

Contenido

Resumen ejecutivo.....	9
Introducción.....	15
Marco teórico.....	18
Objetivos.....	26
Descripción del procedimiento.....	27
Resultados.....	36
Análisis de resultados.....	42
Conclusiones.....	51
Recomendaciones.....	53
Referencias.....	55
Apéndices.....	57
Anexos.....	59

Resumen ejecutivo

Considerando el desarrollo de futuras ampliaciones del Proyecto Geotérmico Las Pailas y/o de nuevos campos geotérmicos en la cordillera volcánica de Guanacaste, se desarrolló una propuesta de diseño estándar para puentes atirantados de vapoductos, que pueda ser aplicado en determinados escenarios considerados comunes dentro del proyecto, con el propósito de agilizar la labor de diseño, facilitar su ejecución y optimizar los recursos provistos.

Los sistemas de conducción de fluidos o vapoductos, se encargan de transportar el fluido de trabajo desde los pozos de producción hasta la Casa de Máquinas, o de transportar el fluido desde la Casa de Máquinas hasta los pozos de reinyección, que se encuentran dispersos por todo el campo geotérmico.

Las características topográficas del sitio dificultan el paso de las líneas de conducción por lo que se debe encontrar la manera apropiada de trasladar el fluido geotérmico por medio de las tuberías de un punto a otro. Surge la necesidad de disponer, dentro de los diseños de estructuras especiales como lo son los puentes atirantados. No obstante el problema también involucra la manera adecuada en que se debe resolver genéricamente el proceso constructivo y el mantenimiento preventivo del puente.

Las variables que se tomaron en cuenta para definir los posibles escenarios son la longitud del claro a salvar, el diámetro de la tubería del vapoducto y la capacidad de soporte que provee el suelo. Estas variables se delimitaron de la siguiente manera:

- Luz del claro a salvar: de 10 a 30 metros.
- El diámetro de la tubería: entre 12 y 30 pulgadas.
- Una capacidad de soporte de 15 ó 20 ton/m².

En el alcance de este proyecto no está contemplado el diseño de la tubería del vapoducto.

Para realizar el diseño de la estructura se procedió de la siguiente manera:

1. Se parte del estudio de cargas del análisis por flexibilidad del vapoducto, provisto por el departamento de Ingeniería de Potencia de Plantas para las quebradas existentes en uno de los trayectos (el cual se presenta en el anexo A de este documento). Con dichos datos se realizaron las respectivas combinaciones de carga para cada componente vectorial y con el criterio de la resultante vectorial se estableció la luz de 20 metros como el punto crítico de las cargas reportadas. En el caso de la luz de 30 metros, ante la carencia del estudio de cargas, se parte del supuesto de que las mismas se van duplicar en relación con las cargas establecidas para la luz de 20.

2. Posterior a ello se realizó el diseño de cada una de las estructuras del puente, cumpliendo con las normas nacionales, para los posibles escenarios conforme con las variables establecidas. Las torres y los tirantes fueron diseñadas de acuerdo con la metodología de resistencia última del manual de construcción en acero del Instituto Americano del Acero (AISC por sus siglas en inglés), para modelar dicha estructura se hizo un análisis estático por medio de un software. Las estructuras de concreto reforzado fueron diseñadas de acuerdo con los requisitos del reglamento para concreto estructural del Instituto Americano del Concreto (ACI por sus siglas en inglés), en particular, las cimentaciones se diseñaron para resistir la falla por volcamiento, por deslizamiento, por fuerza cortante y por punzonamiento.

Con los resultados derivados se elaboró una guía de selección por tipo, complementada con los planos constructivos básicos, en la que usuario podrá obtener el diseño del puente atirantado requerido con base en una matriz de selección donde se presentan las dimensiones y el refuerzo establecido para cada elemento, siempre y cuando las circunstancias que demande estén cubiertas por las limitantes

definidas. A continuación se presentan los cuadros del I al VIII que precisamente representan la matriz de selección, como principal aporte del trabajo.

También se definen generalidades del procedimiento constructivo como punto de partida del cual, el usuario contempla las medidas que debe adoptar en relación con la logística particular, para evitar contratiempos y poder proyectar el costo global preliminar de cada obra. Naturalmente, las circunstancias pueden variar de un proyecto a otro y hay aspectos que no se pueden generalizar, por otro lado se puede contar con factores que favorezcan los procesos y los simplifiquen, por lo tanto se mantiene abierto al buen criterio del constructor y no se profundizó

sobre el tema. En la figura I, se representa de manera gráfica el proceso constructivo planteado.

Finalmente, se estudió el deterioro que podría llegar a sufrir la estructura durante su periodo de funcionamiento, principalmente causado por el ambiente, y se definió, a partir de la literatura especializada en la materia, las medidas preventivas necesarias para prolongar la vida útil de la misma.

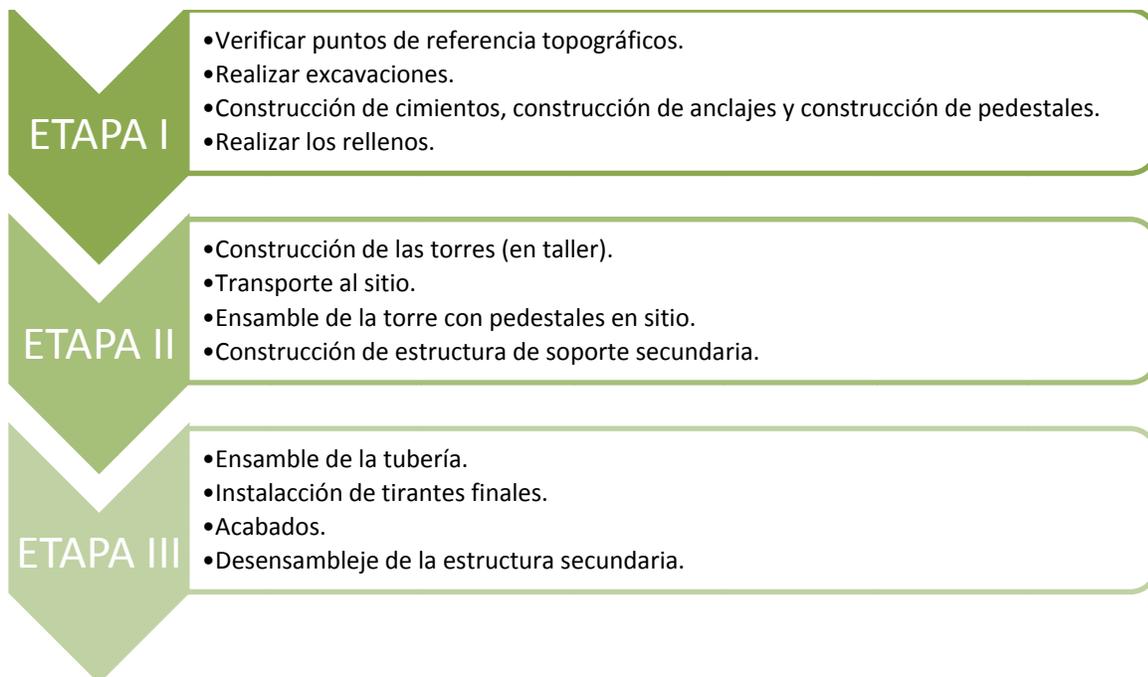


Figura I. Diagrama del proceso constructivo

Fuente: Elaboración propia

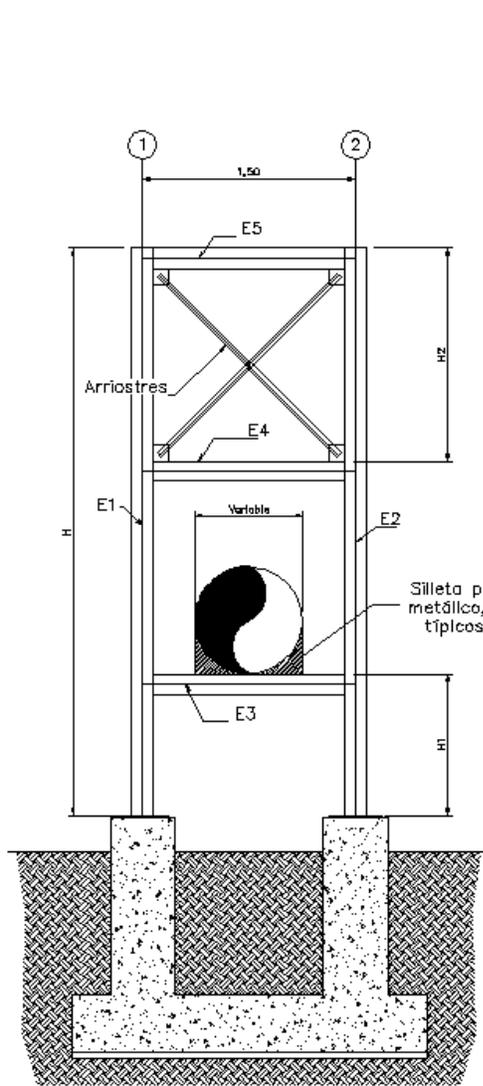
CUADRO I. DETERMINACIÓN DEL DIÁMETRO PARA LOS TIRANTES				
Diámetro de tubería	Claro (m)	T (kg)	Diámetro del Cable (mm)	Tadm (kg)
305 ≤ X ≤ 356 mm	20	2987,46	15,88	4480
	30	3250,06		
356 < X ≤ 762 mm	20	5666,49	19,05	6400
	30	6262,64		

Fuente: Elaboración propia

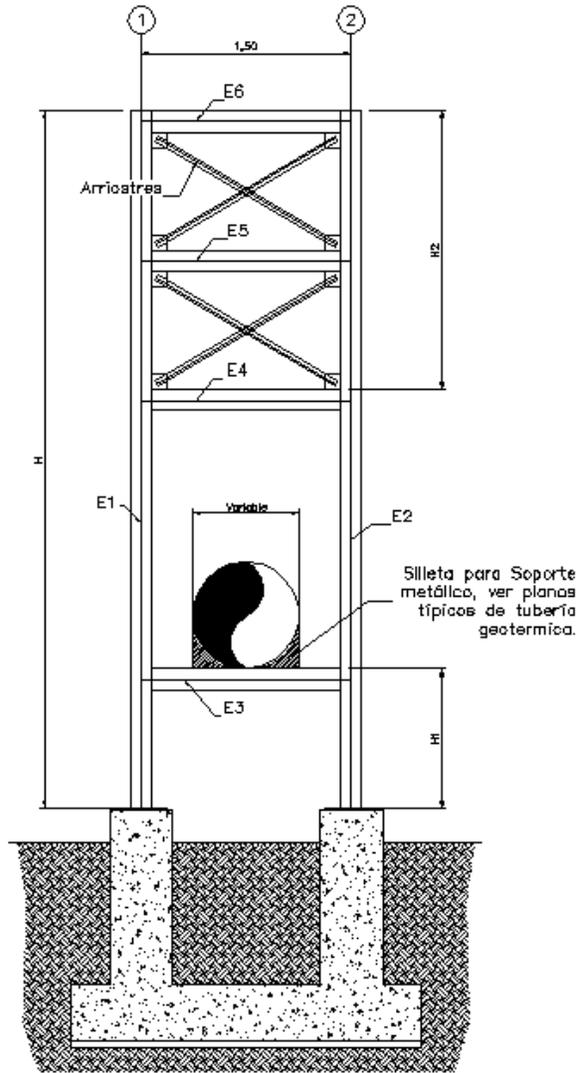
**CUADRO II. DIMENSIONES GENERALES
PARA LA CONFIGURACION DE LA TORRE**

Cota	$10m \leq L \leq 20 m$	$20m < L \leq 30 m$
H	4,00 m	5,00 m
H1	0,45-1 m	0,45-1 m
H2	1,50 m	2,00 m

Fuente: Elaboración propia



VISTA FRONTAL TORRE TIPO 1



VISTA FRONTAL TORRE TIPO 2

CUADRO III. DIMENSIONAMIENTO DE LAS TORRES PARA CLAROS $10 \leq L \leq 20$ m (TIPO 1)							
DIÁMETROS $305 \leq X \leq 356$ mm				DIÁMETROS $356 < X \leq 762$ mm			
Soporte		Guía		Soporte		Guía	
Elemento	Sección	Elemento	Sección	Elemento	Sección	Elemento	Sección
1	10x10x0,32	1	15x15x0,32	1	W10x13	1	W12,5x19
2	10x10x0,32	2	15x15x0,32	2	W10x13	2	W12,5x19
3	10x20x0,24	3	10x20x0,48	3	W10x13	3	W12,5x19
4	10x10x0,24	4	10x10x0,24	4	W10x13	4	W12,5x19
5	10x10x0,24	5	10x10x0,24	5	W10x13	5	W12,5x19
Arriostres	P3,175	Arriostres	P3,175	Arriostres	P3,175	Arriostres	P3,175

Fuente: Elaboración propia

CUADRO IV. DIMENSIONAMIENTO DE LAS TORRES PARA CLAROS $20 < L \leq 30$ m (TIPO 2)							
DIÁMETROS $305 \leq X \leq 356$ mm				DIÁMETROS $356 < X \leq 762$ mm			
Soporte		Guía		Soporte		Guía	
Elemento	Sección	Elemento	Sección	Elemento	Sección	Elemento	Sección
1	15x15x0,32	1	15x15x0,32	1	15x15x0,32	1	15x15x0,48
2	15x15x0,32	2	15x15x0,32	2	15x15x0,32	2	15x15x0,48
3	15x20x0,32	3	15x20x0,32	3	15x20x0,32	3	15x20x0,48
4	15x15x0,32	4	15x15x0,32	4	15x15x0,32	4	15x15x0,32
5	15x15x0,32	5	15x15x0,32	5	15x15x0,32	5	15x15x0,32
6	15x15x0,32	6	15x15x0,32	6	15x15x0,32	6	15x15x0,32
Arriostres	P3,175	Arriostres	P3,175	Arriostres	P3,175	Arriostres	P3,175

Fuente: Elaboración propia

CUADRO V. DIMENSIONES DE PEDESTALES PARA DIÁMETROS ENTRE $305 \leq X \leq 356$ MM				
Claro (m)	Tipo de Apoyo	Sección (cm)	Refuerzo vertical	Refuerzo transversal
20	Soporte	35x35	4 #3 + 4 #4	Aro # 3 @ 15 cm
	Guía	35x35	4 #3 + 4 #4	Aro # 3 @ 15 cm
30	Soporte	35x35	4 #3 + 4 #4	Aro # 3 @ 15 cm
	Guía	35x35	4 #3 + 4 #4	Aro # 3 @ 15 cm

Fuente: Elaboración propia

CUADRO VI. DIMENSIONES DE PEDESTALES PARA DIÁMETROS ENTRE $356 < X \leq 762$ MM				
Claro (m)	Tipo de Apoyo	Sección (cm)	Refuerzo vertical	Refuerzo transversal
20	Soporte	40x40	8 # 4	Aro # 3 @ 15 cm
	Guía	40x40	8 # 4	Aro # 3 @ 15 cm
30	Soporte	40x40	8 # 4	Aro # 3 @ 15 cm
	Guía	40x40	8 # 4	Aro # 3 @ 15 cm

Fuente: Elaboración propia

CUADRO VII. DIMENSIONES DE CIMENTACIÓN PARA DIÁMETROS DE TUBERÍA ENTRE $305 \leq X \leq 356$ MM				
Claro (m)	qadm (T/m ²)	Tipo de Apoyo	Sección (m)	Malla inferior/superior
20	15	Soporte	2,25x1,10x0,30	#3 @ 20 cm/ #3 @ 25 cm
		Guía	2,25X1,30X0,35	#3 @ 20 cm/ #3 @ 20 cm
	20	Soporte	2,00x1,00x0,25	#3 @ 15 cm/ #3 @ 30 cm
		Guía	2,25x1,10x0,25	#3 @ 10 cm/ #3 @ 30 cm
30	15	Soporte	2,25x1,10x0,30	#3 @ 20 cm/ #3 @ 25 cm
		Guía	2,25X1,30X0,35	#3 @ 20 cm/ #3 @ 20 cm
	20	Soporte	2,00x1,00x0,25	#3 @ 15 cm/ #3 @ 30 cm
		Guía	2,25x1,10x0,25	#3 @ 10 cm/ #3 @ 30 cm

Fuente: Elaboración propia

CUADRO VIIi. DIMENSIONES PARA CIMENTACIÓN PARA DIÁMETROS DE TUBERÍA ENTRE $356 < X \leq 762$ MM				
Claro (m)	qadm (T/m ²)	Tipo de Apoyo	Sección (m)	Malla inferior/superior
20	15	Soporte	2,25X1,30X0,35	#3 @ 20 cm/ #3 @ 20 cm
		Guía	2,50x1,75x0,40	#3 @ 15 cm/ #3 @ 15 cm
	20	Soporte	2,25x1,10x0,30	#3 @ 15 cm/ #3 @ 25 cm
		Guía	2,50x1,75x0,40	#3 @ 15 cm/ #3 @ 15 cm
30	15	Soporte	2,25X1,30X0,35	#3 @ 20 cm/ #3 @ 20 cm
		Guía	2,50x1,75x0,40	#3 @ 15 cm/ #3 @ 15 cm
	20	Soporte	2,25x1,10x0,30	#3 @ 15 cm/ #3 @ 25 cm
		Guía	2,50x1,75x0,40	#3 @ 15 cm/ #3 @ 15 cm

Fuente: Elaboración propia.

Introducción

El aporte de la energía geotérmica, como una fuente de energía limpia y renovable, al desarrollo económico del país se hizo realidad por primera vez en marzo de 1994 con la puesta en funcionamiento de la Unidad 1 del Campo Geotérmico Miravalles. Ese año se inició la generación comercial de energía con 55 MW.

La construcción del Proyecto Geotérmico Las Pailas ubicado en las faldas de Volcán Rincón de la Vieja, en la provincia de Guanacaste, se encontraba en las etapas finales durante el desarrollo del presente informe. Con una capacidad de 35 MW y un área aproximada de 1 kilómetro cuadrado, la planta entró en operación en el mes de julio del presente año.

Debido a que el potencial geotérmico estimado en el área de Rincón de la Vieja es de 160 MW, es muy factible la ampliación posterior de la capacidad de generación y se consideran en lo posible, dentro del diseño básico, todas las previsiones para facilitar la instalación de una segunda unidad con al menos la misma capacidad que la primera o como máximo de 55 MW.

El proyecto geotérmico abarcará las siguientes obras: pozos geotérmicos, sistemas de acarreo, acueducto, sistema de reinyección en frío, casa de máquinas, subestación, línea de transmisión, instalaciones en plantel Curubandé, caminos y obras civiles generales.

El proyecto de graduación se desarrolló con el interés del Instituto Costarricense de Electricidad, por dar una solución generalizada para un problema en específico que anteriormente se había presentado en la planta de Miravalles y que se presenta nuevamente en el transcurso de la construcción del Proyecto Geotérmico Las Pailas y que se abordará con detalle más adelante.

Sistema de funcionamiento de una Planta Geotérmica

Para comenzar a desarrollar el presente documento, y a modo de introducir la situación que se pretende mejorar, es importante tener una idea general de cuáles son las condiciones necesarias para tener un campo geotérmico y cómo es que funciona una planta geotérmica.

El que una zona tenga la capacidad de generar energía geotérmica depende de si se pueden conjugar simultáneamente las siguientes condiciones (ver figura 1):

- I. Una fuente de calor lo suficientemente cercana a la superficie.
- II. Una roca permeable llamada generalmente reservorio o yacimiento.
- III. Un fluido circulando en la capa permeable y
- IV. Una capa de roca impermeable que funcione como sello.

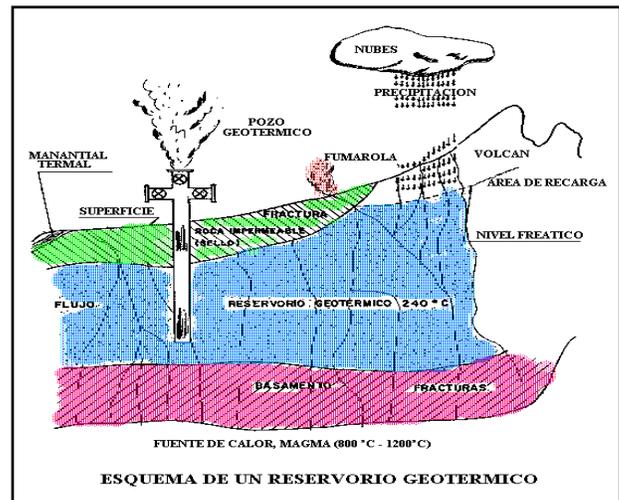


Figura1. Esquema de un reservorio geotérmico.
Fuente: U.E.N. PYSA

El proceso de aprovechamiento de la energía geotérmica, de forma sencilla se puede

explicar de la siguiente manera (ver figura 2): el fluido bifásico (líquido caliente y vapor) que se encuentra circulando en el reservorio geotérmico es traído a la superficie por medio de un pozo productor. Una vez en la superficie, el fluido se hace pasar por el separador ciclónico, el cual tiene la función de apartar la fase gaseosa de la líquida. El vapor a presión es utilizado para hacer girar la turbina y el líquido geotérmico es aprovechado en algunas ocasiones para generar energía (en una planta Binaria) o es enviado directamente al pozo reinyector, el cual se encarga de devolver el líquido al reservorio en una zona adecuada para tal efecto.

Una vez que el vapor a presión ha cumplido con el cometido de hacer girar la turbina y producir electricidad es llevado hasta el condensador en donde ocurre el cambio de la fase gaseosa a la fase líquida. El líquido del condensador es trasladado hasta la torre de enfriamiento, en donde se logra bajar la temperatura del líquido al ponerla en contacto con el aire. A partir de ahí, parte de este es devuelto al condensador y cualquier excedente es reinyectado en el pozo destinado a la reinyección en frío (Moya P, 2001).

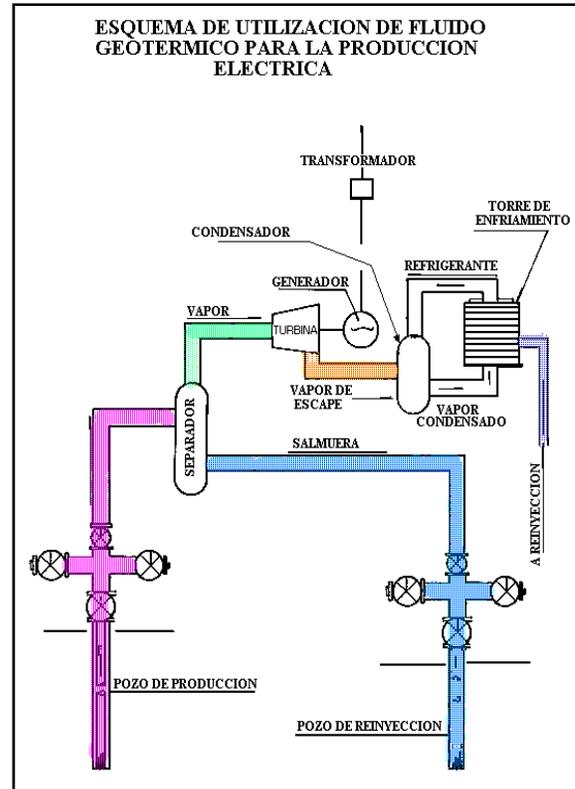


Figura 2. Esquema de funcionamiento de fluido geotérmico para la generación de electricidad
Fuente: U.E.N PYSA

Descripción del problema

Como se mencionó anteriormente, el desarrollo de un proyecto geotérmico abarca diferentes obras civiles y mecánicas, unas más importantes que otras en términos de los recursos empleados, que deben ser solventadas de forma expedita para evitar contratiempos y economizar recursos.

Los sistemas de conducción de fluidos son parte esencial de este tipo de proyectos, ya que se encargan de transportar el fluido de trabajo desde los pozos de producción, de transportar el fluido hasta los pozos de reinyección, que se encuentran dispersos por todo el campo geotérmico.

Es de suponer que las características topográficas del sitio representan un reto para la ingeniería que debe encontrar la manera más adecuada de trasladar el fluido geotérmico por medio de las tuberías de un punto a otro. En algunas ocasiones inevitablemente el trazo de la tubería debe cruzar por quebradas, ríos o depresiones por lo que se debe contemplar el diseño de las estructuras que le dan soporte a las tuberías. Entonces surge la necesidad de disponer, dentro de los diseños de estructuras especiales como lo son los puentes atirantados, de un estándar aplicable en determinadas circunstancias reales o potenciales para solucionar el paso de tuberías, con el propósito de agilizar y optimizar los recursos. No obstante el problema también involucra la manera adecuada en que se debe resolver genéricamente el proceso constructivo y el mantenimiento preventivo del puente.

Alcance y limitaciones

Este proyecto cuenta con el respaldo del Área de Ingeniería en Diseño Estructural y Arquitectura de la Unidad Estratégica de Negocios Proyectos y Servicios Asociados (UEN PYSA), del Instituto Costarricense de Electricidad, en lo que corresponde a la información técnica para los diseños de los puentes. En lo que se refiere a las experiencias de campo, el proyecto dependía de si se estaban ejecutando construcciones de este tipo durante el desarrollo de esta propuesta, para valorar los aspectos del procedimiento constructivo que se pueden optimizar.

Básicamente lo que se pretendía era conocer y valorar las prácticas realizadas en la institución, conocer aspectos de logística, como por ejemplo, la forma en que se organizan los equipos, el recurso humano y los materiales para las diferentes etapas del proceso y la manera en que se mide la productividad; las actividades en las que se debe tener mayor cuidado, que por su importancia, o por la dependencia cronológica con otras etapas eventualmente podrían representar mayores complicaciones y retrasar el avance de la obra; establecer los puntos de control de calidad y la frecuencia con la que se pueden realizar y a partir de todo eso estandarizar el procedimiento. Sin embargo, esa iniciativa se malogró principalmente por tres limitaciones: por la gran distancia del proyecto al centro donde se desarrolló la presente propuesta; porque el pozo perforado del tramo de acarreo donde se ubicaban las quebradas de interés no era óptimo y lógicamente no fue posible presenciar la construcción de los puentes; porque a pesar de que se intentó conocer algunos aspectos en común con la construcción de otro tipo de estructuras de soporte, por ser información que está en un área distinta del área de diseño del departamento no fue posible obtenerla en el tiempo apropiado, pues la construcción de la planta se encontraba en la ruta crítica de pruebas de operación para la puesta en funcionamiento y la demanda de trabajo de los encargados era muy alta.

Con la misión de cumplir con los objetivos propuestos, se optó por consultar libros y otro tipo de material de referencia, así como realizar entrevistas a expertos fuera de la institución que con su experiencia y sus recomendaciones pudieran respaldar de alguna manera la propuesta de construcción. Al final ciertamente esta no representa la realidad de la institución, pero sirve de guía para efectuar finalmente la tarea encomendada.

Dentro del alcance del proyecto está en que se diseñará solamente para los rangos de luces, para los tipos de diámetro de tubería geotérmica, y las capacidades de soporte del suelo de interés para institución. El concepto de estandarización del procedimiento constructivo se aborda a nivel descriptivo, sin abarcar el diseño detallado de estructuras temporales que se utilicen durante la construcción.

Marco teórico

Definición de estandarización

El término estandarización o normalización, según la Organización Internacional de Normalización (ISO por sus siglas en inglés), se define como la actividad que tiene por objeto establecer, ante problemas reales o potenciales, disposiciones destinadas a usos comunes y repetidos, con el fin de obtener un nivel de ordenamiento óptimo en un contexto dado. Básicamente la estandarización busca cumplir con tres propósitos fundamentales: simplificación, unificación y especificación (<http://www.es.wikipedia.org/wiki/Normalizacion>).

Además, la implementación de la estandarización a diversas actividades permite que se elimine la variabilidad de los procesos, asegurar los resultados esperados, tener capacidad de respuesta, optimizar el uso de materiales y herramientas, mejorar la calidad y reducir los costos, entre otros beneficios (<http://www.spconsulting.org>).

Por todo ello, para esta propuesta, se planteó una solución estandarizada que envuelva una variedad de escenarios que se están presentando en el momento de la construcción de nuevos proyectos o que eventualmente se pueden presentar con la ampliación de la Planta Geotérmica Las Pailas.

Particularidades del diseño de tuberías geotérmicas

Si bien en el alcance de esta propuesta no se contempla propiamente el diseño de los sistemas de acarreo, las estructuras que cumplen con la función de sostener la tubería son parte del

sistema y por ello es importante conocer algunas de las características con las que debe cumplir.

El área del ICE encargada de planificar el diseño básico de las obras superficiales se conoce como Ingeniería de Potencia de Plantas. Aquí se establecen las premisas, pautas y requerimientos técnicos y de los usuarios, necesarios para los diseños correspondientes de las obras para el proyecto geotérmico. A continuación se enumera un pequeño extracto de los aspectos de interés:

- a) La definición de las rutas de las tuberías se establecen, de acuerdo con la información topográfica, de tal manera que se evite tener flujo bifásico ascendente.
- b) Ante el vacío de una normativa que aplique para Costa Rica, las tuberías deberán ser diseñadas según ASME B31.1 – 2004 Power Piping, que es la que dispone en materia de tuberías térmicas para proyectos geotérmicos.
- c) Las tuberías de flujo bifásico tendrán presiones de operación que varían dependiendo de la distancia a la que se encuentren de la estación separadora. Estas varían entre los 6,2 bar absolutos y los 9,0 bar absolutos aproximadamente. La tubería de reinyección dependerá de la zona de reinyección que se utilice y varían en un rango similar.
- d) La temperatura de operación en las tuberías bifásicas puede variar entre los 160 °C y 175 °C. En el caso de las tuberías de reinyección ésta tendrá una temperatura de 160 °C.
- e) La tolerancia por corrosión y erosión en las tuberías deberá ser de 2 mm.
- f) Para el sistema de reinyección en caliente se utilizará una sola tubería y deberá tener un diámetro de 600 mm. La velocidad del agua no superará los 2 m/s.

- g) El aislamiento térmico para tuberías y equipos deberá ser de lana de roca con espesores entre 63 mm y 80 mm.

El análisis por flexibilidad para el diseño de la tubería térmica se aplica por medio del software CAESAR II de la empresa COADE, el cual modela las tuberías aplicando la teoría de vigas, es decir, supone que la tubería se comporta como si fuera una viga. A partir de ahí se utiliza la norma ASME B31.1 para validar el diseño y se proceden a revisar los esfuerzos longitudinales producto de la flexión que genera el peso y los esfuerzos de expansión producto de la flexión que genera la dilatación térmica. La forma de disipar la energía y de controlar los desplazamientos, por efecto de la dilatación térmica, la brindan las estructuras de apoyo y ciertos dispositivos que se colocan en la tubería llamados omegas (cambios de dirección) y las juntas de expansión que se colocan en lugares de espacio limitado.

Tipos de estructuras de apoyo

En el caso del Proyecto Geotérmico Las Pailas, para el sistema de acarreo se decidió utilizar tres tipos de apoyos, de acuerdo con el análisis por flexibilidad: “*el soporte*”, “*la guía*” y “*el anclaje*”. Los tres constan básicamente de una silleta metálica que se fija a la tubería, una estructura metálica, un pedestal de concreto y una placa de cimentación individual.

La norma ASME B31.1 hace referencia a la norma MSS P69 para establecer la separación de las estructuras de soporte en función del tipo de fluido y del diámetro de la tubería. Generalmente, y sólo para tener una idea de cómo se define el tipo de apoyo, los diseñadores colocan preliminarmente en el modelo de la tubería dos *anclajes* separados 120 metros y entre ellos se va colocando un patrón de 2 *soportes* y una *guía* cada 9 metros aproximadamente, hasta completar los 120 metros a lo largo del tramo, y se verifican los esfuerzos y los desplazamientos en la tubería.

Como se adelantó, las estructuras de apoyo permiten controlar la energía que se libera en la tubería de la siguiente forma: *los soportes*

sólo ofrecen restricción en sentido “Y” (vertical de la tubería); en el sentido horizontal “X” (paralelo al eje de la tubería) hay libertad de desplazamiento cuando entra en operación la tubería; en el otro eje horizontal “Z” (perpendicular al eje de la tubería) también hay una libertad parcial de desplazamiento, hasta donde la estructura metálica lo permite, como se puede observar en la figura 3.



Figura 3. Estructura de apoyo tipo soporte.
Fuente: Elaboración propia

Las guías, de igual manera tienen libertad en el sentido “X”, sin embargo, ofrecen restricción en los otros dos sentidos; el sentido “Z” particularmente tiene un pequeño dispositivo metálico que funciona como guía (ver figura 4) precisamente para controlar el desplazamiento de la silleta.

Los anclajes son las estructuras de soporte que ofrecen restricción de movimiento en los tres sentidos, no obstante, en algunos puntos permite un movimiento de giro muy sutil, para ángulos muy pequeños, en el plano horizontal (ver la figura 5).



Figura 4. Estructura de apoyo tipo guía.
Fuente: Elaboración propia



Figura 5. Estructura de apoyo tipo anclaje.
Fuente: Elaboración propia

Para la propuesta de los puentes en estudio se utilizan, de acuerdo con el diseño por flexibilidad de la tubería, tres puntos de apoyo en la tubería y se definió utilizar una guía en el extremo del claro, un soporte en el centro del claro y en el otro extremo otro soporte.

Tipos de puentes soportados con cables

Aunque la función para la cual se planea utilizar la estructura de esta propuesta es diferente a la que generalmente se encuentra en la literatura (esto es para caminos o carreteras), los principios que deben cumplir, desde el punto de vista estructural, son los mismos. Tienen algunos elementos en común y otros se tratan de adecuar

para solucionar alguna necesidad en particular de la obra.

Dentro de los puentes sustentados con cables se conocen dos sub-tipos o categorías: los puentes colgantes y los puentes atirantados. Cada uno de ellos tiene características propias que le dan ventaja sobre el otro en determinadas circunstancias y por ello cabe recordar algunas generalidades de los dos tipos.

Puentes Colgantes: El esquema clásico de los puentes colgantes admite pocas variaciones; consiste siempre de un cable principal, las péndolas y un tablero sin rigidez.

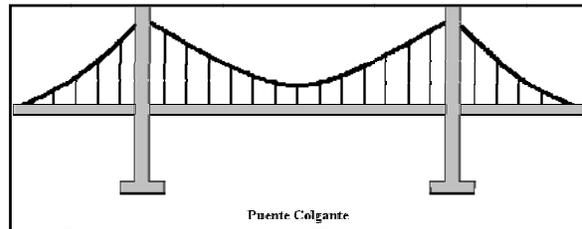


Figura 6. Puente Colgante
Fuente: <http://publiespe.espe.edu.ec/>

Básicamente la estructura resistente está formada por los cables principales, que se fijan en los extremos del claro y tienen la flecha necesaria para soportar mediante un mecanismo de tracción pura, las cargas que actúan sobre él.

El cable es un elemento flexible y por tanto no resiste flexiones. Si se le aplica un sistema de fuerzas, adoptará la forma necesaria para que en él sólo se produzcan esfuerzos axiales de tracción. Por tanto la forma del cable coincidirá con la línea generada por la trayectoria de una de las posibles composiciones del sistema de fuerzas. Entre los requerimientos que se deben considerar para seleccionar estos elementos y sus accesorios, se encuentra que deben tener la resistencia apta con el factor de seguridad apropiado para soportar el efecto de la tracción por efecto de la máxima carga aplicada; y debe tener capacidad para tolerar los esfuerzos por desgaste o fatiga por la aplicación de cargas constantes. Debe prepararse de manera que pueda resistir el efecto abrasivo de agentes externos o del entorno que producen un desgaste del cable.

En cuanto a las torres, son los elementos que tienen mayor versatilidad, razón por la cual en estos elementos se pueden encontrar toda clase de variantes. Generalmente consiste en dos

pilares con sección de cajón y alma llena, unidos por riostras horizontales.

En relación con el montaje del tablero se acostumbra avanzar la ménsula con el sistema de voladizos sucesivos, es decir, la ménsula avanza desde una péndola a la siguiente de la que se cuelga; el avance se hace simétricamente desde la torre hacia el centro del claro principal y hacia a los extremos (<http://www.galeon.com/puentes/index.htm>).

Puentes atirantados: en este caso, son los tirantes los elementos fundamentales de la estructura resistente; son cables rectos que atirantan el tablero, aportándoles una serie de apoyos intermedios más o menos rígidos.

Desde luego, son necesarias también las torres para elevar el anclaje fijo de los tirantes de forma que introduzcan fuerzas verticales en el tablero para crear los pseudo-apoyos; en este caso los tableros participan en el esquema resistente, ya que al ser inclinados los tirantes, aplican fuerzas horizontales que deben ser equilibradas a través de él.

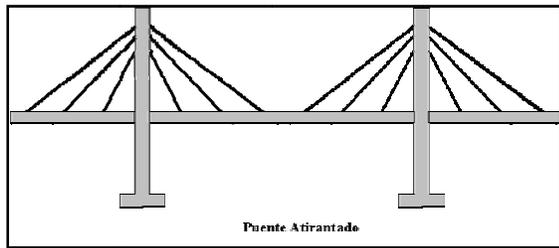


Figura 7. Puente Atirantado

Fuente: <http://publiespe.espe.edu.ec/>

Es por todo ello que los tres elementos constituyen la estructura resistente básica del puente atirantado.

Los puentes atirantados permiten variaciones significativas tanto en su forma como en su estructura. Algunas de esas variaciones observadas alrededor del mundo son:

- Longitudinalmente puede tener dos torres y ser simétricos o una sola torre desde donde se atiranta todo el vano principal.
- Pueden tener dos planos de atirantamiento en los bordes del tablero, o un solo plano situado en su eje.
- Pueden tener muchos tirantes muy próximos, o pocos tirantes muy separados.
- Pueden tener tirantes paralelos, radiales, o divergentes.

e) Las torres se pueden iniciar en los cimientos o a partir de los tableros, de forma que el conjunto tablero-torres-tirantes se apoya sobre pilas convencionales.

f) Las torres pueden tener diversas formas. (<http://www.galeon.com/puentes/index.htm>).

La selección del tipo de puente por emplear en esta propuesta obviamente resulta al determinar cuál de las dos opciones se adecua de mejor forma a las circunstancias y a las necesidades que se plantean para el proyecto. Estas se dan a conocer ampliamente en el capítulo de la descripción de procedimientos, sin embargo cabe destacar y recordar que los puntos de apoyo de la tubería obedecen al diseño por flexibilidad de la tubería y en ese sentido los ingenieros mecánicos son los llamados a preestablecer los puntos en los que la tubería se debe apoyar.

Deterioro de la estructura del puente.

Por la importancia de la estructura del puente y por la inversión que se realiza para desarrollar este tipo de proyectos, se debe conocer el origen del deterioro que probablemente llegará a sufrir la estructura a lo largo de su vida útil, y poder disminuir el costo que, tarde o temprano, podría generar las reparaciones de los daños por falta de un mantenimiento adecuado.

Degradación del concreto reforzado

De acuerdo con la literatura consultada, en el caso del concreto, para perpetuar su integridad, se requiere que resista a la acción del clima, a los ataques químicos, a la abrasión o cualquier otro tipo de proceso degenerativo. "Para el concreto reforzado se considera que las principales causas del deterioro son causas mecánicas, la naturaleza del concreto y agentes externos del medio" (Castro P, 1998).

A) Causas Mecánicas de falla: Aunque las estructuras de concreto reforzado se diseñan para tener un mecanismo de falla dúctil, durante su vida útil pueden estar sometidas a acciones

para las cuales no están diseñadas, como es el caso de sobrecargas, impactos accidentales, explosiones, sismos de gran magnitud, huracanes o simplemente a fuerzas de tensión ocasionadas por procesos de corrosión internos generando fallas que se manifiestan con agrietamientos, deformaciones excesivas, vibraciones, colapsos, etc.

B) Deterioro por la propia naturaleza del concreto: Las grietas pueden ser producto de diversas causas:

1. Reacciones debidas a los materiales del concreto que se da con cierto tipo de agregados y el cemento Portland, causando expansión y por ende agrietamiento y desprendimiento, o cuando se utilizan cementos con altas cantidades de alúmina para resistir el ataque de sulfatos, se obtiene una pérdida de la resistencia mecánica. Otra reacción considerable es la que ocurre con algunos agregados que contienen sílice que al mezclarse con los álcalis que se encuentran en el cemento producen una pasta que absorbe cantidades importantes de agua con un aumento de su volumen y con los consecuentes agrietamientos.

2. El agrietamiento que se presenta como consecuencia de problemas durante el estado fresco del concreto o durante el fraguado inicial, como por ejemplo una deficiente construcción de la formaleta, por carencia o colocación inapropiada del acero de refuerzo, por utilizar concreto de un elevado revenimiento, por vibración inapropiada o insuficiente, por falta de curado, por la contracción de volumen debido al asentamiento de sólidos en el concreto plástico, por desformaletar prematuramente y por falta o insuficiencia de juntas de expansión y de control.

3. Otro factor que provoca el agrietamiento es el efecto de la temperatura y la humedad que al evaporarse el agua de la superficie provoca contracción en el concreto, aunque estas representan menos problema en comparación con las grietas por contracción plástica que pueden atravesar todo el espesor del concreto.

4. El efecto del clima durante la preparación del concreto, si no se toman las precauciones apropiadas, se podría traducir en menores resistencias a las esperadas derivadas ya sea de un mayor consumo de agua o de niveles más altos de temperatura del concreto en el instante de la colocación o durante los primeros días; también lo hace más propenso a la contracción por secado y al agrietamiento por diferencias de

temperatura debidas al enfriamiento de toda la estructura o a diferencias de temperatura dentro de la sección transversal del miembro.

5. Mayor variabilidad del acabado superficial por la presencia de juntas frías o diferencias de calor debidas a diferentes velocidades de hidratación para distintas relaciones agua/cemento.

6. Mayor peligro de corrosión del acero de refuerzo debido principalmente a un mayor agrietamiento que hace posible el ingreso de soluciones corrosivas.

C) Agentes externos del medio: Existen varios agentes presentes en el medio que lo rodea que producen el deterioro del concreto, entre los que se puede mencionar:

1. El intemperismo, que básicamente genera cambios de apariencia de la superficie del concreto por efectos de la lluvia, hielo, sol y contaminación atmosférica.

2. El ataque de sustancias químicas como sulfatos o ácidos en solución que sobrepasan un determinado nivel de concentración. Los sulfatos están presentes en forma natural en el suelo, agua subterránea o ambiente marino y al estar en contacto con el concreto le ocasiona daños en la superficie. De la misma manera ocurre con el ataque de ciertos ácidos que se pueden producir en el ambiente por diferentes circunstancias.

D) Efectos que impiden el resguardo contra la corrosión: El concreto también funciona como una barrera protectora del acero de refuerzo, tanto química como físicamente, debido a que proporciona un ambiente alcalino que rodea el acero de refuerzo propiciando la formación de una capa de óxido, llamada capa pasivante, que lo protege contra la corrosión. El recubrimiento de concreto protege a la barra de la humedad y de los agentes iniciadores de la corrosión, pero el grado de protección depende principalmente de la calidad del mismo, de su espesor y de seguir buenas prácticas constructivas. Entre las principales causas de que el concreto no cumpla con la función preservadora del acero por la corrosión se pueden citar:

1. La presencia de agrietamientos que constituyen un camino que facilita el ingreso de humedad, oxígeno y contaminantes que aceleran la corrosión.

2. La carbonatación, como consecuencia del dióxido de carbono presente en el aire, que al estar en contacto reacciona con los hidroxilos del concreto reduciendo su alcalinidad y por ende reduciendo su eficacia como medio protector.

3. Los cloruros que están presentes en el agua de mezclado o que penetran desde el medio ambiente, hacen que el concreto deje de proteger el acero, iniciándose la despasivación cuando aquellos entran en contacto con éste.
(Castro P, 1998)

Generalidades sobre la corrosión

La corrosión se define como el proceso de deterioro y destrucción de un material (generalmente un metal) o de sus propiedades debido a su reacción con el medio ambiente. La fuerza que impulsa la corrosión de los metales surge del proceso mismo de obtención de los metales en la naturaleza, ya que como la mayoría no se encuentra en estado puro sino que están combinados con otros elementos formando diferentes compuestos, se requiere invertir una gran cantidad de energía para poder separarlos. Al separarse, todos los metales almacenan energía volviéndose inestables, por lo que tienden a regresar a su estado original, un estado más estable, por medio de la oxidación. De manera que cuanto mayor energía se necesite para obtener un metal, con mayor rapidez será su tendencia a corroerse. De este modo la operación de extracción se resume en una reacción de reducción y la transformación sufrida por el metal que retorna a su estado natural se resume en una reacción de oxidación. Dichas reacciones siempre se complementan una a la otra (Castro P, 1998).

Tipos de corrosión

Aunque existen diversos criterios para clasificar los procesos de corrosión, en este caso se puede clasificar de acuerdo con la forma en la que ocurre la corrosión. Entre los tipos más comunes se pueden encontrar:

1. Corrosión bimetalica: conocida también como corrosión galvánica. Ocurre cuando están en contacto eléctrico dos metales distintos expuestos a soluciones corrosivas o condiciones atmosféricas húmedas. Uno de ellos se comportará como ánodo y el otro como cátodo, de acuerdo con la posición que tengan en la serie galvánica. Así, el más activo se corroerá con

mayor intensidad mientras más alejado esté del menos electronegativo en la serie galvánica

2. Corrosión uniforme: se puede dar cuando el ataque se extiende casi por igual sobre la superficie.

3. Corrosión localizada: este ataque actúa solamente en determinadas áreas de superficie. Tiende a profundizar mucho más rápidamente que la corrosión generalizada, pudiendo ser en extremo peligroso, ya que puede conducir al fallo prematuro de una pieza.

4. Corrosión por picaduras: que también ocurre como corrosión localizada. En el ataque se manifiesta en forma de picaduras estrechas y profundas. Son difíciles de cubrir debido al pequeño diámetro de estas y porque comúnmente están recubiertas de productos de corrosión. El mecanismo de ataque consta de un periodo de iniciación de la picadura debido a heterogeneidades, algún daño metálico, o a diferencias de composición en la solución, etc. Una vez iniciada la picadura, se forma una zona anódica en la parte del metal desnudo y como cátodo el metal pasivo, generándose una diferencia de potencial muy grande.

5. Corrosión en grietas o hendiduras: En cierta medida, es otra forma de corrosión localizada que generalmente ocurre cuando en la unión de los materiales existen espacios vacíos a los cuales no puede llegar el oxígeno. Entonces se presenta en uniones de piezas metálicas, en hendiduras, debajo de arandelas, tuercas o remaches, en juntas solapadas o debajo de depósitos u objetos localizados sobre la superficie metálica.

6. Corrosión intergranular: es una forma de ataque localizado en el borde de grano o regiones adyacentes. Se presenta cuando el borde de grano es anódico respecto al grano y se forma una pequeña área anódica frente a una extensa área catódica.

7. Corrosión bajo esfuerzo: otra forma de ataque localizado, aunque se requiere de dos factores fundamentales: la presencia de un medio corrosivo específico y la presencia de esfuerzos a tensión, ya sea aplicados o residuales en el material.

8. Corrosión-fatiga: similar a la corrosión bajo esfuerzo, con la diferencia de que los esfuerzos que lo provocan son de tipo cíclico y pueden ser introducidos por procesos térmicos o mecánicos.

9. Corrosión-erosión: se considera que es el aumento en la velocidad del deterioro que sufre

un metal debido al movimiento relativo entre un fluido corrosivo y la superficie metálica.

10. Corrosión bacteriológica: es generado por microorganismos de diferentes variedades, las cuales actúan de manera sinérgica. (Castro P, 1998)

Protección de estructuras metálicas

Uno de los mecanismos comúnmente utilizados para proteger el acero de las estructuras metálicas, según los textos consultados, es el sistema de pintado, que siendo seleccionado y aplicado de forma apropiada, permitirá proteger el acero durante muchos años.

Esencialmente se pueden enumerar tres factores que definen un resultado satisfactorio o insatisfactorio del procedimiento, los cuales son: la calidad de la preparación de superficie; la elección del sistema de pintado adecuado según el medio ambiente; y el correcto proceso de pintado. Sin embargo el éxito y la economía de este mecanismo de protección dependerá de que el repintado sea realizado en el momento adecuado, es decir, antes de que el nivel de deterioro de la pintura existente se dé, de forma que la nueva capa de pintura pueda aplicarse directamente sobre la antigua, sin que sea necesario una preparación más costosa de la superficie (Fancutt, 1971).

Preparación de superficie

Se considera el elemento más importante para asegurar el buen resultado de un sistema de pintado que ha de ser aplicado sobre una estructura que va estar expuesta a la corrosión atmosférica, por lo que se debe hacer de forma apropiada. Si el sistema de pintado se aplica sobre una superficie de acero mal preparada, la duración de la protección proporcionada será varias veces inferior a la obtenida con una superficie preparada correctamente.

La elección del método de preparación de superficies a adoptar en el pintado de una estructura de acero dependerá de múltiples factores que condicionan su importancia: el ambiente en que haya de estar situada la

estructura; el estado superficial de las planchas y perfiles; la facilidad de acceso para el futuro mantenimiento, y el valor real de protección de la preparación de superficies.

Existen métodos relativamente ineficaces, como la limpieza manual, limpieza mecánica y el flameado, que proporcionan superficies con restos de calamina y óxidos. También hay métodos superiores, como la limpieza con chorro y el decapado químico, que dejan las superficies libres de costras de laminación y óxido. Los tratamientos superficiales básicamente se utilizan como un pre-tratamiento que produce modificaciones químicas de la superficie, capaces de aumentar el valor protector del sistema de pintado aplicado sobre ella proporcionando una excelente base para el pintado, y aunque todas mejoran la eficacia de la pintura en un cierto grado, ninguna de ellas evita la corrosión durante largo tiempo. Los materiales aplicados varían desde simples productos de lavado a base de ácido fosfórico, o taninos vegetales, hasta disoluciones complejas de fosfatos metálicos de aplicación en taller bajo condiciones controladas.

Hay que mencionar, además, el efecto del lapso de tiempo entre la preparación de la superficie y el pintado, a no ser que la humedad relativa del aire, al que están expuestas las superficies de acero desnudo se mantenga por debajo del 70 % aproximadamente, dichas superficies se oxidaran. En consecuencia, es necesario imprimir las superficies de acero tan pronto como se haya completado el proceso de limpieza de la superficie o aplicar algún tipo de recubrimiento temporal (Fancutt, 1971).

Sistemas de pintado

La elección acertada del sistema de pintado proporciona ventajas considerables, siempre y cuando vaya de la mano de una preparación adecuada de la superficie. También se debe tomar en cuenta las calidades de las pinturas que dependiendo de su formulación obtendrán sus resultados respectivos. La impermeabilidad de la pintura está determinada por la naturaleza de la pintura y el espesor de la película seca; sin embargo, como hay pocas películas de pintura absolutamente impermeables, es adecuado en general que la pintura, o al menos la capa de imprimación en contacto con el acero, contenga

sustancias inhibidoras que contrarresten la tendencia a la corrosión, aún cuando la humedad penetre hasta la superficie metálica.

En la realidad la elección del sistema de pintado para un propósito en particular se decide por consideraciones puramente prácticas, y a menudo la primera de ellas es el costo. Otros factores que influirán en la elección incluyen aspectos tales como el método de preparación de superficies adoptado; el tipo de estructura a proteger, ya sea nueva o vieja; la aplicación previa de un recubrimiento metálico; las condiciones bajo las cuales haya de tener lugar el pintado y destreza de los operarios disponibles; el ambiente donde estará expuesta la estructura; la vida deseada de la propia estructura, así como las facilidades y condiciones para realizar el trabajo.

En relación con el tipo de pinturas y sus propiedades para estructuras de acero, la característica esencial debe ser su propiedad protectora. Otros factores importantes son la estabilidad del envase, de manera que la pintura se conserve en buen estado, la facilidad de aplicación y un tiempo de secado razonable que permita recibir la siguiente capa de pintura.

El sistema de pintado se debe considerar como un todo. Las propiedades de cada capa individual ejercen una notable influencia sobre la capa o capas aplicadas encima o debajo de ella, y es por eso que todas las pinturas deben ser compatibles, por lo que se aconseja adquirir todas las pinturas necesarias para un sistema dado del mismo fabricante, como punto de partida práctico (Fancutt, 1971).

Proceso de pintado

Resulta evidente la conveniencia de la aplicación de la pintura bajo buenas condiciones cuando el trabajo se realiza en exteriores. Además se debe prestar atención al aplicar la película de pintura del espesor adecuado, al menos tres capas de pintura como una buena práctica antes de ser expuesto a la intemperie.

“Si el pintado se realiza bajo condiciones secas, con aire razonablemente caliente, preferentemente entre 10-30 °C, y la humedad relativa inferior al 90 %, se pueden esperar los mejores resultados” (Fancutt, 1971). Es fundamental que la temperatura de la superficie del acero esté por encima del punto de rocío y

que permanezca así durante un tiempo suficiente después de haber aplicado la pintura, teniendo en cuenta que los cambios de temperatura en el acero se retrasarán con respecto a los del aire que le rodea.

En cuanto a los métodos de aplicación de pinturas, se utilizan varias técnicas, como el proceso de inmersión, el de aplicación con rodillo, y más comúnmente la aplicación a brocha y a pistola. La elección entre los distintos sistemas vendrá determinada por la naturaleza de la pieza de acero o la estructura en cuestión y las circunstancias presentes, entendiendo que, si se utilizan inteligente y adecuadamente, cualquiera de estas técnicas da resultados aproximadamente equivalentes, cuando se aplican sobre acero correctamente preparado a espesores de película seca de pintura iguales (Fancutt, 1971).

Protección del acero sometido a altas temperaturas

Cuando el acero está expuesto a la combinación de gases corrosivos y elevadas temperaturas, es difícil de resistir y en ocasiones conducirá a un rápido fracaso de los sistemas de pintado que habían demostrado buena resistencia a la atmósfera corrosiva a temperaturas ordinarias, o a elevadas temperaturas bajo condiciones no corrosivas. Para ello se recomiendan algunas soluciones, como revestimientos por metalización o sistemas de pintura resistentes al calor (Fancutt, 1971).

Objetivos

Este proyecto se desarrolló con el propósito de poner a disposición del Instituto Costarricense de Electricidad una norma que estableciera el diseño, el procedimiento constructivo y el mantenimiento de puentes atirantados para tuberías de conducción de fluidos en proyectos geotérmicos ante determinadas situaciones reales o potenciales; es una herramienta que permite su implementación de manera ordenada y simplificada, para poder optimizar de esta forma los recursos.

5. Elaborar una guía, para la selección de puentes atirantados, la cimentación, el procedimiento constructivo y el mantenimiento preventivo requerido en función de las variables analizadas.

Objetivo General

Establecer estándares del diseño, proceso constructivo y mantenimiento de puentes atirantados para tuberías de conducción de fluidos en proyectos geotérmicos.

Objetivos Específicos

1. Indagar y recopilar información del estado del arte para la situación que se desea optimizar.
2. Diseñar un procedimiento para la estandarización y modulación de puentes atirantados para tuberías de producción o tuberías de reinyección en función de la longitud del puente, del diámetro de la tubería y de la capacidad soportante del suelo.
3. Documentar y establecer los procedimientos constructivos de cada tipo de estructura y los costos de construcción.
4. Plantear un procedimiento para el mantenimiento preventivo de este tipo de obras.

Descripción del procedimiento

Para lograr cumplir con los objetivos planteados, por facilidad, se dividió el proyecto en tres etapas de estudio. En la primera etapa se aborda lo que corresponde al análisis del diseño completo de la estructura del puente, se revisan los escenarios que se trataron y las consideraciones que determinan cada solución; la segunda etapa abarca lo que tiene relación con los procesos y procedimientos constructivos, el planeamiento de la maquinaria y equipo necesarios, además de la mano de obra requerida. Finalmente, como un tercera etapa se evalúa lo que concierne al mantenimiento preventivo, en función del origen del deterioro, y al presupuesto global de la obra, de manera que se puedan identificar los rubros susceptibles a incrementar el costo en alguno de los escenarios contemplados.

Diseño de la estructura del puente atirantado

En el caso de una institución como el I.C.E., los insumos necesarios para lograr el diseño provienen de las diferentes áreas involucradas: Ingeniería Geotécnica provee información exhaustiva sobre los estudios de suelos, Ingeniería Hidráulica entre otras cosas se encarga de dimensionar tomas y tuberías, Topografía proporciona los perfiles del trazo de la tubería, Ingeniería de Potencia y Plantas (IPP) brinda información de cargas, esquemas, configuración de tuberías y ubicación de soportes para las tuberías de campo.

Al respecto, se estuvo tomando como punto de partida el problema real que se presentó en la tubería de reinyección del punto de derivación 8 al pozo 27 (ver croquis en el anexo A). En este trayecto la tubería con un diámetro de 355 mm cruza tres quebradas, la primera tiene un claro a salvar de 16 m, la segunda tiene 20 m y la tercera 19,33 m.

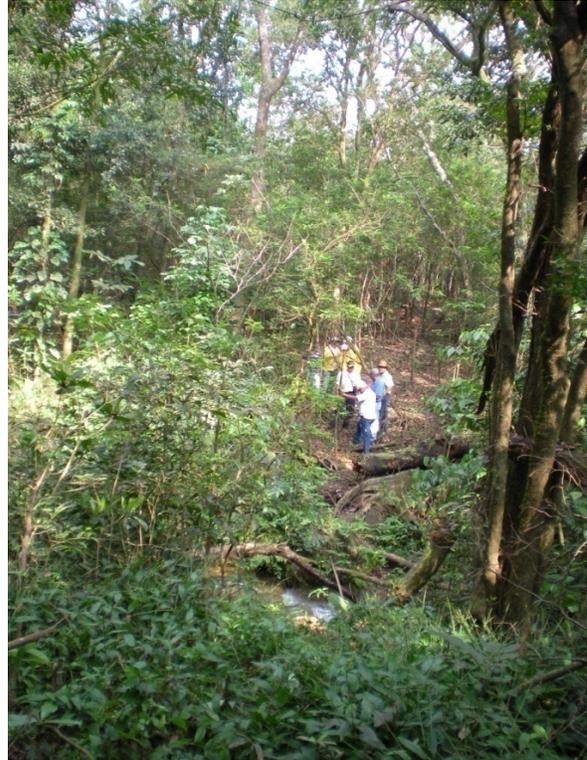


Figura 8. Imagen de una de las quebradas en la derivación 8. Fuente: Elaboración propia

Las condiciones del suelo ciertamente son desconocidas en estos tres puntos, ya que no se hicieron los estudios correspondientes. No obstante, en el informe del estudio de suelos hecho para el sitio donde se ubica el satélite 1 (ver en el anexo B), se concluye que el suelo corresponde a depósitos de lahares cuya matriz son suelos limosos y limo arenosos de baja plasticidad y consistencia media rígida, muy consolidados. Además se indica que el lugar tiene muy buena capacidad de carga, con 30 ton/m², y que las características granulométricas y de humedad son similares a las del sitio de Casa de Máquinas; entonces se parte del supuesto de que las condiciones son similares a las del sitio donde se prevé construir los puentes

y se podría extrapolar la misma capacidad de soporte por su relativa cercanía. Como lo que se busca es realizar un diseño general capaz de aplicarse en problemas futuros, se optó por utilizar una capacidad mala y una capacidad intermedia para trabajar conservadoramente.

En este punto ya se puede entrar a conocer con mayor detalle las variables que fueron planteadas para la estandarización:

- Diámetro de la tubería: Los diámetros comúnmente utilizados en dichas aplicaciones se encuentran entre los 305 mm y los 762 mm.
- Luz del claro a salvar: se prevén en el rango de 10 m a 30 m, de acuerdo con los estudios previos.
- Capacidad soportante del suelo: se estableció un mínimo de 15 ton/m² para considerar malas condiciones del suelo y 20 ton/m² considerando una condición intermedia con respecto a los estudios de suelo que se mencionaron y para un nivel de desplante mínimo de 1 metro a partir del nivel natural del terreno. Dichos valores se establecieron en conjunto con el supervisor del proyecto para delimitar esta variable conservadoramente sin llevarlo al extremo.

Posteriormente, se estableció la configuración de la estructura del puente. Al valorar los tipos de puente y las características ya descritos en el marco teórico, para las condiciones de los diferentes escenarios se encontró que resulta poco viable la utilización de los puentes colgantes por dos motivos principales:

- I. Los puntos de apoyo establecidos son los determinados en el análisis por flexibilidad de la tubería, por lo que si se agregan más apoyos podría implicar rigidizar más de lo necesario la tubería de conducción y a su vez la tubería se podría comportar de manera distinta a la esperada una vez que entren en operación.
- II. En los puentes colgantes las péndolas verticales no son capaces de equilibrar las fuerzas horizontales por lo requiere que el tablero aporte cierta rigidez a lo largo del vano a rescatar, para esta aplicación los puentes atirantados ofrecen la ventaja de que no se requiere de un tablero en toda la extensión del

claro sino que basta con un elemento que sea capaz de transmitir la componente horizontal en un punto específico como lo es el centro del claro y la tubería vendría a ser parte de la estructura.

Los puentes colgantes quizás resultan viables en el caso de que los claros por salvar sean mayores a 50 metros o con cañones muy profundos pues en esas circunstancias se requieren de una mayor cantidad de puntos de apoyo y además se necesita de pasarelas para que los operarios puedan dar mantenimiento a la tubería. Para eso se necesita un diseño más específico y especializado, que se sale del alcance de esta propuesta.

La configuración del puente atirantado establecida preliminarmente (ver la figura 9), consiste de dos torres de metal cuya altura comúnmente representa 1/6 de la luz del claro a rescatar y 1,5m de ancho, considerando los desplazamientos promedios de la tubería. Dichas torres son apoyadas sobre dos pedestales de hormigón y estos a su vez están fundamentados en una sola la placa de hormigón a lo ancho de la torre (ver la figura 10). El marco de la torre tiene una viga intermedia encargada de dar apoyo a la tubería y cuya altura se deberá ajustar con los requerimientos topográficos que se presenten; esa altura varía entre 0,40 m y 1 m, según se requiera compensar, además en la viga se hace la diferencia entre el dispositivo tipo Guía y el tipo Soporte.

Los tirantes, como se mencionó previamente, proporcionan el punto de apoyo para la tubería en el centro del claro con una viga transversal de 1,5 m a manera de tablero, y además proporcionan el contrapeso de la torre por medio de un anclaje en los extremos cimentado en el suelo.

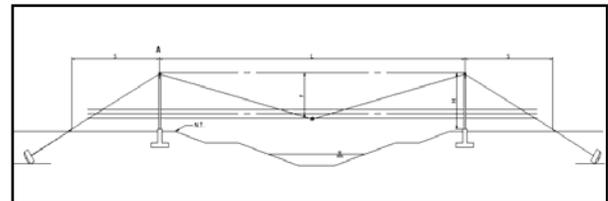


Figura 9. Vista frontal del puente atirantado
Fuente: Elaboración propia

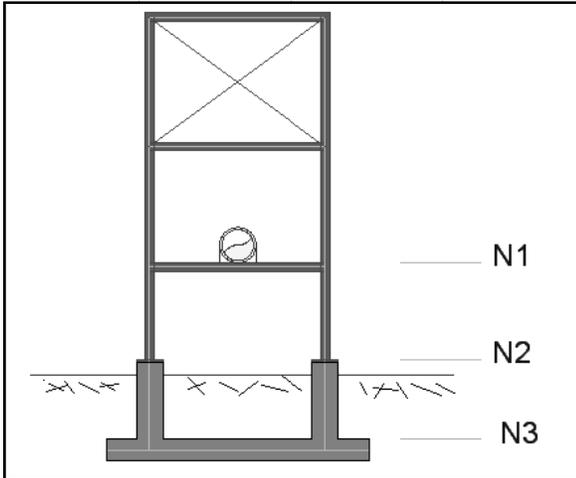


Figura 10. Esquema preliminar de las torres
Fuente: Elaboración propia

El diseño parte de las cargas y los desplazamientos permitidos que son reportadas por IPP para los puntos y los niveles de apoyo establecidos para las secciones de la tubería donde se ubican las tres quebradas (ver en el anexo A), en figura 11 se ilustra esquemáticamente. Incluyen cargas de operación, cargas muertas, cargas de expansión y las cargas de sismo que, nuevamente, sólo corresponden a la tubería y los dispositivos que son parte de la tubería, como por ejemplo, el aislante térmico.



Figura 11. Diagrama de los datos reportados por IPP.
Fuente: Elaboración propia

Cabe resaltar que dichas cargas corresponden al diámetro de 14" (355 mm); sin embargo, ante el conocimiento de la futura ampliación de la planta, se planea justamente extender las condiciones para eventuales escenarios, combinando las variables de manera que cubran todas las posibilidades de acuerdo con el alcance del proyecto. No obstante, se tiene el inconveniente de que no se ha realizado el estudio de las cargas para el diseño con tuberías mayores o

claros más grandes, entonces se tomó la decisión, en conjunto con el supervisor del proyecto, de duplicar las cargas de la tubería de 14" para poder trabajar con las tuberías de 30" sin sobrepasar el doble del máximo claro de las tres quebradas, pues no hay la suficiente certeza de que las cargas varíen linealmente en función del claro. Esto con la salvedad de que los puentes solo aplicarán para diámetros de tubería iguales o menores a 762 mm.

El siguiente paso fue establecer, con la información al alcance, cuál de las tres quebradas representaba la condición de carga más crítica para el diseño, pues las fuerzas en el espacio son reportadas por sus componentes vectoriales y varían de acuerdo con el comportamiento en cada punto de apoyo de la tubería. Sería aventurado suponer de entrada en cuál de las tres luces se presentó la condición crítica por lo que se debió elegir un criterio para decidir. En ese sentido a partir de la adaptación de las combinaciones de carga establecidas en el Código Sísmico de Costa Rica, las cargas fueron mayoradas por sus componentes vectoriales y se utilizó el criterio de la mayor fuerza resultante que actuara en uno de los puntos de apoyo de las quebradas mencionadas, para seleccionar uno de los tres casos y poder reproducirlo en las otras condiciones de diseño definidas para el proyecto.

Una vez decidido con cuál de las tres cargas reportadas en las quebradas se iba a trabajar en adelante, se utilizó un diagrama de árbol para poder combinar los escenarios más críticos que eventualmente se podrían presentar para el diseño estandarizado y con ello obtener la guía de selección por tipo.

Diseño de cimentación

La forma en que se procedió para pre-dimensionar los cimientos es la siguiente:

- i. Se trasladan las cargas desde el nivel 1 en la panza de la tubería al nivel 2 justo en la elevación del pedestal y al nivel 3 en la base de la placa (ver figura 10) adicionando el aporte de carga de cada elemento en cada nivel incluyendo lo que corresponde a cada torre por efecto de la fuerza transmitida por los tirantes desde el centro del claro. Así, por ejemplo, para el nivel 1 sólo se incluye el aporte de carga de la parte metálica, para el nivel 2

además de la parte metálica se debe considerar el peso propio del pedestal y la componente vertical de los tirantes, y para el Nivel 3 toda la estructura.

- ii. Se analizan las combinaciones de carga para seleccionar la carga última de diseño.

Para ilustrar de manera gráfica, en la figura 12 se presentan los diagramas utilizados para ubicar los posibles escenarios en el caso de las placas de cimentación y realizar el diseño para las condiciones críticas.

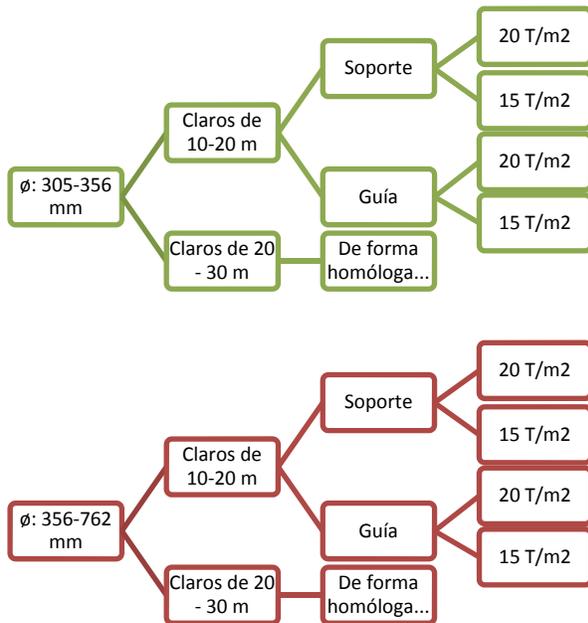


Figura 12. Diagramas de los escenarios posibles de diseño.
Fuente: Elaboración propia

Pese a que existe un rango establecido en algunas de las variables, para el diseño se asume el máximo valor del rango como frontera, de manera que la solución satisfaga para valores dentro del rango. Por otro lado, si se suma la combinación de las variables, se puede notar que resultan 16 posibles escenarios, que fueron apropiadamente evacuados y solventados en el presente estudio.

Con respecto al diseño, las placas son cimentaciones superficiales con excentricidad en dos direcciones, y que de acuerdo con la teoría de Meyerhof (1953)¹, se debe valorar ante cuál

de los cuatro posibles casos se está trabajando para determinar el área efectiva de contacto con el suelo y los esfuerzos en cada esquina de la placa:

- Caso I: $e_L/L \geq 1/6$ y $e_B/B \geq 1/6$
- Caso II: $e_L/L < 0,5$ y $0 < e_B/B < 1/6$
- Caso III: $e_L/L < 1/6$ y $0 < e_B/B < 0,5$
- Caso IV: $e_L/L < 1/6$ y $e_B/B < 1/6$

Con la ayuda de un software libre conocido como ANALCI se pudo establecer el área efectiva y los esfuerzos en las esquinas, a partir de un proceso iterativo en el que se definen la carga vertical última, los momentos de inercia en las respectivas direcciones, el ancho y el largo de la placa, y se verificó que los esfuerzos en las esquinas no sobrepasaran la capacidad soportante del suelo; de lo contrario se realiza el arreglo correspondiente en las dimensiones hasta lograr fijar los parámetros deseados. Se probó utilizar placas individuales para cada pedestal sin embargo resultó mejor trabajar, desde el punto de vista geotécnico, con una sola placa a lo ancho de la torre.

Una vez que se encontraron las dimensiones apropiadas se procedió a calcular el acero de refuerzo necesario para que la placa soporte la falla por volcamiento, por deslizamiento, por cortante y por punzonamiento.

Diseño de los anclajes para los tirantes

Básicamente los anclajes de cimentación para los tirantes consisten en unas estructuras formadas por un bloque de concreto con una barra de acero que en forma conjunta transmiten la carga de tensión de los tirantes al suelo. El sistema equilibra la componente vertical de la fuerza por medio del peso propio y el peso de la cuña del suelo que se forma con el ángulo de fricción interno del material y la cara del bloque. La componente horizontal de la fuerza se equilibra con el empuje pasivo de suelo (ver la figura 13) aplicando un factor de seguridad de 1,5. Para ambos cálculos se debe contar con parámetros del suelo definidos por las pruebas de laboratorio del material de relleno disponible, como el ángulo de fricción interno, la cohesión y el peso específico del material del sitio. En este caso se asumió para un material de relleno adecuado que

¹ Braja, Das. Principios de ingeniería de cimentaciones

dichas propiedades tienen el siguiente valor: peso específico seco de 1700 kg/m^3 compactado al 95 % del proctor modificado, el ángulo de fricción interno es 30° y la cohesión es cero para todos los escenarios. Como dato adicional del diseño se tomó en consideración que el eje de acción de la fuerza coincidiera con el centroide del bloque con el fin de evitar excentricidades no deseadas; además, se proporciona un refuerzo de acero mínimo en el bloque para contrarrestar el posible agrietamiento por temperatura.

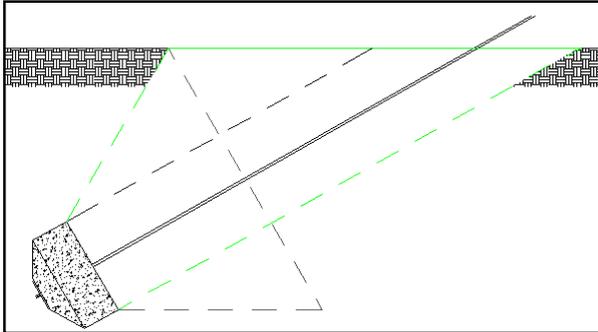


Figura 13. Vista de perfil del bloque de anclaje
Fuente: Elaboración propia

Diseño de pedestales

Los pedestales son elementos cortos sujetos a compresión y flexión biaxial, por lo que se debe prestar atención a la geometría elegida, ya sea una sección cuadrada o una sección rectangular, a la distribución del acero, la calidad del concreto definida por su resistencia nominal y la calidad del acero definida por su esfuerzo de fluencia.

El dimensionamiento y la cantidad de acero de refuerzo se estiman a partir de los diagramas de interacción que representan las combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que un elemento puede alcanzar su resistencia.

Aunque inicialmente se valoró la posibilidad de utilizar un solo pedestal a lo ancho de la torre, no resultó factible por razones de costos y se decidió trabajar con dos pedestales. Para este caso se utilizaron secciones cuadradas, concreto con una resistencia de 210 kg/cm^2 y acero con un esfuerzo de fluencia de 2800 kg/cm^2 .

Primero se estimó una sección apropiada para determinar la cuantía de acero requerida. A partir de ahí se estableció la distribución de acero necesario y verificar que la capacidad del elemento cumpla para resistir la acción de las cargas últimas del nivel 2.

De igual manera se calculó el acero requerido para el refuerzo transversal para controlar el esfuerzo cortante que actúa en el elemento y además se determinó las barras de anclaje en el pedestal para sujetar las torres.

Diseño de la estructura metálica

Debido a la sencillez de la configuración del puente, el sistema de la estructura fue analizado estáticamente por separado, es decir, por un lado se analizó el equilibrio de los tirantes para el apoyo central (ver figura 14), los tirantes de contrapeso para las torres (ver figura 15) y el marco de las torres en sí (ver figura 16).

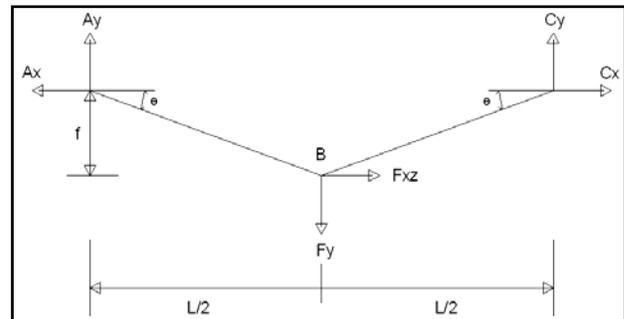


Figura 14. Diagrama de cuerpo libre de los tirantes
Fuente: Elaboración propia

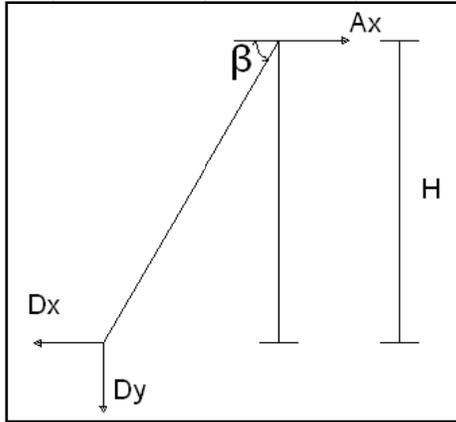


Figura 15. Diagrama de cuerpo libre de los contrapesos
Fuente: Elaboración propia

La torre, como se anticipó, es una estructura metálica, la cual fue modelada en SAP 2000 (Structural Analysis Program), que es un software que permite modelar estructuras de este tipo a efectos de conocer su comportamiento y poder asignar la sección apropiada a cada elemento de acuerdo con la metodología de resistencia última descrita en el manual del Instituto Americano del Acero (AISC).

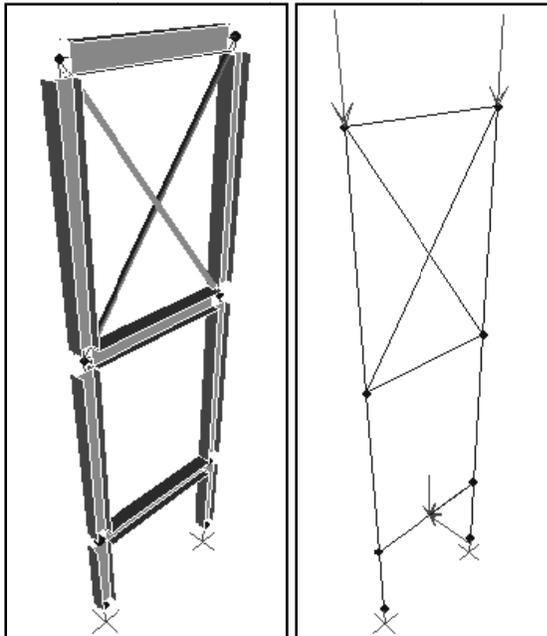


Figura 16. Modelo de la torre en SAP 2000
Fuente: Elaboración propia

Básicamente consiste en un marco cargado en la parte superior por la componente vertical de la fuerza de compresión ejercida por los tensores,

que a su vez consideran todas las fuerzas que se aplican en el centro del claro.

El otro punto directamente cargado en tres direcciones es la viga de apoyo, en la cual se define si hay un Soporte o una Guía. Esta viga se encarga de compensar diferencias en la topografía donde se ubican las torres sin modificar la inclinación del eje de la tubería hasta una altura máxima de 1 metro sobre la base de la torre, que para la configuración establecida es la condición donde genera el mayor brazo de palanca que tiende a volcar la torre, suponiendo por un instante que los tirantes no están sujetando la torre (ver figura 16).

Las cargas se distribuyen proporcionalmente a través de cada elemento del marco, y aunque se encuentren elementos menos esforzados que otros, se busca uniformidad en la secciones, por lo que se diseñan para los elementos críticos y se verifica que la sección cumpla para los demás elementos del marco.

Se propusieron además los diseños de las placas de base para los pies de la torre, que a su vez se anclan con barras embebidas en los pedestales. Como último detalle está el diseño de las uniones soldadas de acuerdo con las normas del manual de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS por sus siglas en inglés), el tamaño mínimo de la soldadura en función del espesor de la parte más gruesa conectada, se muestra en el cuadro 1, y se verificó que el esfuerzo por acción de las cargas que actúan sea menor que la resistencia nominal de la soldadura:

$$\phi R_n = 0.707 \cdot \phi F_w \cdot L \cdot w \quad \text{ec.1}$$

Donde:

F_w denota la resistencia de la soldadura.

L es la longitud del cordón de soldadura.

w es el tamaño de la soldadura

CUADRO 1. TAMAÑO MÍNIMO DE LA SOLDADURA

Espesor del material de la parte más gruesa (in)	w (in)
<1/4	1/8
sobre 1/4 a 1/2	3/16
sobre 1/2 a 3/4	1/4
sobre 3/4	5/16

Fuente: Rojas G. Uniones soldadas

De la misma manera, con el diagrama de la figura 17 se pueden ilustrar las posibles combinaciones que se pueden obtener para las torres, pero que en este caso se reducen a 8 las posibilidades que de igual forma son analizadas y solventadas.

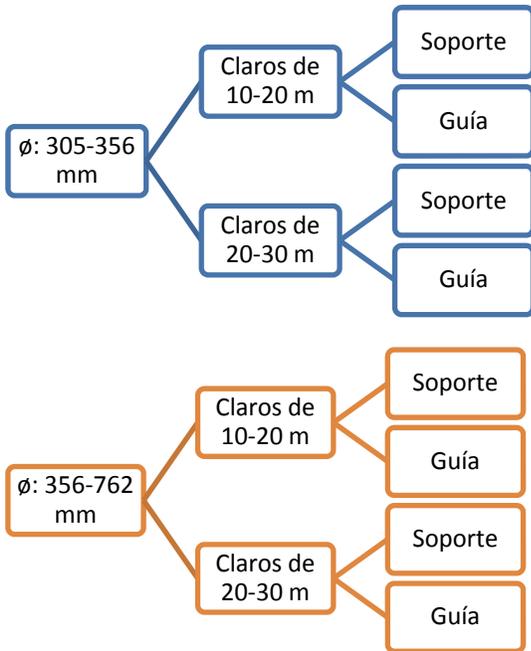


Figura 17. Diagramas de los escenarios posibles de diseño.
Fuente: Elaboración propia

En el caso del cable de los tirantes se determinó el diámetro requerido para soportar la tensión por efecto de las cargas en el centro del claro. De acuerdo con los escenarios que se muestran en la figura 18.



Figura 18. Diagramas de los escenarios posibles de diseño de los tirantes
Fuente: Elaboración propia

Sobre los procedimientos constructivos, el mantenimiento preventivo y los costos

Para la segunda parte del estudio que corresponde al proceso constructivo estandarizado, se realizaron entrevistas a personas conocedoras de la materia para entender los aspectos específicos del procedimiento en los que se deben tener algún tipo de consideración especial por ser una obra poco habitual en la práctica. Por lo demás, en el apéndice A se establece con detalle la guía constructiva para los puentes.

Se optó por dividir el proceso en tres grandes etapas en las cuales se desarrollan cada una de las actividades y tareas propias de la obra:

- a) Etapa 1
 - Verificación de los puntos de referencia topográfica.
 - Realizar excavaciones.
 - Construcción de cimientos, construcción de anclajes y construcción de los pedestales.
 - Realizar el relleno y compactación del suelo.
- b) Etapa 2
 - Confección y construcción de las torres en taller.
 - Transporte al sitio.
 - Ensamble de la torres con los pedestales en sitio.
 - Construcción de estructura de soporte secundaria.
- c) Etapa 3
 - Ensamble de la tubería.
 - Instalación de los tirantes finales.
 - Acabados.
 - Des-ensamblaje de la estructura de soporte secundaria.

Ciertamente el proceso es relativamente simple en lo que respecta a las dos primeras etapas, y no se espera que surjan mayores contratiempos durante su ejecución en cualquiera de los escenarios. Sin embargo, en el ensamble de la tubería se debe prestar la atención adecuada ya que podría representar algún inconveniente si no se toman las previsiones del caso. Naturalmente, esta tarea se puede abordar de varias maneras que resultarían ser soluciones válidas, pero que a

la postre van a depender de las circunstancias propias de cada obra y que resultaría complicado generalizar.

En lo que compete al mantenimiento preventivo de las estructuras de los puentes atirantados, hay que señalar que la principal causa de deterioro es la corrosión por lluvia ácida originada por los gases volcánicos. En el caso de las estructuras de concreto reforzado, se espera que la vida útil de las mismas sea prolongada, en la medida que se realicen buenas prácticas constructivas, que se utilicen los materiales apropiados y que la estructura no se someta a cargas para las cuales no está diseñada. En caso contrario, o por efecto de otras razones no contempladas que puedan generar el agrietamiento de las estructuras al punto que comprometen su funcionamiento, es necesario realizar los estudios adecuados en sitio y de laboratorio para detectar el grado de deterioro y la medida apropiada para corregir el factor que lo ocasionó y el sistema de reparación preciso para preservar la vida útil residual de la estructura.

Al respecto, se planteó aplicar de manera semejante a como se realiza en otros tipos de puentes, inspecciones rutinarias, inspecciones detalladas e inspecciones especiales por parte de un profesional calificado. La inspección rutinaria es una inspección visual de cada uno de los componentes que integran la estructura para evaluar el estado físico y funcional de la misma, en un momento determinado, con el objeto de detectar rápidamente los defectos y la velocidad con la que se da el deterioro de los elementos y así poder mantener un registro continuo de su condición; se recomienda realizarla una vez cada año o una vez cada año y medio. Con la inspección detallada se abordan los defectos superficiales de consideración, detectados en la inspección rutinaria, como podrían ser el deterioro de los materiales, la deformación de un elemento, entre otros y se realizan las pruebas de campo necesarias para señalar los aspectos que requieren especial vigilancia o un tratamiento específico en el momento o en un futuro cercano. Las inspecciones especiales se deberán llevar a cabo para conocer la condición de la estructura ante eventos naturales, como un sismo o eventos de otra índole, que pueden comprometer la seguridad estructural o la capacidad del puente.

Es de prever que los elementos que se encontrarán más expuestos a la corrosión serán los marcos de las torres por lo que se propone el

siguiente tratamiento tomado del libro "Protección por pintura de estructuras metálicas", y adecuado para esta propuesta:

"La preparación de la superficie debe ser por limpieza con chorro de aire con acabado comercial, que se realiza mediante la proyección de partículas abrasivas contra el acero, a una velocidad suficientemente grande como para eliminar toda la costra de laminación, óxido o contaminación que pueda existir y dejar una superficie limpia"(Fancutt,1971). El tipo y grado de abrasivo dependerá del estado de la superficie que se va a limpiar. En general los grados de abrasivos más finos dan las mayores velocidades de limpieza sobre superficies de acero nuevas o ligeramente corroídas, pero se requieren los grados más gruesos cuando el acero está muy corroído. Todas las operaciones deben llevarse a cabo con buenas condiciones ambientales. El acero debe ser desengrasado previamente y posterior al chorreado es esencial eliminar todo el polvo de las superficies, usualmente con cepillos o con aspiración al vacío, antes de ser pintadas. La superficie obtenida debe ser pintada tan pronto como sea posible después del chorreado.

"El método de aplicación de la pintura será a pistola sin aire (Airless) para obtener una capa más uniforme, sin embargo, si la preparación de la superficie es deficiente y las condiciones ambientales son desfavorables, es preferible aplicar la capa de imprimación a brocha. El espesor de películas de pintura debe ser entre 125 y 137 micras que aproximadamente corresponde a tres o cuatro capas sucesivas, sin embargo es una buena medida aumentar el espesor de la película por encima de los límites sugeridos en condiciones corrosivas excepcionalmente severas" (Fancutt, 1971). La aplicación de una capa adicional se recomienda también sobre zonas sobresalientes o irregulares, y en general en las partes inferiores de las superficies horizontales donde se pueda encharcar el agua y no se evapore rápidamente.

"El repintado de las estructuras debe efectuarse antes de que se dé un deterioro importante en la película de pintura, pues si ello ocurre, será necesario limpiar y cepillar hasta dejar el metal desnudo y eso a la vez implica mayor costo" (Fancutt, 1971). Entonces es necesario guardar una cuidadosa vigilancia de todas las estructuras pintadas, en aras de aplicar el pintado de mantenimiento siempre que resulte necesario.

Naturalmente, la preparación de la superficie, la elección del sistema de pintado para el repintado, dependerá de las condiciones en que se encuentra la pintura vieja lo cual es difícil de prever. Mientras las circunstancias lo permitan el repintado de la estructura se hará según las siguientes condiciones generales:

1. Las zonas muy corroídas, con la pintura vieja en malas condiciones, se deben limpiar con chorro de arena, llama, rasquetas mecánicas, cinceles, cepillos de alambres y herramientas similares, hasta el metal desnudo. Inmediatamente después de la limpieza se debe aplicar una capa de la imprimación antioxidante a estas zonas. Se debe tener cuidado de que esta capa cubra bien los límites de cualquier zona rodeada de pintura vieja, de forma que solapen por lo menos 5 cm; es una buena práctica lijar previamente los extremos de la pintura vieja que está en buenas condiciones.
2. Zonas ligeramente corroídas con pintura vieja con algunos puntos de corrosión, se deben limpiar con cepillos mecánicos. Se aplicará una capa de imprimación antioxidante a estas superficies inmediatamente después y, además, una segunda capa a las zonas donde se encontró con pintura vieja en malas condiciones.
3. Las zonas con pintura vieja en buenas condiciones se deben lavar con agua limpia conteniendo un 1% ó 2% de detergente, si es posible caliente, y después lavar con agua limpia caliente. Cuando se ha secado las zonas donde se encontró la pintura vieja, entonces está lista para su repintado. Se puede completar el pintado total de la estructura mediante la aplicación de una capa de acabado. Es buena práctica que esta operación sea seguida, después del tiempo necesario de secado, por una segunda capa de pintura de acabado.

(Fancault, 1971).

Para el análisis de costos no se profundizó mucho en el detalle de precios ya que, por un lado el cálculo del presupuesto para construcción puede variar con el tiempo por diferentes circunstancias, y por otro lado a nivel de un guía de diseño no brinda mayor beneficio para el

usuario. Sin embargo, se realizó una estimación del volumen de material requerido por unidad construida a fin de conocer el porcentaje del costo que representa en dos casos hipotéticos, además, el recurso humano que se recomienda asignar y la maquinaria elemental de acuerdo con las consultas a realizadas a profesionales del campo, a partir de los diseños y el procedimiento constructivo planteado que no son tan susceptibles con el tiempo y con el propósito de que en el futuro sea un punto de partida que le permita a la institución, establecer el presupuesto detallado correspondiente.

Resultados

Los resultados obtenidos del diseño de la estructura de puente se presentan a continuación para los elementos correspondientes tomando en cuenta algunas notaciones sobre los materiales: la resistencia del concreto es $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para todas las estructuras; para todo el acero de refuerzo y pernos de anclajes se utilizará varilla deformada de grado 60, según norma ASTM A-706, con un límite de fluencia de 4200 kg/cm^2 . Las hojas de cálculo están presentes en el apéndice B

En el cuadro 2 y en el cuadro 3 se presenta los resultados del análisis a partir de las cargas reales factoradas de las tres quebradas (ver reporte en el anexo A), a efectos de determinar las condiciones de carga más severa en función de la longitud del claro de diseño, tomando como criterio la fuerza resultante en un plano (F 2D) y la resultante en el espacio (F 3D).

$$F2D = \sqrt{F_x^2 + F_z^2} \quad \text{ec. 2}$$

Donde:

F_x denota la componente paralela al eje de la tubería

F_z denota la componente perpendicular al eje de la tubería

$$F3D = \sqrt{F_y^2 + F2D^2} \quad \text{ec. 3}$$

Donde:

F_y denota la componente vertical en el eje de la tubería

La columna que indica el nodo debe entenderse como el punto donde se apoya la tubería y por ende donde se reporta la carga, es decir, en una quebrada hay tres nodos y se enumeran de manera consecutiva (ver croquis en el anexo A).

CUADRO 2. CRITERIO DE SELECCIÓN DEL CLARO, TUBERÍA DE 356 mm						
Claro (m)	Nodo	Tipo de Apoyo	Combinación	Fy (kg)	F 2D (kg)	F 3D (kg)
16	150	Soporte	2	2041,83	840,4	2208,0
	160	Soporte	2	2052,54	817,1	2209,2
	170	Guía	2	2041,83	2021,3	2873,1
20	200	Soporte	2	2213,15	903,6	2390,5
	210	Soporte	2	2512,43	934,9	2680,7
	220	Guía	3	2059,68	2646,5	3353,5
19.33	50	Guía	2	2084,66	1346,6	2481,8
	60	Soporte	2	2638,37	1283,6	2934,0
	70	Soporte	2	1773,65	903,0	1990,3

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 3. CRITERIO DE SELECCIÓN DEL CLARO, TUBERÍA DE 762 mm						
Claro (m)	Nodo	Tipo de Apoyo	Combinación	Fy (kg)	F 2D (kg)	F 3D (kg)
16	150	Soporte	4	3558,67	1464,4	3848,194
	160	Soporte	2	3580,08	1433,5	3856,41
	170	Guía	2	3558,67	3750,8	5170,361
20	200	Soporte	2	3901,29	1595,5	4214,936
	210	Soporte	1	4956,24	1846,1	5288,894
	220	Guía	3	3594,36	5067,1	6212,481
19.33	50	Guía	2	3705,51	2175,4	4296,879
	60	Soporte	2	4751,74	2256,9	5260,478
	70	Soporte	2	3022,29	1433,1	3344,849

Fuente: Elaboración propia

El cuadro 4 presenta los datos necesarios de las cargas que determinan la tensión indicada en el cuadro 5 y permiten seleccionar el diámetro del cable y los accesorios apropiados para los tirantes, así como las barras del anclaje, los cálculos se presentan en el apéndice B. Al respecto se estimó que el diámetro necesario para los tirantes aplicando un factor de seguridad de 4 tomando en cuenta posible degradación por

corrosión es de 5/8" para las tuberías entre 305-356 mm, de 3/4" para las tuberías entre 356-763 mm, y el cable a utilizar es el ASTM A603 (de construcción 7x7 ó 6x25) con los accesorios apropiados como grapas, guardacabos, tensores y terminales. Lo que se refiere a las cargas utilizadas para el diseño de las estructuras de anclaje se presenta en el cuadro 6.

CUADRO 4. FUERZAS FACTORADAS APLICADAS EN EL CENTRO DEL CLARO					
Diámetro de 356 mm			Diámetro de 762 mm		
fx	fy	fz	fx	fy	fz
-201.65	-2512.43	1825.80	-1150.24	-4956.24	2887.847

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 5. VALOR ESTIMADO DE LA TENSIÓN EN EL CABLE		
Diámetro de tubería	Claro (m)	Tensión (kg)
305 - 356 mm	20	2987,46
	30	3250,06
	20	5666,49
356 - 762 mm	30	6262,64

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 6. VALORES ESTIMADOS DE LA TENSIÓN ÚLTIMA PARA EL DISEÑO DE LOS ANCLAJES			
Diámetro de 356 mm			
Claro de 10-20		Claro de 20-30	
Tx (kg)	Ty (kg)	Tx (kg)	Ty (kg)
2552.92	1473.93	2814.63	1625.03
Diámetro de 762 mm			
Claro de 10-20		Claro de 20-30	
Tx (kg)	Ty (kg)	Tx (kg)	Ty (kg)
4907.33	2833.25	5423.6	3131.32

Fuente: Elaboración propia

Los datos de las cargas de diseño de las placas de cimentación que fueron simulados en el ANALCI se presentan en los cuadros 7 y 8. Los resultados de dicha simulación se presentan en

el apéndice B e incluye los cálculos necesarios para estimar el acero de refuerzo de dichos elementos.

CUADRO 7. CARGAS DE DISEÑO PARA LA PLACA, DIÁMETROS ENTE $305 \leq X \leq 356$ mm					
Claro (m)	Tipo de Apoyo.	qadm (ton/m ²)	Pu (kg)	Mx (kg-m)	Mz (kg-m)
20	Soporte	15	-16055.53	2431.53	412.18
		20	-14596.55	2402.36	385.01
	Guía	15	-16700.10	-831.03	-6686.21
		20	-14876.25	-776.69	-6631.87
30	S	15	-16931.51	2431.53	412.18
		20	-15472.53	2404.36	385.01
	G	15	-17637.31	-831.03	-6686.21
		20	-15813.46	-776.69	-6631.87

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 8. CARGAS DE DISEÑO PARA LA PLACA, DIÁMETROS ENTE $356 < X \leq 762$ mm					
Claro (m)	Tipo de Apoyo.	qadm (ton/m ²)	Pu (kg)	Mx (kg-m)	Mz (kg-m)
20	S	15	-21979.79	4126.62	87.91
		20	-20467.79	4094.50	55.79
	G	15	-24883.06	-1184.83	-12613.75
		20	-23661.12	-1184.83	-12613.00
30	S	15	-23716.41	4126.62	87.91
		20	-22204.41	4094.50	55.79
	G	15	-26723.29	-1184.83	-12613.75
		20	-25501.36	-1184.83	-12613.75

Fuente: Elaboración propia

En el caso de los pedestales, las cargas aplicadas en cada escenario se resumen en el cuadro 9. Los diagramas de interacción utilizados

para estimar la capacidad en flexo-compresión de cada uno de ellos así como el refuerzo requerido, se encuentran en el apéndice B.

CUADRO 9. CARGAS DE DISEÑO PARA LOS PEDESTALES				
Diámetros entre $305 \leq X \leq 356$ mm				
Tipo de Apoyo	Claro (m)	Pu (kg)	Mx (kg-m)	Mz (kg-m)
Soporte	20	-5,866.24	1,209.53	-551.05
	30	-6,742.22	1,209.53	-551.05
Guía	20	-4,998.82	-678.77	2,588.07
	30	-5,936.03	-678.77	2,588.07
Diámetros $356 < X \leq 762$ mm				
Tipo de Apoyo	Claro (m)	Pu (kg)	Mx (kg-m)	Mz (kg-m)
Soporte	20	-10,412.38	1,783.82	-466.85
	30	-12,149.00	1,783.82	-466.85
Guía	20	-8,897.25	-814.06	4,540.89
	30	-10,737.49	-814.06	4,540.89

Fuente: Elaboración propia

Finalmente en los siguientes cuadros, propiamente del 10 al 18, se presenta las muestras de la verificación de la capacidad de cada sección elegida para las torres en los

diferentes escenarios del proyecto. En el apéndice B se presentan datos generados a partir del modelo en SAP y los diagramas correspondientes del modelo.

CUADRO 10. RESUMEN DE LA CAPACIDAD DE LA SECCIÓN 10x10x0.32		
ΦP_{nt} (kg)	25759.64	Capacidad a tensión
ΦP_{nc} (kg)	23613.36	Capacidad a compresión
ΦM_{nx} (kg*m)	805.4593	Capacidad flexionante en el eje fuerte
ΦM_{ny} (kg*m)	805.4593	Capacidad flexionante en el eje débil
ΦV_{nx} (kg)	8426.88	Capacidad a cortante eje fuerte
ΦV_{ny} (kg)	8426.88	Capacidad a cortante eje débil
Ec. Interacción	0.88	Capacidad a flexo-compresión
Criterio	CUMPLE	

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 11. RESUMEN DE LA CAPACIDAD DE LA SECCIÓN 15x15x0.32		
ϕP_{nt} (kg)	39065.24	Capacidad a tensión
ϕP_{nc} (kg)	32056.69	Capacidad a compresión
ϕM_{nx} (kg*m)	1763.701	Capacidad flexionante en el eje fuerte
ϕM_{ny} (kg*m)	1763.701	Capacidad flexionante en el eje débil
ϕV_{nx} (kg)	12640.32	Capacidad a cortante eje fuerte
ϕV_{ny} (kg)	12640.32	Capacidad a cortante eje débil
Ec. Interacción	0.86	Capacidad a flexo-compresión
Criterio	CUMPLE	

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 12. RESUMEN DE LA CAPACIDAD DE LA SECCIÓN 15x15x0.48		
ϕP_{nt} (kg)	57959.19	Capacidad a tensión
ϕP_{nc} (kg)	50385.23	Capacidad a compresión
ϕM_{nx} (kg*m)	2718.425	Capacidad flexionante en el eje fuerte
ϕM_{ny} (kg*m)	2718.425	Capacidad flexionante en el eje débil
ϕV_{nx} (kg)	18960.48	Capacidad a cortante eje fuerte
ϕV_{ny} (kg)	18960.48	Capacidad a cortante eje débil
Ec. Interacción	0.95	Capacidad a flexo-compresión
Criterio	CUMPLE	

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 13. RESUMEN DE LA CAPACIDAD DE LA SECCIÓN 10x20x0.24		
ϕP_{nt} (kg)	29458.6	Capacidad a tensión
ϕP_{nc} (kg)	19502.31	Capacidad a compresión
ϕM_{nx} (kg*m)	1181.324	Capacidad flexionante en el eje fuerte
ϕM_{ny} (kg*m)	811.6548	Capacidad flexionante en el eje débil
ϕV_{nx} (kg)	10568.51	Capacidad a cortante eje fuerte
ϕV_{ny} (kg)	6320.16	Capacidad a cortante eje débil
Ec. Interacción	0.57	Capacidad a flexo-compresión
Criterio	CUMPLE	

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 14. RESUMEN DE LA CAPACIDAD DE LA SECCIÓN 10x20x0.48		
ϕP_{nt} (kg)	57959.19	Capacidad a tensión
ϕP_{nc} (kg)	51594.09	Capacidad a compresión
ϕM_{nx} (kg*m)	3049.582	Capacidad flexionante en el eje fuerte
ϕM_{ny} (kg*m)	2056.113	Capacidad flexionante en el eje débil
ϕV_{nx} (kg)	25280.64	Capacidad a cortante eje fuerte
ϕV_{ny} (kg)	12640.32	Capacidad a cortante eje débil
Ec. Interacción	0.64	Capacidad a flexo-compresión
Criterio	CUMPLE	

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 15. RESUMEN DE LA CAPACIDAD DE LA SECCIÓN 15x20x0.32		
ϕP_{nt} (kg)	57959.19	Capacidad a tensión
ϕP_{nc} (kg)	50385.23	Capacidad a compresión
ϕM_{nx} (kg*m)	2718.425	Capacidad flexionante en el eje fuerte
ϕM_{ny} (kg*m)	2718.425	Capacidad flexionante en el eje débil
ϕV_{nx} (kg)	18960.48	Capacidad a cortante eje fuerte
ϕV_{ny} (kg)	18960.48	Capacidad a cortante eje débil
Ec. Interacción	0.57	Capacidad a flexo-compresión
Criterio	CUMPLE	

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 16. RESUMEN DE LA CAPACIDAD DE LA SECCIÓN 15x20x0.48		
ϕP_{nt} (kg)	67938.39	Capacidad a tensión
ϕP_{nc} (kg)	62160.65	Capacidad a compresión
ϕM_{nx} (kg*m)	4000.368	Capacidad flexionante en el eje fuerte
ϕM_{ny} (kg*m)	3406.606	Capacidad flexionante en el eje débil
ϕV_{nx} (kg)	25280.64	Capacidad a cortante eje fuerte
ϕV_{ny} (kg)	18960.48	Capacidad a cortante eje débil
Ec. Interacción	0.77	Capacidad a flexo-compresión
Criterio	CUMPLE	

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 17. RESUMEN DE LA CAPACIDAD DE LA SECCIÓN W10x13		
ΦP_{nt} (Ton)	53.7	Capacidad a tensión
ΦP_{nc} (Ton)	45.0	Capacidad a compresión
ΦM_{nx} (Ton*m)	2.0	Capacidad flexionante en el eje fuerte
ΦM_{ny} (Ton*m)	1.04	Capacidad flexionante en el eje débil
ΦV_{nx} (Ton)	9.2	Capacidad a cortante eje fuerte
ΦV_{ny} (Ton)	26.6	Capacidad a cortante eje débil
Ec. Interacción	0.7	Capacidad a flexocompresión
Criterio	CUMPLE	

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 18. RESUMEN DE LA CAPACIDAD DE LA SECCIÓN W12,5x19		
ΦP_{nt} (Ton)	108.6	Capacidad a tensión
ΦP_{nc} (Ton)	102.7	Capacidad a compresión
ΦM_{nx} (Ton*m)	5.6	Capacidad flexionante en el eje fuerte
ΦM_{ny} (Ton*m)	2.73	Capacidad flexionante en el eje débil
ΦV_{nx} (Ton)	15.3	Capacidad a cortante eje fuerte
ΦV_{ny} (Ton)	57.1	Capacidad a cortante eje débil
Ec. Interacción	0.9	Capacidad a flexocompresión
Criterio	CUMPLE	

Fuente: Elaboración propia

Análisis de Resultados

Con los resultados obtenidos finalmente en el proceso de estandarización del diseño de los puentes, se pueden extraer diferentes conclusiones que en este caso se presentan como cuadros resumen; en algunos casos representan matrices de selección que se incorporan en la guía de selección del apéndice A del proyecto. Sin embargo, es importante entender y analizar la razón por la cual derivó uno u otro resultado, o cual fue el criterio finalmente con el que se decidió por una u otra opción.

En los cuadros 19 y 20, se presenta el diseño de las placas de cimentación para cada escenario, según las variables elegidas. Inicialmente se estudió la posibilidad de utilizar placas aisladas, es decir, una para cada pedestal, sin embargo, por las dimensiones requeridas y evitar interferencias en los bulbos de presiones se hizo más cómodo, desde el punto de vista de comportamiento geotécnico, utilizar una sola placa para cada torre.

CUADRO 19. RESUMEN DEL DIMENSIONAMIENTO PARA CIMENTACIÓN PARA DIÁMETROS ENTRE $305 \leq X \leq 356$ mm				
Claro (m)	qadm (T/m ²)	Tipo de Apoyo	Dimensiones (m)	Malla inferior/superior
20	15	Soporte	2,25x1,10x0,30	#3 @ 20 cm/ #3 @ 25 cm
		Guía	2,25X1,30X0,35	#3 @ 20 cm/ #3 @ 20 cm
	20	Soporte	2,00x1,00x0,25	#3 @ 15 cm/ #3 @ 30 cm
		Guía	2,25x1,10x0,25	#3 @ 10 cm/ #3 @ 30 cm
30	15	Soporte	2,25x1,10x0,30	#3 @ 20 cm/ #3 @ 25 cm
		Guía	2,25X1,30X0,35	#3 @ 20 cm/ #3 @ 20 cm
	20	Soporte	2,00x1,00x0,25	#3 @ 15 cm/ #3 @ 30 cm
		Guía	2,25x1,10x0,25	#3 @ 10 cm/ #3 @ 30 cm

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 20. RESUMEN DEL DIMENSIONAMIENTO PARA CIMENTACIÓN PARA DIÁMETROS ENTRE $356 < X \leq 762$ mm				
Claro (m)	qadm (T/m ²)	Tipo de Apoyo	Dimensiones (m)	Malla inferior/superior
20	15	Soporte	2,25X1,30X0,35	#3 @ 20 cm/ #3 @ 20 cm
		Guía	2,50x1,75x0,40	#3 @ 15 cm/ #3 @ 15 cm
	20	Soporte	2,25x1,10x0,30	#3 @ 15 cm/ #3 @ 25 cm
		Guía	2,50x1,75x0,40	#3 @ 15 cm/ #3 @ 15 cm
30	15	Soporte	2,25X1,30X0,35	#3 @ 20 cm/ #3 @ 20 cm
		Guía	2,50x1,75x0,40	#3 @ 15 cm/ #3 @ 15 cm
	20	Soporte	2,25x1,10x0,30	#3 @ 15 cm/ #3 @ 25 cm
		Guía	2,50x1,75x0,40	#3 @ 15 cm/ #3 @ 15 cm

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar al comparar los distintos escenarios, las diferencias de diseño no son tan significativas, debido a que las iteraciones se realizaron a partir de dimensiones que cumplieron en un escenario previo, caso

contrario se buscó una medida superior para el caso que se estuviese diseñando. Por ejemplo, se estaba diseñando para un claro de 30 m, una capacidad de 15 t/m² y un apoyo tipo soporte; entonces se corrió el programa partiendo de las

dimensiones que cumplieron en el escenario previo, es decir, con de 20 m de claro, 15 t/m² y un apoyo tipo soporte.

El proceso de iteración eventualmente podría ser más afinado, y obtener un resultado que satisfaga el problema, pero que también puede generar un diseño más específico de lo

necesario, lo cual es contraproducente para los objetivos de la estandarización

De igual manera, en los cuadros 21 y 22 se pueden observar el diseño derivado de los cálculos del apéndice B de los pedestales de las torres para cada escenario.

CUADRO 21. RESUMEN DEL DIMENSIONAMIENTO DE PEDESTALES PARA DIÁMETROS ENTRE $305 \leq X \leq 356$ mm				
Claro (m)	Tipo de Apoyo	Sección (cm)	Refuerzo vertical	Refuerzo transversal
20	Soporte	35x35	4 #3 + 4 #4	Aro # 3 @ 15 cm
	Guía	35x35	4 #3 + 4 #4	Aro # 3 @ 15 cm
30	Soporte	35x35	4 #3 + 4 #4	Aro # 3 @ 15 cm
	Guía	35x35	4 #3 + 4 #4	Aro # 3 @ 15 cm

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 22. RESUMEN DEL DIMENSIONAMIENTO DE PEDESTALES PARA DIÁMETROS ENTRE $356 < X \leq 762$ mm				
Claro (m)	Tipo de Apoyo	Sección (cm)	Refuerzo vertical	Refuerzo transversal
20	Soporte	40x40	8 # 4	Aro # 3 @ 15 cm
	Guía	40x40	8 # 4	Aro # 3 @ 15 cm
30	Soporte	40x40	8 # 4	Aro # 3 @ 15 cm
	Guía	40x40	8 # 4	Aro # 3 @ 15 cm

Fuente: Elaboración propia

En el caso de los pedestales al analizar los resultados obtenidos no se refleja diferencia cuando cambia el tipo de apoyo o la luz del claro, sino más bien cuando el diámetro pasa del valor frontera de los rangos establecidos. Posiblemente se debe a que con la geometría de la sección más pequeña que permitían las circunstancias de espacio y con el refuerzo mínimo establecido para dicha geometría se cumplió con holgura para la demanda de carga de ampos tipos de apoyo y de ambos rangos de luces. Se optó por reducir el refuerzo vertical de 0.01Ag a 0.005Ag y se verificó cumpliera de igual manera.

En las figuras 19 y 20 se aprecia una elevación de los anclajes para los tirantes del puente. Para el diseño se utilizó un factor de seguridad de 2. Dichos elementos consisten en el caso de las tuberías de 305 a 356 mm de diámetro, de un bloque de concreto de 80x80x30 cm con una pequeña pirámide truncada en la base de 15 cm de altura, con una barra 5/8" de diámetro que atraviesa el bloque y se sujeta en el extremo enterrado con una placa de acero. Adicionalmente en el bloque tiene una malla

superior de varilla #4 para controlar los esfuerzos por flexión y una malla inferior de varilla #3 para controlar esfuerzos por cambios de temperatura. El desplante de estos elementos es de 2,2 m y el material de relleno debe compactarse a un 95% del proctor modificado y alcanzar al menos un peso específico de 1700 kg/m³. En el caso de los diámetros entre 356 y 762 el diseño varía en la sección requerida y el nivel de desplante, la sección debe ser de 110x110x30cm y el nivel de desplante debe ser de al menos 2,4 m; el refuerzo de acero requerido para el bloque debe ser una malla superior de varilla # 4 y una malla inferior #3. En adelante se denominaran Anclaje Tipo 1 y Anclaje Tipo 2, respectivamente. Posiblemente sea viable por el espacio entre cada bloque utilizar un único bloque de anclaje para ambos tirantes, sin embargo se optó por mantenerlos separados para darle independencia al sistema y que finalmente se comporte de la manera para la cual fue diseñado.

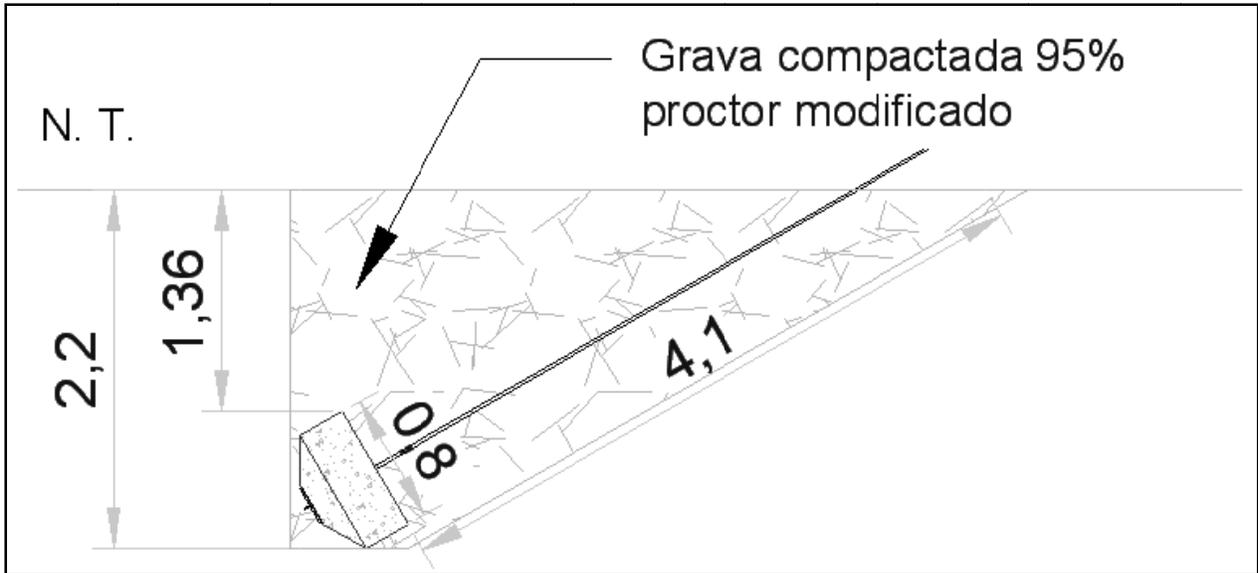


Figura 19. Elevación del anclaje Tipo 1 diseñado para tuberías de 305 a 356 mm de diámetro
Fuente: Elaboración propia.

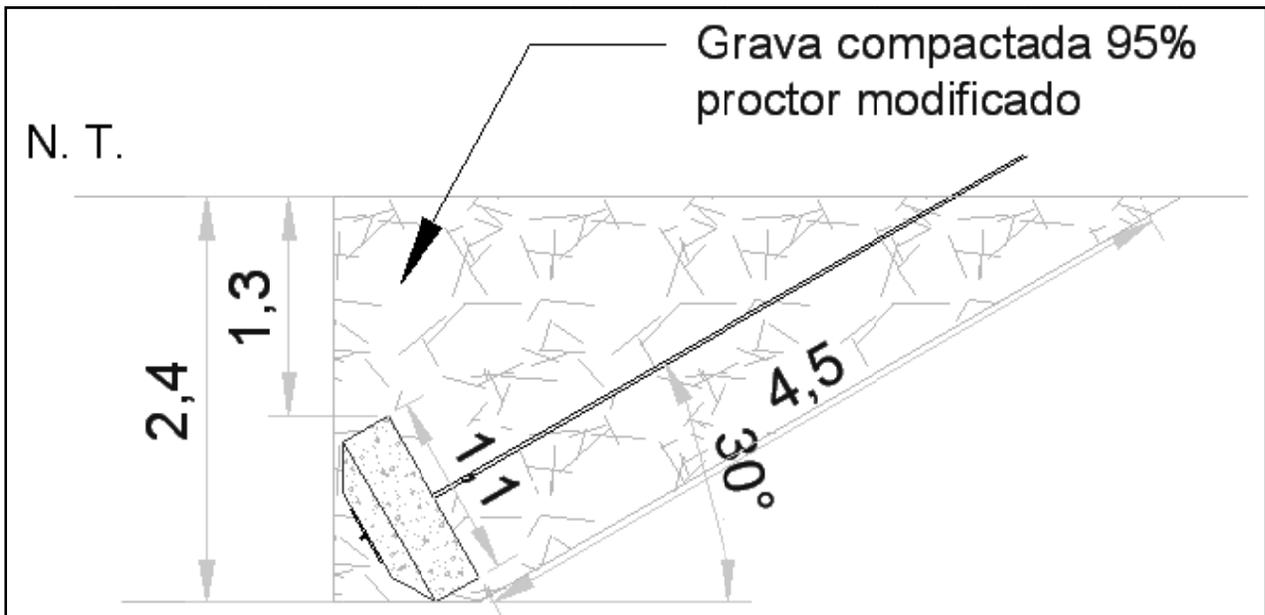


Figura 20. Elevación del anclaje Tipo 2 diseñado para puentes con tubería entre 356 y 762 mm de diámetro.
Fuente: Elaboración propia

Con la figura 21 se ilustra la numeración que identifica los elementos de las torres modelados en SAP y en los cuadros 23 y 24 se encuentran las secciones de los perfiles finalmente establecidos para las torres. Inicialmente se intentó perfiles "W" laminados en caliente que fueran semejantes a los que estaban disponibles y almacenadas en el taller del proyecto para

poder aprovechar el material, sin embargo, al evaluar la interacción entre los esfuerzos a los que se encontraba sometido el elemento y la resistencia de la sección, salvo en un caso, resulto ser baja, por lo que se cambia a perfiles de tubo estructural laminado en frío consiguiendo optimizar el diseño para dichos casos.

Para la selección del diámetro de los tirantes, tampoco se refleja mucha diferencia en los posibles escenarios. Como se pudo observar en los cuadros presentados anteriormente no se

marcó gran diferencia y sólo se obtuvieron dos diámetros de cable como se indicó.

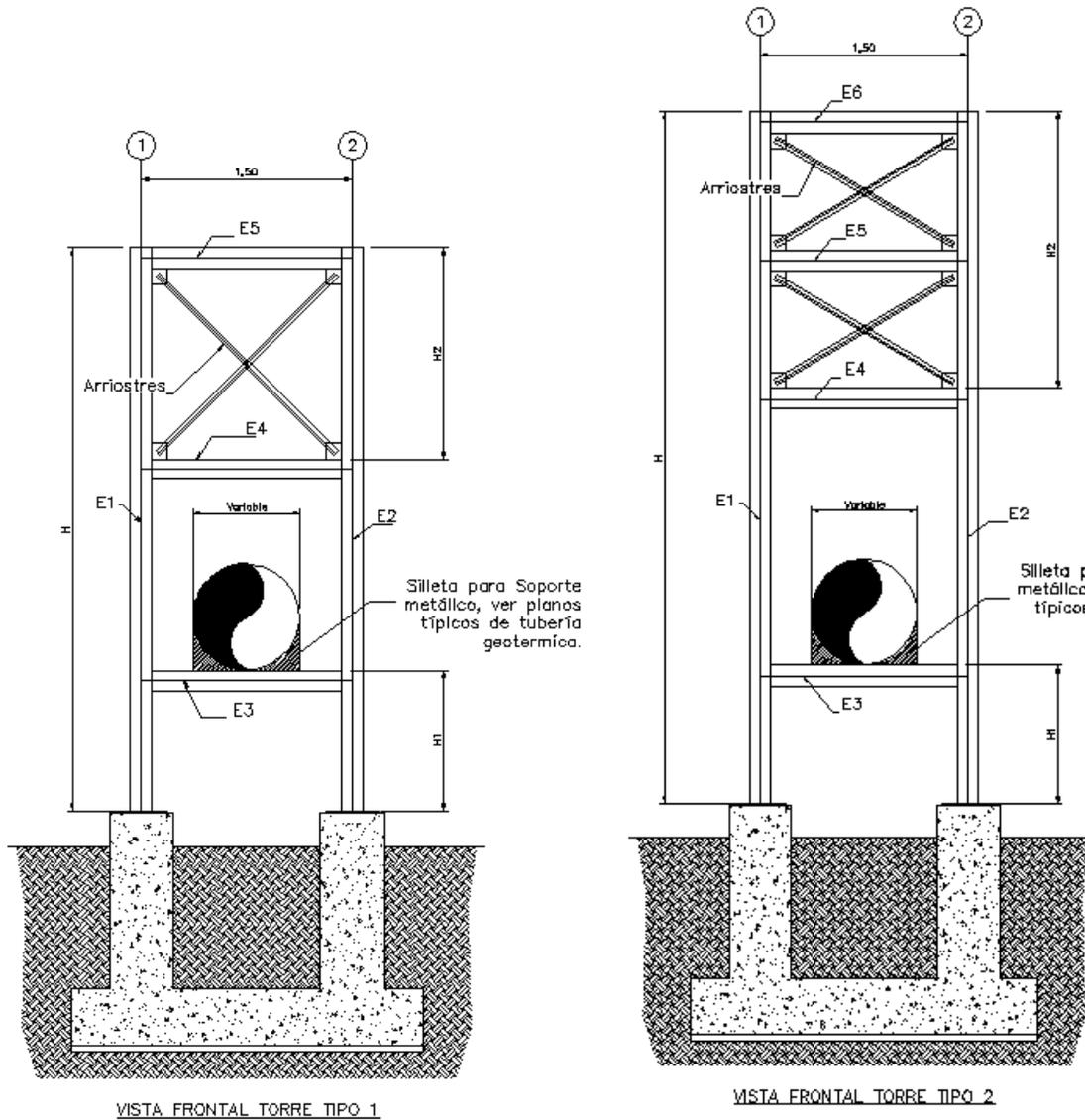


Figura 21. Numeración de los elementos modelados en SAP
Fuente: Elaboración propia

CUADRO 23. DIMENCIONAMIENTO DE LAS TORRES PARA CLAROS $10 \leq L \leq 20$ m (TIPO 1)							
DIÁMETROS $305 \leq X \leq 356$ mm				DIÁMETROS $356 < X \leq 762$ mm			
Soporte		Guía		Soporte		Guía	
Elemento	Sección	Elemento	Sección	Elemento	Sección	Elemento	Sección
1	10x10x0,32	1	15x15x0,32	1	W10x13	1	W12,5x19
2	10x10x0,32	2	15x15x0,32	2	W10x13	2	W12,5x19
3	10x20x0,24	3	10x20x0,48	3	W10x13	3	W12,5x19
4	10x10x0,24	4	10x10x0,24	4	W10x13	4	W12,5x19
5	10x10x0,24	5	10x10x0,24	5	W10x13	5	W12,5x19
Arriostres	P3,175	Arriostres	P3,175	Arriostres	P3,175	Arriostres	P3,175

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 24. DIMENCIONAMIENTO DE LAS TORRES PARA CLAROS $20 < L \leq 30$ m (TIPO 2)							
DIÁMETROS $305 \leq X \leq 356$ mm				DIÁMETROS $356 < X \leq 762$ mm			
Soporte		Guía		Soporte		Guía	
Elemento	Sección	Elemento	Sección	Elemento	Sección	Elemento	Sección
1	15x15x0,32	1	15x15x0,32	1	15x15x0,32	1	15x15x0,48
2	15x15x0,32	2	15x15x0,32	2	15x15x0,32	2	15x15x0,48
3	15x20x0,32	3	15x20x0,32	3	15x20x0,32	3	15x20x0,48
4	15x15x0,32	4	15x15x0,32	4	15x15x0,32	4	15x15x0,32
5	15x15x0,32	5	15x15x0,32	5	15x15x0,32	5	15x15x0,32
6	15x15x0,32	6	15x15x0,32	6	15x15x0,32	6	15x15x0,32
Arriostres	P3,175	Arriostres	P3,175	Arriostres	P3,175	Arriostres	P3,175

Fuente: Elaboración propia

En general, como era de esperar, los elementos integrados a una estructura con tipo de apoyo “soporte” fueron menos robustos que los elementos integrados a una estructura con tipo de apoyo “guía”, debido a que por la configuración de cada apoyo, el primero tiene un grado de libertad más que el segundo.

Finalmente, las razones que se atribuyen a que las soluciones fueran semejantes en cada tipo de estructura son, principalmente, que la diferencia no fue tan significativa, como se creía, entre las variables y además el diseño se basó en una suposición de cargas ante la inexistencia del estudio correspondiente. Se consideró satisfactorio porque el proceso de diseño fue correcto y cumplió para las condiciones que se establecieron.

Cubicación del material

En los cuadros siguientes, propiamente del 25 al 34, se presentan las cantidades de material que se estima para la construcción de cada sub-estructura que integra el puente, en función del diseño propuesto para las variables analizadas.

A partir de esos cuadros se puede extraer información útil para lograr presupuestar con mayor detalle el costo de la estructura requerida,

con la salvedad de que no se contemplan los materiales para estructuras temporales que se requieran durante la construcción, o para obras adicionales difíciles de prever. Además, los costos unitarios son valores supuestos por obra terminada (incluye materiales y mano de obra) para ilustrar el porcentaje que podría representar cada ítem del costo total de la obra y tomar en cuenta los elementos que son más susceptibles a incrementar el costo del proyecto.

CUADRO 25. VOLUMEN DE MATERIAL PARA CIMENTACIÓN PUENTE, DIÁMETROS 305-356 mm Y CAPACIDAD DE SOPORTE MALA					
Ítem	Cantidad	unid	Costo/unidad	Total	%
Excavación	7.40	m3	₡ 3,300.00	₡ 24,420.00	5.51
Concreto reforzado	1.70	m3	₡ 187,000.00	₡ 317,900.00	71.79
Sello de concreto	0.20	m3	₡ 34,250.00	₡ 6,850.00	1.55
Lastre compactado	5.40	m3	₡ 2,900.00	₡ 15,660.00	3.54
Pedestal 35x35	0.60	m3	₡ 130,000.00	₡ 78,000.00	17.61
Total				₡ 442,830.00	100

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 26. VOLUMEN DE MATERIAL PARA CIMENTACIÓN PUENTE, DIÁMETROS 305-356 mm Y CAPACIDAD DE SOPORTE INTERMEDIA					
Ítem	Cantidad	unid	Costo/unidad	Total	%
Excavación	5.80	m3	₡ 3,300.00	₡ 19,140.00	5.93
Concreto reforzado	1.10	m3	₡ 187,000.00	₡ 205,700.00	63.74
Sello de concreto	0.20	m3	₡ 34,250.00	₡ 6,850.00	2.12
Lastre compactado	4.50	m3	₡ 2,900.00	₡ 13,050.00	4.04
Pedestal 35x35	0.60	m3	₡ 130,000.00	₡ 78,000.00	24.17
Total				₡ 322,740.00	100

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 27. VOLUMEN DE MATERIAL PARA CIMENTACIÓN PUENTE, DIÁMETROS 356-762 mm Y CAPACIDAD DE SOPORTE MALA					
Ítem	Cantidad	unid	Costo/unidad	Total	%
Excavación	10.40	m3	₡ 3,300.00	₡ 34,320.00	4.95
Concreto reforzado	2.80	m3	₡ 187,000.00	₡ 523,600.00	75.52
Sello de concreto	0.30	m3	₡ 34,250.00	₡ 10,275.00	1.48
Lastre compactado	7.30	m3	₡ 2,900.00	₡ 21,170.00	3.05
Pedestal 40x40	0.80	m3	₡ 130,000.00	₡ 104,000.00	15.00
Total				₡ 693,365.00	100

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 28. VOLUMEN DE MATERIAL PARA CIMENTACIÓN PUENTE, DIÁMETROS 356-762 mm Y CAPACIDAD DE SOPORTE INTERMEDIA					
Ítem	Cantidad	unid	Costo/unidad	Total	%
Excavación	9.60	m3	₡ 3,300.00	₡ 31,680.00	5.00
Concreto reforzado	2.50	m3	₡ 187,000.00	₡ 467,500.00	73.80
Sello de concreto	0.30	m3	₡ 34,250.00	₡ 10,275.00	1.62
Lastre compactado	6.90	m3	₡ 2,900.00	₡ 20,010.00	3.16
Pedestal 40x40	0.80	m3	₡ 130,000.00	₡ 104,000.00	16.42
Total				₡ 633,465.00	100

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 29. VOLUMEN DE MATERIAL PARA ANCLAJES DE PUENTE, DIÁMETROS 305-356 mm					
Ítem	Cantidad	unid	Costo/unidad	Total	%
Excavación	16.40	m3	₡ 3,300.00	₡ 54,120.00	14.64
Concreto reforzado	1.20	m3	₡ 182,000.00	₡ 218,400.00	59.09
Lastre compactado	15.00	m3	₡ 2,900.00	₡ 43,500.00	11.77
Placa	4.00	unid	₡ 7,000.00	₡ 28,000.00	7.58
Barra	4.00	kg	₡ 6,400.00	₡ 25,600.00	6.93
Total				₡ 369,620.00	100

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 30. VOLUMEN DE MATERIAL PARA ANCLAJES DE PUENTE, DIÁMETROS 356-762 mm					
Ítem	Cantidad	unid	Costo/unidad	Total	%
Excavación	27.60	m3	₡ 3,300.00	₡ 91,080.00	14.73
Concreto reforzado	2.20	m3	₡ 182,000.00	₡ 400,400.00	64.77
Lastre compactado	25.20	m3	₡ 2,900.00	₡ 73,080.00	11.82
Placa	4.00	unid	₡ 7,000.00	₡ 28,000.00	4.53
Barra	4.00	kg	₡ 6,400.00	₡ 25,600.00	4.14
Total				₡ 618,160.00	100

Fuente: Elaboración propia

**CUADRO 31. VOLUMEN DE MATERIAL PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS DE
PUENTE, DIÁMETROS 305-356 mm Y CLARO 10-20 m**

Ítem	Cantidad	unid	Costo/unidad	Total	%
Tubo Estructural	309.00	kg	₡ 35,000.00	₡ 10,815,000.00	85.66
Perfil W	0.00	kg	₡ 45,000.00	₡ -	0.00
P3,175	28.80	kg	₡ 9,000.00	₡ 259,200.00	2.05
Placa 25x25x1,59 cm	4.00	unid	₡ 8,000.00	₡ 32,000.00	0.25
Cable	76.00	m	₡ 20,000.00	₡ 1,520,000.00	12.04
Total				₡ 12,626,200.00	100.00

Fuente: Elaboración propia

**CUADRO 32. VOLUMEN DE MATERIAL PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS DE
PUENTE, DIÁMETROS 305-356 mm Y CLARO 20-30 m**

Ítem	Cantidad	unid	Costo/unidad	Total	%
Tubo Estructural	535.00	kg	₡ 35,000.00	₡ 18,725,000.00	87.14
Perfil W	0.00	kg	₡ 45,000.00	₡ -	0.00
P3,175	68.00	kg	₡ 9,000.00	₡ 612,000.00	2.85
Placa 25x25x1,59 cm	4.00	unid	₡ 8,000.00	₡ 32,000.00	0.15
Cable	106.00	m	₡ 20,000.00	₡ 2,120,000.00	9.87
Total				₡ 21,489,000.00	100.00

Fuente: Elaboración propia

**CUADRO 33. VOLUMEN DE MATERIAL PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS DE
PUENTE, DIÁMETROS 356-762 mm Y CLARO 10-20 m**

Ítem	Cantidad	unid	Costo/unidad	Total	%
Tubo Estructural	0.00	kg	₡ 35,000.00	₡ -	0.00
Perfil W	635.60	kg	₡ 45,000.00	₡ 28,602,000.00	94.04
P3,175	28.80	kg	₡ 9,000.00	₡ 259,200.00	0.85
Placa 25x25x1,59 cm	4.00	unid	₡ 8,000.00	₡ 32,000.00	0.11
Cable	76.00	m	₡ 20,000.00	₡ 1,520,000.00	5.00
Total				₡ 30,413,200.00	100.00

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 34. VOLUMEN DE MATERIAL PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS DE PUEBTE, DIÁMETROS 356-762 mm Y CLARO 20-30 m

Ítem	Cantidad	unidad	Costo/unidad	Total	%
Tubo Estructural	605.00	kg	₡ 35,000.00	₡ 21,175,000.00	88.45
Perfil W	0.00	kg	₡ 45,000.00	₡ -	0.00
P3,175	68.00	kg	₡ 9,000.00	₡ 612,000.00	2.56
Placa 25x25x1,59 cm	4.00	unidad	₡ 8,000.00	₡ 32,000.00	0.13
Cable	106.00	m	₡ 20,000.00	₡ 2,120,000.00	8.86
Total				₡ 23,939,000.00	100.00

Fuente: Elaboración propia

Por otro lado, se debe considerar también el recurso humano recomendado por los profesionales consultados, ya sea para subcontratarlo o bien para asignarlo al proyecto:

- Ingeniero Topógrafo.
- Maestro de obra.
- De 2 a 4 soldadores.
- De 2 a 4 operarios.
- De 3 a 5 peones.

Mientras que, en lo que corresponde a la maquinaria que se debe tomar en cuenta para rentarla o asignarla al proyecto con anticipación, se tiene lo siguiente:

- Back Hoe o excavadora, ver figura 22.
- Grúa RT o similar, ver figura 23.
- Mini compactador de doble rodillo o similar, ver figura 24.
- Vehículos para el transporte de material y equipo.



Figura 22. Fotografía de un Back Hoe

Fuente: www.tywalters.wikispaces.com



Figura 23. Fotografía de una grúa tipo RT
Fuente: www.hnosmolina.com



Figura 24. Fotografía de un mini compactador de doble rodillo
Fuente: www.aditecjb.com

Conclusiones

1. Debido a que el apoyo tipo guía restringe en mayor grado el desplazamiento de la tubería, que el apoyo tipo soporte, las estructuras diseñadas del puente, requieren mayor capacidad para el primero que para el segundo, aunque los elementos diseñados en algunos casos no lo reflejaron.
2. Optimizar al máximo el diseño de una estructura para un escenario en específico es contraproducente para alcanzar el propósito de la estandarización.
3. Aplicar los beneficios ampliamente conocidos de la estandarización al diseño estructural de los puentes atirantados permite equilibrar la funcionalidad de la estructura con el costo de poner en funcionamiento la obra.
4. Emplear la guía establecida para un micro-proyecto permite agilizar y economizar recursos dentro del desarrollo de un macro-proyecto.
5. Las cargas proporcionadas para el presente estudio determinó que los elementos diseñados no variaron significativamente en los escenarios estudiados.
6. Los costos establecidos a nivel de esta propuesta son ilustrativos, a pesar de ello, se reflejó que las estructuras metálicas del puente constituyen el rubro más importante en el presupuesto del proyecto en cualquiera de los escenarios planteados.
7. A partir de la guía de diseño y el procedimiento constructivo establecidos se pueden proyectar aspectos propios del desarrollo de cada proyecto que permita tomar las decisiones constructivas pertinentes, tomando en cuenta las circunstancias que no se pueden generalizar.
8. Dejar de invertir para el mantenimiento preventivo de las estructuras del puente en un ambiente tan corrosivo como el de las faldas de un volcán activo va a derivar en inversiones mayores si se desea preservar la integridad de la estructura.

Recomendaciones

1. Realizar los estudios técnicos del suelo y de las cargas de diseño, necesarios para corroborar que el diseño propuesto en la guía se ajusta a las necesidades del proyecto.
2. Retro alimentar la guía con variables distintas a las consideradas que funcionen para aplicaciones comunes de manera similar a lo que se estableció o que permitan formar un criterio más amplio de acción al diseñador.
3. Documentar e incorporar las experiencias constructivas obtenidas durante el proceso de ejecución para contrastar el procedimiento propuesto y reducir en la medida de lo posible las variables que afectan el curso de la obra.
4. Verificar el cumplimiento de las pautas establecidas en el procedimiento constructivo y para el mantenimiento de la estructura.
5. Realizar medidas de rendimiento y productividad del recurso humano para establecer con mayor criterio la mano de obra que se debe asignar.
6. Establecer puntos para el control de calidad de las estructuras que están en proceso de construcción.
7. Realizar el diseño de las estructuras temporales, de acuerdo con las necesidades de un caso particular o si las circunstancias lo permiten generalizado.
8. Eventualmente incorporar a la guía las medidas mínimas o medidas especiales recomendadas en materia de seguridad laboral, durante el proceso constructivo.

Referencias

- Moya P. 2001. DESARROLLO GEOTÉRMICO MIRAVALLÉS, Instituto Costarricense de Electricidad.
- Murillo S. et al. 2007. DISEÑO BÁSICO OBRAS SUPERFICIALES DE CAMPO PROYECTO GEOTÉRMICO PAILAS, Instituto Costarricense de Electricidad.
- Wikipedia. NORMALIZACIÓN
<<http://es.wikipedia.org/wiki/Normalización>>
- SP Cosulting. ESTANDARIZACIÓN DE PROCESOS.
<<http://www.spconsulting.org>>
- American Society of Mechanical Engineers. ASME B31.1. 2001. TUBERÍAS DE VAPOR Y SISTEMAS DE POTENCIA
- Escudero J. TIPOS DE PUENTES SUSTENTADOS CON CABLES.
<<http://www.galeon.com/puentes/>>
- Castro, P. 1998. CORROSIÓN EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO, México: Instituto Mexicano del Concreto y el Cemento,.
- Fancutt. F. et al. 1971. PROTECCIÓN POR PINTURA DE ESTRUCTURAS METÁLICAS; versión española de Sancho & Martín, España: Editorial Bellisco.
- CFIA. 2003. CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA, Costa Rica: Editorial Tecnológica.
- ACG. 1994. CÓDIGO DE CIMENTACIONES DE COSTA RICA, Costa Rica: Editorial Tecnológica.
- Ferdinand & Johnston. MECÁNICA VECTORIAL PARA INGENIEROS, Colombia: Editorial MacGraw-Hill.
- Braja, Das. Año. PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES, U. S. A. : Internacional Thomson Editores.
- González, O. 2005. ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO, México: Editorial Limusa.
- American Concrete Institute. 2005. REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL
- Vinnakota S. 2006. ESTRUCTURAS DE ACERO COMPORTAMIENTO Y LRFD, México: Editorial MacGraw-Hill.
- American Institute of Steel Constructions. 1994. MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION LRFD, U. S. A.
- Rojas G. ESTRUCTURAS DE ACERO UNIONES SOLDADAS

Apéndices

**APÉNDICE A. GUÍA DE SELECCIÓN
POR TIPO, PROCEDIMIENTO
CONSTRUCTIVO,
MANTENIMIENTO Y DIBUJOS
DE DETALLES GENERALES.**

APÉNDICE B. HOJAS DE CÁLCULO

**APÉNDICE A. GUÍA DE SELECCIÓN POR TIPO, PROCEDIMIENTO
CONSTRUCTIVO, MANTENIMIENTO Y DIBUJOS DE DETALLES
GENERALES.**

APÉNDICE B. HOJAS DE CÁLCULO

Anexos

**ANEXO A. CARGAS REPORTADAS EN
LA DERIVACIÓN 8 AL POZO 27.**

**ANEXO B. INFORME DEL ESTUDIO DE
SUELOS DEL SATÉLITE**

ANEXO A. CARGAS REPORTADAS EN LA DERIVACIÓN 8 AL POZO 27.

ANEXO B. INFORME DEL ESTUDIO DE SUELOS DEL SATÉLITE