

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Propuesta de mejora al diseño del plan de lanzamiento y
montaje de estructuras metálicas del puente La
Eternidad, provincia de Chupaca**

Juvenal Alejandro Aquino Calderón

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Huancayo, 2020

Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Esta obra está bajo una Licencia "Creative Commons Atribución 4.0 Internacional" .

ASESOR

Ing. Nancy Margot Montañez Huamán

AGRADECIMIENTOS

Deseo agradecer a los docentes que contribuyeron a la realización de cada uno de los capítulos de la presente investigación cuyo apoyo permitió encontrar respuesta aquellas inquietudes que se presentaron en el desarrollo de la presente tesis. De igual forma con sus observaciones permitieron moldear la investigación a tal punto que se enriqueció con cada perspectiva teórica y cada punto de vista sustentado en la experiencia de tan notables profesionales.

Asimismo, se agradece a los representantes de la empresa Ancalayo S.A.C, quienes amablemente facilitaron al tesista toda la información documentaria indispensable para la realización del presente estudio.

Por último, se agradece a cada una de las personas que apoyaron de una u otra forma la ejecución del estudio, esperando que se pueda motivar a más investigaciones a partir de los hallazgos encontrados en la presente investigación.

DEDICATORIA

A mi padre y madre, quienes son fuente inagotable de paciencia, fuerzas y apoyo incondicional en esta travesía de la vida.

ÍNDICE

PORTADA	i
ASESOR.....	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
DEDICATORIA	iv
ÍNDICE	v
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
ÍNDICE DE TABLAS	x
RESUMEN.....	xi
ABSTRACT	xiii
INTRODUCCIÓN.....	xv
CAPÍTULO I.....	1
1.1. Planteamiento y formulación del problema	1
1.1.1. Planteamiento del problema	1
1.1.2. Formulación del problema	4
1.2. Objetivos	5
1.2.1. Objetivo general	5
1.2.2. Objetivos específicos.....	5
1.3. Justificación e importancia.....	5
1.4. Hipótesis y variables.....	6
1.4.1. Hipótesis de investigación	6
1.4.2. Descripción de la variable.....	7
CAPÍTULO II.....	8
2.1. Antecedentes de la investigación.....	8
2.1.1. Antecedentes nacionales.....	8
2.1.2. Antecedentes internacionales.....	10
2.2. Bases teóricas	11

2.2.1.	Puentes	11
2.2.2.	Tipos de puentes de acero	12
2.2.3.	Montaje y lanzamiento de puentes:	23
2.3.	Definición de términos	29
CAPÍTULO III.....		30
3.1.	Método, tipo y nivel de la investigación.....	30
3.1.1.	Métodos de la investigación.....	30
3.1.2.	Alcance de la investigación.....	31
3.2.	Diseño de la investigación	31
3.3.	Población y muestra	31
3.4.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	31
3.5.	Técnicas de análisis y procesamiento de datos	32
CAPÍTULO IV		33
4.1.	Resultados de la investigación.....	33
4.1.1.	Aspectos generales:	33
4.2.	Configuración estructural.....	40
4.2.1.	Descripción de criterios empleados para generar la nueva propuesta de diseño de montaje y lanzamiento:.....	40
4.2.2.	Componentes estructurales para el montaje y lanzamiento de la superestructura del puente “La Eternidad”:	41
4.3.	Procedimiento de montaje y lanzamiento de la superestructura del puente “La Eternidad”:	43
4.3.1.	Procedimiento de montaje y lanzamiento:	43
4.4.	Análisis estructural y verificaciones de la superestructura del puente “La Eternidad”:	45
4.4.1.	Análisis y modelamiento de la superestructura:	45
4.4.2.	Verificaciones de la superestructura del puente para las etapas de lanzamiento:	46

4.5. Análisis y diseño de los componentes provisionales para las etapas de lanzamiento:.....	51
4.5.1. Diseño de las torres de apoyo o torres de apeo provisionales:	51
4.5.2. Diseño de la cimentación (losa de cimentación):	83
CONCLUSIONES	94
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	95
ANEXOS.....	96

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01. Superestructura del puente “La Eternidad”	2
Figura 02. Deflexión excesiva de la plataforma de la superestructura	3
Figura 03. Apoyos temporales o torres de apeo inadecuados	3
Figura 04. Procedimiento de montaje de superestructura anti técnica e inadecuada	4
Figura 05. Tipos de apoyos fijos y móviles en puentes	14
Figura 06. Sección típica de un puente tipo viga	15
Figura 07. Tipología de puentes tipo arco en acero	17
Figura 08. Estructura de los puentes atirantados	18
Figura 09. Estructura del puente tipo reticulado “La Breña”	19
Figura 10. Estructura del puente tipo viga “Chilcamayo”	20
Figura 11. Estructura del puente tipo arco “Ubikiri”	21
Figura 12. Estructura del puente tipo atirantado “Bellavista”	22
Figura 13. Estructura del puente tipo modular “Chagualito”	22
Figura 14. Tipo de lanzamiento de puente utilizando el método de cables como huella	25
Figura 15. Tipo de lanzamiento de puente utilizando el método de cables de forma aérea	26
Figura 16. Tipo de lanzamientos de puente utilizando el método de apoyos intermedios	26
Figura 17. Estructura actual construida del puente “La Eternidad”	34
Figura 18. Combinaciones de carga y factores de modificación de carga LRFD	39
Figura 19. Torre provisional de apoyo metálico para el proceso de lanzamiento de la plataforma	41
Figura 20. Planteamiento de la ubicación de las torres de apeo (Tipo 1 y Tipo 2)	42
Figura 21. Configuración inicial de lanzamiento de la superestructura del puente	44
Figura 22. Configuración final del lanzamiento de la superestructura del puente	45
Figura 23. Diagrama de fuerza axial, diagrama de momento flector y diagrama de fuerza cortante de la superestructura del puente para cargas de gravedad	46
Figura 24. Esquema de verificación de la superestructura	46
Figura 25. Deflexión máxima de la superestructura del puente en etapa de lanzamiento	47
Figura 26. Propiedades del perfil de la viga tirante para verificar su resistencia	47
Figura 27. Estructuración de las torres de apeo “Tipo 1 y Tipo 2”	51
Figura 28. Esquema de procedimiento de diseño para las torres de apoyo	52
Figura 29. Predimensionamiento de las torres de apeo “Tipo 1 y Tipo 2”	53

Figura 30. Reacción máxima en las torres de apeo para cargas de gravedad.....	54
Figura 31. Carga aplicada de la viga polín producto de la reacción de la superestructura	55
Figura 32. Diagrama de fuerza axial. Diagrama de momento factor. Diagrama de fuerza cortante de las torres de apeo para cargas de gravedad.....	55
Figura 33. Propiedades del perfil definitivo para miembros a compresión axial.....	56
Figura 34. Propiedades de perfil definitivo para miembros a tensión axial.....	59
Figura 35. Propiedades del perfil definitivo para la viga tubular rectangular.....	61
Figura 36. Propiedades del perfil definitivo para la viga polín W12 x 53.....	63
Figura 37. Perfiles definitivos para las torres de apeo “Tipo 1 y Tipo 2”.....	65
Figura 38. Propiedades de los perfiles y de la soldadura estructural para diseño.....	66
Figura 39. Conexiones totalmente soldadas de los elementos de la torre de apeo.....	74
Figura 40. Conexiones de la viga polín que compone la torre de apeo “Tipo 1”.....	75
Figura 41. Propiedades de los componentes definitivos para el diseño de la conexión de placa base y pernos de anclaje de la torre de apeo.....	76
Figura 42. Distancias de borde y espaciamiento entre pernos de anclaje ACI 318.....	80
Figura 43. Vista en planta de conexión placa base y torres de apeo.....	82
Figura 44. Detalles de la conexión de placa base y pernos de anclaje de la torre de apeo “Tipo 1”.....	83
Figura 45. Datos generales de los componentes de la cimentación para la torre de apeo	83
Figura 46. Esquema para el diseño de la cimentación.....	84
Figura 47. Resultante de cargas por gravedad “R” en ambas direcciones “Xcg, Ycg”.....	85
Figura 48. División de franjas horizontales y franjas verticales de análisis.....	86
Figura 49. Idealización estructural de la franja vertical “A”.....	87
Figura 50. Diagrama de fuerza cortante y diagrama de momento flector para la franja vertical “A”.....	87
Figura 51. Sección crítica de punzonamiento para las columnas de la torre de apeo.....	88
Figura 52. Idealización estructural de la franja horizontal “1”.....	90
Figura 53. Diagrama de fuerza cortante y diagramas de momento flector para la franja horizontal “1”.....	90
Figura 54. Sección crítica de punzonamiento para las columnas de la torre de apeo.....	91
Figura 55. Detalle en planta de la cimentación de la torre de apeo.....	93
Figura 56. Detalle de elevación de la cimentación de la torre de apeo “Tipo 1”.....	93

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 01. Capacidad portante del terreno para la fundación de los apoyos provisionales	35
Tabla 02. Carga muerta permanente unitaria de los materiales empleados y de la superestructura del puente.....	37
Tabla 03. Valores para longitud de anclaje y distancia mínima de borde por corte.....	81
Tabla 04. Solicitaciones de carga para la cimentación de la torre de apeo.....	84

RESUMEN

En la presente investigación se genera una propuesta de diseño del plan de montaje y lanzamiento de estructuras metálicas del puente La Eternidad, Provincia de Chupaca, departamento de Junín, utilizando los lineamientos del Manual del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (en adelante Manual MTC) de puentes del año 2016, donde se toma en cuenta para el diseño estructural la filosofía de los estados límites de servicio y resistencia.

Además, se emplearon criterios de montaje y lanzamiento, definición de los componentes y el procedimiento adecuado del lanzamiento de la superestructura en mención. Dentro de los criterios de montaje se propuso hacer el armado completo de la estructura metálica en terreno firme de la margen derecha del río, y dentro de los criterios de lanzamiento se evaluaron tres propuestas técnicas: 1) utilizando cables como huella, 2) cables de forma aérea y 3) apoyos intermedios. Asimismo, teniendo en cuenta que es un puente de arco reticulado tipo Pratt, la accesibilidad de la topografía y el caudal del río, se selecciona la tercera propuesta. Luego de ello, se verificó de igual manera las deflexiones máximas de la superestructura del puente y se comparó con los parámetros permisibles del Manual MTC, asimismo se verificó el diseño por cortante de la viga tirante debido a los apoyos móviles (polines) en etapa de lanzamiento.

Dentro de los componentes del lanzamiento de la superestructura se tienen dos tipos de torres de apoyo la primera torre de apeo es de 1 m x 1 m x 3.9 m (Tipo 1) y la segunda torre de apeo es de 1 m x 1 m x 2.8 m (Tipo 2). Además, se analizó la cimentación de éstos, el cual consta de una losa de cimentación para todos los apoyos metálicos, los mismos que son anclados mediante placas base y pernos de anclaje a la cimentación de concreto armado. Cabe resaltar que una de las losas de cimentación se implementó dentro del cauce del río, para lo cual se utilizó una falsa zapata para llegar al nivel del fondo del río.

Por último, se detalla el procedimiento propuesto para el lanzamiento de la superestructura el cual consta de 3 etapas y mediante apoyos intermedios ubicados simétricamente a 25 m. Estas etapas se detallan de la siguiente manera:

Primera etapa: la superestructura del puente se apoya en terreno firme y en el estribo de la margen derecha del puente, esta empieza a desplazarse hasta llegar al primer apoyo que se encuentra a 25 m.

Segunda etapa: la superestructura del puente se encuentra apoyada en la primera torre de apoyo y empieza a desplazarse hasta llegar a la segunda torre de apoyo que está ubicada a 50 m.

Tercera etapa: la superestructura del puente se encuentra apoyada en la segunda torre de apoyo y empieza a desplazarse hasta llegar a los 75 m, estribo de la margen izquierda siendo esta su posición final.

Palabras clave: plan de lanzamiento y montaje, estructuras metálicas, puente La Eternidad, manual MTC.

ABSTRACT

In the present investigation, a design proposal is generated for the plan to assemble and launch the metal structures of the La Eternidad bridge, Chupaca province, Junín department, using the guidelines of the Ministry of Transportation and Communications Manual of bridges of the year 2016, where the philosophy of the service and resistance limit states is taken into account for the structural design.

In addition, assembly and launch criteria, definition of the components and the appropriate procedure for launching the mentioned superstructure were used. Within the assembly criteria, it was proposed to complete the metallic structure on firm ground on the right bank of the river, and within the launch criteria, three technical proposals were evaluated: 1) using cables as footprint, 2) cables of aerial form and 3) intermediate supports. Likewise, considering that it is a Pratt-type reticulated arch bridge, the accessibility of the topography and the river flow, the third proposal is selected. After that, the maximum deflections of the bridge superstructure were verified in the same way and compared with the permissible parameters of the MTC Manual, also the design by shear of the tie beam was verified due to the mobile supports in the launching.

Within the components of the launch of the superstructure there are two types of support towers: the first shoring tower is 1 m x 1 m x 3.9 m (Type 1) and the second shoring tower is 1 m x 1 m x 2.8 m (Type 2). In addition, their foundation was analyzed, which consists of a foundation slab for all metal supports, which are anchored by base plates and anchor bolts to the reinforced concrete foundation. It should be noted that one of the foundation slabs was implemented within the river bed, for which a false footing was used to reach the level of the river bottom.

Finally, the proposed procedure for the launch of the superstructure is detailed, which consists of 3 stages and through intermediate supports located symmetrically at 25 m. These stages are detailed as follows.

First stage: the bridge superstructure rests on firm ground and on the abutment on the right bank of the bridge, it begins to move until it reaches the first support, which is 25 m away.

Second stage: the bridge superstructure is supported by the first support tower and begins to move until it reaches the second support tower, which is located 50 m away.

Third stage: the bridge superstructure is supported by the second support tower and begins to move until reaching 75 m, abutment on the left bank, this being its final position.

Key words: launch and assembly plan, metal structures, La Eternidad bridge, MTC Manual.

INTRODUCCIÓN

En el Perú actualmente se vienen construyendo puentes de viga de alma llena, reticulados, Box Girder (tipo cajón), tipo arco, atirantados, colgantes, modulares provisionales, peatonales, etc. Esta gran demanda es producto al desarrollo económico y social que genera a favor del país. Además, cabe resaltar que en la mayoría de expedientes técnicos de puentes se ignora detallar el correcto procedimiento de montaje y lanzamiento de la superestructura del puente, lo cual es de vital importancia para la ejecución del mismo. Siendo este un problema recurrente en todas las regiones del Perú afectando la viabilidad de los proyectos, ocasionando sobrecostos y retrasos en la ejecución de los mismos.

Por lo expuesto, la presente investigación tiene como objetivo principal generar una propuesta técnica de un plan de montaje y lanzamiento para la superestructura metálica del puente “La Eternidad – Chupaca”, asimismo definir los criterios y diseñar los componentes estructurales que se emplearan en el diseño para generar la propuesta de mejora y por último detallar el procedimiento empleado del mismo.

La presente tesis se encuentra dividida en cinco capítulos, siendo su estructura la siguiente: 1) El primer capítulo elabora el planteamiento de estudio, donde se desarrolla el planteamiento del problema, objetivos, justificación e importancia de la investigación e hipótesis; 2) El segundo capítulo trata el marco teórico y se enfoca en los antecedentes de la investigación, las bases teóricas y la definición de términos básicos; 3) En el tercer capítulo se elabora la metodología de la investigación, donde se desarrollan aspectos como: métodos de investigación, diseño de investigación, población y muestra, y técnicas de investigación e instrumento de recolección de datos; 4) El cuarto capítulo expone los resultados del tratamiento análisis de la información así con la respectiva discusión de estos. Por último, se expone las conclusiones, recomendaciones, así como las referencias bibliográficas y anexos.

El autor.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. Planteamiento y formulación del problema

1.1.1. Planteamiento del problema

El crecimiento poblacional del país motiva a la construcción de obras de infraestructura vial para la interconexión entre jurisdicciones que puedan beneficiar a la ciudadanía y generar desarrollo económico y social al país. Por ejemplo: los puentes disminuyen el tiempo de recorrido de un lugar a otro, y en conjunto con las carreteras permiten trasladar alimentos de primera necesidad entre poblaciones. Por lo mismo, urge la construcción de más infraestructura vial como carreteras, puentes, túneles, ferrocarriles, aeropuertos entre otros. El Perú tiene un déficit de infraestructura que bordea los 159 549 millones de dólares, según el Plan Nacional de Infraestructura (2016 – 2025), en el área de transportes tiene un déficit que bordea los 57 499 millones de dólares por lo mismo urge la construcción de infraestructura vial.

Debe referirse, asimismo, que constantemente la calidad de las obras de infraestructura vial ejecutadas por las diferentes instancias de gobierno es deficiente, a consecuencia de expedientes técnicos mal elaborados, incompletos o nunca respetados en muchos casos producto de la corrupción, en perjuicio directo de la población.

Dentro de los elementos que contemplan una infraestructura vial se contemplan a los básicos y a los complementarios: los elementos básicos son los pavimentos; y los complementarios son los puentes, drenajes, alcantarillas, dispositivos de seguridad y entre otros. La presente investigación se enfoca en el estudio a un elemento complementario como son los “puentes”, específicamente en el puente “La Eternidad”.

El puente materia de estudio, como se aprecia en la figura 01, surca el río Cunas en la provincia de Chupaca, el cual justamente permite el tránsito de vehículos y peatones de la provincia de Huancayo hacia la provincia de Chupaca y favorece la comercialización de productos usual entre ambas provincias.



Figura 01. Superestructura del puente “La Eternidad”.

Fuente: propia.

El reglamento de la ley de contrataciones del estado establece el contenido de un expediente técnico donde estipula que debe contener estudios básicos y específicos en función a la naturaleza de la obra a ejecutar, es así que para la materia en estudio es necesario contemplar en la ingeniería del proyecto del expediente técnico una memoria para el plan de montaje y lanzamiento de la superestructura del puente, en donde se deben detallar los cálculos correspondientes y el procedimiento correctamente detallado.

Como antecedente cabe mencionar que durante la ejecución del puente “La Eternidad” no se encontró en el expediente técnico el plan de montaje y lanzamiento de la superestructura del puente, ni el diseño del mismo.

En dicho expediente debió contemplarse el diseño de los planos del montaje y lanzamiento, los cálculos, las dimensiones, los materiales para las estructuras temporales, la monitorización estructural entre otros factores que son importantes para su ejecución.

Encontrándose esto, la empresa subcontratista elaboró la documentación técnica para realizar el trabajo de montaje y lanzamiento, teniendo dificultades debido a la mala selección de los criterios de montaje y lanzamiento, deficiente estructura provisional. En consecuencia, estos errores conllevaron a tener deflexiones exageradas, apoyos temporales inadecuados sin ningún sustento de cálculo, etc., como se puede apreciar en las figuras 02, 03 y 04.



Figura 02. Deflexión excesiva de la plataforma de la superestructura.

Fuente: Ancalayo S.A.C.



Figura 03. Apoyos temporales o torres de apeo inadecuados.

Fuente: Ancalayo S.A.C.



Figura 04. Procedimiento de montaje de superestructura anti técnica e inadecuada.

Fuente: Ancalayo S.A.C.

Un diseño técnico adecuado evitaría el gasto en procedimientos innecesarios, optimización de tiempo de ejecución del proyecto, y también minimización de riesgos estructurales en la superestructura metálica.

Por lo tanto, en función a la problemática planteada y analizando todas las evidencias mencionadas, la presente investigación propone una mejora al diseño del plan de montaje y lanzamiento de estructuras metálicas del puente “La Eternidad” de la provincia de Chupaca, departamento de Junín.

1.1.2. Formulación del problema

A) Problema general:

¿Cómo mejorar el diseño del plan de lanzamiento y montaje de estructuras metálicas del puente eternidad, provincia de Chupaca, con la finalidad de satisfacer los estados límites de servicio y resistencia que establece el Manual de Puentes MTC 2016?

B) Problemas específicos:

- ¿Qué criterios estructurales deberán tomarse en cuenta para generar una propuesta de mejora al diseño del plan de lanzamiento y montaje de estructuras metálicas?

- ¿Qué componentes estructurales se emplearán para generar la propuesta de mejora al plan de lanzamiento y montaje de estructuras metálicas?
- ¿Cuál será el procedimiento de la propuesta de mejora al plan de montaje y lanzamiento de estructuras metálicas?

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Generar una propuesta de mejora al diseño del plan de lanzamiento y montaje de estructuras metálicas del puente eternidad, provincia de Chupaca, siguiendo los lineamientos de los estados límites de servicio y resistencia del Manual de Puentes MTC 2016.

1.2.2. Objetivos específicos

- Dar a conocer los criterios estructurales que se emplearan para generar una propuesta de mejora al diseño del plan de lanzamiento y montaje de estructuras metálicas.
- Definir los componentes estructurales que se emplearan para generar la propuesta de mejora al plan de lanzamiento y montaje de estructuras metálicas.
- Detallar el procedimiento de la propuesta de mejora al plan de lanzamiento y montaje de estructuras metálicas.

1.3. Justificación e importancia

La relevancia teórica de la investigación se sustentó en un tratamiento bibliográfico minucioso de cada una de las variables. Se incidió con la recopilación de información de primera fuente, por el tratamiento profundo, especializado y

detallado de la bibliografía con las obras más recientes de publicación y los autores más destacados. Bajo esa línea se ha desarrollado las bases teóricas y el diseño de perspectivas teóricas que nos permitieron contrastar el mundo conceptual con la realidad de la unidad de análisis definida. Hay que remarcar que, si bien existe un código de diseño de puentes, gran parte de estas normas obedecen a características viales propias de otros entornos, debido a diferentes geografías, volúmenes de tráfico, entre otros factores, etc.

El estudio incidió en constituir un precedente de fácil aplicabilidad en futuras investigaciones, así también servirá de información oportuna y verídica para las empresas constructoras que realizan trabajos con puentes. De igual forma será un antecedente para futuras acciones por parte del Estado, ya que es el ente encargado de impulsar la apertura, mejoramiento y mantenimiento de las vías de dominio y uso público. De igual manera, en la investigación se evidenció la práctica recurrente e irresponsable de la mayoría de los expedientes técnicos de construcción de puentes, los cuales no consideran un plan de montaje y lanzamiento de la superestructura. Tal como se muestra en este caso, donde sólo se hace referencia a que la empresa contratista realizará el planeamiento y ejecución, y la unidad ejecutora realizará inspecciones.

Finalmente, la presente tesis basó su relevancia metodológica en el sentido de desarrollar instrumentos de medición de elaboración propia acordes a la realidad, para medir a profundidad cada una de las variables contenidas en el planteamiento del estudio. Por otro lado, el desarrollo de cada uno de los componentes del estudio se sustentó por el método científico que nos permitirá lograr los objetivos de la investigación.

1.4. Hipótesis y variables

1.4.1. Hipótesis de investigación

Por la característica del enunciado, no se ha considerado el planteamiento de la hipótesis. No toda investigación tiene que estar orientada a la prueba de hipótesis.

1.4.2. Descripción de la variable

Diseño del plan de montaje y lanzamiento:

Es el documento guía que abarca a los criterios técnicos referidos a los pasos concernientes al montaje y lanzamiento del puente. La técnica del lanzamiento consiste en realizar una serie de empujes sucesivos a la superestructura hasta llegar a su posición definitiva. A ello se añade la necesidad de construir torres de soporte que se planea que aporte en la llegada de la superestructura a su ubicación final.

A ello se añade la necesidad de construir torres de soporte que aporta en los procesos de llegada de la superestructura a su ubicación final.

El lanzamiento de estructuras se puede clasificar en función del tipo de material de la sección resistente, es decir se clasifican lanzamientos para puentes de hormigón pretensado, puentes mixtos y puentes mixtos pretensados. Una de las particularidades desde el punto de vista de equipos, costes, sistemas de empuje y aparatos de apoyo es que para estructuras pesadas son mucho menos costosas.

En tanto, el armado de la estructura del puente, se ciñe a procedimientos lógicos. Cada una de las partes serán ensambladas en forma técnica y segura conforme al diseño de los planos. Teniendo en consideración que mal maniobradas podría dañar la estructura metálica.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. Antecedentes nacionales

En la tesis titulada: “Concepción, diseño y descripción del proceso constructivo de una estructura provisional para la superestructura del puente Aynamayo”, sustentada en la Universidad Nacional de Ingeniería, en la ciudad de Lima, se planteó como objetivo general el conceptualizar un modelo para el diseño y el proceso de construcción óptimo de estructuras provisionales en la edificación de la superestructura para un puente tipo arco, empleando el método constructivo para este tipo de estructuras, de manera que sea la óptima, tomando en cuenta los factores de magnitud, desplazamiento y equipamiento aplicado en un proyecto en particular, llegando a las siguientes conclusiones ¹:

- Se determinó que resulta esencial para el diseño y planificación del proceso constructivo de una estructura para un puente en arco, el realizar un análisis de la estructura para la losa en arco y además otro análisis para la losa superior, de manera independiente. Así también, se ha determinado que el montaje de las estructuras provisionales en el proceso constructivo de los puentes en arco es un paso fundamental a tener en consideración en el proceso constructivo.

- Asimismo, observa que en base a la comparación de costos en la partida del falso puente entre el presupuesto contractual y el real ejecutado, es posible concluir que esta partida se convirtió en la de mayor incidencia del monto presupuesto, lo que determina el grado de importancia y su ajuste necesario en los análisis de costos unitarios cuando se presente una estructura de este tipo en otros proyectos de puentes de similares condiciones. De igual manera manifiesta que es importante implementar un plan de seguridad y salud ocupacional haciendo énfasis en los riesgos analizados para el montaje de las estructuras provisionales mencionadas, lo cual carecía en el proyecto.

En la tesis titulada: “Procedimientos y aplicación de Normas Internacionales en la fabricación, empalme y lanzamiento de las vigas metálicas del Puente Catarata en la Provincia de Huancasancos – Ayacucho”, sustentada en la Universidad Nacional del Callao, en la ciudad del Callao, se planteó como objetivo general el describir y explicar los procedimientos y aplicación respecto de las normas internacionales que rigen los procesos de fabricación, empalme y lanzamiento de estructuras metálicas en pro de la reducción de costos y mejora de la calidad en la construcción del puente Catarata del distrito de Carapo, Huancasancos, Ayacucho, empleando el método de aplicación de normas internacionales en las diferentes etapas de fabricación, empalme y lanzamiento de las estructuras metálicas para puente como: ASTM para determinar los materiales y pruebas mecánicas, AWS D1.5 para los controles antes, durante y después del proceso de soldadura y SSPC para el tratamiento y protección superficial llegando a las siguientes conclusiones ²:

- Se determinó de manera esencial que los sistemas normativos que reducen costos y mejora la calidad de los procedimientos de fabricación, montaje, empalme y lanzamiento de las estructuras metálicas del puente Catarata, son los ASTM, AWS D1.5 y SSPC.
- Asimismo, se concluyó que para las estructuras metálicas del puente Catarata se empleó uno de los tres métodos más usados en puentes como es el método de lanzamiento de cables como huella, procedimiento que fue seleccionado en vista a la alta crecida del río

Cuellumayo que permitió la instalación y el uso de apoyos intermedios que fue el método inicial seleccionado. De igual forma concluyó que la aplicación y cumplimiento del plan de calidad en las etapas de fabricación, montaje y lanzamiento para las vigas metálicas del puente Catarata garantizaron estructuras de calidad y durables. Se calcula que el tiempo para el primer gran mantenimiento de este puente sea en un período no menor a 15 años asimismo no considerar planes o controles de calidad habrían ocasionado gastos aproximadamente entre 5 % - 15 % del costo total del proyecto (costos de no calidad).

2.1.2. Antecedentes internacionales

En la tesis titulada: “Manual práctico para el predimensionamiento de puentes en acero y concreto, para una luz menor a 15 metros”, sustentada en la universidad San Carlos de Guatemala, en la ciudad de Guatemala, se planteó como objetivo general el dotar de conceptos elementales respecto del predimensionamiento de puentes en acero y concreto, cuyo enfoque parte de lo normado por los reglamentos AASHTO, ACI y AISC, empleando la metodología asociada a la conformación de una guía práctica dirigida al responsable del diseño y al constructor, asociada a la elección del sistema a utilizar, ya sea en acero o concreto, ampliando la información de los requisitos mínimos de construcción, normas de diseño, sistemas utilizados, muros de contención y presupuesto que conlleva a la construcción de un puente carretero con carácter aplicado, llegando a las siguientes conclusiones ³:

- Se determinó fundamentalmente que en el diseño y construcción de puentes de acero con sistema compuesto losa - acero, resulta esencial para evitar la existencia de tramos voladizos, de modo que no existe la suficiente fuerza de soporte de cargas.
- Los costos en la construcción de un puente de acero, son más altos respecto de los puentes de concreto. También se concluyó que para puentes en acero o concreto, con sistema de losa - acero no deben existir tramos en voladizo, ya que el sistema no está diseñado para soportar estas cargas.

- Así también se debe garantizar que la estructura presente una geometría necesaria para que tenga el 2 %, para el desagüe del agua pluvial.
- Finalmente, la tesis también concluyó que el costo del puente en acero es de Q-1123202,09, mientras que el de concreto es de Q.858999,95, con estos datos se puede concluir que el puente en concreto es 15 % más barato que el de acero.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Puentes

Un puente, según la definición clásica, es una obra que permite franquear un obstáculo natural o una vía de circulación terrestre, fluvial o marítima. En los puentes se distinguen, básicamente, los elementos portantes y los elementos de apoyo, estos últimos envían la carga a las cimentaciones. Al conjunto de los elementos portantes de un puente se le denomina esqueleto resistente, constituido por los portantes principales (vigas, arco) y otros elementos que sirven para repartir las cargas (nervios). Es una obra permanente que permite salvar un obstáculo natural o artificial como puede ser una vía fluvial, marítima, un valle, una vía de circulación (autopista, ruta, ferrocarril), etc. De igual forma los puentes según algunos autores son estructuras utilizadas para salvar irregularidades naturales como ríos, valles, lagos y a su vez obstáculos artificiales como vías férreas, carreteras, dando continuidad a los caminos. Los puentes son estructuras viales que tienen su trazado por encima de las superficies irregulares o accidentes geográficos presentes en la naturaleza a lo largo de proyectos viales ⁴.

2.2.1.2. Clasificación de puentes:

Los puentes podrán clasificarse bajo los siguientes criterios ⁴:

- Por el servicio que prestan: como acueductos, viaductos, peatonales, carreteros, vías férreas.
- Por el material de la superestructura: de madera, concreto armado, concreto pre esforzado, acero y sección compuesta (acero y concreto).
- Por la forma de la estructura: de losa maciza, losa aligerada, viga cajón, viga T, viga I, arco, atirantado, colgante, pórtico, reticulado.
- Por el tiempo de vida útil: definitivos y temporales.
- Por el tipo de apoyo: isostáticos e hiperestáticos.
- Por el proceso constructivo: vaciado en situ, compuesta, prefabricados y doveles.
- Por el trazo geométrico: rectos, esviado y curvo.

2.2.2. Tipos de puentes de acero

Las ventajas de la construcción con acero, en ciertos casos, convierten a este tipo de estructuras en la solución más adecuada para puentes de caminos y carreteras. Factores como la velocidad de construcción, facilidad de transporte, adaptabilidad a cambios de diseño, entre otros, son algunas de las virtudes de un puente de acero. Sin embargo, existen características inherentes a este tipo de estructuras que se deben considerar al momento de diseñarlas. Los retos que enfrentan los ingenieros estructurales al diseñar un puente de acero empiezan desde la correcta selección del tipo de material a ser usado en el puente y pasar por aspectos de diseño como el control de las deflexiones en las vigas durante la construcción, o el control de una posible falla prematura por fatiga cuando el puente está en servicio. En el caso del material a usarse en la fabricación de puentes, es primordial considerar las condiciones climáticas hostiles a las cuales están sometidas estas estructuras. Es común ver casos en los que la corrosión ha deteriorado la estructura a un punto en el cual ésta se vuelve intransitable. Debido a este limitante, desde mediados del siglo anterior se han desarrollado aceros con aleaciones que mitigan los efectos de la corrosión, aumentando la durabilidad de la estructura ⁴.

En la actualidad, el acero ASTM/A709 es el único material con notable resistencia a los agentes ambientales y que requieren un mínimo mantenimiento ⁴.

2.2.2.1. Características mecánicas de los puentes de acero:

Se señalan como características constructivas de los puentes metálicos a los siguientes ítems ⁴:

- Uniformidad: las propiedades del acero no cambian considerablemente con el tiempo.
- Alta resistencia: la alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será poco el peso de las estructuras, esto es de gran importancia en puentes de grandes claros.
- Durabilidad: las estructuras durarán de forma definitiva si tienen un adecuado mantenimiento.
- Ductilidad: es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. la naturaleza dúctil permite fluir localmente evitando fallas prematuras.
- Tenacidad: poseen resistencia y ductilidad, siendo la propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades.
- Elasticidad: se acerca más a la hipótesis de diseño debido que sigue la Ley de Hooke.
- Costo de recuperación: se los puede reutilizar como chatarra.

Ahora bien, para que las características funcionales de los puentes de acero sean plenas, se debe tener en cuenta a los tipos de apoyos, considerando que las pilas corresponden a la parte de la subestructura que soporta el tablero de la superestructura, las cuales tienen cimentación superficial o profunda a través de pilotes.

La mayoría son en concreto reforzado y de tipo muro, columnas con viga cabezal y torre metálica. Así, se presenta el tipo de apoyos fijos y móviles identificados en los estribos, encontrando que la mayoría son placas de neopreno, apoyos de rodillos y apoyos tipo balancín. Como se puede apreciar en la siguiente figura.

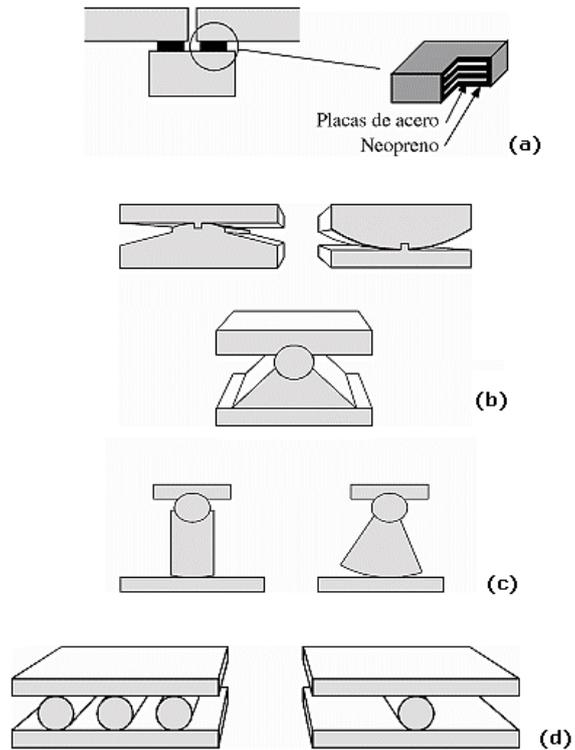


Figura 05. Tipos de apoyos fijos y móviles en puentes.

Fuente: Carrera et. al. ⁴.

2.2.2.2. Características mecánicas de los puentes de acero:

Dentro de la tipología de puentes, según Ramos ³, se tiene la siguiente clasificación:

- A. Puentes viga de alma llena: estos tipos de puentes están formados fundamentalmente por vigas horizontales de alma llena de perfil I de peralte considerable, los cuales se apoyan

en sus extremos sobre estribos o pilares. Además, presentan vigas intermedias transversales o armaduras transversales que tienen la función de arriostrar las vigas horizontales. Se recomienda utilizar este tipo de puentes a partir de los 10 m hasta los 50 m de luz. El comportamiento estructural es el siguiente: las cargas muertas (peso de la losa de concreto, peso de barandas, etc.) y las cargas vivas o móviles (vehículos) se transmiten directamente a las vigas horizontales, las cuales presentan arriostramiento intermedio en un intervalo de distancia que depende de la longitud no arriostrada del elemento en etapa de diseño. Asimismo, estas vigas horizontales transmiten sus cargas a los estribos extremos.

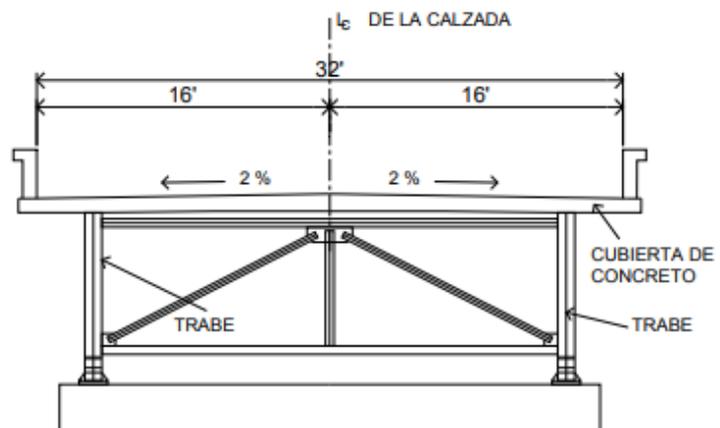


Figura 06. Sección típica de un puente tipo viga.

Fuente: Ramos ³.

- B. Puentes tipo armadura o reticulado: una armadura es una estructura reticular de barras rectas interconectadas en puntos de encuentro denominados “nudos” formando triángulos planos. Los elementos que conforman las armaduras presentan principalmente esfuerzos de tracción y compresión. El puente tipo armadura consta de un tablero o plataforma metálica, el cual está formado por un sistema de vigas horizontales y transversales. Asimismo, las vigas

horizontales denominadas vigas “tirante” actúan como brida inferior y forman conjuntamente con la brida superior y las diagonales la armadura o reticulado para cada plano del puente. Se recomienda utilizar este tipo de puentes a partir de los 50 m hasta los 90 m de luz. Su comportamiento estructural es el siguiente: las cargas muertas (peso de la losa de concreto, peso de barandas, etc.) y las cargas vivas o móviles (vehículos) se transmiten directamente a las vigas transversales de la plataforma, las mismas que transmiten dichas cargas hacia los nudos de la armadura o reticulado del puente para cada lado correspondiente. Cabe mencionar que las vigas transversales presentan esfuerzos de flexión y cortante y los elementos de la armadura presentan esfuerzos de tracción y compresión axial.

- C. Puentes colgantes: las estructuras que contienen cables fundamentalmente basan su desempeño estructural en la tensión que se ejerce en los mismos. Por lo tanto, los puentes colgantes constan de un tablero metálico en el cual las vigas transversales son sujetadas por cables verticales, los mismos que distribuyen sus cargas a los cables principales. Asimismo, estos cables están apoyados en los pilares y sujetos a las cámaras de anclaje en ambos extremos del puente. Su comportamiento estructural es el siguiente: Las cargas muertas (peso de la losa de concreto, peso de barandas, etc.) y las cargas vivas o móviles (vehículos) se transmiten directamente a las vigas transversales de la plataforma, las mismas que transmiten dichas cargas hacia los cables verticales y estos a los cables principales que están en la dirección de la luz del puente. Por último, los cables principales se apoyan en los pilares mediante apoyos deslizantes y se apoyan en las cámaras de anclaje mediante empotramiento. Cabe resaltar que este tipo de puentes pueden abarcar más de 1 km de luz.

D. Puentes tipo arco: un arco es una estructura plana constituido básicamente por una sección transversal curvada que soporta cargas que actúan sobre ella, por lo tanto, trabaja exclusivamente a esfuerzos de compresión, minimizando todos los posibles esfuerzos de flexión. Asimismo, los arcos se apoyan en soportes o estribos. Los puentes en arco constan de un tablero o plataforma metálica conformada por un sistema de vigas y unidos con péndolas al arco principal, al cual se transmiten todas las cargas del puente. Su comportamiento estructural es el siguiente: Las cargas muertas (peso de la losa de concreto, peso de barandas, etc.) y las cargas vivas o móviles (vehículos) se transmiten directamente a las vigas transversales de la plataforma, las mismas que transmiten dichas cargas hacia las vigas horizontales (denominadas como vigas tirante) las cuales están sujetadas por péndolas al arco principal quien carga todo el peso del puente. Por lo tanto, las vigas del tablero presentan esfuerzos de flexión y cortante, las péndolas presentan esfuerzos de tensión y el arco principal presenta esfuerzos de compresión. Cabe resaltar que este tipo de puentes pueden abarcar de 60 m a 150 m de luz.

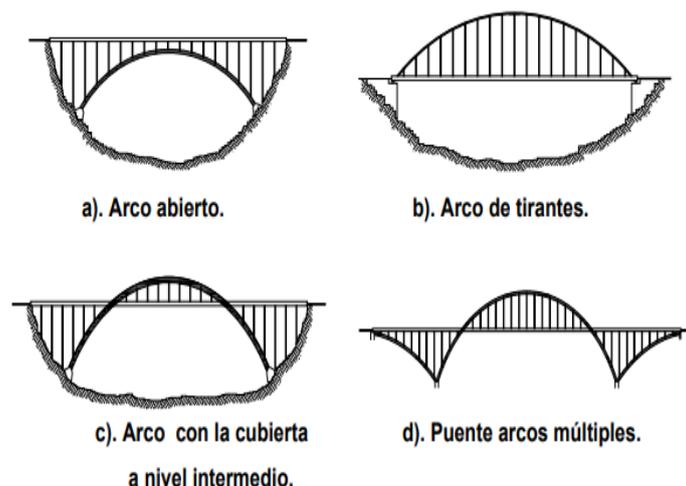


Figura 07. Tipología de puentes tipo arco en acero.

Fuente: Ramos ³.

E. Puentes atirantados: este tipo de puentes constan de una plataforma metálica conformada por un sistema de vigas transversales y horizontales, estas últimas denominadas “vigas tirante” están sujetadas por cables en varios intervalos de la viga tirante, y estos cables están sujetos en pilares de gran altura los cuales se llevan la carga de todo el puente. Se recomienda utilizar este tipo de puentes a partir de los 100 m hasta los 500 m de luz. Su comportamiento estructural es el siguiente: Las cargas muertas (peso de la losa de concreto, peso de barandas, etc.) y las cargas vivas o móviles (vehículos) se transmiten directamente a las vigas transversales de la plataforma, las mismas que transmiten dichas cargas hacia las vigas horizontales “vigas tirante” las cuales están sujetadas por cables en intervalos simétricos, y estos cables se apoyan en pilares o “pilones” de altura considerable el cual se encarga de soportar todo el peso del puente. Por lo tanto, las vigas del tablero presentan esfuerzos de flexión y cortante, y los cables presentan esfuerzos de tensión.

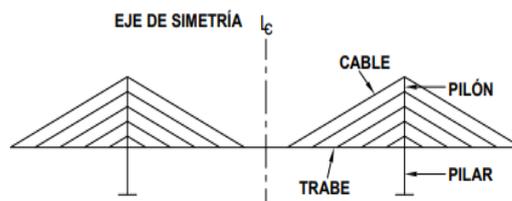


Figura 08. Estructura de los puentes atirantados.

Fuente: Ramos ³.

2.2.2.3. Tipos de puentes de acero construidos en el Perú:

Frente a las diversas necesidades y condiciones en el país se han construido puentes de distintos sistemas estructurales y en diferentes jurisdicciones, siendo los puentes más importantes los siguientes:

- Puente tipo “reticulados o armaduras”:

- Nombre : puente La Breña.
- Ubicación : Huancayo - Junín.
- Luz : 60.2 m.
- N° de vías : 2.
- Descripción estructural: este puente es de tipo reticulado o “en armadura” metálico la cual consta de una losa de concreto armado donde se aplican las cargas móviles, esta losa que esta soportada en el sistema de vigas de la plataforma con un sistema compuesto losa – acero mediante el empleo de conectores de cortante. Asimismo, las vigas horizontales denominadas “vigas tirante” forman armadura o reticulado con los elementos de la brida superior y las diagonales, en ambos lados del puente. Por lo tanto, las armaduras de ambos lados soportan todo el puente metálico.



Figura 09. Estructura del puente tipo reticulado “La Breña”.

Fuente: propia.

- Puente tipo “viga de alma llena”:

- Nombre : puente Chilcamayo.
- Ubicación : Andamarca - Concepción - Junín.
- Tipo : viga.
- Luz : 35 m.

- Vías : 1.
- Descripción estructural: este puente es de tipo viga de alma llena metálico el cual consta de 2 vigas de perfil de patín ancho W de alma llena de 35 m de luz que soportan la losa compuesta (losa – acero con conectores de corte) donde se aplican las cargas móviles. Estas vigas principales presentan arriostramiento por perfiles W espaciados simétricamente a lo largo de su luz, con la finalidad de reducir la longitud no arriestrada del perfil metálico.



Figura 10. Estructura del puente tipo viga “Chilcamayo”.

Fuente: propia.

- Puente tipo “arco”:

- Nombre : puente Ubikiri.
- Ubicación : Pichanaki - Chanchamayo - Junín.
- Tipo : arco.
- Luz : 125 m.
- Vías : 2.
- Descripción estructural: este puente es de tipo arco metálico, consiste en una plataforma metálica constituida por un sistema de vigas horizontales “vigas tirante” y vigas transversales W, las cuales resisten el peso de la losa compuesta (losa – acero con conectores de corte) la misma donde se aplican las cargas móviles.

Asimismo, se cuenta con péndolas verticales las cuales están conectadas a las vigas tirante y al arco metálico principal, y de esta manera se realiza la transferencia de carga del tablero metálico hacia el arco.



Figura 11. Estructura del puente tipo arco “Ubikiri”.

Fuente: propia.

- Puente tipo “atirantado”:
 - Nombre : puente Bellavista.
 - Ubicación : Bellavista - San Martín.
 - Tipo : atirantado.
 - Luz : 320 m.
 - Vías : 2.
 - Descripción estructural: este puente es de tipo atirantado, consiste en una plataforma metálica constituida por un sistema de vigas horizontales “vigas tirante” y vigas transversales W, las cuales resisten el peso de la losa compuesta (losa – acero con conectores de corte) la misma donde se aplican las cargas móviles. Asimismo, se conectan cables estructurales a la plataforma a lo largo de toda su longitud y a unos pilares de altura considerable los cuales resisten todo el peso del puente.



Figura 12. Estructura del puente tipo atirantado “Bellavista”.

Fuente: propia.

- Puente tipo “modulares provisionales”:

- Nombre : puente Chagualito.
- Ubicación : Pataz - La Libertad.
- Tipo : modular.
- Luz : 34.80 m.
- Vías : 1.
- Descripción estructural: este puente es de tipo modular, consisten en armaduras prefabricadas típicas en ambos lados del puente que se ensamblan en campo, estos son los que resisten el puente. La transferencia de carga a estos se realiza mediante vigas que conectan ambas armaduras, y estas vigas resisten una plataforma de acero donde se aplican las cargas móviles.



Figura 13. Estructura del puente tipo modular “Chagualito”.

Fuente: propia.

2.2.2.4. Normatividad de puentes:

Actualmente, los puentes se diseñan en general en base a las disposiciones de la Norma 173 edición AASHTO (Standard Specifications for Highway Bridges 2002 – en adelante AASHTO STANDARD), y en algunos casos con la norma AASHTO LRFD, (Bridge Design Specifications 2007, en adelante AASHTO LRFD); en las cuales se han desarrollado a lo largo de su existencia y de su vigencia, una serie de criterios, procedimientos y recomendaciones.

En la definición de la sección tipo del puente se deberá tener en cuenta parámetros tales como: lugar de emplazamiento del puente (puentes rurales o urbanos), ancho de la plataforma del camino donde se emplaza, longitud total del puente, categoría del camino (Autopista, Red Nacional, Primario, Colector, Local y Desarrollo) y el tránsito previsto para el año horizonte de diseño.

2.2.3. Montaje y lanzamiento de puentes:

2.2.3.1. Montaje de puentes:

Proceso en el cual se ubica en posición definitiva un tramo de estructura completamente pre-armada de las partes conformantes de los puentes. El montaje industrial es un desafío permanente al ingenio pues suele desarrollarse en condiciones geográficas complejas o debe conectarse con una estructura ya existente (obras civiles) y con plazos bastante restringidos por los elevados costos de inversión comprometidos. Para un óptimo desarrollo de montaje se deben tener en cuenta una serie de parámetros que influyen en el libre desarrollo del mismo. Y estos son los siguientes:

- Análisis del entorno: se refiere a factores externos a la empresa que influyen en el tiempo de pre armado y adquisición de la materia prima.
- Entorno físico: como el clima, tipo de suelo, características regionales económicas y demográficas y de infraestructura y equipamiento básico.
- Entorno legal: permisos y autorizaciones, restricciones de vehículos de carga, leyes, normas y ordenanzas, etc.
- Presupuesto: administración de los recursos ofrecidos por el contratista y gastos de obra en planta y en montaje.
- Recepción y descarga: coordina los cargues de material y la llegada del mismo al terreno de montaje; es decir lo que sale de bodega debe llegar en óptimas condiciones y la cantidad exacta al terreno de montaje.
- Ordenamiento previo al montaje: ubicación de piezas pre ensambladas en orden para no generar restricciones en el proceso de montaje.
- 2do pre-armado: consiste en unir varios elementos de una sección de la estructura.
- Montaje: proceso en el cual se ubica en posición definitiva un tramo de estructura completamente pre-armada.
- Alineamiento: la linealidad y la homogeneidad de la estructura deben ser correctas, pues puede que exista un proceso civil o arquitectónico futuro que se obstaculice por fallas en el montaje de la estructura.

2.2.3.2. Lanzamiento de puentes:

Es el método habitual para puentes de todo tipo, en los que no es posible o es demasiado caro elevarlos con la grúa móvil ya sea por su peso o por el acceso de estos equipos a la zona, el lanzamiento representa la alternativa más práctica. Con el lanzamiento el puente se monta a un lado del obstáculo y mediante rodillos es aproximado hasta el borde del estribo para

que luego mediante uno de los tipos de lanzamiento (utilizando cables como huella, con apoyos intermedios, con cables aéreos) quede ubicado en su posición final, es decir entre sus estribos.

La determinación de una de las formas de lanzamiento dependerá de las condiciones del lugar, costo y seguridad. Dentro de los tipos de lanzamiento de puentes metálicos, se pueden mencionar a continuación los siguientes tipos:

- Utilizando cables como huella: este método consiste en construir dos senderos o tres senderos dependiendo del número de vigas que conforman el puente por hileras de cables cada uno de 2,3, 4, o 5 dependiendo del peso de la estructura para que sea utilizado como huella o camino al momento que es arrastrado del estribo opuesto. Para esto, las estructuras son arriostradas entre sí y el conjunto es el que se arrastra por los cables. Como se puede apreciar en la siguiente figura.



Figura 14. Tipo de lanzamiento de puente utilizando el método de cables como huella.

Fuente: propia.

- Utilizando cables de forma aérea: para este método, se necesita la construcción de 02 pórticos generalmente ubicados en cada uno de los estribos por los cuales se

tenderán cables de acero los cuales serán anclados en unas cámaras de cimentación detrás de los pórticos. Terminado estas operaciones las vigas son maniobradas independientemente hasta su posición en los estribos, como se puede apreciar en la figura siguiente.



Figura 15. Tipo de lanzamiento de puente utilizando el método de cables de forma aérea.

Fuente: propia.

- Utilización de apoyos intermedios: para emplear este método se construyen pórticos intermedios que, dependiendo de la luz de la estructura, según los cálculos realizados previamente, los cuales se ubican entre los estribos para servir como apoyos intermedios, en este caso las estructuras son lanzadas en su conjunto. Como se puede apreciar en la siguiente figura.



Figura 16. Tipo de lanzamientos de puente utilizando el método de apoyos intermedios.

Fuente: propia.

2.2.3.3. Consideraciones generales para el montaje y lanzamiento de estructuras metálicas para puentes:

- Descripción del sistema de construcción metálica: A partir de materiales de producción industrial o materiales primarios, el metal se fabrica en el taller o en curso, de acuerdo con las condiciones del proyecto. A partir de planchas, perfiles abiertos, tubos estructurales, laminados, electrosoldados, se elaboran, basándose en patrones detallados, piezas que forman la columna vertebral que puede soportar las condiciones de servicio predeterminadas por ingenieros diseñadores. Los productos mencionados se combinan en cada diseño para configurar la estructura utilizando el espacio de trabajo o las condiciones de campo. Las conexiones más comunes son soldaduras, remaches y tornillos.
- Equipo necesario para la ejecución: en un sitio de fabricación de los ensamblajes metálicos requeridos, los pasos más importantes de trazado, corte, doblado, ensamblaje, soldadura, remachado, galvanizado y pintura, antes del lanzamiento de las piezas, sitio de ensamblaje. En el trabajo, las operaciones típicas de ensamblaje son apuestas, levantamiento, unión y nivelación, haciendo conexiones.
- Características de los materiales empleados: en ese ítem, por ser más comunes, se incluyen perfiles y planchas en acero ASTM A-36, con 36 ksi de límite de fluencia. Igualmente se utilizan perfiles estructurales en acero ASTM A-572, grado 50, con 50 ksi. Para conjuntos de perfiles de acero formados en frío con lámina delgada, crecientemente utilizados en edificaciones de pequeña y mediana altura, se utilizan aceros de Grado o "Esfuerzo de Fluencia" A-33 ($F_y = 33$ ksi) y A-50 ($F_y = 50$ ksi). Por lo general, se utilizan la fabricación y el ensamblaje de electrodos de soldadura de los tipos de procesos SMAW E60XX y E70XX

correspondientes, y se utilizan aplicaciones sencillas de equipos con una resistencia superior en la unión de los materiales. Las condiciones especiales para las clases de soldadura son adecuadas para altas tensiones, que requieren un diseño detallado apropiado de las juntas antes de la definición de los procedimientos de soldadura y el uso de equipos especiales para su aplicación. La tecnología de soldadura define el mandato para la confiabilidad de tales organizaciones. Los planes de garantía de calidad, que son comunes en los fabricantes más establecidos, prestan una atención favorable a este aspecto tanto en la fabricación como en el montaje.

- Comportamiento estructural del acero: las estructuras metálicas, debido a su bajo peso y por su material, son muy efectivas en condiciones de luz amplia. Sin embargo, se deben verificar la compacidad de sus miembros porque la estabilidad lateral debida al fenómeno de pandeo es muy importante dada la sección transversa reducida de los perfiles metálicos. Además, otro parámetro importante es el control de la vibración para dar condiciones aceptables por servicio, por lo que se requiere que los entresijos cumplan ciertas condiciones de rigidez. Ahora, las secciones compuestas de acero son muy efectivas cuando se utiliza la resistencia a la compresión de este último material. Esto sucede en las columnas de los cajones, llenas de concreto y en los juegos de vigas con contactos que cortan las tablas del piso en concreto reforzado. Una característica importante del acero es su alta ductilidad, característica que permite deformaciones importantes en el área inelástica sin llegar a la fractura. Esto significa que la estructura de acero tiene una alta capacidad para absorber y disipar energía, lo que proporciona mejores condiciones de resistencia y durabilidad en ciclos repetidos de carga.

2.3. Definición de términos

- **Diseño del plan de montaje y lanzamiento:** es el documento guía que delineará los criterios técnicos referidos a los pasos concernientes al lanzamiento y montaje de la estructura metálica del puente. La técnica del lanzamiento consiste en realizar una serie de empujes sucesivos a la superestructura hasta llegar a su posición definitiva. A ello se añade la necesidad de construir torres de soporte que facilitarán la llegada de la superestructura a su ubicación final.
- **Estructuras contraventeadas:** son aquellas donde se utilizan elementos estructurales diagonales para rigidizar los marcos principales con la finalidad de minimizar los desplazamientos y deformaciones ante cargas laterales.
- **Polines deslizantes o apoyos móviles:** son elementos de característica giratoria ubicados en la parte superior de los estribos y de las torres de apoyo, los cuales permiten el desplazamiento de toda la superestructura del puente en las etapas de lanzamiento.
- **Puente:** es una estructura reticular que facilita aquellas actividades que pudieran encontrar dificultad para sortear un obstáculo natural o una vía de circulación terrestre o marina.
- **Puentes metálicos:** son aquellos puentes donde todos los elementos estructurales que componen la superestructura, es decir, la plataforma y la estructura principal son de acero estructural o metálicos.
- **Sub - estructura:** es la estructura superior de la mayoría de puentes, es decir es la parte de la estructura que está por encima de los soportes del puente. Los elementos que lo constituyen soportan las cargas directas móviles del puente, tales como la plataforma y la estructura principal del puente.
- **Superestructura:** por lo general, ésta se encuentra por debajo del nivel del suelo, pero en el tema de puentes vienen a ser aquellos elementos que brindan soporte al puente, es decir, “los estribos”. Muchas veces se hacen usos de elementos profundos como “pilotes”, con el fin de encontrar un mejor perfil de suelo para cimentar el puente.
- **Torres de apoyo (“Torres de Apeo”):** en el proceso de lanzamiento de puentes metálicos, se les conoce así a las estructuras provisionales de soporte ubicadas a lo largo de la luz del puente, los cuales facilitan el proceso de lanzamiento de la superestructura metálica utilizando cualquier método.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. Método, tipo y nivel de la investigación

La presente es una investigación aplicada, porque busca conocer, actuar, construir y modificar una determinada realidad problemática: el diseño del montaje del Puente Eternidad ubicado en la Provincia de Chupaca, Junín. Además, porque la presente tesis está más interesada en la aplicación inmediata sobre una problemática, antes que el desarrollo de un conocimiento de valor universal teórico.

De acuerdo a la metodología para demostrar la hipótesis: la presente es una investigación descriptiva, porque investigar y determinar las propiedades y características más representativas del objeto de estudio. Además, otra característica de este tipo de investigaciones, y por la que la utilizaremos, es la de seleccionar las características fundamentales del objeto de estudio y su descripción detallada de las partes.

3.1.1. Métodos de la investigación

El método científico, que consiste en formular cuestiones o problemas sobre la realidad, con base en la observación de la realidad y la teoría ya existentes, en anticipar soluciones a estos problemas y en contrastarlas o verificar con la misma realidad estas soluciones a los problemas, mediante la observación de los hechos que ofrezca, la clasificación de ellos y su análisis.

3.1.2. Alcance de la investigación

La presente, como estudio de caso, tiene como su alcance el hecho de estudiar una realidad determinada: montaje y lanzamiento del Puente Eternidad, ubicado en la provincia de Chupaca, Junín.

3.2. Diseño de la investigación

El diseño que se utilizará en la presente investigación es una de tipo no experimental, porque se basará en la obtención de información sin manipular los valores de las variables, es decir, tal y como se manifiestan en la realidad. Cuando el investigador se limita a observar los acontecimientos sin intervenir en los mismos entonces se desarrolla una investigación no experimental, de manera que nuestra tesis se ajusta a dichos lineamientos porque no pretendemos modificar deliberada e intencionalmente las variables, sino, estudiar y analizar el diseño del montaje y lanzamiento del puente “La Eternidad – Chupaca”.

3.3. Población y muestra

La presente por constituir un estudio de caso, no estima estudiar una determinada población, y en consecuencia tampoco obtener una muestra; de acuerdo a los criterios metodológicos de las investigaciones que estudian un contexto o realidad particular.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Las técnicas de investigación que se aplicaron corresponden al análisis documental y la observación. El análisis documental, es: “una forma de investigación técnica, un conjunto de operaciones intelectuales, que buscan describir y representar los documentos de forma unificada sistemática para facilitar su recuperación”⁵.

La observación “es un proceso cuya función primera e inmediata es recoger información sobre el objeto que se toma en consideración. Esta recogida implica una actividad de codificación: la información bruta seleccionada se traduce mediante un código para ser transmitida a alguien (uno mismo u otros) ⁶.

3.5. Técnicas de análisis y procesamiento de datos

Para realizar las verificaciones de la superestructura del puente en las etapas de lanzamiento considerando sólo cargas de gravedad, se ha realizado el modelo matemático utilizando el programa “SAP.2000 V19.0.”.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Resultados de la investigación

En este capítulo se desarrolla la memoria de cálculo estructural de la nueva propuesta del plan de lanzamiento y montaje de estructuras metálicas del puente “La Eternidad”. Para lo cual, se realizó el diseño basado en los estados límites de servicio y de resistencia acorde al Manual MTC de Puentes 2016 y la Norma E.090, de todos los componentes y de la superestructura del proyecto de la tesis en mención.

4.1.1. Aspectos generales:

4.1.1.1. Ubicación y características del puente:

El puente “La Eternidad” queda ubicado sobre el río Cunas, en la provincia de Chupaca, región Junín. Las coordenadas UTM aproximadas de la zona donde se encuentra localizada esta estructura son.

- 8667100 N.
- 470400 E.
- El área del proyecto es aproximadamente de 900 m².

El puente “La Eternidad” tiene 75.00 m de longitud entre ejes de apoyos de estribos y un esviamiento de 30° en planta. La superestructura es de tipo arco atirantado con péndolas tubulares; de doble vía, los cuales han sido diseñados y evaluados para la sobrecarga vehicular HL93. Las características principales del puente son las siguientes:

- Longitud : 75.00 m.
- Esviamiento : 30°.
- Número de tramos : 1.
- Tipo : arco reticulado tipo Warren.
- Nº de vías : 2.
- Ancho total de tablero : 9600 mm
- Ancho de rodadura : 720 mm
- Veredas : 2 de 1200 mm



Figura 17. Estructura actual construida del puente “La Eternidad”.

Fuente: propia.

4.1.1.2. Estudio de mecánica de suelos (EMS):

El estudio de mecánica de suelos (EMS) para la nueva propuesta del plan de lanzamiento y montaje de estructuras metálicas del puente “La Eternidad”, lo realizó la empresa especialista en geotecnia “GBO INGENIERO CONSULTORES S.A.C”. Para lo cual, se realizaron 3 calicatas las cuales tienen resultados geotécnicos muy idénticos. Por lo tanto, los datos más importantes y necesarios para el diseño de las estructuras provisionales que componen el plan de lanzamiento de la superestructura del puente son:

a) Capacidad portante del terreno:

Tabla 01. *Capacidad portante del terreno para la fundación de los apoyos provisionales.*

CALICATA	Nº1	Nº2	Nº3
Capacidad portante (kg/cm ²)	2.13	2.06	2.10

Fuente: EMS “La Eternidad”, sección de anexos.

Por lo tanto, la cimentación se asocia con la menor capacidad portante del terreno, es decir con la más crítica la cual es 2.06 kg/cm². Todos los ensayos y resultados correspondientes al EMS se pueden visualizar en los anexos de la presente tesis.

4.1.1.3. Normas empleadas:

Para los presentes cálculos y diseños de las estructuras que componen la nueva propuesta del plan de lanzamiento y montaje de estructuras metálicas del puente “La Eternidad” se han empleado las siguientes normas técnicas peruanas:

- Norma técnica E-020 – Cargas.
- Norma técnica E-050 – Suelos y Cimentaciones.
- Norma técnica E-060 – Concreto Armado.
- Norma técnica E-090 – Estructuras Metálicas.

Para las verificaciones de la superestructura del puente de estructura metálica, se tomó como referencia:

- El Manual de Puentes 2016 – Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

Complementariamente se utilizaron las siguientes normativas americanas de diseño:

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2007.
- Steel Construction Manual 14th Edition – American Institute of Steel Construction (AISC).

4.1.1.4. Especificaciones técnicas de los materiales empleados para los componentes del plan de lanzamiento:

Las propiedades mecánicas de los materiales empleados son:

- Acero estructural:
 - Perfil W12X53: A-36 con esfuerzo de fluencia de $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (36 ksi).
 - Perfil Tubular Cuadrado 4X4X6mm: A-36 con esfuerzo de fluencia de $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (36 ksi).
 - Perfil Tubular Rectangular 8X4X9mm: A-50 con esfuerzo de fluencia de $F_y = 3514 \text{ kg/cm}^2$ (50 ksi).
 - Módulo de elasticidad: $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (29000 ksi).

Para elegir los perfiles metálicos, de acuerdo a lo que ofrece el mercado, se recurrió al catálogo de perfiles de las empresas “TUBISA S.A.C.” y “FIERRO TRADI S.A”.

- Concreto armado:
 - Losa de cimentación: resistencia a la compresión $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (3 ksi).

- Módulo de elasticidad: $E = 15000 \sqrt{F'c} \Rightarrow 15000 \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero de refuerzo grado 60: esfuerzo de fluencia de $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (60 ksi).
- Pernos de anclaje de alta resistencia:
 - Entre placa base y losa de cimentación: ASTM A325 - $F_u = 120 \text{ ksi}$ (8434 kg/cm^2).
- Soldadura estructural:
 - Soldadura de proceso SMAW AWS E70 - XX.

Después del montaje la estructura metálica debe ser pintada con pintura epoxica y acabado poliuretano.

4.1.1.5. Cargas de diseño:

Debido a que se va analizar el montaje y lanzamiento de la superestructura del puente, la única carga a ser considerada para el análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales provisionales, es la carga muerta (CM o D) debida al peso propio de la superestructura del puente y de los elementos que componen las estructuras provisionales o torres de apeo. Por lo tanto, se consideran los siguientes valores para la carga muerta nominal (CM o D).

Tabla 02. *Carga muerta permanente unitaria de los materiales empleados y de la superestructura del puente.*

Material o elemento	Peso unitario
Acero estructural	7850 kg/m^3 (7.85 ton/m^3)

Concreto armado	2400 kg/m ³ (2.40 ton/m ³)
Peso de la superestructura del puente	192800 kg (192.80 ton)

Fuente: propia.

4.1.1.6. Método de cálculo:

En general, el cálculo de esfuerzos y deformaciones para los distintos estados de carga y sus combinaciones, se ha realizado utilizando modelos estructurales tridimensionales elaborados en software especializado para el análisis estructural, los cuales se han verificado y evaluado por medio de hojas de cálculo. Para el análisis de las estructuras que componen la nueva propuesta del plan de lanzamiento y montaje de estructuras metálicas del puente “La Eternidad” y para realizar las verificaciones de la superestructura del puente se ha empleado el programa de cómputo especializado en estructuras “SAP.2000 V19.0.”, mediante un modelo de barras (modelo de elementos frame) tridimensional. Para el diseño manual de los elementos estructurales se han empleado hojas de cálculo mediante el programa “Excel 2013”.

4.1.1.7. Filosofía de diseño:

La filosofía de diseño empleada para diseñar los diferentes elementos estructurales por condiciones de resistencia se realizará mediante el método “Load and Resistance Factor Design (LRFD)”. Para lo cual se debe cumplir la siguiente expresión.

$$Resistencia\ Requerida \leq Resistencia\ de\ Diseño$$

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

- R_n = resistencia nominal (del elemento estructural bajo consideración).
- ϕ = factor de reducción de resistencia correspondiente a R_n (es decir multiplican a R_n).
- ϕR_n = resistencia de diseño (del elemento estructural bajo consideración).
- $R_u = \sum \gamma_i Q_i$ = resistencia requerida por combinaciones de carga bajo cargas factorizadas LRFD (del elemento estructural bajo consideración) o suma de los efectos de las cargas factorizadas (fuerzas o momentos).

Los factores de reducción de resistencia para el diseño de los elementos en acero estructural para nuestro caso, son:

- $\phi_b = 0.90$ Flexión.
- $\phi_v = 1.0$ Cortante.
- $\phi_c = 0.90$ Compresión.
- $\phi_t = 0.90$ Tracción o tensión (fluencia).
- $\phi_t = 0.75$ Tracción o tensión (fractura).
- $\phi = 0.75$ Cortante de soldadura de filete.

Los factores de reducción de resistencia para el diseño de los elementos en concreto armado para nuestro caso, son:

- $\phi = 0.90$ Flexión.
- $\phi = 0.85$ Cortante.

Los factores de modificación de carga para las diferentes combinaciones de carga para el método LRFD se pueden apreciar en la figura siguiente.

$1,4D$	(1.4 -1)
$1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(1.4 -2)
$1,2D + 1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0,5L \text{ ó } 0,8W)$	(1.4 -3)
$1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(1.4 -4)
$1,2D \pm 1,0E + 0,5L + 0,2S$	(1.4 -5)
$0,9D \pm (1,3W \text{ ó } 1,0E)$	(1.4 -6)

Figura 18. Combinaciones de carga y factores de modificación de carga LRFD.

Fuente: Norma E.090 - RNE.

De acuerdo a las cargas de diseño definidas para el proyecto en mención, la combinación de carga según el método *LRFD* a utilizar para los diseños estructurales, es:

- 1.4 D.

La filosofía de diseño por condiciones de servicio se asocia al método Allowable Strength Design (ASD), donde se da la combinación de carga según el método ASD a utilizar, el cual es:

- D.

4.2. Configuración estructural

4.2.1. Descripción de criterios empleados para generar la nueva propuesta de diseño de montaje y lanzamiento:

La presente investigación propone el plan de montaje y lanzamiento de estructuras metálicas del puente “La Eternidad”, el cual se realizó tomando los siguientes criterios:

- a) Criterios de montaje: se propone hacer el montaje de toda la estructura metálica del puente en la margen derecha del río, debido a que este se realizaría en terreno firme ayudaría a ser más precisos en los alineamientos verticales y horizontales, aumentaría el rendimiento de armado, aumentaría el rendimiento en soldeo y disminuiría la capacidad de la grúa emplear por lo cual optimizaríamos el tiempo el montaje.
- b) Criterios de lanzamiento: se tomaron en cuenta tres tipos de lanzamientos:
 - Utilizando cables como huella.
 - Utilizando cables de forma aérea.
 - Utilizando apoyos intermedios.

Tomando en cuenta que es un puente de arco reticulado tipo Pratt, la accesibilidad de la topografía y el caudal del río se selecciona y se

define el tipo de lanzamiento en este caso elegimos el tercer tipo de lanzamiento utilizando apoyos intermedios el cual nos brinda mayor seguridad que los otros tipos debido a que la estructura en todas las etapas de lanzamiento se encontrara apoyada en 6 apoyos como mínimo.

4.2.2. Componentes estructurales para el montaje y lanzamiento de la superestructura del puente “La Eternidad”:

Se consideran los siguientes componentes:

- 4 torres de apeo (o conocidas como “torres de apoyo”) en total para todo el lanzamiento del puente, ubicadas 2 torres en cada lado o margen del puente a cada 25 m simétricamente a lo largo de toda la longitud del puente $L = 75$ m. Como se puede apreciar en la siguiente figura.



Figura 19. Torre provisional de apoyo metálico para el proceso de lanzamiento de la plataforma.

Fuente: propia.

- Se están definiendo 2 tipos de torres de apeo de acuerdo a sus características geométricas, estructurales y tipo de cimentación, las cuales se deben a la ubicación en la que se encuentran dentro del ancho del cauce del río. La primera torre de apeo es de 1 m x 1 m x 3.9 m (Tipo 1) y la segunda torre de apeo es de 1 m x 1 m x 2.8 m (Tipo 2). Una torre de apeo de cada tipo estará ubicada en un lado o margen del puente y la otra torre de apeo de cada tipo estará ubicado en el otro lado o margen del puente (es decir en cada lado o margen habrá 2 torres de apeo, 1 torre de apeo de cada tipo).

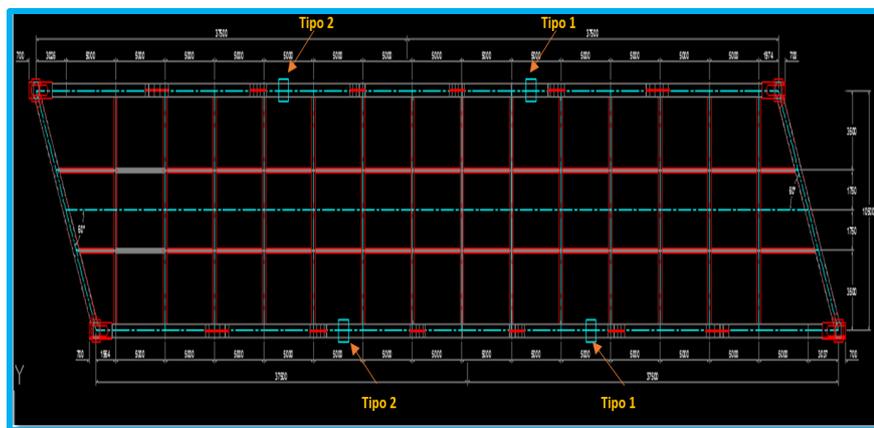


Figura 20. Planteamiento de la ubicación de las torres de apeo (Tipo 1 y Tipo 2).

Fuente: propia.

- La cimentación definida para las estructuras provisionales que en este caso vendrían a ser ambos tipos de torres de apeo, consta de una losa de cimentación para todos los apoyos metálicos los cuales son anclados mediante placas base y pernos de anclaje a la cimentación de concreto armado. La cimentación de la torre de apeo de 1 m x 1 m x 3.9 m (Tipo 1) alcanza el nivel del fondo del río, debido a que esta torre se encuentra ubicada dentro del ancho del cauce del río, por lo tanto, tiene un peralte considerable, lo cual hace necesario utilizar una falsa zapata o subzapata para llegar al nivel de fundación. A diferencia de la cimentación de la torre de apeo de 1 m x 1 m x 2.8 m (Tipo 2) que se encuentra en la orilla del río, por lo tanto, su cimentación se ubica desde el nivel de terreno natural y con un peralte mínimo necesario acorde al diseño.

- Se deben emplear apoyos deslizantes (polines) para soportar y desplazar toda la superestructura del puente durante todo el lanzamiento, estos estarán ubicados desde la posición inicial para apoyar el puente desde el nivel de terreno natural, y para todas las etapas de lanzamiento existirá un polín en cada apoyo, es decir, existirá un polín por encima de cada torre de apeo propuesta para ambos lados o márgenes del puente los cuales se apoyarán en una viga de perfil W, además también se ubicará un polín encima de cada estribo donde se apoyará en su posición final el puente y en ambos lados o márgenes del puente.

4.3. Procedimiento de montaje y lanzamiento de la superestructura del puente “La Eternidad”:

4.3.1. Procedimiento de montaje y lanzamiento:

El plan de montaje y lanzamiento de la superestructura del puente “La Eternidad” se estructuró siguiendo el procedimiento a continuación:

- a) Procedimiento del montaje: se propone hacer el montaje de toda la estructura metálica del puente en la margen derecha del río, debido a que este se realizaría en terreno firme ayudaría a ser más precisos en los alineamientos verticales y horizontales, aumentaría el rendimiento del armado, aumentaría el rendimiento en soldadura y disminuiría la capacidad de la grúa emplear por lo cual optimizaríamos el tiempo el montaje. Además, se propone realizar el montaje de la totalidad de elementos metálicos de la superestructura del puente.
- b) Procedimiento del lanzamiento:
 - Posición final: se está considerando la superestructura del puente apoyada en cuatro polines distanciados a cada 25 m simétricamente a lo largo de toda la longitud del puente $L = 75$ m,

además se está considerando un polín adicional a 10 m de la parte posterior de la superestructura. Los tres primeros polines están apoyados en el nivel de terreno natural, mientras el que último polín está apoyado en el estribo inicial.

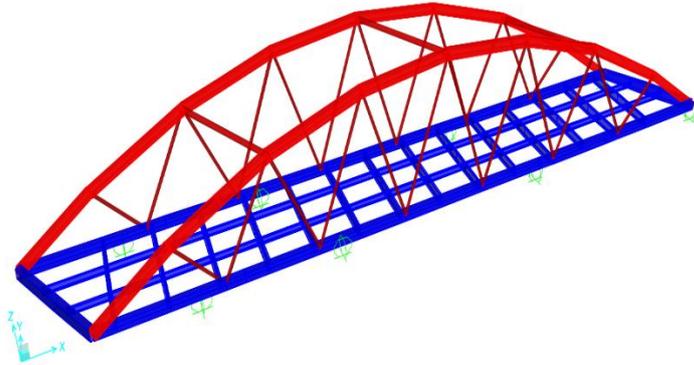


Figura 21. Configuración inicial de lanzamiento de la superestructura del puente.

Fuente: propia.

- Primera etapa: en esta etapa la superestructura del puente se apoya también en cuatro polines distanciados a cada 25 m simétricamente a lo largo de toda la longitud del puente $L = 75$ m. Los dos primeros polines se apoyan en el nivel de terreno natural, el siguiente polín se apoya en el estribo inicial del puente y el último polín se apoya en la 1ra torre de apeo.
- Segunda etapa: en esta etapa la superestructura del puente se apoya también en cuatro polines distanciados a cada 25 m simétricamente a lo largo de toda la longitud del puente $L = 75$ m. El primer polín se apoya en el nivel de terreno natural, el siguiente polín se apoya en el estribo inicial del puente y los dos últimos polines se apoyan en la 1ra y 2da torre de apeo.
- Tercera etapa: en esta etapa la superestructura del puente se apoya también en cuatro polines distanciados a cada 25 m simétricamente a lo largo de toda la longitud del puente $L = 75$ m. El primer polín se apoya en el estribo inicial del puente, los dos siguientes polines se apoyan en la 1ra y 2da torre de apeo y el último polín se apoya en el estribo final del puente.

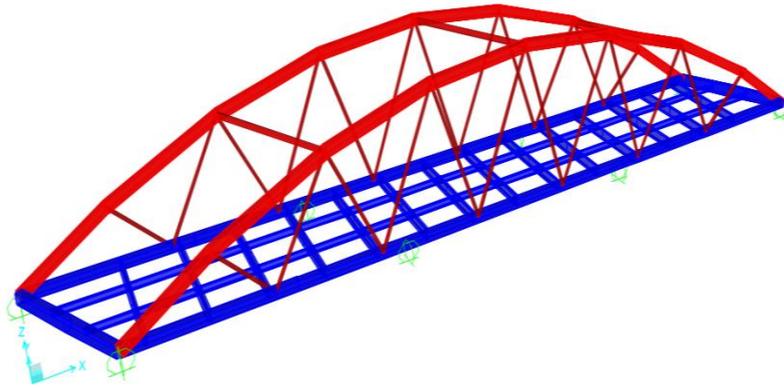


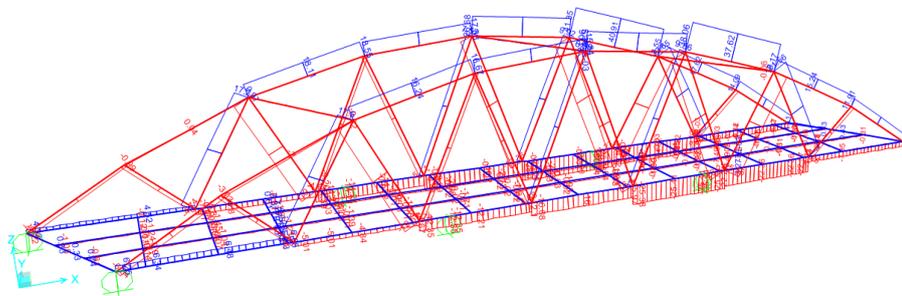
Figura 22. Configuración final del lanzamiento de la superestructura del puente.

Fuente: propia.

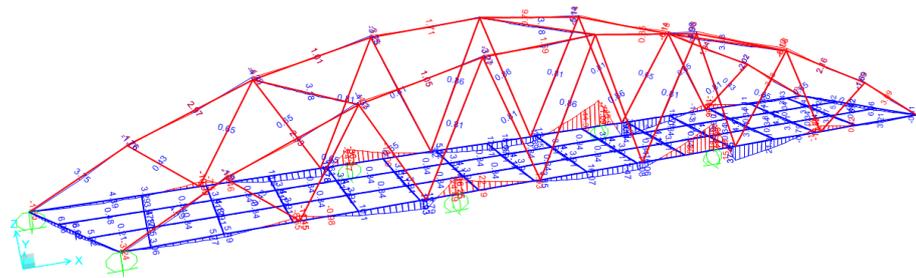
4.4. Análisis estructural y verificaciones de la superestructura del puente “La Eternidad”:

4.4.1. Análisis y modelamiento de la superestructura:

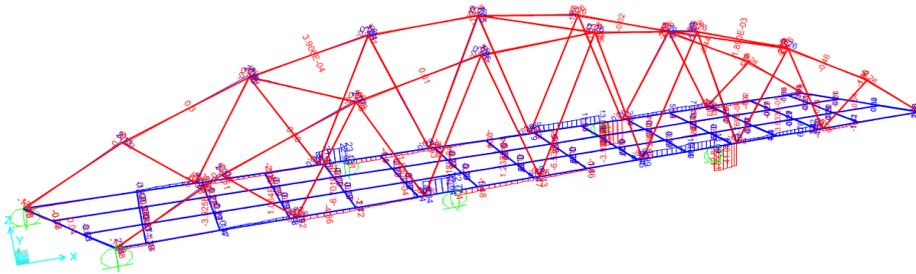
Para realizar las verificaciones de la superestructura del puente en las etapas de lanzamiento considerando sólo cargas de gravedad, se ha realizado el modelo matemático utilizando el programa “SAP.2000 V19.0.” analizando el volado más crítico el cual tiene una luz de 25 m, y esto se da cuando la superestructura está a punto de llegar al último apoyo. Ahí se dan los mayores esfuerzos de momento y cortante que debe resistir la viga tirante de la superestructura del puente para efectos de lanzamiento.



Axial



Momento



Cortante máxima

Figura 23. Diagrama de fuerza axial, diagrama de momento flector y diagrama de fuerza cortante de la superestructura del puente para cargas de gravedad.

Fuente: propia.

4.4.2. Verificaciones de la superestructura del puente para las etapas de lanzamiento:

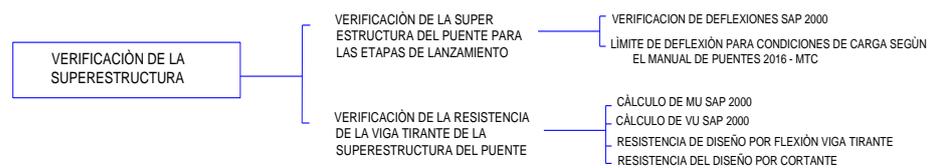
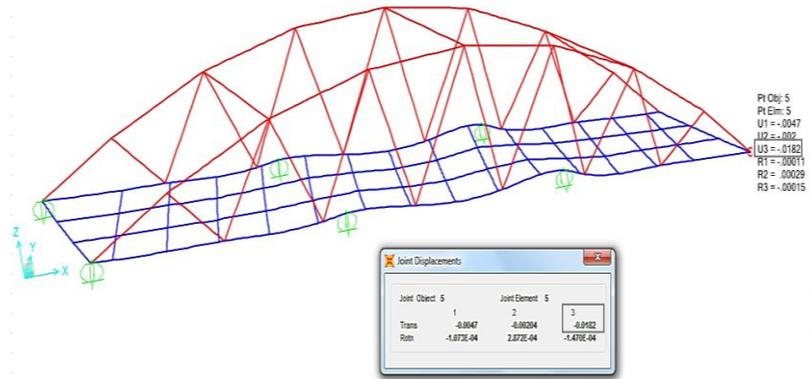


Figura 24. Esquema de verificación de la superestructura.

Fuente: propia.

4.4.2.1. Verificación de deflexiones en etapa de lanzamiento:

Deflexión vertical máxima de la superestructura del puente “La Eternidad” en la etapa de lanzamiento según el programa SAP.2000.



$$\Delta CM = 0.0182 \text{ m} \approx 1.82 \text{ cm}$$

Figura 25. Deflexión máxima de la superestructura del puente en etapa de lanzamiento.

Fuente: propia.

Límites de deflexión para condiciones de carga según el “Manual de Puentes 2016 – MTC” (como al momento del lanzamiento del puente no debe existir aun tráfico peatonal se está considerando para la condición “para tableros sin tráfico peatonal).

$$\text{Para CM: } \frac{L}{800} \geq \Delta CM \Rightarrow \frac{25.00 \text{ m}}{800} = 0.0313 \text{ m} \approx 3.13 \text{ cm} \\ \geq 1.82 \text{ cm (OK CUMPLE)}$$

4.4.2.2. Verificación de la resistencia de la viga tirante de la superestructura del puente en etapa de lanzamiento:

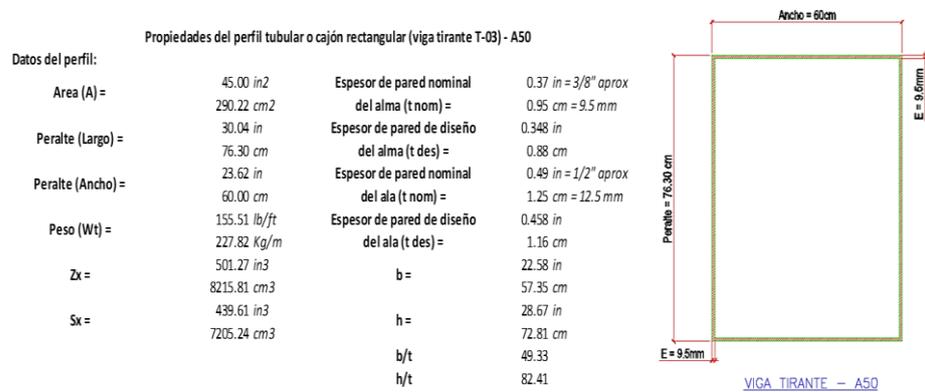


Figura 26. Propiedades del perfil de la viga tirante para verificar su resistencia.

Fuente: propia.

- Análisis estructural: del programa SAP.2000 se obtienen los momentos flectores máximos y fuerzas cortantes máximas “Mu” y “Vu” de la combinación gobernante que para este caso es la combinación “1.4 CM”.

$$Mu \text{ max} = 95.82 \text{ ton} \times \text{m} \approx 694.32 \text{ kip} \times \text{ft}$$

$$Vu \text{ max} = 60.21 \text{ ton} \approx 132.75 \text{ kips}$$

- Resistencia de diseño: verificación de razón ancho – espesor del perfil de acero para componentes en compresión de secciones en flexión:

Alas de sección tubular:

$$\lambda = \frac{b}{t} = 49.33 ; \lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 26.97 ; \lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.72$$

$$\therefore \lambda > \lambda_r \text{ (Alas esbeltas para } F_y = 50 \text{ ksi)}$$

Almas de sección tubular:

$$\lambda = \frac{h}{t} = 82.41 ; \lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 58.28 ; \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 137.27$$

$$\therefore \lambda_p < \lambda < \lambda_r \text{ (Almas no compactas para } F_y = 50 \text{ ksi)}$$

Por lo tanto, el perfil tubular rectangular tiene alas esbeltas y almas no compactas para $F_y = 50$ ksi. De modo que al considerarse la viga de sección tubular un perfil con alas esbeltas y con almas no compactas, la resistencia de diseño por flexión deberá ser la menor resistencia entre los estados límites de pandeo local del ala y pandeo local del alma, y estas resistencias son:

- Pandeo local del ala (para alas esbeltas):

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y S_e \leq \phi_b M_p ; \text{ donde } \phi_b = 0.9 ; S_e = \text{módulo de sección efectiva para un ancho "be".}$$

$$S_e = \frac{I}{C} ; b_e = 1.92 t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{b} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b$$

$$b_e = 1.92 (1.16 \text{ cm}) \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3514 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \left[1 - \frac{0.38}{1.16 \text{ cm}} \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3514 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right]$$

$$= 44.29 \text{ cm} \leq 57.35 \text{ cm (OK)}$$

$$I_{xx} \text{ para seccion tubular rectangular} = \frac{B \times H^3}{12} - \frac{b_e \times h^3}{12}$$

$$= \frac{60 \text{ cm} \times (76.30 \text{ cm})^3}{12} - \frac{44.29 \text{ cm} \times (72.81 \text{ cm})^3}{12}$$

$$= 796240.56 \text{ cm}^4$$

$$S_e = \frac{796240.56 \text{ cm}^4}{\left(\frac{76.30 \text{ cm}}{2}\right)} = 20871.31 \text{ cm}^3$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 3514 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 20871.31 \text{ cm}^3 = 66007612.13 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\leq$$

$$\phi_b M_p = 0.9 \times 3514 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 8215.81 \text{ cm}^3 = 25983320.71 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\therefore \phi_b M_p = 25983320.71 \text{ kg} \cdot \text{cm} \approx 259.83 \text{ tn} \cdot \text{m} \approx 1882.85 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Pandeo local del alma (para almas no compactas):

$$\phi_b M_n = \phi_b \left[M_p - (M_p - F_y S_x) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \right]$$

$$\leq \phi_b M_p ; \text{ donde } \phi_b = 0.9$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \left[(3514 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 8215.81 \text{ cm}^3) - \left((3514 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 8215.81 \text{ cm}^3) \right. \right.$$

$$\left. - (3514 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 7205.24 \text{ cm}^3) \right) \left(0.305 \times \frac{72.81 \text{ cm}}{0.88 \text{ cm}} \right.$$

$$\left. \times \left[\sqrt{\frac{3514 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} - 0.738 \right] \right] = 25055735.87 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\leq$$

$$\phi_b M_p = 0.9 \times 3514 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 8215.81 \text{ cm}^3 = 25983320.71 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\therefore \phi_b M_n = 25055735.87 \text{ kg} \cdot \text{cm} \approx 250.56 \text{ tn} \cdot \text{m} \approx 1815.63 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Por lo tanto, el menor de ambas resistencias, es decir la resistencia que gobierna es:

$$\begin{aligned} \therefore \phi_b M_n &= \min[25983320.71 \text{ kg} \times \text{cm}, 25055735.87 \text{ kg} \times \text{cm}] \\ &= 25055735.87 \text{ kg} \times \text{cm} \approx 250.56 \text{ ton} \times \text{m} \\ &\approx 1815.63 \text{ kip} \times \text{ft} \end{aligned}$$

$$\phi_b M_n > M_u \Rightarrow 250.56 \text{ ton} \times \text{m} > 95.82 \text{ ton} \times \text{m} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

$$\phi_b M_n > M_u \Rightarrow 1815.63 \text{ kip} \times \text{ft} > 694.32 \text{ kip} \times \text{ft} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

- Resistencia de diseño por cortante del perfil de acero:

$$\phi_v V_n = \phi_v \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Donde:

$\phi_v = 0.90$ (para perfiles tubulares rectangulares y secciones cajón).

$A_w = 2ht$ (para perfiles tubulares rectangulares y secciones cajón).

Cálculo del coeficiente "Cv":

$$\text{Si: } \frac{h}{tw} > 1.37 \sqrt{kv \frac{E}{F_y}} \Rightarrow C_v = \frac{1.51 E kv}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2 F_y}$$

Cálculo del coeficiente "kv":

$$\text{Si: } \frac{h}{tw} \leq 260 \Rightarrow kv = 5.0 \therefore 82.41 < 260 \Rightarrow kv = 5.0$$

(además para perfiles tubulares rectangulares y secciones cajón $kv = 5.0$).

$$82.41 > 1.37 \sqrt{5.0 \times \left(\frac{29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}\right)} = 73.78 \Rightarrow \text{OK CUMPLE}$$

$$\therefore C_v = \frac{1.51 \times 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 5.0}{\left(\frac{72.81 \text{ cm}}{0.88 \text{ cm}}\right)^2 \times 3514 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.7$$

Cálculo de $\phi_v V_n$:

$$\begin{aligned} \phi_v V_n &= 0.9 \times 0.6 \times 3514 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 2(72.81 \text{ cm} \times 0.88 \text{ cm}) \times 1.0 \\ &= 162182.40 \text{ kg} \approx 162.18 \text{ ton} \approx 357.54 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\phi_v V_n > V_u \Rightarrow 162.18 \text{ tn} > 60.21 \text{ ton} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

$$\phi_v V_n > V_u \Rightarrow 357.54 \text{ kips} > 132.75 \text{ kips} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

4.5. Análisis y diseño de los componentes provisionales para las etapas de lanzamiento:

4.5.1. Diseño de las torres de apoyo o torres de apeo provisionales:

4.5.1.1. Estructuración de las torres de apoyo o apeo:

Ambos tipos de torres de apeo planteadas para la nueva propuesta del plan de lanzamiento y montaje de estructuras metálicas del puente “La Eternidad” tienen la misma estructuración. Ambas son torres contraventeadas en sus 2 direcciones principales “X” y “Y”. Toda la estructura se ha concebido con sección tubular (cuadrada y rectangular), y por encima de la estructura se plantea una viga de perfil W denominada “viga polín” en la cual se apoyan los polines para que se pueda desplazar la superestructura del puente en el lanzamiento. Además, todas las conexiones de los elementos que componen la torre de apeo son totalmente soldadas y por último la cimentación que se ha planteado es articulada o conexión simple por tratarse de una estructura provisional.

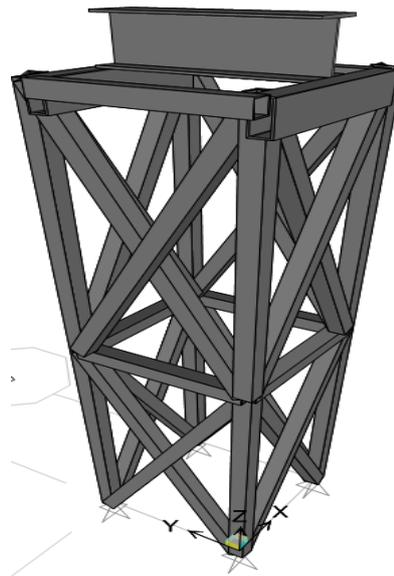


Figura 27. Estructuración de las torres de apeo “Tipo 1 y Tipo 2”.

Fuente: propia.

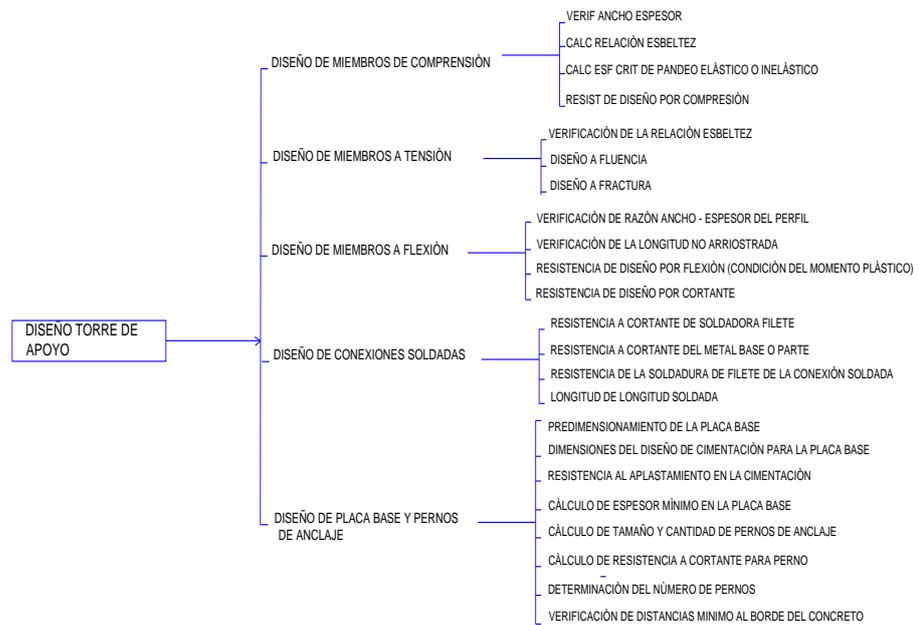


Figura 28. Esquema de procedimiento de diseño para las torres de apoyo.

Fuente: propia.

4.5.1.2. Predimensionamiento de los elementos estructurales:

Para predimensionar los elementos estructurales que componen la torre de apeo, se pueden utilizar las siguientes expresiones de acuerdo a los esfuerzos que presenta cada miembro o elemento estructural.

- Miembros a compresión y miembros a tensión:

$$h = \frac{L}{20} \text{ a } \frac{L}{30} \dots (1)$$

donde: h = el peralte del perfil y L = longitud del elemento

- Miembros a flexión:

$$h = \frac{L}{30} \dots (2)$$

donde: h = el peralte del perfil y L = longitud del elemento

Pero para nuestro caso, para todos los miembros que presentan esfuerzos de compresión y tensión, los perfiles tubulares se predimensionaron de acuerdo a la experiencia de los expertos tomando como referencia el catálogo de perfiles tubulares de la empresa “TUBISA SAC”. Para lo cual se tomó un perfil tubular cuadrado de prueba de “5” x 5” x 3.0 mm - A36”.

Para la viga de polín de perfil W, se predimensionó con la expresión (2), además se tomó el criterio que el ancho de la viga “bf” debe ser como mínimo 20 cm ya que debe tener el ancho del polín, con esa limitación y tomando como referencia el catálogo de perfiles de vigas “H” de alas anchas de la empresa “FIERRO TRADI S.A” se eligió un perfil de prueba “W8 x 40 - A36”.

Miembros a compresión y tensión
 ⇒ Perfil tubular cuadrado 5×5 × 3.0 mm – A36

Viga polin ⇒ Perfil W8 × 40 – A36

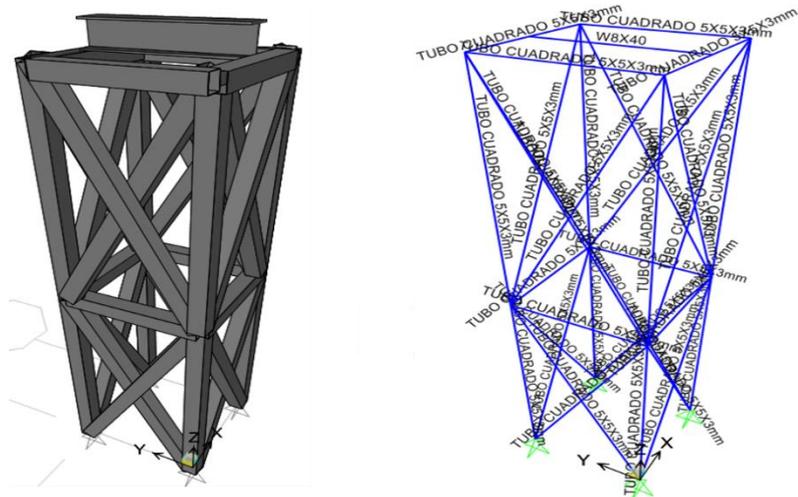


Figura 29. Predimensionamiento de las torres de apeo “Tipo 1 y Tipo 2”.

Fuente: propia.

4.5.1.3. Análisis estructural de las torres de apeo:

Antes de realizar el análisis estructural de las torres de apeo, primero se debe calcular la reacción máxima en las torres de apeo producto de la superestructura del puente en las etapas de lanzamiento considerando sólo cargas de gravedad. Para lo cual, el modelo matemático realizado utilizando el programa "SAP.2000 V19.0." con el que se obtienen las reacciones más críticas en las torres de apeo es el modelo con el volado más crítico el cual tiene una luz de 25 m, y esto se da cuando la superestructura está a punto de llegar al último apoyo.

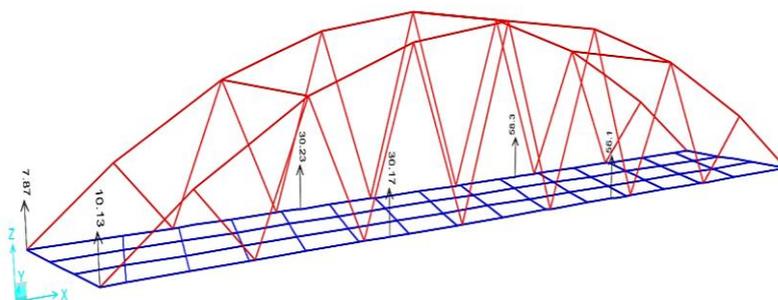


Figura 30. Reacción máxima en las torres de apeo para cargas de gravedad.

Fuente: propia.

Por lo tanto, la reacción máxima en las torres de apeo para cargas de gravedad que será la carga que se aplicará a la viga polín y con ello se realizará el análisis estructural de las torres de apeo será:

$$R_{\max} = 58.30 \text{ ton}$$

Cabe mencionar que la etapa de análisis estructural de la torre de apeo se realiza con los perfiles del predimensionamiento, y en la etapa de diseño estructural se definen los perfiles definitivos.

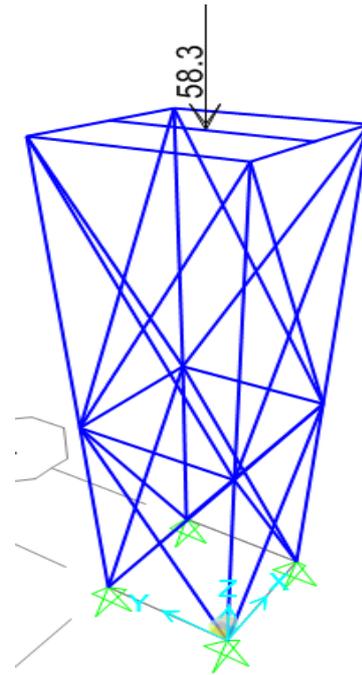


Figura 31. Carga aplicada de la viga polín producto de la reacción de la superestructura.

Fuente: propia.

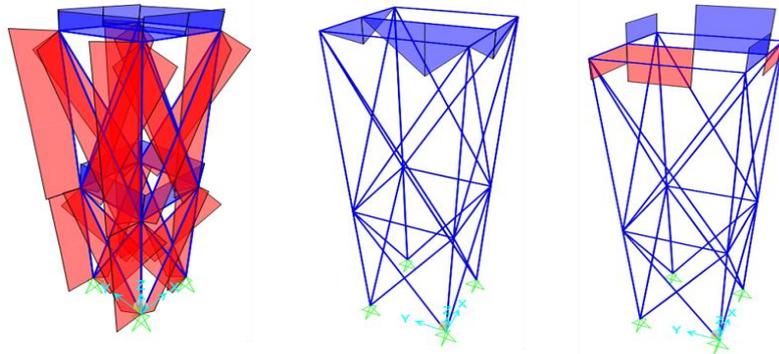


Figura 32. Diagrama de fuerza axial. Diagrama de momento factor. Diagrama de fuerza cortante de las torres de apeo para cargas de gravedad.

Fuente: propia.

4.5.1.4. Diseño de miembros a compresión axial de la torre de apeo:

Se realizará el diseño para el miembro a compresión más crítico entre ambas torres de apeo, el cual pertenece a la torre de apeo

“Tipo 1”, con el cual se uniformizará el diseño de todos los miembros a compresión de ambas torres de apeo. A continuación, se dará a conocer el diseño con el perfil estructural que cumple todos los requerimientos del diseño y no con el perfil de predimensionamiento debido a que no cumplió el diseño. Debido a ello, se realizaron varios procedimientos repetitivos de análisis estructural con el programa SAP.2000 y diseño manual de la estructura de la torre de apeo, con el propósito de encontrar el perfil definitivo.

Propiedades del perfil tubular cuadrado 4X4X6mm - A36			
Datos catalogo Tubisa:			
Area (A) =	3.35 in ² 21.63 cm ²	Espesor de pared nominal (t nom) =	0.24 in = 1/4" aprox 0.60 cm = 6.0 mm
Peralte (Largo y Ancho) =	4 in 10.16 cm	Espesor de pared de diseño (t des) =	0.220 in 0.56 cm
Peso (Wt) =	11.59 lb/ft 16.98 Kg/m	b =	3.34 in 8.49 cm
Z =	5.03 in ³ 82.36 cm ³	h =	3.34 in 8.49 cm
I =	7.48 in ⁴ 311.47 cm ⁴	b/t =	15.21
r =	1.49 in 3.79 cm	h/t =	15.21
S =	3.80 in ³ 62.30 cm ³		

TUB 4"X4"X6MM - A36

Figura 33. Propiedades del perfil definitivo para miembros a compresión axial.

Fuente: propia.

- Análisis estructural: del programa SAP.2000 se obtiene la carga axial a compresión máxima del elemento “Pu” de la combinación gobernante que para este caso será la combinación “1.4 CM”.

$$P_u \text{ max} = 10.04 \text{ ton} \approx 22.13 \text{ kips}$$

- Resistencia de diseño por compresión axial del perfil de acero:

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g ; \text{ donde } \phi_c = 0.9$$

Verificación de razón ancho – espesor del perfil de acero para compresión axial:

$$\lambda = \frac{b}{t} = 15.21 < \lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 39.74 \quad (\text{Perfil no esbelto para } F_y = 36 \text{ ksi})$$

Cálculo de relación de esbeltez gobernante del perfil de acero. El factor de longitud efectiva K se considera igual a 1 para cada eje del perfil debido a que los apoyos en ambos extremos son articulados. Se calcula la relación de esbeltez mayor o el gobernante entre ambos ejes del perfil (para este caso por tratarse de un perfil tubular cuadrado ambas relaciones de esbeltez serán iguales):

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1.95 \text{ m}}{\left(\frac{3.79}{100}\right) \text{ m}} = 51.45 ; \quad \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1.95 \text{ m}}{\left(\frac{3.79}{100}\right) \text{ m}} = 51.45$$

$$\frac{KL}{r} \text{ gobernante} = 51.45 < 200 \text{ (OK CUMPLE LIMITE DE ESBELTEZ)}$$

A continuación el valor de la relación de esbeltez gobernante se compara con $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ con el fin de definir si el esfuerzo crítico de pandeo está en rango elástico o inelástico:

$$\frac{KL}{r} \text{ gobernante} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 51.45 < 4.71 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}} = 133.68$$

Para calcular el esfuerzo crítico de pandeo elástico o inelástico se tienen 2 casos:

$$\text{1er caso si: } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow F_{cr}$$

$$= \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \dots \dots \text{(Rango elástico)}$$

$$\text{2do caso si: } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow F_{cr}$$

$$= 0.877 F_e \dots \dots \text{(Rango inelástico)}$$

Para nuestro caso gobierna el 1er caso, por lo tanto, el esfuerzo crítico de pandeo está en rango elástico. Entonces, se procede a calcular el esfuerzo crítico de pandeo elástico F_e :

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{51.45^2} = 7829.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \approx 111.40 \text{ ksi}$$

Por lo tanto, el esfuerzo crítico de pandeo elástico F_{cr} , estaría dado por:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{7829.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right) \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2210.01 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \approx 31.45 \text{ ksi}$$

Resistencia de diseño por compresión axial del perfil tubular cuadrado:

$$\begin{aligned} \phi_c P_n &= 0.9 \times 2210.01 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 21.63 \text{ cm}^2 \\ &= 43022.21 \text{ kg} \approx 43.02 \text{ tn} \approx 94.85 \text{ kips} \\ \phi_c P_n &> P_u \Rightarrow 43.02 \text{ tn} > 10.04 \text{ tn} \quad (\text{OK CUMPLE}) \\ \phi_c P_n &> P_u \Rightarrow 94.85 \text{ kips} > 22.13 \text{ kips} \quad (\text{OK CUMPLE}) \end{aligned}$$

4.5.1.5. Diseño de miembros a tensión o tracción axial de la torre de apeo:

Se realizará el diseño para el miembro a tensión más crítico entre ambas torres de apeo, el cual pertenece a la torre de apeo "Tipo 1", con el cual se uniformizará el diseño de todos los miembros a tensión de ambas torres de apeo. A continuación, se dará a conocer el diseño con el perfil estructural que cumple todos los requerimientos del diseño y no con el perfil de predimensionamiento debido a que no cumplió el diseño. Debido a ello, se realizaron varios procedimientos repetitivos de análisis estructural con el programa SAP.2000 y diseño manual de la estructura de la torre de apeo, con el propósito de encontrar el perfil definitivo.

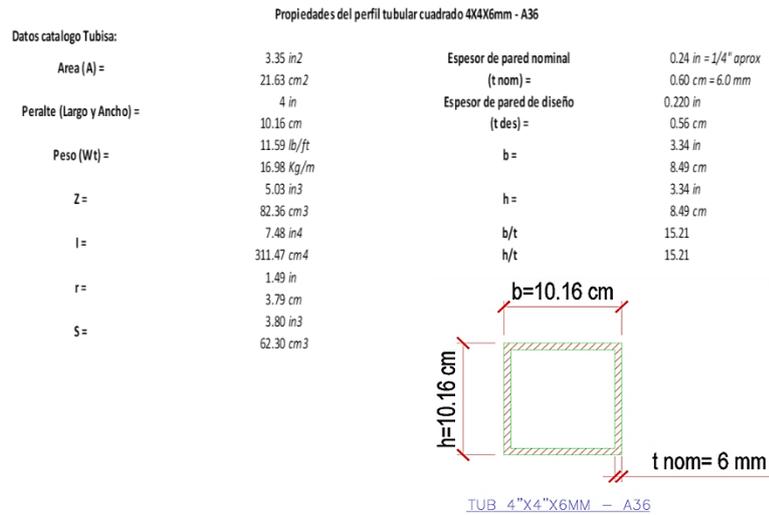


Figura 34. Propiedades de perfil definitivo para miembros a tensión axial.

Fuente: propia.

- Análisis estructural: del programa SAP.2000 se obtiene la carga axial a tensión máxima del elemento "Pu" de la combinación gobernante que para este caso será la combinación "1.4 CM":

$$P_u \max = 5.98 \text{ ton} \approx 13.18 \text{ kips}$$

- Resistencia de diseño por tensión axial del perfil de acero:

Verificación de la relación de esbeltez para tensión axial:

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{1.95 \text{ m}}{\left(\frac{3.79}{100}\right) \text{ m}} = 51.45 ; \quad \frac{L_y}{r_y} = \frac{1.95 \text{ m}}{\left(\frac{3.79}{100}\right) \text{ m}} = 51.45$$

$$\frac{L}{r} \text{ gobernante} = 51.45 < 300 \text{ (OK CUMPLE LIMITE DE ESBELTEZ)}$$

Cálculo de la resistencia de diseño a fluencia en tensión del área total A_g :

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g ; \text{ donde } \phi_t = 0.9$$

$$\begin{aligned} \phi_t P_n &= 0.9 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 21.63 \text{ cm}^2 \\ &= 49253.07 \text{ kg} \approx 49.25 \text{ ton} \approx 108.58 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\phi_t P_n > P_u \Rightarrow 49.25 \text{ ton} > 5.98 \text{ ton} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

$$\phi_t P_n > P_u \Rightarrow 108.58 \text{ kips} > 13.18 \text{ kips} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

Cálculo de la resistencia de diseño a fractura en tensión del área neta efectiva A_e :

$$\phi_t P_n = \phi_t \cdot F_u \cdot A_e ; \text{ donde } \phi_t = 0.75 \text{ y } A_e = A_n U$$

Por considerarse una conexión totalmente soldada $A_e = A_g = A_n$, por lo cual se tiene:

$$\phi_t P_n = 0.75 \times 4076 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 21.63 \text{ cm}^2 = 66126.80 \text{ kg} \approx 66.13 \text{ ton}$$

$$\approx 145.78 \text{ kips}$$

$$\phi_t P_n > P_u \Rightarrow 66.13 \text{ ton} > 5.98 \text{ ton} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

$$\phi_t P_n > P_u \Rightarrow 145.78 \text{ kips} > 13.18 \text{ kips} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

- 4.5.1.6. Diseño de miembros a flexión para la torre de apeo (vigas tubulares rectangulares que son los apoyos de la viga polín de perfil W):

Se realizará el diseño para la viga tubular rectangular más crítica entre ambas torres de apeo, la cual pertenece a la torre de apeo "Tipo 1", con el cual se uniformizará el diseño de todas las vigas tubulares rectangulares de ambas torres de apeo. A continuación, se dará a conocer el diseño con el perfil estructural que cumple todos los requerimientos del diseño y no con el perfil de predimensionamiento debido a que no cumplió el diseño. Debido a ello, se realizaron varios procedimientos repetitivos de análisis estructural con el programa SAP.2000 y diseño manual de la estructura de la torre de apeo, con el propósito de encontrar el perfil definitivo.

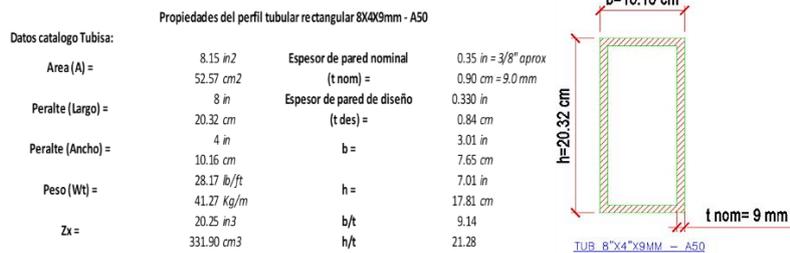


Figura 35. Propiedades del perfil definitivo para la viga tubular rectangular.

Fuente: propia.

- Análisis estructural: del programa SAP.2000 se obtienen los momentos flectores máximos y fuerzas cortantes máximas “Mu” y “Vu” de la combinación gobernante que para este caso será la combinación “1.4 CM”:

$$Mu \text{ max} = 10.22 \text{ ton} \times \text{m} \approx 74.06 \text{ kip} \times \text{ft}$$

$$Vu \text{ max} = 20.46 \text{ ton} \approx 45.11 \text{ kips}$$

- Resistencia de diseño por flexión del perfil de acero:

Verificación de razón ancho – espesor del perfil de acero para componentes en compresión de secciones en flexión:

Alas de sección tubular:

$$\lambda = \frac{b}{t} = 9.14 ; \lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 26.97 ; \lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.72$$

$$\therefore \lambda < \lambda_p \text{ (Alas compactas para } F_y = 50 \text{ ksi)}$$

Almas de sección tubular:

$$\lambda = \frac{h}{t} = 21.28 ; \lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 58.28 ; \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 137.27$$

$$\therefore \lambda < \lambda_p \text{ (Almas compactas para } F_y = 50 \text{ ksi)}$$

Por lo tanto, el perfil tubular rectangular es compacto para $F_y = 50 \text{ ksi}$.

Por lo tanto, al considerarse la viga de sección tubular un perfil compacto la resistencia de diseño por flexión de la viga llega a la condición del momento plástico:

$$\begin{aligned}\phi_b M_{px} &= \phi_b \cdot F_y \cdot Z_x ; \text{ donde } \phi_b = 0.9 \\ \phi_b M_{px} &= 0.9 \times 3514 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 331.90 \text{ cm}^3 \\ &= 1049666.94 \text{ kg} \times \text{cm} \approx 10.50 \text{ ton} \times \text{m} \approx 76.06 \text{ kip} \times \text{ft} \\ \phi_b M_{px} &> M_u \Rightarrow 10.50 \text{ ton} \times \text{m} > 10.22 \text{ ton} \times \text{m} \quad (\text{OK CUMPLE}) \\ \phi_b M_{px} &> M_u \Rightarrow 76.06 \text{ kip} \times \text{ft} > 74.06 \text{ kip} \times \text{ft} \quad (\text{OK CUMPLE})\end{aligned}$$

- Resistencia de diseño por cortante del perfil de acero:

$$\phi_v V_n = \phi_v \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Donde:

$$\phi = 0.90$$

$$A_w = 2 \text{ ht}$$

Cálculo del coeficiente "Cv":

$$\text{Si: } \frac{h}{tw} \leq 1.10 \sqrt{kv \frac{E}{F_y}} \Rightarrow C_v = 1.0$$

Cálculo del coeficiente "kv":

$$\text{Si: } \frac{h}{tw} \leq 260 \Rightarrow kv = 5.0 \therefore 21.28 < 260 \Rightarrow kv = 5.0$$

(además para perfiles tubulares rectangulares y secciones cajón kv = 5.0).

$$21.28 < 1.10 \sqrt{5.0 \times \left(\frac{29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}} \right)} = 59.24 \Rightarrow \text{OK CUMPLE} \therefore C_v = 1.0$$

Cálculo de $\phi_v V_n$:

$$\begin{aligned}\phi_v V_n &= 0.9 \times 0.6 \times 3514 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 2(17.81 \text{ cm} \times 0.84 \text{ cm}) \times 1.0 \\ &= 56570.56 \text{ kg} \approx 56.57 \text{ ton} \approx 124.71 \text{ kips}\end{aligned}$$

$$\phi_v V_n > V_u \Rightarrow 56.57 \text{ ton} > 20.46 \text{ ton} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

$$\phi_v V_n > V_u \Rightarrow 124.71 \text{ kips} > 45.11 \text{ kips} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

4.5.1.7. Diseño de miembros a flexión para la torre de apeo (viga polín de perfil):

Se realizará el diseño para la viga de perfil W que soportará la carga del polín más crítico entre ambas torres de apeo, la cual pertenece a la torre de apeo “Tipo 1”, con el cual se uniformizará el diseño de todas las vigas de perfil W que cargaran polines de ambas torres de apeo. A continuación, se dará a conocer el diseño con el perfil estructural que cumple todos los requerimientos del diseño y no con el perfil de predimensionamiento debido a que no cumplió el diseño. Debido a ello, se realizaron varios procedimientos repetitivos de análisis estructural con el programa SAP.2000 y diseño manual de la estructura de la torre de apeo, con el propósito de encontrar el perfil definitivo.

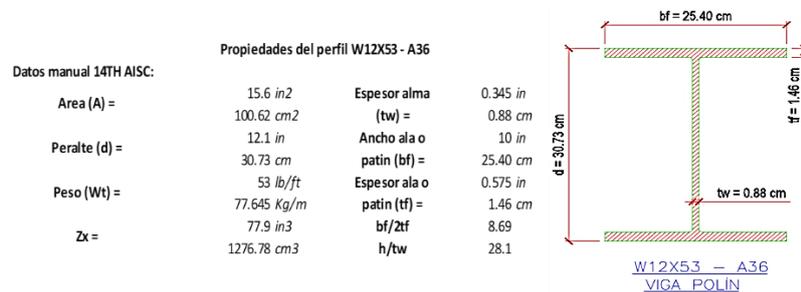


Figura 36. Propiedades del perfil definitivo para la viga polín W12 x 53.

Fuente: propia.

- Análisis estructural: del programa SAP.2000 se obtienen los momentos flectores máximos y fuerzas cortantes máximas “Mu” y “Vu” de la combinación gobernante que para este caso será la combinación “1.4 CM”:

$$Mu \text{ max} = 20.42 \text{ ton} \times \text{m} \approx 147.97 \text{ kip} \times \text{ft}$$

$$Vu \text{ max} = 40.87 \text{ ton} \approx 90.10 \text{ kips}$$

- Resistencia de diseño por flexión del perfil de acero: verificación de razón ancho – espesor del perfil de acero para componentes en compresión de secciones en flexión:

Patín del perfil W:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 8.69 ; \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.79 ; \lambda_r = 1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28.38$$

$$\therefore \lambda < \lambda_p \text{ (patín compacto para } F_y = 36 \text{ ksi)}$$

Alma del perfil W:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 28.1 ; \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.72 ; \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 161.78$$

$$\therefore \lambda < \lambda_p \text{ (alma compacta para } F_y = 36 \text{ ksi)}$$

Por lo tanto, el perfil W es compacto para $F_y = 36$ ksi.

Verificación de la longitud no arriostrada o soportada “Lb”:

$$L_b = 1.00 \text{ m} ; L_p = 3.15 \text{ m} ; L_r = 11.16 \text{ m}$$

$$\therefore L_b < L_p \text{ (Soporte lateral continuo)}$$

Por lo tanto, al considerarse la viga un perfil compacto y con soporte lateral continuo, se infiere que la resistencia de diseño por flexión de la viga llega a la condición del momento plástico:

$$\phi_b M_{px} = \phi_b \cdot F_y \cdot Z_x ; \text{ donde } \phi_b = 0.9$$

$$\phi_b M_{px} = 0.9 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 1276.78 \text{ cm}^3 = 2907322.27 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$$\approx 29.07 \text{ ton} \times \text{m} \approx 210.68 \text{ kip} \times \text{ft}$$

$$\phi_b M_{px} > M_u \Rightarrow 29.07 \text{ ton} \times \text{m} > 20.42 \text{ ton} \times \text{m} \text{ (OK CUMPLE)}$$

$$\phi_b M_{px} > M_u \Rightarrow 210.68 \text{ kip} \times \text{ft} > 147.97 \text{ kip} \times \text{ft} \text{ (OK CUMPLE)}$$

- Resistencia de diseño por cortante del perfil de acero:

$$\phi_v V_n = \phi_v \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v ; \text{ donde } \phi_v = 1.0 \text{ y } A_w = d \times t_w$$

Cálculo del coeficiente “Cv”:

$$\text{Si: } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow C_v = 1.0$$

$$28.1 < 2.24 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}} = 63.58 \Rightarrow \text{OK CUMPLE} \therefore C_v = 1.0$$

Cálculo de $\phi_v V_n$:

$$\begin{aligned} \phi_v V_n &= 1.0 \times 0.6 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times (30.73 \text{ cm} \times 0.88 \text{ cm}) \times 1.0 \\ &= 40884.38 \text{ kg} \approx 40.88 \text{ ton} \approx 90.13 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\phi_v V_n > V_u \Rightarrow 40.88 \text{ tn} > 40.87 \text{ ton (OK CUMPLE)}$$

$$\phi_v V_n > V_u \Rightarrow 90.13 \text{ kips} > 90.10 \text{ kips (OK CUMPLE)}$$

4.5.1.8. Resumen de las secciones definitivas de los elementos estructurales que componen las torres de apeo:

En la figura siguiente se muestran todos los perfiles definitivos de los elementos estructurales que componen las torres de apeo que se analizaron para la etapa de lanzamiento de la superestructura del puente “La Eternidad”, los cuales cumplen con el diseño estructural.

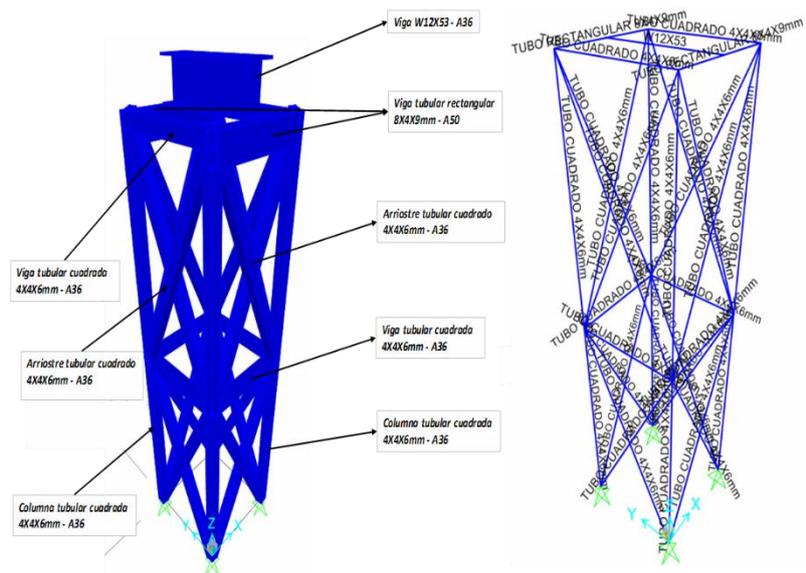


Figura 37. Perfiles definitivos para las torres de apeo “Tipo 1 y Tipo 2”.

Fuente: propia.

4.5.1.9. Diseño de conexiones totalmente soldadas de la torre de apeo:

Se realizarán los diseños para las conexiones totalmente soldadas más críticas entre ambas torres de apeo, las cuales pertenecen a la torre de apeo "Tipo 1", con el cual se uniformizará el diseño de las conexiones de ambas torres de apeo. A continuación, se dará a conocer el diseño con las conexiones totalmente soldadas que cumplan todos los requerimientos del diseño.

Propiedades del perfil tubular cuadrado 4X4x6mm - A36		Propiedades del perfil tubular rectangular 8X4X9mm - A50	
<i>F_y</i> =	36 Ksi 2530 Kg/cm ²	<i>F_y</i> =	50 Ksi 3514 Kg/cm ²
<i>F_u</i> =	58 Ksi 4076 Kg/cm ²	<i>F_u</i> =	65 Ksi 4568 Kg/cm ²
<i>E acero</i> =	29000 Ksi 2100000 Kg/cm ²	<i>E acero</i> =	29000 Ksi 2100000 Kg/cm ²
<i>Peralte (Largo y Ancho)</i> =	4 in 10.16 cm	<i>Peralte (Largo)</i> =	8 in 20.32 cm
<i>Espesor de pared nominal (t nom)</i> =	0.24 in = 1/4" aprox 0.60 cm = 6.0 mm	<i>Peralte (Ancho)</i> =	4 in 10.16 cm
<i>Espesor de pared de diseño (t des)</i> =	0.220 in 0.56 cm	<i>Espesor de pared nominal (t nom)</i> =	0.35 in = 3/8" aprox 0.90 cm = 9.0 mm
		<i>Espesor de pared de diseño (t des)</i> =	0.330 in 0.84 cm
Propiedades del perfil W12X53 - A36:		Propiedades de la soldadura de filete: E70XX	
<i>F_y</i> =	36 Ksi 2530 Kg/cm ²	<i>F_E</i> =	70 Ksi 4920 Kg/cm ²
<i>F_u</i> =	58 Ksi 4076 Kg/cm ²		
<i>E acero</i> =	29000 Ksi 2100000 Kg/cm ²		
<i>Peralte (d)</i> =	12.1 in 30.73 cm		
<i>Espesor alma (t_w)</i> =	0.345 in 0.88 cm		
<i>Ancho ala o patin (b_f)</i> =	10 in 25.40 cm		
<i>Espesor ala o patin (t_f)</i> =	0.575 in 1.46 cm		

Figura 38. Propiedades de los perfiles y de la soldadura estructural para diseño.

Fuente: propia.

- Análisis estructural: del programa SAP.2000 se obtienen las reacciones a cortante máximas y fuerzas axiales máximas de la combinación gobernante que para este caso será la combinación "1.4 CM".

Reacción máxima de la viga tubular rectangular 8 x 4 x 9 mm:

$$V_u \max = 20.46 \text{ ton} \approx 45.11 \text{ kips}$$

Fuerza axial a compresión máxima del arriostre tubular cuadrado 4 x 4 x 6 mm:

$$P_u \text{ max} = 6.73 \text{ ton} \approx 14.84 \text{ kips}$$

- a) Diseño de la conexión soldada entre las columnas tubulares cuadradas 4 x 4 x 6 mm y las vigas tubulares rectangulares 8 x 4 x 9 mm (debido a la carga vertical de cortante):

En primer lugar, se respeta el tamaño de la soldadura de filete mínima según las especificaciones del AISC, de acuerdo al espesor menor entre ambas partes conectadas, en caso no se cumpla aumentar el tamaño de la soldadura de filete:

$$t \text{ des columna} < t \text{ des viga} \Rightarrow 0.22 < 0.33$$

$$\therefore \text{ Por lo tanto el } t \text{ menor entre partes conectadas es } 0.22'' \approx \frac{1}{4}''$$

Según la especificación el tamaño mínimo (w)

$$\text{de soldadura para } t = \frac{1}{4}'' \text{ es } w = \frac{1}{8}''$$

El diseño con el tamaño mínimo $w = \frac{1}{8}''$ no cumplió los requerimientos. Por lo tanto, aumentamos el tamaño de la soldadura de filete y con un $w = \frac{3}{16}''$ sí cumplió el diseño satisfactoriamente. Además, se debe cumplir con el tamaño máximo según el AISC:

$$w \leq t \text{ menor} \Rightarrow \frac{3}{16} \text{ in} < 0.22 \text{ in} \Rightarrow 0.19 \text{ in} < 0.22 \text{ in} \therefore \text{ OK CUMPLE}$$

Cálculo de la resistencia cortante de la soldadura de filete (material del electrodo) para una longitud unitaria, considerando que la carga vertical de cortante actúa en forma paralela al eje de la soldadura. Por lo tanto, se tiene:

$$\phi R_n = \phi A_w F_{nw} = 0.75 (0.707 w F_{nw}) ; \text{ donde } F_{nw} = 0.6 F_{EXX}$$

$$\phi R_n = \phi A_w F_{nw} = 0.75 \left(0.707 \times \frac{3}{16} \text{ in} \times (0.6 \times 70 \text{ ksi}) \right)$$

$$= 4.18 \text{ kips/in}$$

Cálculo de la resistencia cortante del metal base o partes conectadas para una longitud unitaria (como ambas partes conectadas no son del mismo material se debe calcular la resistencia para cada parte conectada por separado para cada caso):

Para columna tubular cuadrada 4 x 4 x 6 mm - A36:

$$\text{Para fluencia en corte} \Rightarrow \phi R_n = 1.00 (0.60 F_y t)$$

$$\phi R_n = 1.00 (0.60 \times 36 \text{ ksi} \times 0.22 \text{ in}) = 4.75 \text{ kips/in}$$

$$\text{Para ruptura en corte} \Rightarrow \phi R_n = 0.75 (0.60 F_u t)$$

$$\phi R_n = 0.75 (0.60 \times 58 \text{ ksi} \times 0.22 \text{ in}) = 5.73 \text{ kips/in}$$

Para viga tubular rectangular 8 x 4 x 6 mm - A50:

$$\text{Para fluencia en corte} \Rightarrow \phi R_n = 1.00 (0.60 F_y t)$$

$$\phi R_n = 1.00 (0.60 \times 50 \text{ ksi} \times 0.33 \text{ in}) = 9.89 \text{ kips/in}$$

$$\text{Para ruptura en corte} \Rightarrow \phi R_n = 0.75 (0.60 F_u t)$$

$$\phi R_n = 0.75 (0.60 \times 65 \text{ ksi} \times 0.33 \text{ in}) = 9.64 \text{ kips/in}$$

$$\therefore \phi R_n \text{ gobernante} = \min \left[4.75 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 5.73 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 9.89 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 9.64 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right]$$

$$= 4.75 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

En conclusión, la resistencia de la soldadura de filete para una longitud unitaria de soldadura, deberá ser:

$$\therefore \phi R_n \text{ para longitud unitaria de soldadura}$$

$$= \min \left[4.18 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 4.75 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 4.18 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

Cálculo de la resistencia de la soldadura de filete de la conexión soldada entre la columna tubular cuadrada 4 x 4 x 6 mm y la viga tubular rectangular 8 x 4 x 9 mm, sabiendo que la viga se soldará en ambos lados en toda

la longitud de su peralte a la columna. Por lo tanto, la longitud del peralte de la viga se multiplicará por 2:

$$\begin{aligned}\phi R_n \text{ para longitud total de soldadura} &= 4.18 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \times 2 (8 \text{ in}) \\ &= 66.81 \text{ kips} \approx 30.29 \text{ tn} \\ \phi R_n > V_u &\Rightarrow 30.29 \text{ ton} > 20.46 \text{ ton (OK CUMPLE)} \\ \phi R_n > V_u &\Rightarrow 66.81 \text{ kips} > 45.11 \text{ kips (OK CUMPLE)}\end{aligned}$$

- b) Diseño de la conexión soldada entre las columnas tubulares cuadradas 4 x 4 x 6 mm y los arriostres tubulares cuadrados 4 x 4 x 6 mm (debido a la componente vertical de la carga diagonal de compresión):

En primer lugar, se respeta el tamaño de la soldadura de filete mínima según las especificaciones del AISC, de acuerdo al espesor menor entre ambas partes conectadas, en caso no se cumpla aumentar el tamaño de la soldadura de filete:

$$\begin{aligned}T \text{ des columna} < t \text{ des arriostre} &\Rightarrow 0.22'' \approx 0.22'' \\ \therefore \text{ Por lo tanto el } t \text{ menor entre partes conectadas} &\text{ es } 0.22'' \approx \frac{1}{4}'' \\ \text{según la especificación el tamaño mínimo (w) de soldadura para} & \\ t = \frac{1}{4}'' \text{ es } w = \frac{1}{8}'' &\end{aligned}$$

El diseño con el tamaño mínimo $w = \frac{1}{8}''$ cumplió los requerimientos satisfactoriamente. Por lo tanto, se procede a calcular la resistencia a cortante de la soldadura de filete (material del electrodo) para una longitud unitaria, considerando que la componente vertical de la carga diagonal de compresión actúa en forma paralela al eje de la soldadura. Por lo tanto, se tiene:

$$\phi R_n = \phi A_w F_{nw} = 0.75 (0.707 w F_{nw}) ; \text{ donde } F_{nw} = 0.6 F_{EXX}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi A_w F_{nw} = 0.75 \left(0.707 \times \frac{1}{8} \text{ in} \times (0.6 \times 70 \text{ ksi}) \right) \\ &= 2.78 \text{ kips/in} \end{aligned}$$

Cálculo de la resistencia a cortante del metal base o partes conectadas para una longitud unitaria (como ambas partes conectadas son del mismo material gobierna la resistencia de la parte conectada de menor espesor):

$$\text{Para fluencia en corte} \Rightarrow \phi R_n$$

$$= 1.00 (0.60 F_y t) ; \text{ donde } t \text{ es el menor de ambos}$$

$$\phi R_n = 1.00 (0.60 \times 36 \text{ ksi} \times 0.22 \text{ in}) = 4.75 \text{ kips/in}$$

$$\text{Para ruptura en corte} \Rightarrow \phi R_n =$$

$$0.75 (0.60 F_u t) ; \text{ donde } t \text{ es el menor de ambos}$$

$$\phi R_n = 0.75 (0.60 \times 58 \text{ ksi} \times 0.22 \text{ in}) = 5.73 \text{ kips/in}$$

$$\therefore \phi R_n = \min \left[4.75 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 5.73 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 4.75 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

En conclusión, la resistencia de la soldadura de filete para una longitud unitaria de soldadura, será:

$$\therefore \phi R_n \text{ para longitud unitaria de soldadura}$$

$$= \min \left[2.78 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 4.75 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 2.78 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

Cálculo de la longitud de soldadura de filete requerida para la conexión soldada entre la columna tubular cuadrada 4 x 4 x 6 mm y el arriostre tubular cuadrado 4 x 4 x 6 mm:

$$P_u (\text{vertical}) = P_u \sin 45^\circ = 14.84 \sin 45^\circ = 10.49 \text{ Kips}$$

$$\begin{aligned} L \text{ total requerida} &= \frac{P_u (\text{vertical})}{\phi R_n \text{ para long unit de solda.}} = \frac{10.49 \text{ kips}}{2.78 \frac{\text{kips}}{\text{in}}} \\ &= 3.77 \text{ in} \approx 9.58 \text{ cm} \end{aligned}$$

Debido a que el arriostre se soldará a la columna en ambos lados de las caras del arriostre, se utilizarán 2 soldaduras de filete de la misma longitud. Entonces:

$$\begin{aligned} L \text{ entre columna y arriostre} &= \frac{L \text{ total requerida}}{2} = \frac{3.77 \text{ in}}{2} \\ &= 1.88 \text{ in} \approx 4.79 \text{ cm} \end{aligned}$$

A criterio del proyectista, se puede redondear la longitud de soldadura de filete para la conexión soldada entre la columna tubular cuadrada 4 x 4 x 6 mm y el arriostre tubular cuadrado 4 x 4 x 6 mm, con el fin de un mejor manejo constructivo, al siguiente valor:

$$L \text{ entre columna y arriostre} = 2" \approx 5.08 \text{ cm}$$

- c) Diseño de la conexión soldada entre las vigas tubulares cuadradas 4 x 4 x 6 mm y los arriostres tubulares cuadrados 4 x 4 x 6 mm (debido al componente horizontal de la carga diagonal de compresión):

En primer lugar, se respeta el tamaño de la soldadura de filete mínima según las especificaciones del AISC, de acuerdo al espesor menor entre ambas partes conectadas, en caso no se cumpla aumentar el tamaño de la soldadura de filete:

$$t \text{ des viga} < t \text{ des arriostre} \Rightarrow 0.22 \approx 0.22$$

Por lo tanto el t menor entre partes conectadas es $0.22" \approx \frac{1}{4}"$

Según la especificación el tamaño mínimo (w) de soldadura

$$\text{para } t = \frac{1}{4}" \text{ es } w = \frac{1}{8}"$$

El diseño con el tamaño mínimo $w = \frac{1}{8}"$ cumplió los requerimientos satisfactoriamente. Por lo tanto, se procede a calcular la resistencia a cortante de la

soldadura de filete (material del electrodo) para una longitud unitaria, considerando que la componente horizontal de la carga diagonal de compresión actúa en forma paralela al eje de la soldadura. Por lo tanto, se tiene:

$$\phi R_n = \phi A_w E F_{nw} = 0.75 (0.707 w F_{nw}) ; \text{ donde } F_{nw} = 0.6 F_{EXX}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi A_w E F_{nw} = 0.75 \left(0.707 \times \frac{1}{8} \text{ in} \times (0.6 \times 70 \text{ ksi}) \right) \\ &= 2.78 \text{ kips/in} \end{aligned}$$

Cálculo de la resistencia cortante del metal base o partes conectadas para una longitud unitaria (como ambas partes conectadas son del mismo material gobierna la resistencia de la parte conectada de menor espesor):

Para fluencia en corte $\Rightarrow \phi R_n$

$$= 1.00 (0.60 F_y t) ; \text{ donde } t \text{ es el menor de ambos}$$

$$\phi R_n = 1.00 (0.60 \times 36 \text{ ksi} \times 0.22 \text{ in}) = 4.75 \text{ kips/in}$$

Para ruptura en corte $\Rightarrow \phi R_n$

$$= 0.75 (0.60 F_u t) ; \text{ donde } t \text{ es el menor de ambos}$$

$$\phi R_n = 0.75 (0.60 \times 58 \text{ ksi} \times 0.22 \text{ in}) = 5.73 \text{ kips/in}$$

$$\therefore \phi R_n = \min \left[4.75 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 5.73 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 4.75 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

En conclusión, la resistencia de la soldadura de filete para una longitud unitaria de soldadura, será:

$\therefore \phi R_n$ para longitud unitaria de soldadura

$$= \min \left[2.78 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 4.75 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 2.78 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

Cálculo de la longitud de soldadura de filete requerida para la conexión soldada entre la viga tubular cuadrada 4 X 4 X 6 mm y el arriostre tubular cuadrado 4 X 4 X 6 mm:

$$P_u (\text{horizontal}) = P_u \cos 45^\circ = 14.84 \cos 45^\circ = 10.49 \text{ Kips}$$

$$L \text{ total requerida} = \frac{Pu \text{ (horizontal)}}{\phi Rn \text{ para long unit de solda.}} = \frac{10.49 \text{ kips}}{2.78 \frac{\text{kips}}{\text{in}}} \\ = 3.77 \text{ in} \approx 9.58 \text{ cm}$$

Debido a que el arriostre se soldará a la viga en ambos lados de las caras del arriostre, se utilizarán 2 soldaduras de filete de la misma longitud. Entonces:

$$L \text{ entre viga y arriostre} = \frac{L \text{ total requerida}}{2} = \frac{3.77 \text{ in}}{2} = 1.88 \text{ in} \\ \approx 4.79 \text{ cm}$$

A criterio del proyectista, se puede redondear la longitud de soldadura de filete para la conexión soldada entre la viga tubular cuadrada 4 X 4 X 6 mm y el arriostre tubular cuadrado 4 X 4 X 6 mm, con el fin de un mejor manejo constructivo, al siguiente valor:

$$L \text{ entre viga y arriostre} = 2" \approx 5.08 \text{ cm}$$

- d) Diseño de la conexión soldada entre la viga de polín W 12 X 53 y las vigas tubulares rectangulares 8 X 4 X 9 mm:

Como la viga polín de perfil W se apoyará directamente o por encima de las vigas tubulares rectangulares, la soldadura de filete que unirá ambas partes la cual estará ubicada a lo largo de todo el ancho del patín inferior "bf" de la viga de perfil W no experimentará ningún esfuerzo (es decir ninguna carga actúa ni paralela ni perpendicularmente respecto al eje de la soldadura). Por lo tanto, para diseñar la soldadura que unirá ambas partes es suficiente cumplir con el tamaño de la soldadura de filete mínima según las especificaciones del AISC, de acuerdo al espesor menor entre ambas partes conectadas:

$$t \text{ des viga} < t_f \text{ viga} \Rightarrow 0.33" < 0.58"$$

Por lo tanto el t menor entre partes conectadas es $0.33" \approx \frac{5}{16}"$ a $\frac{3}{8}"$

Según la especificación el tamaño mínimo (w) de soldadura para t

$$= \frac{5}{16}" \text{ a } \frac{3}{8}" \text{ es } w = \frac{3}{16}"$$

Demuestra que es necesario el utilizar soldadura de filete de $\frac{3}{16}"$ en todo el ancho "bf" del patín inferior de la viga polín W12 X 53 en contacto con la viga tubular rectangular 8 X 4 X 9 mm (en uno o en dos lados).

A continuación, se muestran los gráficos para todas las conexiones totalmente soldadas de los elementos que componen la torre de apeo "Tipo 1":

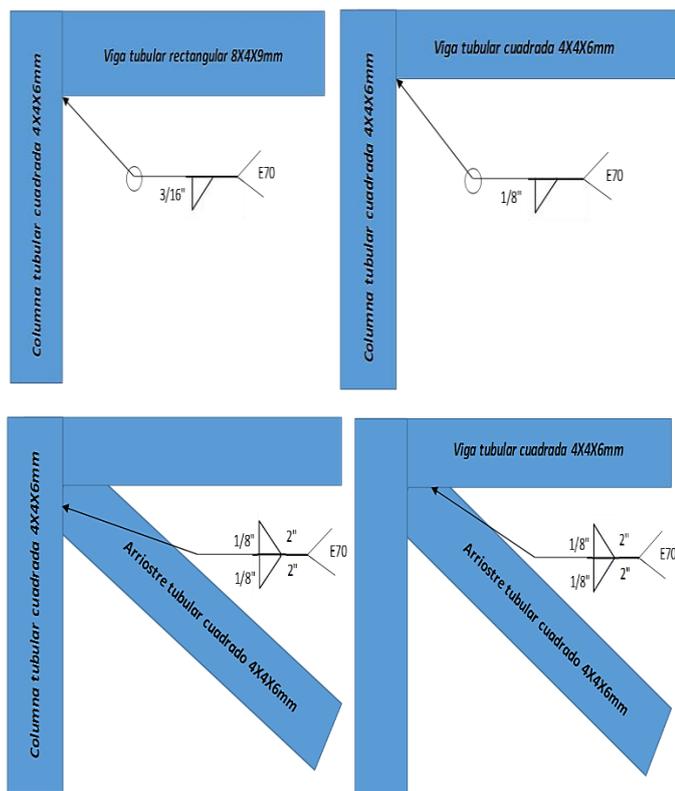


Figura 39. Conexiones totalmente soldadas de los elementos de la torre de apeo.

Fuente: propia.

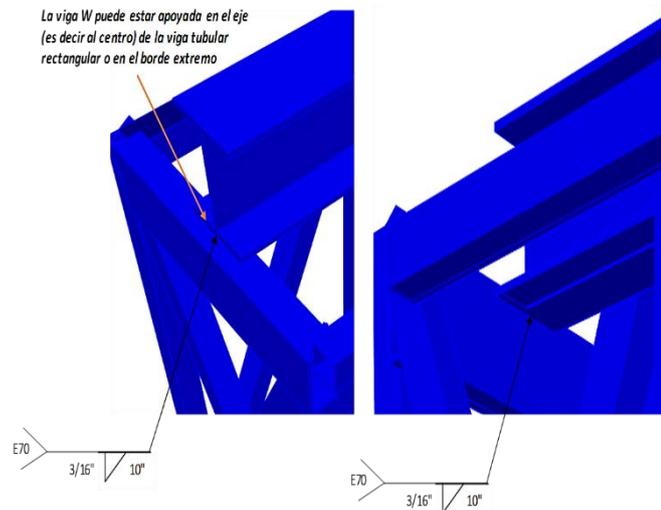
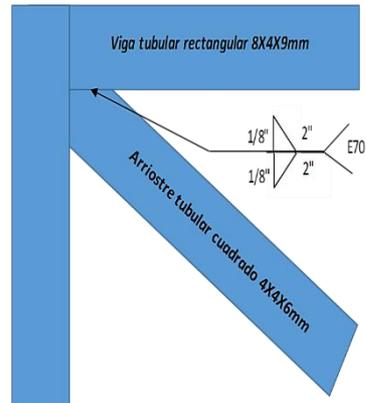


Figura 40. Conexiones de la viga polín que compone la torre de apeo "Tipo 1".

Fuente: propia.

4.5.1.10. Diseño de placas base y pernos de anclaje de la torre de apeo:

Se realizará el diseño para la conexión de placa base y pernos de anclaje más crítico entre ambas torres de apeo, los cuales pertenecen a la torre de apeo "Tipo 1", con el cual se uniformizará el diseño para ambas torres de apeo. A continuación, se dará a conocer el diseño para la conexión de placa base y pernos de anclaje que cumpla todos los requerimientos del diseño.

Propiedades de la columna de perfil tubular cuadrado 4X4X6mm - A36:		Propiedades de la placa base - A36 para diseño:	
Fy =	36 Ksi 2530 Kg/cm ²	Fy =	36 Ksi 2530 Kg/cm ²
Fu =	58 Ksi 4076 Kg/cm ²	Fu =	58 Ksi 4076 Kg/cm ²
E acero =	29000 Ksi 2100000 Kg/cm ²	E acero =	29000 Ksi 2100000 Kg/cm ²
Peralte (Largo o Dimensión en X) =	4 in 10.16 cm		
Peralte (Ancho o Dimensión en Y) =	4 in 10.16 cm		
Espesor de pared nominal (t nom) =	0.24 in = 1/4" aprox 0.60 cm = 6.0 mm		
Espesor de pared de diseño (t des) =	0.220 in 0.56 cm		
Propiedades de la cimentación de concreto armado para diseño:		Propiedades de los pernos de anclaje A325:	
Fc =	3 Ksi 210 Kg/cm ²	Fu =	120 Ksi 8434 Kg/cm ²
E concreto =	3105.30 Ksi 217370.65 Kg/cm ²		
		Propiedades de la soldadura de filete: E70XX	
		FEXX =	70 Ksi 4920 Kg/cm ²

Figura 41. Propiedades de los componentes definitivos para el diseño de la conexión de placa base y pernos de anclaje de la torre de apeo.

Fuente: propia.

- Análisis estructural: del programa SAP.2000 se obtienen la reacción de carga axial máxima a compresión "Pu" y las reacciones de fuerza cortante máximas para ambas direcciones "Vux", "Vuy" en la base de la torre de apeo "Tipo 1" de la combinación gobernante que para este caso será la combinación "1.4 CM":

$$Pu \text{ max} = 20.82 \text{ ton} \approx 45.90 \text{ kips}$$

$$Vux \text{ max} = 3.05 \text{ ton} \approx 6.72 \text{ kips}$$

$$Vuy \text{ max} = 2.99 \text{ ton} \approx 6.59 \text{ kips}$$

No se tienen presencia de momentos flectores en la base, debido a que los apoyos han sido modelados como "articulado".

- Dimensionamiento de la placa base por resistencia al aplastamiento del concreto:

Dimensionamiento tentativo de la placa base por aplastamiento del concreto:

$$\begin{aligned} \phi_c P_p &= \phi_c 0.85 f_c A_1 \geq P_u \Rightarrow A_1 \text{ (req)} \\ &= \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f_c} ; \text{ donde } \phi_c = 0.70 \\ A_1 \text{ (req)} &= \frac{(20.82 \times 1000) \text{ kg}}{0.70 \times 0.85 \times 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 166.63 \text{ cm}^2 \approx 25.83 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Cálculo de las dimensiones N (largo de placa base) y B (ancho de placa base):

$$\begin{aligned} N &= \sqrt{A_1 \text{ (req)}} \\ N &= \sqrt{166.63 \text{ cm}^2} = 12.91 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm} \\ B &= \frac{166.63 \text{ cm}^2}{13 \text{ cm}} = 12.82 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm} \end{aligned}$$

A criterio del proyectista las dimensiones de la placa base “N” y “B” deben ser al menos mayor a la dimensión paralela de la columna que le corresponde a “N” y que le corresponde a “B” más aproximadamente 3” \approx 7.62 cm a cada lado de la cara de la columna de acero (otros proyectistas consideran agregar 5 cm \approx 2” a cada lado de la cara de la columna de acero):

$$\begin{aligned} N &\geq \text{dimension en X} + 2 (3" \text{ o } 7.62 \text{ cm}) \Rightarrow N \geq 10.16 \text{ cm} + \\ &\quad 2(7.62 \text{ cm}) = 25.40 \text{ cm} \\ B &\geq \text{dimension en Y} + 2 (3" \text{ o } 7.62 \text{ cm}) \Rightarrow B \geq 10.16 \text{ cm} + \\ &\quad 2(7.62 \text{ cm}) = 25.40 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore \text{ Por lo tanto utilizar: } N &= 30.00 \text{ cm} \approx 11.81 \text{ in y } B \\ &= 30.00 \text{ cm} \approx 11.81 \text{ in} \end{aligned}$$

Se verifica si cumple el área requerida por aplastamiento sólo para carga axial:

$$\begin{aligned} A_1 &= N \times B = 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2 > A_1 \text{ (req)} \\ &= 166.63 \text{ cm}^2 \text{ (OK CUMPLE)} \end{aligned}$$

Dimensiones del diseño de la cimentación de concreto armado N2 (largo de cimentación) y B2 (ancho de cimentación):

Las dimensiones de la cimentación para el diseño de la conexión de placa base y pernos de anclaje, son las siguientes:

$$N2 = 200.00 \text{ cm} \approx 78.74 \text{ in} \quad \text{y} \quad B2 = 200.00 \text{ cm} \approx 78.74 \text{ in}$$

Cálculo del área A2 geoméricamente similar al área A1:

$$\frac{B1}{N1} = \frac{B2}{N2} \Rightarrow B2 = \frac{B1 \times N2}{N1} = \frac{30 \text{ cm} \times 200 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 200 \text{ cm}$$

$$A2 = N2 \times B2 = 200 \text{ cm} \times 200 \text{ cm} = 40000 \text{ cm}^2$$

Determinación de la resistencia al aplastamiento de la cimentación de concreto armado considerando solo carga axial:

$$\phi_c P_p = \phi_c 0.85 f_c A1 \sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq \phi_c 1.7 f_c A1 ; \text{ donde } \phi_c = 0.70$$

$$\phi_c P_p = 0.70 \times 0.85 \times 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 900 \text{ cm}^2 \times \sqrt{\frac{40000 \text{ cm}^2}{900 \text{ cm}^2}} = 749700 \text{ kg}$$

$$\leq$$

$$\phi_c P_p = 0.70 \times 1.7 \times 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 900 \text{ cm}^2 = 224910 \text{ kg}$$

$$\therefore \phi_c P_p = 224910 \text{ kg} \approx 224.91 \text{ ton} \approx 495.83 \text{ kips}$$

$$\phi_c P_p > P_u \Rightarrow 224.91 \text{ tn} > 20.82 \text{ ton} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

$$\phi_c P_p > P_u \Rightarrow 495.83 \text{ kips} > 45.90 \text{ kips} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

Cálculo del espesor mínimo requerido para la placa base sometida solo a carga axial:

$$m = \frac{N - 0.95 (\text{dimension en Y})}{2} = \frac{30 \text{ cm} - 0.95 (10.16 \text{ cm})}{2} = 10.17 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.95 (\text{dimension en X})}{2} = \frac{30 \text{ cm} - 0.95 (10.16 \text{ cm})}{2} = 10.17 \text{ cm}$$

$$l = \max (m, n) \Rightarrow \max (10.17 \text{ cm}, 10.17 \text{ cm}) = 10.17 \text{ cm}$$

$$t_p \text{ mín} = l \sqrt{\frac{2 P_u}{0.9 F_y B N}} \Rightarrow 10.17 \text{ cm} \times \sqrt{\frac{2 \times (20.82 \times 1000) \text{ kg}}{0.9 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}}}$$

$$= 1.45 \text{ cm} \approx 0.57 \text{ in}$$

$$\text{Espesor requerido para la placa base: } t_p = \frac{5}{8} \text{ in}$$

Cálculo del espesor mínimo requerido para la placa base sometida solo a carga axial:

$$m = \frac{N - 0.95 (\text{dimensión en Y})}{2} = \frac{30 \text{ cm} - 0.95 (10.16 \text{ cm})}{2} = 10.17 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.95 (\text{dimensión en X})}{2} = \frac{30 \text{ cm} - 0.95 (10.16 \text{ cm})}{2} = 10.17 \text{ cm}$$

$$l = \max (m, n) \Rightarrow \max (10.17 \text{ cm}, 10.17 \text{ cm}) = 10.17 \text{ cm}$$

$$tp \text{ mín} = l \sqrt{\frac{2 Pu}{0.9 Fy BN}} \Rightarrow 10.17 \text{ cm} \times \sqrt{\frac{2 \times (20.82 \times 1000) \text{ kg}}{0.9 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}}}$$

$$= 1.45 \text{ cm} \approx 0.57 \text{ in}$$

$$\text{Espesor requerido para la placa base: } tp = \frac{5}{8} \text{ in}$$

Cálculo del tamaño y la cantidad de pernos de anclaje para la conexión:

Se debe calcular la resistencia a cortante para un perno de anclaje de $\phi = 1/2'' - A325$ con el cual se cumple satisfactoriamente el diseño, después de realizar varias iteraciones:

$$\phi Rn = (\phi Fnv Ab) \times \text{número de planos de corte}; \text{ donde } \phi = 0.75$$

$$Fnv (\text{N type}) = 0.40 Fu \Rightarrow 0.40 (120 \text{ ksi}) = 48 \text{ ksi} \approx 3373.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Ab = \frac{\pi \times \phi \text{ perno}^2}{4} \Rightarrow \frac{\pi \times \left(\frac{1}{2} \text{ in}\right)^2}{4} = 0.20 \text{ in}^2 \approx 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\phi Rn = (0.75 \times 48 \text{ ksi} \times 0.20 \text{ in}^2) \times 1 = 7.07 \text{ kips}$$

Determinación del número de pernos de anclaje "n" requeridos para resistir el cortante en la base de la torre de apeo:

$$n = \frac{Vu}{\phi Rn}; \text{ donde } Vu = \max (Vux, Vuy) \Rightarrow n = \frac{6.72 \text{ kips}}{7.07 \text{ kips}} = 0.95 \text{ pernos}$$

Se debe tener presente que para poder anclar cómodamente y en forma más segura la placa base a la cimentación, a criterio del proyectista se recomienda como mínimo 4 pernos de anclaje. Por lo tanto, acorde a ese criterio:

Utilizar 4 pernos de anclaje $\phi 1/2'' - A325$

Verificación de las distancias mínimas al borde del concreto y los espaciamientos mínimos entre pernos de la conexión:

El ACI 318, recomienda que las distancias mínimas al borde del concreto de la cimentación y los espaciamientos mínimos entre pernos de anclaje, para evitar fallas por hendimiento para pernos de anclaje adheridos, debe cumplir con lo siguiente:

Distancia mínima al borde de concreto = 6ϕ perno

Espaciamiento mínimo entre pernos = 4ϕ perno

Para evaluar estas recomendaciones, la figura siguiente muestra un esquema en planta de la placa base cerca a los bordes de la cimentación y la ubicación de los pernos de anclaje. Este esquema se planteó a criterio del proyectista teniendo en cuenta una buena práctica constructiva.

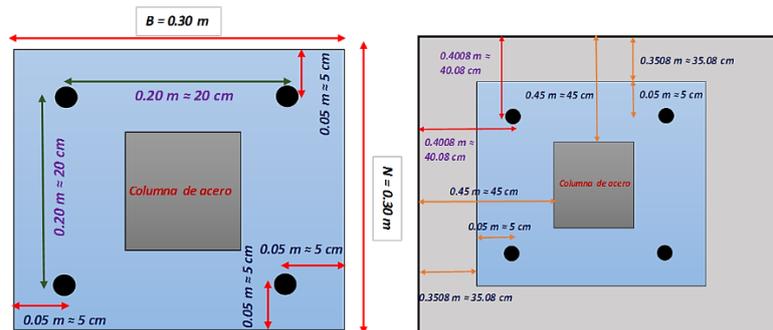


Figura 42. Distancias de borde y espaciamiento entre pernos de anclaje ACI 318.

Fuente: propia.

$$\text{Distancia mínima al borde de concreto} = 6 \times \frac{1}{2}'' = 3'' \approx 7.62 \text{ cm}$$

$7.62 \text{ cm} < 40.08 \text{ cm}$ (distancia mínima al borde en el grafico) $\Rightarrow \therefore$ OK CUMPLE

$$\text{Espaciamiento mínimo entre pernos} = 4 \times \frac{1}{2}'' = 2'' \approx 5.08 \text{ cm}$$

$5.08 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$ (espaciado mínimo entre pernos en el grafico) $\Rightarrow \therefore$ OK CUMPLE

Por lo tanto, como se cumplen las recomendaciones satisfactoriamente, las fallas por hendimiento están controladas para los pernos de anclaje adheridos.

Cálculo de la longitud de anclaje “Ld” de los pernos de anclaje y verificación de la distancia mínima de borde por corte “mv”.

Tabla 03. Valores para longitud de anclaje y distancia mínima de borde por corte.

Tipo de perno (ASTM)	Longitud de Anclaje L_d	Espaciamiento mínimo entre pernos r_m	Mínima distancia de borde por corte m_v	Mínima distancia de borde por tracción m_t
A307	12 d	16 d	12 d	5 d o 4" min.
A325	17 d	24 d	17 d	5 d o 4" min.

Fuente: compilación propia.

Para pernos $\phi = 1/2'' - A325$:

$$L_d = 17 \times \frac{1}{2}'' = 8 \frac{1}{2}'' \approx 21.59 \text{ cm}$$

$$m_v = 17 \times \frac{1}{2}'' = 8 \frac{1}{2}'' \approx 21.59 \text{ cm} > 40.08 \text{ cm ("m" de la Fig. 10)}$$

$$\Rightarrow m_v < m \text{ (OK)}$$

Longitud de anclaje de $8 \frac{1}{2}'' \approx 21.59 \text{ cm}$ y sin refuerzo por corte

Diseño de la soldadura entre columna de acero y la placa base:

Como la soldadura de filete que unirá ambas partes no experimentará ningún esfuerzo (es decir ninguna carga actúa ni paralela ni perpendicularmente respecto al eje de la soldadura). Por lo tanto, para diseñar la soldadura que unirá la columna de acero con la placa base es suficiente cumplir con el tamaño de la soldadura de filete mínima según las especificaciones del AISC, de acuerdo al espesor menor entre ambas partes conectadas. Además, el tamaño de soldadura obtenido se uniformizará para soldar todo el perímetro de contacto entre la columna de acero y la placa base:

$$t \text{ des columna} < t \text{ placa base} \Rightarrow 0.22" < \frac{5}{8}" \therefore$$

Por lo tanto el t menor entre partes conectadas es $0.22" \approx \frac{1}{4}"$

Según la especificación el tamaño mínimo (w) de soldadura para t

$$= \frac{1}{4}" \text{ es } w = \frac{1}{8}"$$

Conclusión de los cálculos: utilizar soldadura de filete de 1/8" en todo el perímetro de contacto entre la columna de acero y la placa base. A continuación, se muestran en dos figuras la conexión de placa base y pernos de anclaje para la torre de apeo "Tipo 1".

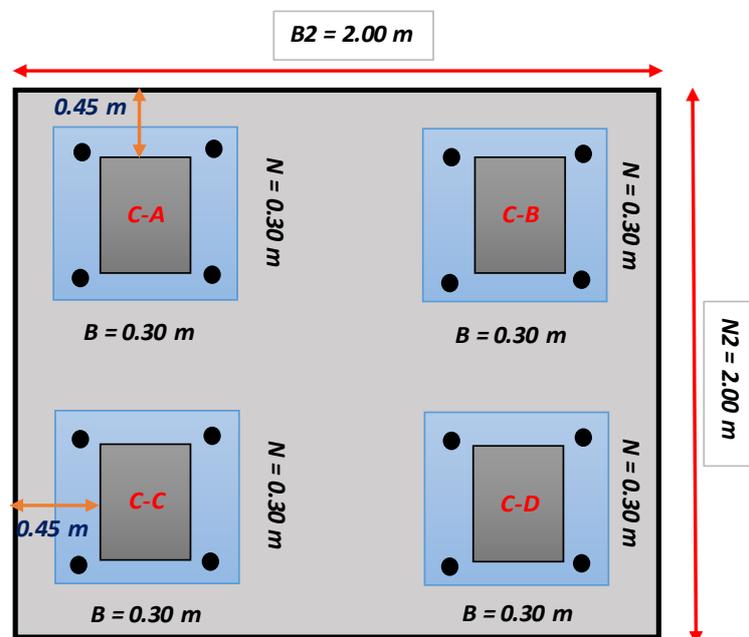
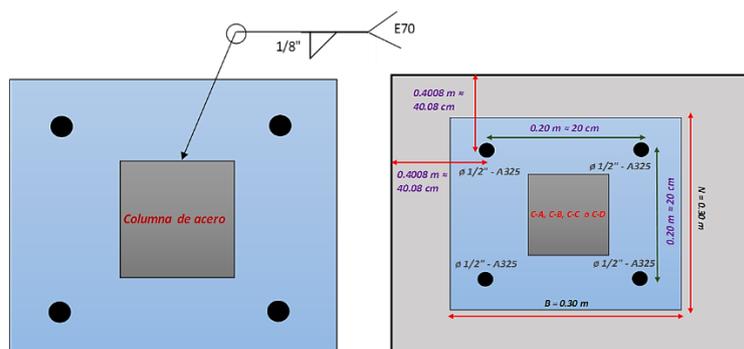


Figura 43. Vista en planta de conexión placa base y torres de apeo.

Fuente: propia.



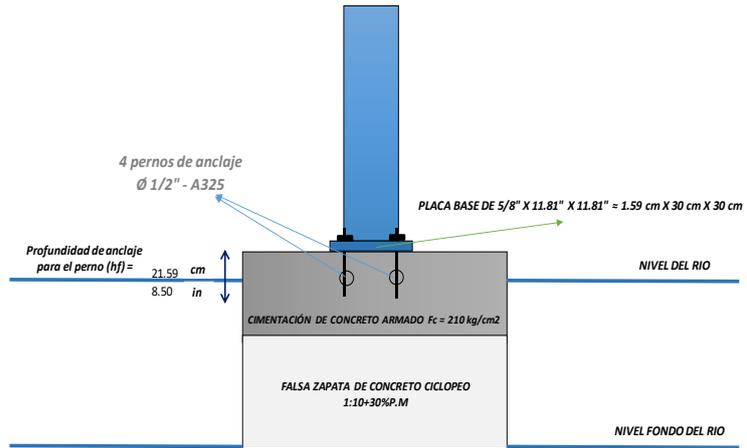


Figura 44. Detalles de la conexión de placa base y pernos de anclaje de la torre de apeo "Tipo 1".

Fuente: propia.

4.5.2. Diseño de la cimentación (losa de cimentación):

A modo de ejemplo se realizará el diseño de la losa de cimentación de la torre de apeo "Tipo 1". Este tipo de cimentación continua es la más óptima y coherente para este tipo de estructuras provisionales debido a que los apoyos la mayoría de veces quedan ubicados muy cercanos entre sí, lo que con una cimentación aislada produciría que sus áreas se superpongan. A continuación, se dará a conocer el diseño de la cimentación con las dimensiones y el refuerzo de acero que cumpla todos los requerimientos del diseño.

Datos generales del terreno de fundación del EMS:		Datos de losa de cimentación y de la falsa zapata:	
<i>q</i> admisible del suelo del cauce del río cunetas =	2.06 Kg/cm ²	<i>F_c</i> =	3 Ksi
Peso específico del terreno de fundación =	20.60 Tn/m ²	<i>F_y</i> =	210 Kg/cm ²
Profundidad del nivel del río hasta el fondo donde se cimentará la torre =	1.82 Tn/m ³	Peso específico del concreto armado =	60 Ksi
Altura de la losa encima del nivel del río =	1.30 m	Peso específico del concreto ciclopeo =	4200 Kg/cm ²
Datos de las columnas de acero A36 (Tubo Cuadrado 4X4X6mm):	0.20 m	<i>H</i> zapata o losa de cimentación asumida =	2400 Kg/m ³
Dimensión en X =	10.16 cm ≈ 4"	<i>H</i> de falsa zapata o subzapata =	2.30 Tn/m ³
Dimensión en Y =	10.16 cm ≈ 4"		0.60 m
	0.102 m		60 cm
	0.102 m		0.90 m
			90 cm

Figura 45. Datos generales de los componentes de la cimentación para la torre de apeo.

Fuente: propia.

- Análisis estructural: del programa SAP.2000 obtenemos las reacciones de carga axial a compresión en etapa de servicio “Pm” en la base de todas las columnas o apoyos de la torre de apeo “Tipo 1”:

Tabla 04. *Solicitaciones de carga para la cimentación de la torre de apeo.*

SOLICITACIONES DE CARGA - COLUMNA A (TUBO CUADRADO 4X4X6mm)	
CM (Tn)	
Pm	14.87
SOLICITACIONES DE CARGA - COLUMNA B (TUBO CUADRADO 4X4X6mm)	
CM (Tn)	
Pm	14.87
SOLICITACIONES DE CARGA - COLUMNA C (TUBO CUADRADO 4X4X6mm)	
CM (Tn)	
Pm	14.87
SOLICITACIONES DE CARGA - COLUMNA D (TUBO CUADRADO 4X4X6mm)	
CM (Tn)	
Pm	14.87

Fuente: propia.

No se tienen presencia de momentos flectores en la base, debido a que los apoyos han sido modelados como “articulados”.

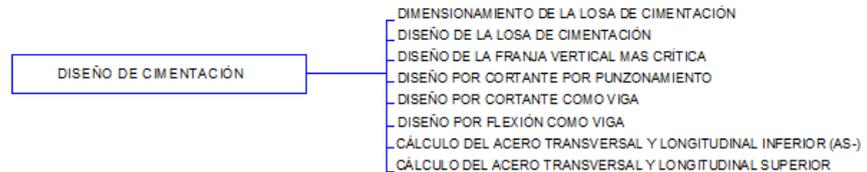


Figura 46. Esquema para el diseño de la cimentación.

Fuente: propia.

- Dimensionamiento de la losa de cimentación:

Determinación de la resultante de cargas por gravedad “R” en ambas direcciones “Xcg, Ycg” y hacer coincidir con el centro de gravedad “C.G” de la cimentación:

$$X_{cg} = \frac{\sum P_{ixi} + \sum M_{xi}}{\sum P_i} ; Y_{cg} = \frac{\sum P_{iyi} + \sum M_{yi}}{\sum P_i}$$

$$X_{cg} = \frac{\text{Col A}(0 \text{ m}) + \text{Col B}(1 \text{ m}) + \text{Col C}(0 \text{ m}) + \text{Col D}(1 \text{ m})}{\text{Col A} + \text{Col B} + \text{Col C} + \text{Col D}}$$

$$X_{cg} = \frac{14.87 \text{ ton}(0 \text{ m}) + 14.87 \text{ ton}(1 \text{ m}) + 14.87 \text{ ton}(0 \text{ m}) + 14.87 \text{ ton}(1 \text{ m})}{14.87 \text{ ton} + 14.87 \text{ ton} + 14.87 \text{ ton} + 14.87 \text{ ton}} = 0.50 \text{ m}$$

$$Y_{cg} = \frac{\text{Col A}(1 \text{ m}) + \text{Col B}(1 \text{ m}) + \text{Col C}(0 \text{ m}) + \text{Col D}(0 \text{ m})}{\text{Col A} + \text{Col B} + \text{Col C} + \text{Col D}}$$

$$Y_{cg} = \frac{14.87 \text{ ton} (1 \text{ m}) + 14.87 \text{ ton} (1 \text{ m}) + 14.87 \text{ ton} (0 \text{ m}) + 14.87 \text{ ton} (0 \text{ m})}{14.87 \text{ ton} + 14.87 \text{ ton} + 14.87 \text{ ton} + 14.87 \text{ ton}} = 0.50 \text{ m}$$

$$X_{cg}, Y_{cg} = (0.50 \text{ m}, 0.50 \text{ m})$$

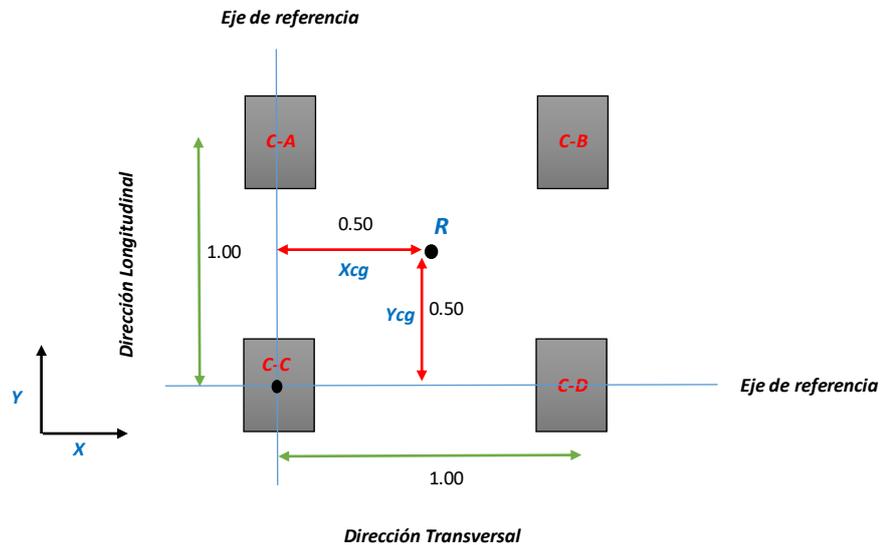


Figura 47. Resultante de cargas por gravedad "R" en ambas direcciones "Xcg, Ycg".

Fuente: propia.

Cálculo del área tentativa de la losa de cimentación:

$$A_z = \frac{(\sum P) \times \text{Factor de Suelo } K}{q \text{ adm suelo}}$$

$$\Rightarrow \frac{(14.87 \text{ ton} + 14.87 \text{ ton} + 14.87 \text{ ton} + 14.87 \text{ ton}) \times 1.15}{18.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}}$$

$$= 3.68 \text{ m}^2$$

Cálculo de las dimensiones "B" y "L" de la losa de cimentación:

Debido a que los apoyos de la torre de apeo están ubicados simétricamente en planta a una distancia en "X" de 1 m y a una distancia en "Y" de 1 m, además la resultante de cargas cae al centro de las 4 columnas. A criterio del proyectista se recomienda optar por una losa de cimentación cuadrada.

$$L = B = \sqrt{Az} = \sqrt{3.32 \text{ m}^2} = 1.82 \text{ m}$$

Redondeando a un número entero múltiplo de 5 $\Rightarrow L = B = 2.00 \text{ m}$

Az calculada = $2 \text{ m} \times 2 \text{ m} = 4 \text{ m}^2 > Az \text{ tentativa} = 3.32 \text{ m}^2$ (OK CUMPLE)

Verificación del esfuerzo actuante con el esfuerzo admisible por cargas de gravedad considerando el peso real de la losa de cimentación más el peso de la falsa zapata.

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{B^2} \pm \frac{6My}{L^2} \approx q = \frac{P}{A}$$

(Por no haber presencia de momentos ni excentricidad en la cimentación)

$$\frac{(14.87 \text{ ton} + 14.87 \text{ ton} + 14.87 \text{ ton} + 14.87 \text{ ton}) + \left(4 \text{ m}^2 \times 0.60 \text{ m} \times 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) + \left(4 \text{ m}^2 \times 0.90 \text{ m} \times 2.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right)}{4 \text{ m}^2}$$

$$q = 18.38 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \leq q \text{ adm} = 20.60 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \text{ (OK CUMPLE)}$$

- Diseño de la losa de cimentación:

$$P_u = 1.4 (4.87 \text{ ton} + 14.87 \text{ ton} + 14.87 \text{ ton} + 14.87 \text{ ton}) = 83.27 \text{ ton}$$

(Sólo se considera la combinación de cargas de gravedad 1.4 CM

por que sólo actúa esa carga)

$$q_u \text{ diseño} = \frac{83.27 \text{ ton}}{4 \text{ m}^2} = 20.82 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- División de franjas horizontales y franjas verticales para analizar la franja más crítica en cada dirección "método de franjas de Fratelli":

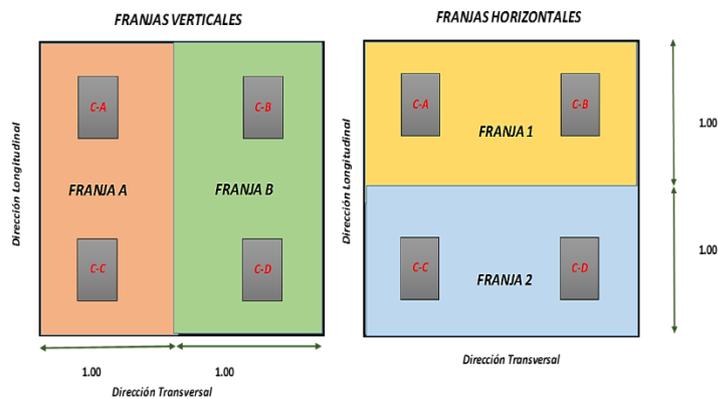


Figura 48. División de franjas horizontales y franjas verticales de análisis.

Fuente: propia.

- Diseño de la franja vertical más crítica (franja A):

Ancho de la franja A = 1.00 m

qu diseño para el ancho de la franja A = $20.82 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 1.00 \text{ m} = 20.82 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$

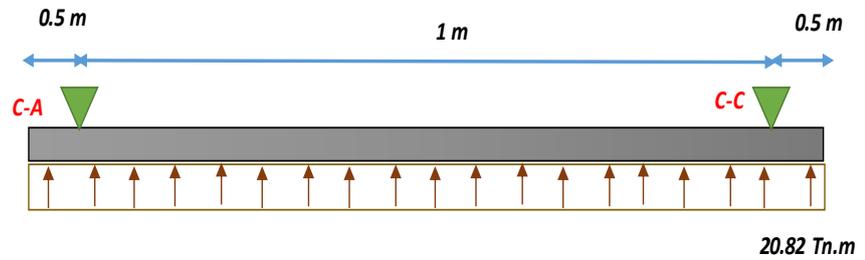


Figura 49. Idealización estructural de la franja vertical "A".

Fuente: propia.

Para realizar el análisis estructural y obtener los diagramas de fuerza cortante y diagrama de momento flector se utilizó el programa "SAP.2000 V19.0".

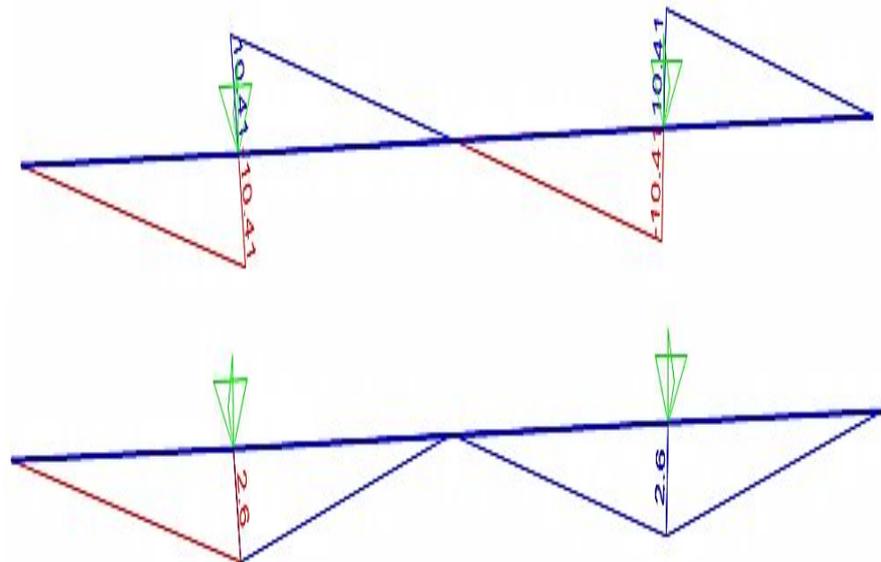


Figura 50. Diagrama de fuerza cortante y diagrama de momento flector para la franja vertical "A".

Fuente: propia.

- Diseño por cortante de punzamiento:

<i>H losa de cimentación =</i>	0.60 m 60 cm
<i>Peralte efectivo (d) =</i>	0.50 m
<i>d/2 =</i>	0.25 m
<i>Perimetro de la sección crítica (bo) =</i>	2.41 m
<i>Area de la sección crítica (Ao) =</i>	0.36 m ²

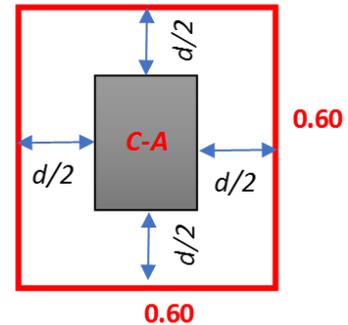


Figura 51. Sección crítica de punzonamiento para las columnas de la torre de apeo.

Fuente: propia.

$$V_u = P_u - q_u (A_o) \Rightarrow 1.4 (14.87 \text{ ton}) - 20.82 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} (0.36 \text{ m}^2) = 13.28 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \leq \phi V_c \text{ limite} \Rightarrow \phi \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \leq \phi 1.1 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0.85 \left(0.53 + \frac{1.1}{1.0} \right) \times \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 241 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} = 241576.12 \text{ kg} \approx 241.58 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \text{ limite} = 0.85 \times 1.1 \times \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 241 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} = 163026.83 \text{ kg} \approx 163.03 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \min [241.58 \text{ ton}, 163.03 \text{ ton}] = 163.03 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow 163.03 \text{ ton} > 13.28 \text{ ton} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

- Diseño por cortante como viga: la fuerza cortante deberá chequearse a una distancia "d" de la cara del apoyo con mayor fuerza cortante de acuerdo al "DFC" del análisis estructural.

$$\text{Distancia de eje de columna hasta "d" de cara del apoyo} = \frac{0.102 \text{ m}}{2} + 0.50 \text{ m} = 0.551 \text{ m}$$

$$V_u \text{ para } 0.551 \text{ m del eje de columna} = 1.06 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \Rightarrow 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 100 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 32641.83 \text{ kg} \approx 32.64 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow 32.64 \text{ ton} > 1.06 \text{ ton} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

- Diseño por flexión como viga:

Cálculo del acero longitudinal inferior (As -) de la losa de cimentación:

$$\text{Distancia del eje a la cara de la columna} = \frac{0.102 \text{ m}}{2} = 0.051 \text{ m}$$

$$\text{Mu (-) del DMF a 0.051 m del eje de la columna} = 2.34 \text{ ton.m}$$

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{(2.34 \times 10^5) \text{ kg.cm}}{100 \text{ cm} \times (50 \text{ cm})^2} = 0.94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho = 0.0003$$

$$As (-) \text{ req} = \rho \times b \times d = 0.0003 \times 100 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} = 1.50 \text{ cm}^2 \text{ (para un ancho de 1 m)}$$

$$As (-) \text{ min} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$$

$$= 10.80 \text{ cm}^2 \text{ (para un ancho de 1 m)}$$

$$\therefore \text{Como } As (-) \text{ req} < As (-) \text{ min}$$

$$As (-) \text{ colocado} = 10.80 \text{ cm}^2$$

Sí se utilizan $\phi 1/2''$ cuya área de acero es $= 1.27 \text{ cm}^2$, el espaciamiento en 1 m será:

$$10.80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 100 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots S \text{ cm}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 1.27 \text{ cm}^2}{10.80 \text{ cm}^2} = 11.76 \text{ cm} \Rightarrow S @ 10 \text{ cm}$$

\therefore Por lo tanto utilizar Acero Longitudinal Inferior $As (-) \phi 1/2'' @ 0.10 \text{ m}$

Cálculo del acero longitudinal superior (As+) de la losa de cimentación:

$$\text{Mu (+) del DMF al centro de la luz mayor} = 0.00 \text{ tn.m}$$

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{(0.00 \times 10^5) \text{ kg.cm}}{100 \text{ cm} \times (50 \text{ cm})^2} = 0.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho = 0.0000$$

$$As (-) \text{ req} = \rho \times b \times d = 0.0000 \times 100 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} = 0.00 \text{ cm}^2 \text{ (para un ancho de 1 m)}$$

$$As (-) \text{ min} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$$

$$= 10.80 \text{ cm}^2 \text{ (para un ancho de 1 m)}$$

$$\therefore \text{Como } As (-) \text{ req} < As (-) \text{ min}$$

$$As (-) \text{ colocado} = 10.80 \text{ cm}^2$$

Sí se utilizan $\phi 1/2''$ cuya área de acero es $= 1.27 \text{ cm}^2$, el espaciamiento en 1 m será:

$$10.80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 100 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots S \text{ cm}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 1.27 \text{ cm}^2}{10.80 \text{ cm}^2} = 11.76 \text{ cm} \Rightarrow S @ 10 \text{ cm}$$

∴ Por lo tanto utilizar Acero Longitudinal Superior As (+) $\phi 1/2'' @ 0.10 \text{ m}$

- Diseño de la franja horizontal más crítica (franja 1):

Ancho de la franja 1 = 1.00 m

qu diseño para el ancho de la franja 1 = $20.82 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 1.00 \text{ m} = 20.82 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$

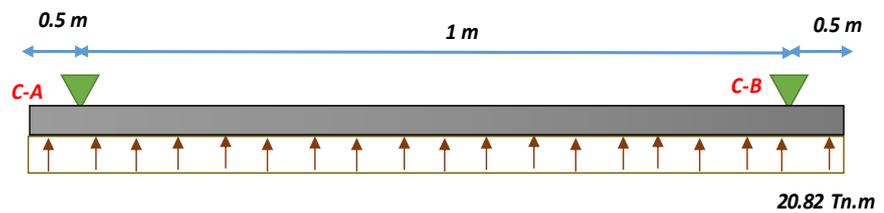


Figura 52. Idealización estructural de la franja horizontal "1".

Fuente: propia.

Para realizar el análisis estructural y obtener los diagramas de fuerza cortante y diagramas de momento flector se utilizó el programa "SAP.2000 V19.0".

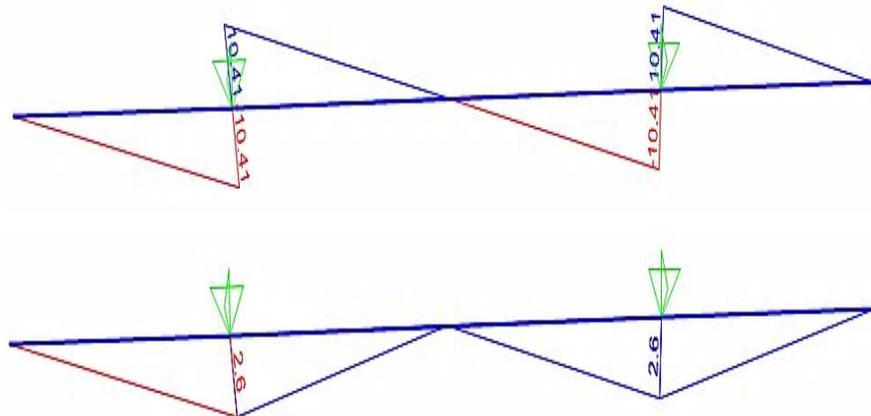


Figura 53. Diagrama de fuerza cortante y diagramas de momento flector para la franja horizontal "1".

Fuente: propia.

- Diseño por cortante por punzonamiento:

<i>H losa de cimentación =</i>	0.60 m 60 cm
<i>Peralte efectivo (d) =</i>	0.50 m
<i>d/2 =</i>	0.25 m
<i>Perímetro de la sección crítica (bo) =</i>	2.41 m
<i>Área de la sección crítica (Ao) =</i>	0.36 m ²

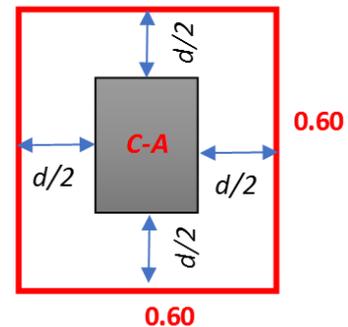


Figura 54. Sección crítica de punzonamiento para las columnas de la torre de apeo.

Fuente: propia.

$$V_u = P_u - q_u (A_o) \Rightarrow 1.4 (14.87 \text{ ton}) - 20.82 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} (0.36 \text{ m}^2) = 13.28 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \leq \phi V_c \text{ limite} \Rightarrow \phi \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \leq \phi 1.1 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0.85 \left(0.53 + \frac{1.1}{1.0} \right) \times \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 241 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} = 241576.12 \text{ kg} \approx 241.58 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \text{ limite} = 0.85 \times 1.1 \times \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 241 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} = 163026.83 \text{ kg} \approx 163.03 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \min [241.58 \text{ ton}, 163.03 \text{ ton}] = 163.03 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow 163.03 \text{ ton} > 13.28 \text{ ton} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

- Diseño por cortante como viga: la fuerza cortante deberá chequearse a una distancia "d" de la cara del apoyo con mayor fuerza cortante de acuerdo al "DFC" del análisis estructural.

$$\text{Distancia de eje de columna hasta "d" de cara del apoyo} = \frac{0.102 \text{ m}}{2} + 0.50 \text{ m} = 0.551 \text{ m}$$

$$V_u \text{ para } 0.551 \text{ m del eje de columna} = 1.06 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \Rightarrow 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 100 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 32641.83 \text{ kg} \approx 32.64 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow 32.64 \text{ ton} > 1.06 \text{ ton} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

- Diseño por flexión como viga:

Cálculo del acero transversal inferior (As -) de la losa de cimentación.

$$\text{Distancia del eje a la cara de la columna} = \frac{0.102 \text{ m}}{2} = 0.051 \text{ m}$$

$$\text{Mu (-) del DMF a 0.051 m del eje de la columna} = 2.34 \text{ ton.m}$$

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{(2.34 \times 10^5) \text{ kg.cm}}{100 \text{ cm} \times (50 \text{ cm})^2} = 0.94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho = 0.0003$$

$$\text{As (-) req} = \rho \times b \times d = 0.0003 \times 100 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} = 1.50 \text{ cm}^2 \text{ (para un ancho de 1 m)}$$

$$\text{As (-) min} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$$

$$= 10.80 \text{ cm}^2 \text{ (para un ancho de 1 m)}$$

$$\therefore \text{Como As (-) req} < \text{As (-) min}$$

$$\text{As (-) colocado} = 10.80 \text{ cm}^2$$

Sí se utilizan $\phi 1/2''$ cuya área de acero es $= 1.27 \text{ cm}^2$, el espaciamiento en 1mts.será:

$$10.80 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 100 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots S \text{ cm}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 1.27 \text{ cm}^2}{10.80 \text{ cm}^2} = 11.76 \text{ cm} \Rightarrow S @ 10 \text{ cm}$$

\therefore Por lo tanto utilizar Acero Transversal Inferior As (-) $\phi 1/2'' @ 0.10 \text{ m}$

Cálculo del acero transversal superior (As +) de la losa de cimentación:

$$\text{Mu (+) del DMF al centro de la luz mayor} = 0.00 \text{ ton.m}$$

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{(0.00 \times 10^5) \text{ kg.cm}}{100 \text{ cm} \times (50 \text{ cm})^2} = 0.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho = 0.0000$$

$$\text{As (-) req} = \rho \times b \times d = 0.0000 \times 100 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} = 0.00 \text{ cm}^2 \text{ (para un ancho de 1 m)}$$

$$\text{As (-) min} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$$

$$= 10.80 \text{ cm}^2 \text{ (para un ancho de 1 m)}$$

$$\therefore \text{Como As (-) req} < \text{As (-) min}$$

$$\text{As (-) colocado} = 10.80 \text{ cm}^2$$

Sí se utilizan $\phi 1/2''$ cuya área de acero es $= 1.27 \text{ cm}^2$, el espaciamiento en 1 m será:

10.80 cm²100 cm

1.27 cm² S cm

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 1.27 \text{ cm}^2}{10.80 \text{ cm}^2} = 11.76 \text{ cm} \Rightarrow S @ 10 \text{ cm}$$

∴ Por lo tanto utilizar Acero Transversal Superior As (+) φ1/2" @ 0.10 m

A continuación, se muestran en las siguientes figuras el detalle final de la cimentación de la torre de apeo "Tipo 1":

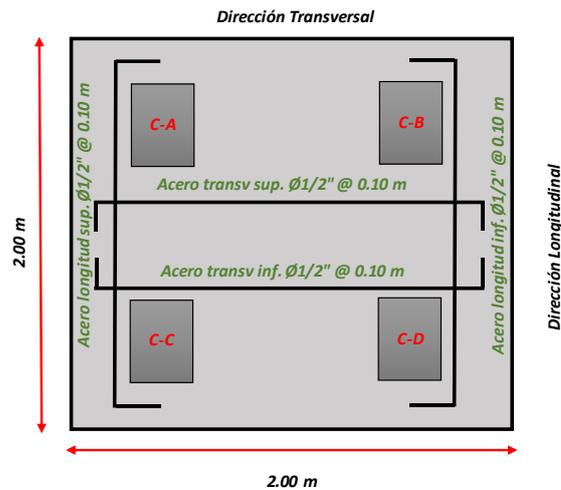


Figura 55. Detalle en planta de la cimentación de la torre de apeo.

Fuente: propia.

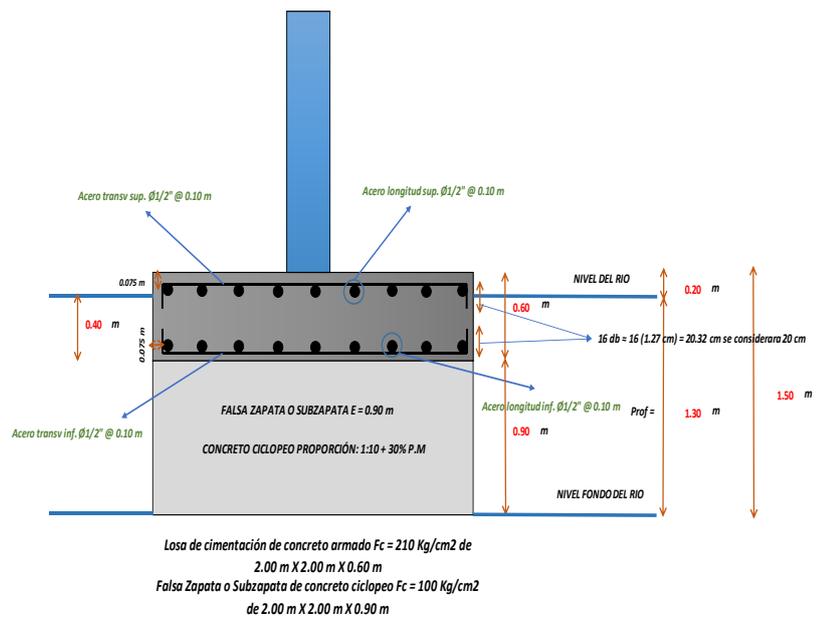


Figura 56. Detalle de elevación de la cimentación de la torre de apeo "Tipo 1".

Fuente: propia.

CONCLUSIONES

1. Se llega a la conclusión que al realizar el diseño del nuevo plan de montaje y lanzamiento de estructuras metálicas del puente “La Eternidad”, tomando como referencia el Manual MTC de Puentes 2016 y la Norma E.090 de Estructuras Metálicas del RNE, todos los componentes estructurales mostrarán un desempeño estructural adecuado garantizando satisfacer los estados límites de servicio y resistencia.
2. Los criterios que se plantearon para realizar la nueva propuesta del diseño del plan de montaje y lanzamiento de estructuras metálicas del puente “La Eternidad” fueron los siguientes: 1) uniformidad en el diseño, 2) simetría en la ubicación de las torres de apoyo, 3) resistencia y rigidez de los componentes ante cargas de gravedad, y 4) rapidez y economía en el proceso constructivo.
3. Para los componentes del nuevo plan de montaje y lanzamiento de estructuras metálicas del puente “La Eternidad”, la geometría más adecuada de las torres de apoyo es utilizando marcos contraventeados en sus 2 direcciones principales con la finalidad de reducir la esbeltez en los miembros verticales. Asimismo, la cimentación más adecuada es una “losa rígida” debido a que los apoyos son poco distantes, además se usará una falsa zapata para llegar al nivel de la fundación (parte más baja del río).
4. El procedimiento más económico, rápido y técnicamente adecuado para el nuevo plan de montaje y lanzamiento de estructuras metálicas del puente “La Eternidad” es utilizando es el siguiente: 1) montaje en general de toda la superestructura en terreno firme de la margen derecha del río de cunas en su posición inicial; 2) construcción de las torres de apoyo intermedias en ubicaciones estratégicas cada 25 m; 3) empuje sucesivo sobre polines deslizantes de apoyo hasta llegar a la primera torre de apoyo; 4) empuje sucesivo sobre polines deslizantes de apoyo hasta llegar a la segunda torre de apoyo; y 5) empuje sucesivo sobre polines deslizantes de apoyo hasta llegar a la posición final, donde descansará el puente en ambos estribos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ROMOACCA, J. *Concepción, diseño y descripción del proceso constructivo de una estructura provisional para la superestructura del puente Aynamayo*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, 2015.
2. LUNA, J. *Procedimientos y aplicación de Normas Internacionales en la fabricación, empalme y lanzamiento de las vigas metálicas del Puente Catarata en la Provincia de Huancasancos - Ayacucho*. Callao: Universidad Nacional del Callao, 2016.
3. RAMOS, H. *Manual práctico para el pre-dimensionamiento de puentes en acero y concreto, para una luz menor a 15 metros*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, 2010.
4. CARRERA, J., LARA, V. Y SÁNCHEZ, S. *Diseño de puentes metálicos*. Lima: Universidad Nacional Mayor de San Marcos, 2012.
5. LAREDA, J. *Metodología de la Ciencia*. Lima: Rhem, 1990.
6. COSTA, W. *Técnicas de Investigación*. Lima: Universidad Tecnológica del Perú, 1992.
7. PONCE, F. *Diseño de puentes de hormigón armado*. Quito : Ad. Hoc., 1988.
8. SÁNCHEZ, T. Aspectos del diseño y la construcción de puentes de acero. *Ingenieros & Arquitectos Blog*. [Online] Ingenieros & Arquitectos, 8 de Febrero de 2018. [Citado em: 30 de Noviembre de 2018.] <https://www.e-zigurat.com/blog/es/aspectos-diseno-construccion-puentes-acero/>.
9. FLORES, I. *Metodología de la Investigación*. Buenos Aires: Ariel, 2005.
10. ARTETECNOLOGÍA. Estructuras metálicas. *Blog: Tecnología*. [Online] Artetecnología.com, 15 de Abril de 2012. [Citado em: 11 de Noviembre de 2018.] <http://www.areatecnologia.com/estructuras/estructuras-metalicas.html>.
11. DAPENA, J. *Cálculo de estructuras. Teoría y ejercicios resueltos, 2ª*. Madrid: AMV Ediciones, 2007. 9788494516610.
12. COSITEN, INGENIERIA EN ESTRUCTURAS METÁLICAS. La estructura metálica principal y secundaria: funciones y elementos. *Cositen, Ingeniería en estructuras metálicas*. [Online] Cositen, Ingeniería en estructuras metálicas, 23 de Febrero de 2018. [Citado em: 22 de Noviembre de 2018.] <https://cositen.com/la-estructura-metalica-principal-secundaria-funciones-elementos/>.
13. FLORES, A. *Análisis de estructuras metálicas. Cálculo de aplicaciones reales con metal 3d*. Madrid: AMV Ediciones, 2011. 9788496709638.
14. NUEVA INDUSTRIA. ¿Cuáles son los tipos de estructuras metálicas? *Nueva Industria: Blog sobre Construcción e Ingeniería*. [Online] Nuevaindustria.com, 08 de Octubre de 2016. [Citado en: 24 de noviembre de 2018.] <http://tipsdelanuevaindustria.blogspot.com/2016/10/cuales-son-los-tipos-de-estructuras.html>.

ANEXOS

Anexo 01. Estudio de mecánica de suelos del puente "La Eternidad".



RAZ. SOCIAL : GBO INGENIERO S.A.C.
 DIRECCIÓN : JR. JOSE GALVEZ Nº 670 - OFICINA 301
 MAGDALENA DEL MAR - LIMA
 AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN Nº 1337 - HUANCAYO
 RUC : 20601176298
 CELULAR : 964765184 - 952250553 - 975081008
 RPM : *573789 - *952250553 - * 975081008
 RPC : 943701156
 TEL. Fijo : 01 3607292 - 064 657352
 Email : GBO-INGENIERO@hotmail.com
 GBO-INGENIERO@gmail.com

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE Nº : 18516052013
 PETICIONARIO : GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
 ATENCION : ING. RUBEN GARCIA ABREGU
 OBRA : CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
 UBICACIÓN : CHUPACA - REGION JUNIN
 FECHA DE RECEPCION : viernes, 3 de Mayo de 2013
 FECHA DE EMISION : jueves, 16 de Mayo de 2013

METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO VIA HUMEDA
NORMA : ASTM D422-2007 (Reapproved 1990) Standard test Method for Particle-size Analysis of Soils.
N.T.P. 339.128

Pag. 01 de 03

CALICATA		Nº 01		
MUESTRA		M-1		
PROFUNDIDAD		3.00		
TAMIZ	ABERTURA (mm)	% Retenido	% Acumulado	
			Retenido	Que Pasa
3"	75.000	0.0	0.0	100.0
2 1/2"	62.000	0.0	0.0	100.0
2"	50.000	4.1	4.1	95.9
1 1/2"	37.500	8.0	12.1	87.9
1"	25.000	5.7	17.9	82.1
3/4"	19.000	8.3	26.1	73.9
1/2"	12.500	6.9	33.0	67.0
3/8"	9.500	4.9	37.9	62.1
1/4"	6.300	5.6	43.5	56.5
Nº4	4.750	2.7	46.2	53.8
Nº10	2.000	5.2	51.5	48.5
Nº20	0.850	10.8	62.2	37.8
Nº40	0.425	4.0	66.3	33.7
Nº60	0.250	4.9	71.2	28.8
Nº140	0.106	5.2	76.4	23.6
Nº200	0.075	2.5	78.9	21.1
FONDO		21.1	100.0	0.0

LIMITES DE CONSISTENCIA	ASTM D4318
% Limite Líquido	34.8
% Limite Plástico	25.9
% Indice Plástico	8.9

CANTIDAD DE MATERIALES	
Grava	46.2 %
Arena	32.7 %
Finos	21.1 %

CLASIFICACION DE SUELOS

Clasif. SUCS	GM	Grava limosa con arena
Clasif. AASHTO	A-2-4 (0)	

OBSERVACION : Muestras remitidas por el peticionario.

* LOS RESULTADOS DE ENSAYOS NO DEDEN SER UTILIZADOS COMO UNA CERTIFICACION DE CONFORMIDAD CON NORMAS DE PRODUCTOS O COMO CERTIFICADOS DEL SISTEMA DE CALIDAD DE LA ENTIDAD QUE LO PRODUCE (Resolucion N°002-98/INDECOPI - CRT del 07.01.1998)


 Marco Antonio Quispe Berrocal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto




 Samudio Rafael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634



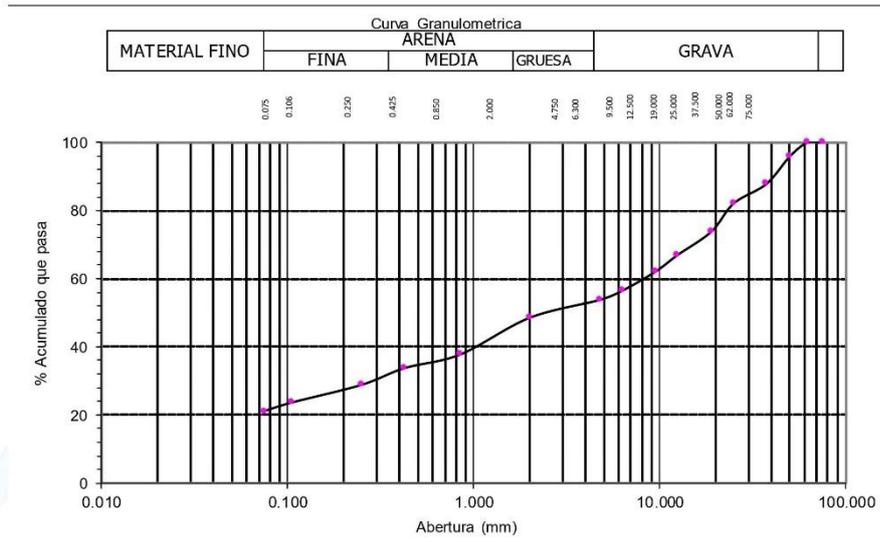
RAZ. SOCIAL : GBO INGENIERO S.A.C.
 DIRECCIÓN : JR. JOSE GALVEZ Nº 670 - OFICINA 301
 MAGDALENA DEL MAR - UMA
 AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN Nº 1337 - HUANCAYO
 RUC : 20601176298
 CELULAR : 964765184 - 952250553 - 975081008
 RPM : *573789 - #952250553 - # 975081008
 RPC : 943701156
 TEL. FIJO : 01 3607292 - 064 657352
 Email : GBO-INGENIERO@hotmail.com
 GBO-INGENIERO@gmail.com

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE Nº : 18616052013
 PETICIONARIO : GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
 ATENCION : ING. RUBEN GARCIA ABREGU
 OBRA : CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
 UBICACIÓN : CHUPACA - REGIÓN JUNIN
 FECHA DE RECEPCION : viernes, 3 de Mayo de 2013
 FECHA DE EMISION : jueves, 16 de Mayo de 2013

CALICATA	Nº 01
PROFUNDIDAD	3.00

Pag. 02 de 03



OBSERVACION: Muestras remitidas por el peticionario.
 * LOS RESULTADOS DE ENSAYOS NO DE DEN SER UTILIZADOS COMO UNA CERTIFICACION DE CONFORMIDAD CON NORMAS DE PRODUCTOS O COMO CERTIFICADOS DEL SISTEMA DE CALIDAD DE LA ENTIDAD QUE LO PRODUCE (Resolución Nº002-98/INDECOPI - CRT del 07.01.1998)


 Marco Antonio Quispe Berrocal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto




 Samudio Rafael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634



RAZ. SOCIAL : GBO INGENIERO S.A.C.
 DIRECCIÓN : JR. JOSE GALVEZ Nº 670 - OFICINA 301
 MAGDALENA DEL MAR - UMA
 AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN Nº1337 - HUANCAYO
 RUC : 20601176298
 CELULAR : 964765184 - 952250553 - 975081008
 RPM : *573789 - #952250553 - # 975081008
 RPC : 943701156
 TEL. FUO : 01 3607292 - 064 657352
 Email : GBO-INGENIERO@hotmail.com
 GBO-INGENIERO@gmail.com

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE Nº : 18716052013
 PETICIONARIO : GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
 ATENCION : ING. RUBEN GARCIA ABREGU
 OBRA : CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
 UBICACIÓN : CHUPACA - REGIÓN JUNÍN
 FECHA DE RECEPCION : viernes, 3 de Mayo de 2013
 FECHA DE EMISION : jueves, 16 de Mayo de 2013

METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS

NORMA : ASTM D4318 - 2010 Standard test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.

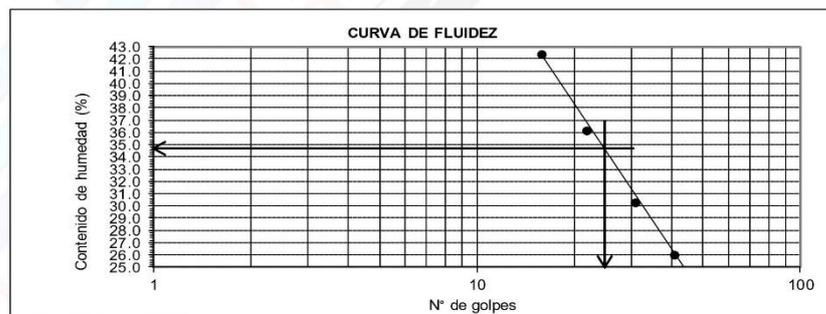
N.T.P. 339.129

CALICATA : Nº 01
 MUESTRA : M-01
 PROFUNDIDAD : 3.00

Pag. 03 de 03

LIMITES DE CONSISTENCIA

DATOS:	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO	
	2	4	6	8	15	20
TARA Nº	47.3	46.3	45.6	46.5	47.1	48.5
SUELO HUMEDO + TARA (gr)	42.2	40.8	39.5	39.4	42.1	43.1
SUELO SECO + TARA (gr)	5.1	5.5	6.1	7.1	5.0	5.4
PESO DEL AGUA (gr)	22.5	22.6	22.6	22.6	22.6	22.5
PESO TARA (gr)	19.7	18.2	16.9	16.8	19.5	20.6
SUELO SECO (gr)	41	31	22	16	25.6	26.2
Nº GOLPES	25.9	30.2	36.1	42.3	25.9	
CONT. DE HUMEDAD (%)						



LIMITE LIQUIDO : 34.8% LIMITE PLASTICO: 25.9% INDICE PLASTICO: 8.9%

OBSERVACION : Muestras remitidas por el peticionario.

* LOS RESULTADOS DE ENSAYOS NO DEDEN SER UTILIZADOS COMO UNA CERTIFICACION DE CONFORMIDAD CON NORMAS DE PRODUCTOS O COMO CERTIFICADOS DEL SISTEMA DE CALIDAD DE LA ENTIDAD QUE LO PRODUCE (Resolucion Nº002-98/INDECOPI - CRT del 07.01.1998)

GBO INGENIERO S.A.C.
 Marco Antonio Quispe Berrocal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto



GBO INGENIEROS S.A.C.
 Samuel Ratael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634



RAZ. SOCIAL : GBO INGENIERO S.A.C.
 DIRECCIÓN : JR. JOSE GALVEZ Nº 670 - OFICINA 301
 MAGDALENA DEL MAR - UMA
 AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN Nº 1337 - HUANCAYO
 RUC : 20601176298
 CELULAR : 964765184 - 952250553 - 975081008
 RPM : *573789 - #952250553 - # 975081008
 RPC : 943701156
 TEL. FUO : 01 3607292 - 064 657352
 Email : GBO-INGENIERO@hotmail.com
GBO-INGENIERO@gmail.com

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE N°	: 19016052013
PETICIONARIO	: GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
PROYECTO/OBRA	: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
UBICACIÓN	: CHUPACA - REGIÓN JUNIN
ATENCIÓN	: ING. RUBEN GARCIA ABREGU
FECHA DE RECEPCIÓN	: viernes, 3 de Mayo de 2013
FECHA DE EMISIÓN	: jueves, 16 de Mayo de 2013

DENSIDAD NATURAL NTP 339.143 - ASTM D1556

Calicata:	Nº 01
Muestra:	M - 1
Prof. (m):	3.00

DENSIDAD HÚMEDA (g/cm³)	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	DENSIDAD SECA (g/cm³)
2.285	6.25	2.151

OBSERVACIONES : Muestras provista e identificada por el peticionario
 El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del laboratorio salvo que la reproducción sea en su totalidad. (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP 004: 1993)


 Marco Antonio Quispe Berrocal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto



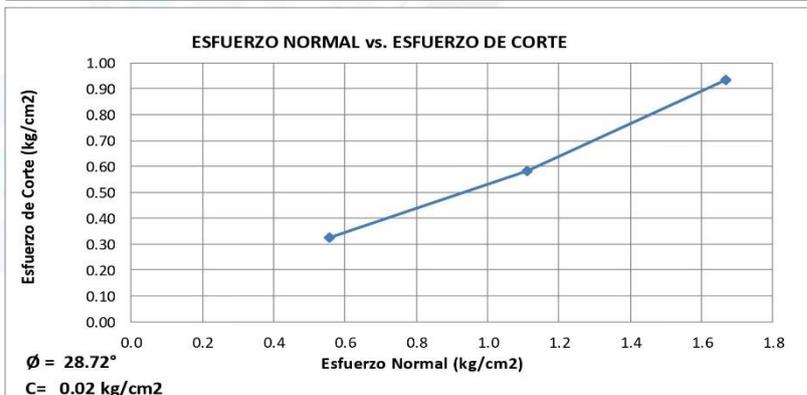
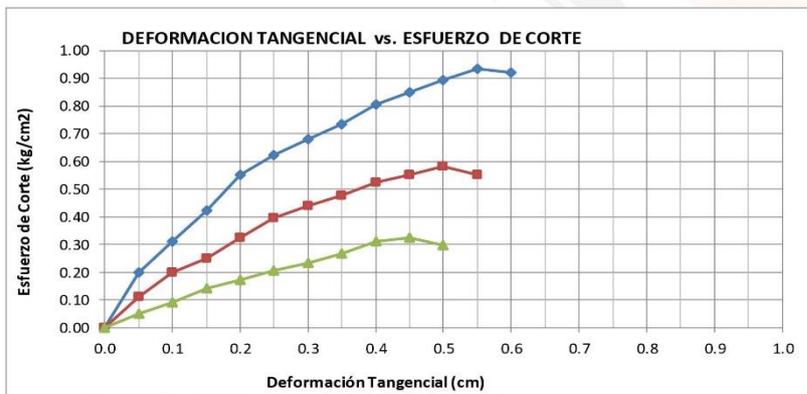

 Samuel Rafael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE N°	: 19116052013
PETICIONARIO	: GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
PROYECTO/OBRA	: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
UBICACIÓN	: CHUPACA - REGIÓN JUNIN
ATENCIÓN	: ING. RUBEN GARCIA ABREGU
FECHA DE RECEPCIÓN	: viernes, 3 de Mayo de 2013
FECHA DE EMISIÓN	: jueves, 16 de Mayo de 2013

Página 1 de 3

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO NORMA ASTM D3080
 CALICATA N°01 - MUESTRA 01
 LUGAR: PROFUNDIDAD 3.00 m**



OBSERVACION : Muestras remitidas por el peticionario.
 EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD
 (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP:004: 1993)

GBO INGENIERO S.A.C.

 Marco Antonio Quispe Bernalcal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto



GBO INGENIERO S.A.C.

 Samudio Rafael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE N°	: 19216052013
PETICIONARIO	: GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
PROYECTO/OBRA	: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
UBICACIÓN	: CHUPACA - REGIÓN JUNIN
ATENCIÓN	: ING. RUBEN GARCIA ABREGU
FECHA DE RECEPCIÓN	: viernes, 3 de Mayo de 2013
FECHA DE EMISIÓN	: jueves, 16 de Mayo de 2013

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM 3080

Calicata : N° 01
 Muestra : M-1
 Profundidad : 3.00 m

Página 2 de 3

Specimen N°	I	II	III
Lado de la caja (cm)	6.00	6.00	6.00
Densidad Húmeda Inicial (gr/cm ³)	2.285	2.285	2.285
Densidad Seca Inicial (gr/cm ³)	2.151	2.151	2.151
Contenido Humedad Inicial (%)	6.25	6.25	6.25
Densidad Húmeda Final (gr/cm ³)	2.452	2.465	2.458
Densidad Seca Final (gr/cm ³)	2.165	2.175	2.165
Contenido Humedad Final (%)	13.24	13.32	13.52
Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	0.56	1.11	1.67
Esfuerzo de Corte Maximo (kg/cm ²)	0.326	0.581	0.934
Angulo de Friccion Interna	: 28.72		
Cohesión (kg/cm ²)	: 0.02		

OBSERVACION : Muestras remitidas por el peticionario.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP:004: 1993)

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

EXPEDIENTE Nº : 19316052013
 PETICIONARIO : GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
 PROYECTO/OBRA : CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
 UBICACIÓN : CHUPACA - REGIÓN JUNIN
 ATENCIÓN : ING. RUBEN GARCIA ABREGU
 FECHA DE RECEPCIÓN : viernes, 3 de Mayo de 2013
 FECHA DE EMISIÓN : jueves, 16 de Mayo de 2013

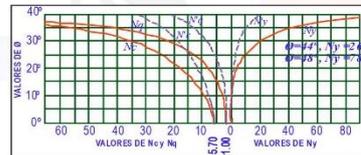
Página 3 de 3

Aplicando la Teoría de la Capacidad Portante de Terzaghi

Según teoría de Terzagui y parámetros de Vesic
 Capacidad de Carga Ultima para Cimentaciones

CALICATA Nº 1
 MUESTRA : M-1

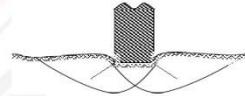
Angulo de Fricción (°) : 28.72
 Cohesión : 0.02



Página 3 de 3

Determinando los valores de Nc, Nq y Ny en funcion de Ø:

Nc = 27.29
 Nq = 15.96
 Ny = 18.61



Densidad Seca (γs) : 2.151
 Prof. Cimiento (Df) : 0.60
 Ancho Cimiento (B) : 2.00
 Nc Factor de Capacidad : 27.29
 Nq Factor de Capacidad : 15.96
 Ny Factor de Capacidad : 18.61

FORMULA PARA ZAPATA CUADRADA

$$Q_{ult} = 1.3 \times C \times N_c + \gamma \times D_f \times N_q + 0.4 \times \gamma \times N_y \times B$$

Reemplazando valores

$$Q_{ult} = 53.33 \text{ tn/m}^2$$

Factor de Seguridad Fs=2.5	Capacidad Portante	2.13 kg/cm²
Factor de Seguridad Fs=3.0	Capacidad Portante	1.78 kg/cm²
Factor de Seguridad Fs=3.5	Capacidad Portante	1.52 kg/cm²
Factor de Seguridad Fs=4.0	Capacidad Portante	1.33 kg/cm²



RAZ. SOCIAL : GBO INGENIERO S.A.C.
 DIRECCIÓN : JR. JOSE GALVEZ Nº 670 - OFICINA 301
 MAGDALENA DEL MAR - UMA
 AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN Nº 1337 - HUANCAYO
 RUC : 20601176298
 CELULAR : 964765184 - 952250553 - 975081008
 RPM : *573789 - #952250553 - # 975081008
 RPC : 943701156
 TEL. FUO : 01 3607292 - 064 657352
 Email : GBO-INGENIERO@hotmail.com
 GBO-INGENIERO@gmail.com

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE Nº 19616052013
 PETICIONARIO GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
 ATENCION ING. RUBEN GARCIA ABREGU
 OBRA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
 UBICACIÓN CHUPACA - REGIÓN JUNÍN
 FECHA DE RECEPCION viernes, 3 de Mayo de 2013
 FECHA DE EMISION jueves, 16 de Mayo de 2013

METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO VIA HUMEDA

**NORMA : ASTM D422-2007 (Reapproved 1990) Standard test Method for Particle-size Analysis of Soils.
 N.T.P. 339.128**

Pag. 01 de 03

CANTERA		C-2		
MUESTRA		M-1		
PROFUNDIDAD		3.00		
TAMIZ	ABERTURA (mm)	% Retenido	% Acumulado	
			Retenido	Que Pasa
3"	75.000	0.0	0.0	100.0
2 1/2"	62.000	0.0	0.0	100.0
2"	50.000	4.2	4.2	95.8
1 1/2"	37.500	6.5	10.7	89.3
1"	25.000	5.1	15.8	84.2
3/4"	19.000	7.4	23.1	76.9
1/2"	12.500	7.4	30.5	69.5
3/8"	9.500	5.2	35.8	64.2
1/4"	6.300	6.0	41.8	58.2
Nº4	4.750	2.9	44.7	55.3
Nº10	2.000	5.6	50.3	49.7
Nº20	0.850	11.5	61.8	38.2
Nº40	0.425	4.3	66.1	33.9
Nº60	0.250	5.3	71.4	28.6
Nº140	0.106	5.5	76.9	23.1
Nº200	0.075	3.3	80.2	19.8
FONDO		19.8	100.0	0.0

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318

% Limite Liquido	30.7
% Limite Plastico	24.3
% Indice Plastico	6.4

CANTIDAD DE MATERIALES

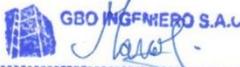
Grava	44.7 %
Arena	35.6 %
Finos	19.8 %

CLASIFICACION DE SUELOS

Clasif. SUCS	GM	Grava limosa con arena
Clasif. AASHTO	A-2-4 (0)	

OBSERVACION : Muestras remitidas por el peticionario.

* LOS RESULTADOS DE ENSAYOS NO DEBEN SER UTILIZADOS COMO UNA CERTIFICACION DE CONFORMIDAD CON NORMAS DE PRODUCTOS O COMO CERTIFICADOS DEL SISTEMA DE CALIDAD DE LA ENTIDAD QUE LO PRODUCE (Resolucion Nº002-98/INDECOPI - CRT del 07.01.1998)


Marco Antonio Quispe Berrocal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto




Samudio Rafael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634



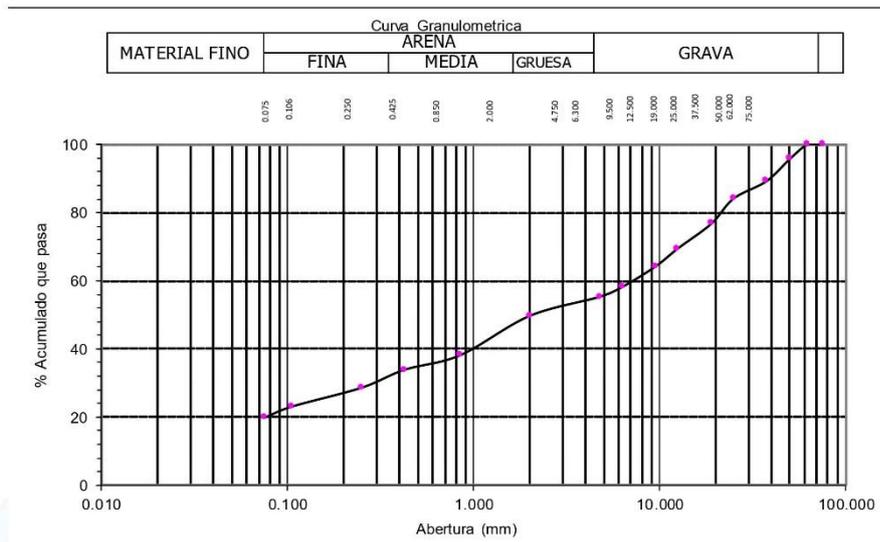
RAZ. SOCIAL : GBO INGENIERO S.A.C.
 DIRECCIÓN : JR. JOSE GALVEZ Nº 670 - OFICINA 301
 MAGDALENA DEL MAR - UMA
 AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN Nº 1337 - HUANCAYO
 RUC : 20601176298
 CELULAR : 964765184 - 952250553 - 975081008
 RPM : *573789 - #952250553 - # 975081008
 RPC : 943701156
 TEL. FIJO : 01 3607292 - 064 657352
 Email : GBO-INGENIERO@hotmail.com
 GBO-INGENIERO@gmail.com

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE Nº : 19716052013
 PETICIONARIO : GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
 ATENCION : ING. RUBEN GARCIA ABREGU
 OBRA : CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
 UBICACIÓN : CHUPACA - REGIÓN JUNIN
 FECHA DE RECEPCION : viernes, 3 de Mayo de 2013
 FECHA DE EMISION : jueves, 16 de Mayo de 2013

	C-2
PROFUNDIDAD	3.00

Pag. 02 de 03



OBSERVACION : Muestras remitidas por el peticionario.

* LOS RESULTADOS DE ENSAYOS NO DEBEN SER UTILIZADOS COMO UNA CERTIFICACION DE CONFORMIDAD CON NORMAS DE PRODUCTOS O COMO CERTIFICADOS DEL SISTEMA DE CALIDAD DE LA ENTIDAD QUE LO PRODUCE (Resolucion Nº002-98/INDECOPI - CRT del 07.01.1998)

GBO INGENIERO S.A.C.

 Marco Antonio Quispe Berrocal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto



GBO INGENIERO S.A.C.

 Samudio Rafael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634



RAZ. SOCIAL : GBO INGENIERO S.A.C.
 DIRECCIÓN : JR. JOSE GALVEZ Nº 670 - OFICINA 301
 MAGDALENA DEL MAR - UMA
 AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN Nº1337 - HUANCAYO
 RUC : 20601176298
 CELULAR : 964765184 - 952250553 - 975081008
 RPM : *573789 - #952250553 - # 975081008
 RPC : 943701156
 TEL. FUJO : 01 3607292 - 064 657352
 Email : GBO-INGENIERO@hotmail.com
 GBO-INGENIERO@gmail.com

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE N° : 19816052013
 PETICIONARIO : GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
 ATENCION : ING. RUBEN GARCIA ABREGU
 OBRA : CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
 UBICACIÓN : CHUPACA - REGIÓN JUNÍN
 FECHA DE RECEPCION : viernes, 3 de Mayo de 2013
 FECHA DE EMISION : jueves, 16 de Mayo de 2013

METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS

NORMA : ASTM D4318 - 2010 Standard test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.

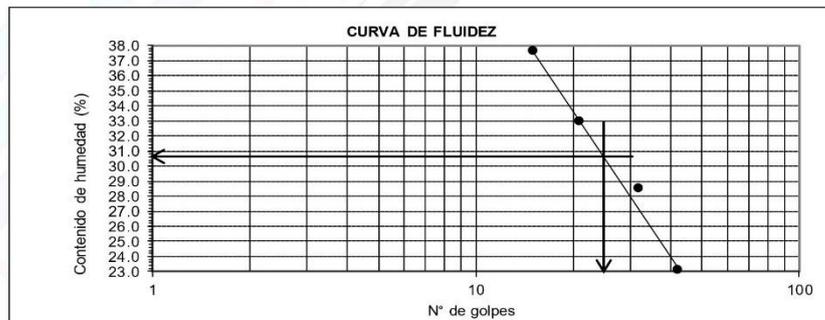
N.T.P. 339.129

CANtera : C-2
 MUESTRA : M-01
 PROFUNDIDAD : 3.00

Pag. 03 de 03

LIMITES DE CONSISTENCIA

DATOS:	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO	
	1	2	4	6	10	12	
TARA N°							
SUELO HUMEDO + TARA (gr)	48.2	46.4	45.5	47.1	47.1	48.5	
SUELO SECO + TARA (gr)	43.4	41.1	39.8	40.4	42.3	43.4	
PESO DEL AGUA (gr)	4.8	5.3	5.7	6.7	4.8	5.1	
PESO TARA (gr)	22.6	22.5	22.5	22.6	22.5	22.5	
SUELO SECO (gr)	20.8	18.6	17.3	17.8	19.8	20.9	
N° GOLPES	42	32	21	15	24.2	24.4	
CONT. DE HUMEDAD (%)	23.1	28.5	32.9	37.6	24.3		



LIMITE LIQUIDO : 30.7% LIMITE PLASTICO: 24.3% INDICE PLASTICO: 6.4%

OBSERVACION : Muestras remitidas por el peticionario.

* LOS RESULTADOS DE ENSAYOS NO DEBEN SER UTILIZADOS COMO UNA CERTIFICACION DE CONFORMIDAD CON NORMAS DE PRODUCTOS O COMO CERTIFICADOS DEL SISTEMA DE CALIDAD DE LA ENTIDAD QUE LO PRODUCE (Resolucion Nº002-98/INDECOPI - CRT del 07.01.1998)


 Marco Antonio Quispe Berrocal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto




 Samuel Raúl Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634



RAZ. SOCIAL : GBO INGENIERO S.A.C.
 DIRECCIÓN : JR. JOSE GALVEZ Nº 670 - OFICINA 301
 MAGDALENA DEL MAR - UMA
 AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN Nº 1337 - HUANCAYO
 RUC : 20601176298
 CELULAR : 964765184 - 952250553 - 975081008
 RPM : *573789 - #952250553 - # 975081008
 RPC : 943701156
 TEL. FIJO : 01 3607292 - 064 657352
 Email : GBO-INGENIERO@hotmail.com
GBO-INGENIERO@gmail.com

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE N° : 20016052013
 PETICIONARIO : GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
 PROYECTO/OBRA : CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
 UBICACIÓN : CHUPACA - REGIÓN JUNIN
 ATENCIÓN : ING. RUBEN GARCIA ABREGU
 FECHA DE RECEPCIÓN : viernes, 3 de Mayo de 2013
 FECHA DE EMISIÓN : jueves, 16 de Mayo de 2013

DENSIDAD NATURAL NTP 339.143 - ASTM D1556

Calicata:	C - 2
Muestra:	M - 2
Prof. (m):	3.00

DENSIDAD HÚMEDA (g/cm ³)	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	DENSIDAD SECA (g/cm ³)
2.293	7.26	2.138

OBSERVACIONES : Muestras provista e identificada por el peticionario
 El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del laboratorio salvo que la reproducción sea en su totalidad. (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP 004: 1993)


 Marco Antonio Quispe Berrocal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto




 Samuel Rafael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634

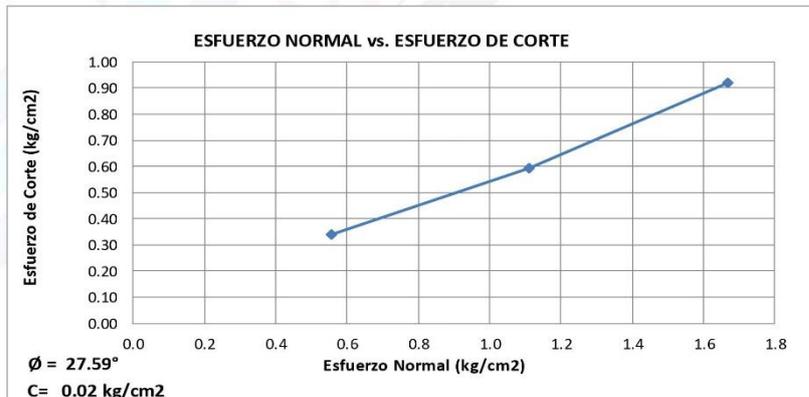
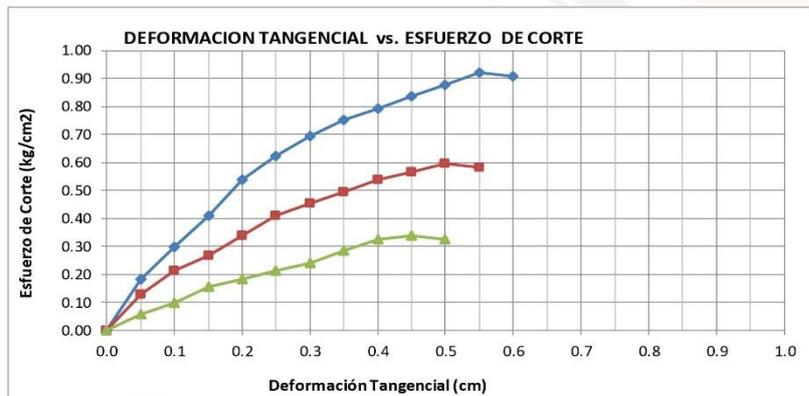
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE N°	: 20116052013
PETICIONARIO	: GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
PROYECTO/OBRA	: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
UBICACIÓN	: CHUPACA - REGIÓN JUNIN
ATENCIÓN	: ING. RUBEN GARCIA ABREGU
FECHA DE RECEPCIÓN	: viernes, 3 de Mayo de 2013
FECHA DE EMISIÓN	: jueves, 16 de Mayo de 2013



Página 1 de 3

ENSAYO DE CORTE DIRECTO NORMA ASTM D3080
CALICATA N° 02 - MUESTRA 02
LUGAR: PROFUNDIDAD 3.00 m



OBSERVACION : Muestras remitidas por el peticionario.
 EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD
 (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP:004: 1993)


GBO INGENIERO S.A.C.
 Marco Antonio Quispe Berrocal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto




GBO INGENIERO S.A.C.
 Samuel Rafael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634



RAZ. SOCIAL : GBO INGENIERO S.A.C.
 DIRECCIÓN : JR. JOSE GALVEZ Nº 670 - OFICINA 301
 MAGDALENA DEL MAR - UMA
 AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN Nº 1337 - HUANCAYO
 RUC : 20601176298
 CELULAR : 964765184 - 952250553 - 975081008
 RPM : *573789 - #952250553 - # 975081008
 RPC : 943701156
 TEL. FUO : 01 3607292 - 064 657352
 Email : GBO-INGENIERO@hotmail.com
GBO-INGENIERO@gmail.com

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE N°		: 20216052013
PETICIONARIO		: GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
PROYECTO/OBRA		: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
UBICACIÓN		: CHUPACA - REGIÓN JUNIN
ATENCIÓN		: ING. RUBEN GARCIA ABREGU
FECHA DE RECEPCIÓN		: viernes, 3 de Mayo de 2013
FECHA DE EMISIÓN		: jueves, 16 de Mayo de 2013

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM 3080

Estado : Alterado
 Calicata/Muestra : C - 2 // M - 2
 Profundidad : 3.00 m

Página 2 de 3

Especimen N°	I	II	III
Lado de la caja (cm)	6.00	6.00	6.00
Densidad Húmeda Inicial (gr/cm ³)	2.293	2.293	2.293
Densidad Seca Inicial (gr/cm ³)	2.138	2.138	2.138
Contenido Humedad Inicial (%)	7.26	7.26	7.26
Densidad Húmeda Final (gr/cm ³)	2.459	2.465	2.461
Densidad Seca Final (gr/cm ³)	2.152	2.156	2.153
Contenido Humedad Final (%)	14.25	14.32	14.28
Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	0.56	1.11	1.67
Esfuerzo de Corte Maximo (kg/cm ²)	0.340	0.595	0.920
Angulo de Friccion Interna	:	27.59	
Cohesión (kg/cm ²)	:	0.02	

OBSERVACION : Muestras remitidas por el peticionario.
 EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP:004: 1993)


 Marco Antonio Quispe Berrocal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto




 Samuel Rafael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634



RAZ. SOCIAL : GBO INGENIERO S.A.C.
 DIRECCIÓN : JR. JOSE GALVEZ Nº 670 - OFICINA 301
 MAGDALENA DEL MAR - UMA
 AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN Nº 1337 - HUANCAYO
 RUC : 20601176298
 CELULAR : 964765184 - 952250553 - 975081008
 RPM : *573789 - #952250553 - # 975081008
 RPC : 943701156
 TEL. FIJO : 01 3607292 - 064 657352
 Email : GBO-INGENIERO@hotmail.com
 GBO-INGENIERO@gmail.com

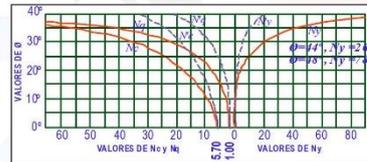
CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

EXPEDIENTE N° : 20316052013
 PETICIONARIO : GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
 PROYECTO/OBRA : CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
 UBICACIÓN : CHUPACA - REGION JUNIN
 ATENCIÓN : ING. RUBEN GARCIA ABREGU
 FECHA DE RECEPCIÓN : viernes, 3 de Mayo de 2013
 FECHA DE EMISIÓN : jueves, 16 de Mayo de 2013

Pagina 3 de 3

Aplicando la Teoría de la Capacidad Portante de Terzaghi

Según teoría de Terzagui y parámetros de Vesic
 Capacidad de Carga Ultima para Cimentaciones



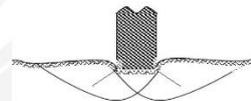
CALICATA Nº 2
 MUESTRA : M-2

Angulo de Fricción (°) : 27.59
 Cohesión : 0.02

Pagina 3 de 3

Determinando los valores de Nc, Nq y Ny en funcion de φ:

Nc = 25.03
 Nq = 14.09
 Ny = 15.79



Densidad Seca (γs) : 2.138
 Prof. Cimiento (Df) : 0.60
 Ancho Cimiento (B) : 2.00
 Nc Factor de Capacidad : 25.03
 Nq Factor de Capacidad : 14.09
 Ny Factor de Capacidad : 15.79

FORMULA PARA ZAPATA CUADRADA

$$Q_{ult} = 1.3 \times C \times N_c + \gamma \times D_f \times N_q + 0.4 \times \gamma \times N_y \times B$$

Reemplazando valores

$$Q_{ult} = 45.73 \text{ tn/m}^2$$

Factor de Seguridad Fs=2.5	Capacidad Portante	1.83 kg/cm²
Factor de Seguridad Fs=3.0	Capacidad Portante	1.52 kg/cm²
Factor de Seguridad Fs=3.5	Capacidad Portante	1.31 kg/cm²
Factor de Seguridad Fs=4.0	Capacidad Portante	1.14 kg/cm²

GBO INGENIERO S.A.C.

 Marco Antonio Quispe Berrocal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto



GBO INGENIEROS.A.C.

 Samuel Rafael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634



RAZ. SOCIAL : GBO INGENIERO S.A.C.
 DIRECCIÓN : JR. JOSE GALVEZ Nº 670 - OFICINA 301
 MAGDALENA DEL MAR - UMA
 AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN Nº 1337 - HUANCAYO
 RUC : 20601176298
 CELULAR : 964765184 - 952250553 - 975081008
 RPM : *573789 - #952250553 - # 975081008
 RPC : 943701156
 TEL. FJVO : 01 3607292 - 064 657352
 Email : GBO-INGENIERO@hotmail.com
 GBO-INGENIERO@gmail.com

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE Nº : 20516052013
 PETICIONARIO : GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
 ATENCION : ING. RUBEN GARCIA ABREGU
 OBRA : CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
 UBICACIÓN : CHUPACA - REGIÓN JUNÍN
 FECHA DE RECEPCION : viernes, 3 de Mayo de 2013
 FECHA DE EMISION : jueves, 16 de Mayo de 2013

METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO VIA HUMEDA

**NORMA : ASTM D422-2007 (Reapproved 1990) Standard test Method for Particle-size Analysis of Soils.
 N.T.P. 339.128**

Pag. 01 de 03

CALICATA		C-3		
MUESTRA		M-3		
PROFUNDIDAD		3.00		
TAMIZ	ABERTURA (mm)	% Retenido	% Acumulado	
			Retenido	Que Pasa
3"	75.000	0.0	0.0	100.0
2 1/2"	62.000	0.0	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	5.2	5.2	94.8
1"	25.000	5.8	11.0	89.0
3/4"	19.000	6.7	17.7	82.3
1/2"	12.500	7.6	25.2	74.8
3/8"	9.500	5.4	30.6	69.4
1/4"	6.300	6.2	36.8	63.2
Nº4	4.750	3.0	39.8	60.2
Nº10	2.000	5.8	45.5	54.5
Nº20	0.850	11.8	57.3	42.7
Nº40	0.425	4.4	61.7	38.3
Nº60	0.250	5.4	67.1	32.9
Nº140	0.106	5.7	72.8	27.2
Nº200	0.075	3.4	76.2	23.8
FONDO		23.8	100.0	0.0

LIMITES DE CONSISTENCIA	ASTM D4318
% Limite Liquido	33.4
% Limite Plastico	25.3
% Indice Plastico	8.1

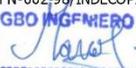
CANTIDAD DE MATERIALES	
Grava	39.8 %
Arena	36.5 %
Finos	23.8 %

CLASIFICACION DE SUELOS

Clasif. SUCS	GM	Grava limosa con arena
Clasif. AASHTO	A-2-4 (0)	

OBSERVACION : Muestras remitidas por el peticionario.

* LOS RESULTADOS DE ENSAYOS NO DEBEN SER UTILIZADOS COMO UNA CERTIFICACION DE CONFORMIDAD CON NORMAS DE PRODUCTOS O COMO CERTIFICADOS DEL SISTEMA DE CALIDAD DE LA ENTIDAD QUE LO PRODUCE (Resolucion Nº002-98/INDECOP - CRT del 07.01.1998)


Marco Antonio Quispe Berrucal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto




Samudio Rafael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 88634



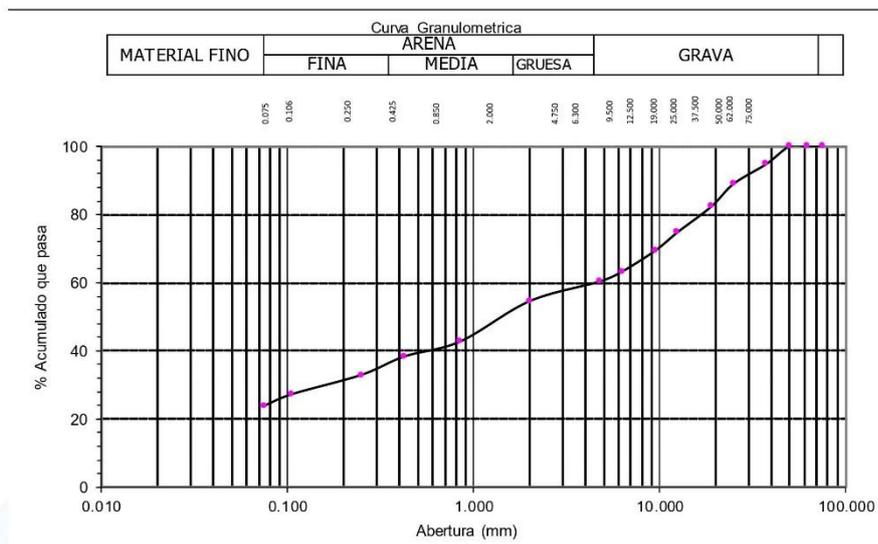
RAZ. SOCIAL : GBO INGENIERO S.A.C.
 DIRECCIÓN : JR. JOSE GALVEZ Nº 670 - OFICINA 301
 MAGDALENA DEL MAR - UMA
 AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN Nº 1337 - HUANCAYO
 RUC : 20601176298
 CELULAR : 964765184 - 952250553 - 975081008
 RPM : *573789 - #952250553 - # 975081008
 RPC : 943701156
 TEL. FIJO : 01 3607292 - 064 657352
 Email : GBO-INGENIERO@hotmail.com
 GBO-INGENIERO@gmail.com

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE Nº : 20616052013
 PETICIONARIO : GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
 ATENCION : ING. RUBEN GARCIA ABREGU
 OBRA : CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
 UBICACIÓN : CHUPACA - REGIÓN JUNIN
 FECHA DE RECEPCION : viernes, 3 de Mayo de 2013
 FECHA DE EMISION : jueves, 16 de Mayo de 2013

CALICATA	C-3
PROFUNDIDAD	3.00

Pag. 02 de 03



OBSERVACION : Muestras remitidas por el peticionario.
 * LOS RESULTADOS DE ENSAYOS NO DEBEN SER UTILIZADOS COMO UNA CERTIFICACION DE CONFORMIDAD CON NORMAS DE PRODUCTOS O COMO CERTIFICADOS DEL SISTEMA DE CALIDAD DE LA ENTIDAD QUE LO PRODUCE (Resolucion Nº002-98/INDECOPI - CRT del 07.01.1998)


 Marco Antonio Quispe Berrocal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto




 Samudio Rafael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634



RAZ. SOCIAL : GBO INGENIERO S.A.C.
 DIRECCIÓN : JR. JOSE GALVEZ Nº 670 - OFICINA 301
 MAGDALENA DEL MAR - UMA
 AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN Nº 1337 - HUANCAYO
 RUC : 20601176298
 CELULAR : 964765184 - 952250553 - 975081008
 RPM : *573789 - #952250553 - # 975081008
 RPC : 943701156
 TEL. FUO : 01 3607292 - 064 657352
 Email : GBO-INGENIERO@hotmail.com
 GBO-INGENIERO@gmail.com

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE Nº : 20716052013
 PETICIONARIO : GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
 ATENCION : ING. RUBEN GARCÍA ABREGU
 OBRA : CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
 UBICACIÓN : CHUPACA - REGIÓN JUNÍN
 FECHA DE RECEPCION : viernes, 3 de Mayo de 2013
 FECHA DE EMISION : jueves, 16 de Mayo de 2013

METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS

NORMA : ASTM D4318 - 2010 Standard test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.

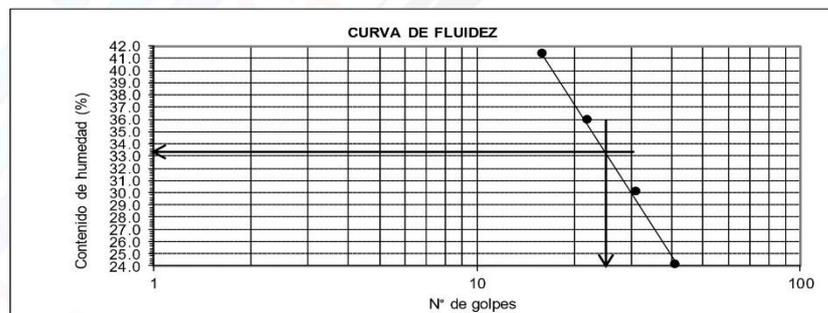
N.T.P. 339.129

CALICATA : C-3
 MUESTRA : M-03
 PROFUNDIDAD : 3.00 m

Pag. 03 de 03

LIMITES DE CONSISTENCIA

DATOS:	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO	
	2	3	4	8	12	14
TARA Nº	47.2	45.1	46.8	47.9	46.5	47.2
SUELO HUMEDO + TARA (gr)	42.4	39.9	40.4	40.5	41.7	42.2
SUELO SECO + TARA (gr)	4.8	5.2	6.4	7.4	4.8	5.0
PESO DEL AGUA (gr)	22.5	22.6	22.6	22.6	22.6	22.5
PESO TARA (gr)	19.9	17.3	17.8	17.9	19.1	19.7
SUELO SECO (gr)	41	31	22	16	25.1	25.4
Nº GOLPES	24.1	30.1	36.0	41.3	25.3	
CONT. DE HUMEDAD (%)						



LIMITE LIQUIDO : 33.4% LIMITE PLASTICO: 25.3% INDICE PLASTICO: 8.1%

OBSERVACION : Muestras remitidas por el peticionario.

* LOS RESULTADOS DE ENSAYOS NO DEBEN SER UTILIZADOS COMO UNA CERTIFICACION DE CONFORMIDAD CON NORMAS DE PRODUCTOS O COMO CERTIFICADOS DEL SISTEMA DE CALIDAD DE LA ENTIDAD QUE LO PRODUCE (Resolucion Nº002-98/INDECOPI - CRT del 07.01.1998)

GBO INGENIERO S.A.C.
 Marco Antonio Quispe Berrocal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto



GBO INGENIERO S.A.C.
 Samuel Rafael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634



RAZ. SOCIAL : GBO INGENIERO S.A.C.
 DIRECCIÓN : JR. JOSE GALVEZ Nº 670 - OFICINA 301
 MAGDALENA DEL MAR - UMA
 AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN Nº 1337 - HUANCAYO

RUC : 20601176298
 CELULAR : 964765184 - 952250553 - 975081008
 RPM : *573789 - #952250553 - # 975081008
 RPC : 943701156
 TEL. FIJO : 01 3607292 - 064 657352
 Email : GBO-INGENIERO@hotmail.com
GBO-INGENIERO@gmail.com

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE N° : 21016052013
 PETICIONARIO : GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
 PROYECTO/OBRA : CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
 UBICACIÓN : CHUPACA - REGIÓN JUNIN
 ATENCIÓN : ING. RUBEN GARCIA ABREGU
 FECHA DE RECEPCIÓN : viernes, 3 de Mayo de 2013
 FECHA DE EMISIÓN : jueves, 16 de Mayo de 2013

DENSIDAD NATURAL NTP 339.143 - ASTM D1556

Calicata:	C - 3
Muestra:	M - 3
Prof. (m):	3.00

DENSIDAD HÚMEDA (g/cm ³)	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	DENSIDAD SECA (g/cm ³)
2.261	5.24	2.148

OBSERVACIONES : Muestras provista e identificada por el peticionario
 El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del laboratorio salvo que la reproducción sea en su totalidad. (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP 004: 1993)


 Marco Antonio Quispe Berrocal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto




 Samudio Rafael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634

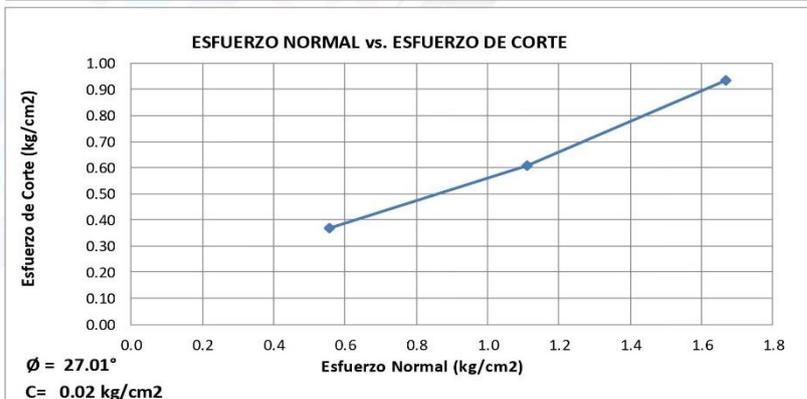
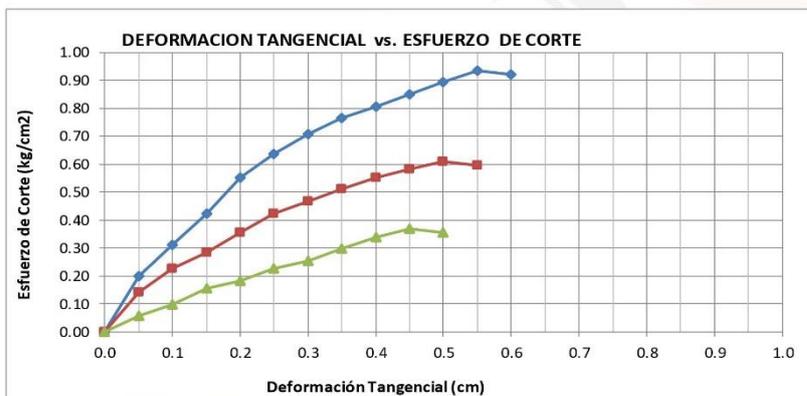
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE N°	: 21116052013
PETICIONARIO	: GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
PROYECTO/OBRA	: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
UBICACIÓN	: CHUPACA - REGIÓN JUNIN
ATENCIÓN	: ING. RUBEN GARCIA ABREGU
FECHA DE RECEPCIÓN	: viernes, 3 de Mayo de 2013
FECHA DE EMISIÓN	: jueves, 16 de Mayo de 2013



Página 1 de 3

ENSAYO DE CORTE DIRECTO NORMA ASTM D3080
CALICATA N°03 ; MUESTRA 03
LUGAR: PROFUNDIDAD 3.00 m



OBSERVACION : Muestras remitidas por el peticionario.
 EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD
 (GUÍA PERUANA INDECOP: GP:004: 1993)


GBO INGENIERO S.A.C.
 Marco Antonio Quispe Berrocal
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto




GBO INGENIERO S.A.C.
 Samudio Rafael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EXPEDIENTE N°		: 21216052013
PETICIONARIO		: GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
PROYECTO/OBRA		: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
UBICACIÓN		: CHUPACA - REGIÓN JUNIN
ATENCIÓN		: ING. RUBEN GARCIA ABREGU
FECHA DE RECEPCIÓN		: viernes, 3 de Mayo de 2013
FECHA DE EMISIÓN		: jueves, 16 de Mayo de 2013

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM 3080

Estado : Alterado
 Calicata/Muestra : C-03//M-3
 Profundidad : 3.00 m

Página 2 de 3

Especimen N°	I	II	III
Lado de la caja (cm)	6.00	6.00	6.00
Densidad Húmeda Inicial (gr/cm ³)	2.261	2.261	2.261
Densidad Seca Inicial (gr/cm ³)	2.148	2.148	2.148
Contenido Humedad Inicial (%)	5.24	5.24	5.24
Densidad Húmeda Final (gr/cm ³)	2.425	2.441	2.436
Densidad Seca Final (gr/cm ³)	2.158	2.171	2.168
Contenido Humedad Final (%)	12.35	12.42	12.38
Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	0.56	1.11	1.67
Esfuerzo de Corte Maximo (kg/cm ²)	0.368	0.609	0.934
Angulo de Friccion Interna	:	27.01	
Cohesión (kg/cm ²)	:	0.02	

OBSERVACION : Muestras remitidas por el peticionario.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP:004: 1993)



RAZ. SOCIAL : GBO INGENIERO S.A.C.
 DIRECCIÓN : JR. JOSE GALVEZ Nº 670 - OFICINA 301
 MAGDALENA DEL MAR - UMA
 AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN Nº 1337 - HUANCAYO
 RUC : 20601176298
 CELULAR : 964765184 - 952250553 - 975081008
 RPM : *573789 - *952250553 - * 975081008
 RPC : 943701156
 TEL. FIJO : 01 3607292 - 064 657352
 Email : GBO-INGENIERO@hotmail.com
 GBO-INGENIERO@gmail.com

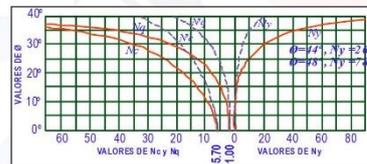
CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

EXPEDIENTE N° : 21316052013
 PETICIONARIO : GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN
 PROYECTO OBRA : CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE ETERNIDAD
 UBICACIÓN : CHUPACA - REGIÓN JUNIN
 ATENCIÓN : ING. RUBEN GARCIA ABREGU
 FECHA DE RECEPCIÓN : viernes, 3 de Mayo de 2013
 FECHA DE EMISIÓN : jueves, 16 de Mayo de 2013

Página 3 de 3

Aplicando la Teoria de la Capacidad Portante de Terzaghi

Según teoría de Terzagui y parámetros de Vesic
 Capacidad de Carga Ultima para Cimentaciones



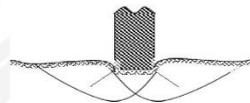
CALICATA Nº 3
MUESTRA : M-3

Angulo de Fricción (°) : 27.01
 Cohesión : 0.02

Página 3 de 3

Determinando los valores de Nc, Nq y Ny en funcion de Ø:

Nc = 23.96
 Nq = 13.22
 Ny = 14.49



Densidad Seca (ys) : 2.148
 Prof. Cimiento (Df) : 0.60
 Ancho Cimiento (B) : 2.00
 Nc Factor de Capacidad : 23.96
 Nq Factor de Capacidad : 13.22
 Ny Factor de Capacidad : 14.49

FORMULA PARA ZAPATA CUADRADA

$$Q_{ult} = 1.3 \times C \times N_c + \gamma \times D_f \times N_q + 0.4 \times \gamma \times N_y \times B$$

Reemplazando valores

$$Q_{ult} = 42.57 \text{ tn/m}^2$$

Factor de Seguridad Fs=2.5	Capacidad Portante	1.70 kg/cm²
Factor de Seguridad Fs=3.0	Capacidad Portante	1.42 kg/cm²
Factor de Seguridad Fs=3.5	Capacidad Portante	1.22 kg/cm²
Factor de Seguridad Fs=4.0	Capacidad Portante	1.06 kg/cm²

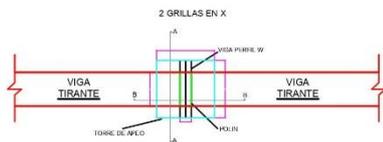
GBO INGENIERO S.A.C.
 Marco Antonio Quispe Bermocaj
 Especialista en Mecánica de Suelos,
 Concreto y Asfalto



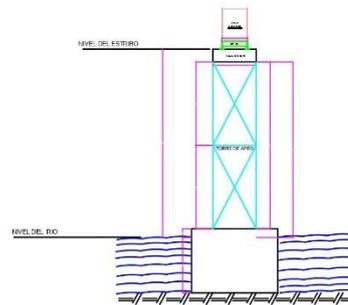
GBO INGENIERO S.A.C.
 Samudio Rafael Nuñez
 ING. CIVIL CIP. 58634

ESQUEMA DE TORRE DE APOYO

TORRES DE APEO 1M X 1M X 3.9 M

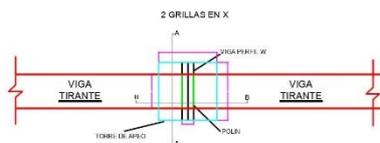


VISTA EN PLANTA

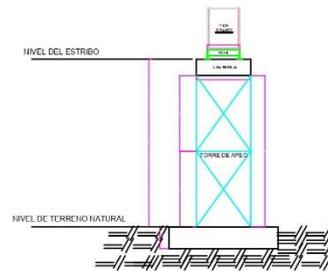


CORTE ELEVACION A-A

TORRES DE APEO 1M X 1M X 2.8 M



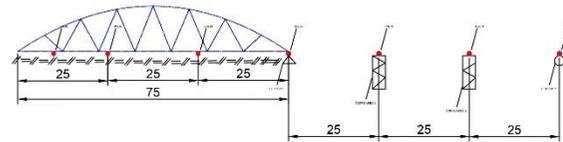
VISTA EN PLANTA



CORTE ELEVACION A-A

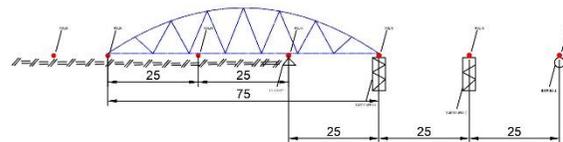
Anexo 03. Procedimiento y plan de montaje.

PROCEDIMIENTO DEL PLAN DE MONTAJE Y LANZAMIENTO



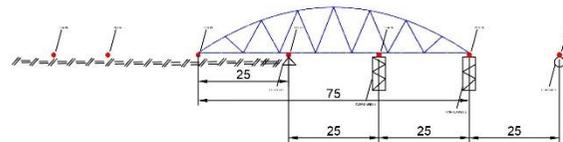
POSICION INICIAL

EL MONTAJE DEL TOTAL DE LA DE LA ESTRUCTURA METÁLICA SE REALIZARÁ EN EL MARGEN DERECHO.



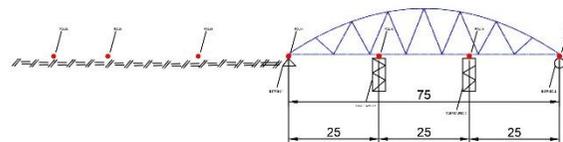
1RA ETAPA

LA ESTRUCTURA METÁLICA LLEGA A APOYARSE EN LAS PRIMERAS TORRES DE APOYO



2DA ETAPA

LA ESTRUCTURA METÁLICA SIGUE DESPLAZANDOSE HASTA LLEGAR A LA SIGUIENTE TORRE DE APOYO



3RA ETAPA

LA ESTRUCTURA METÁLICA SE DESPLAZA HASTA LLEGAR A SU POSICIÓN FINAL PARA APOYARSE EN SUS ESTRIBOS