

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

TÍTULO DEL PROYECTO

**“DISEÑO Y FABRICACIÓN DE LOS RODILLOS Y MALACATE
PARA EL DESPLAZAMIENTO DEL PUENTE METÁLICO DE
VIGAS CONTINUAS SOBRE EL RÍO CEBADAS DE 60 METROS
DE LONGITUD Y PROCEDIMIENTO DE LANZAMIENTO.”**

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE

INGENIERO MECÁNICO

REALIZADO POR: DANNY JAVIER CÁRDENAS PICHUCHO

DIRECTOR: ING. CARLOS NARANJO

CODIRECTOR: ING. FRANCISCO PAZMIÑO

Sangolquí, Noviembre-2012

CERTIFICACIÓN DE LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto “DISEÑO Y FABRICACIÓN DE LOS RODILLOS Y MALACATE PARA EL DESPLAZAMIENTO DEL PUENTE METÁLICO DE VIGAS CONTINUAS SOBRE EL RÍO CEBADAS DE 60 METROS DE LONGITUD Y PROCEDIMIENTO DE LANZAMIENTO.” fue realizado en su totalidad por DANNY JAVIER CÁRDENAS PICHUCHO, como requerimiento parcial para la obtención del título de Ingeniero Mecánico.

Ing. Carlos Naranjo

DIRECTOR

Ing. Francisco Pazmiño

CODIRECTOR

LEGALIZACIÓN DEL PROYECTO

“DISEÑO Y FABRICACIÓN DE LOS RODILLOS Y MALACATE PARA EL DESPLAZAMIENTO DEL PUENTE METÁLICO DE VIGAS CONTINUAS SOBRE EL RÍO CEBADAS DE 60 METROS DE LONGITUD Y PROCEDIMIENTO DE LANZAMIENTO.”

ELABORADO POR:

DANNY JAVIER CÁRDENAS PICHUCHO

DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

Ing. Xavier Sánchez

DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

DEDICATORIA

Las grandes cosas empiezan con los pequeños momentos llenos de felicidad y de vida, dedico este trabajo a Dios que día a día me da fuerzas para luchar por lo que quiero, mi familia a quien dedico también este esfuerzo, a mis padres, a mis hermanas. También agradezco a todas aquellas personas que colaboraron con la elaboración de este proyecto.

A la Escuela Politécnica del Ejército que hicieron posible mi desarrollo como profesional dentro de cada aula día a día en base al esfuerzo entregado en la Institución.

Danny Cárdenas

AGRADECIMIENTOS

A mi madre que ha sido el apoyo incondicional durante toda mi vida tanto a mi lado como lejos de mí; ha sido siempre el apoyo fundamental para superarme en la vida.

A la Escuela Politécnica del Ejército, Facultad de Ingeniería Mecánica por toda la formación académica y a todos los profesores que han sabido transmitirme sus conocimientos y verdaderos valores del estudio universitario.

A mis compañeros por la compañía y amistad fundamental en los años de mi formación académica.

Danny Cárdenas

RESUMEN

El proyecto propuesto tiene como objeto diseñar y fabricar los rodillos y el malacate para el desplazamiento del puente metálico de vigas continuas sobre el río Cebadas de 60 metros de longitud y su procedimiento de lanzamiento, para la empresa INTEGRRA la cual fue la ejecutora de la fabricación de las vigas metálicas.

La empresa INTEGRRA requirió de la ejecución de este proyecto para poder tener autonomía en la ejecución de sus obras debido a que estos elementos mecánicos eran alquilados, obteniendo como resultado un alto costo reflejado en la finalización de cada proyecto contratado.

Dentro de este proyecto se diseñó el rodillo en donde se analizó la selección del tubo, se diseñó los apoyos para el tubo, se seleccionó el tipo de rodamientos, se diseñó el eje de transmisión y se diseñó las placas de apoyo para el eje.

Mientras que para el diseño del malacate se analizó el eje de transmisión, se seleccionó el tipo de material para el tambor, se seleccionó los rodamientos y se diseñó la soldadura para las uniones tambor – alas y alas – apoyo.

La ventaja mas importante de realizar el diseño y fabricación de los rodillos y el malacate es que permite que este proyecto pueda ser utilizado en otras obras de lanzamiento y ensamble de estructuras metálicas a lo largo del país y que la empresa trabajo con maquinaria propia teniendo como resultado mayor rentabilidad.

TEMA:

DISEÑO Y FABRICACIÓN DE LOS RODILLOS Y MALACATE PARA EL DESPLAZAMIENTO DEL PUENTE METÁLICO DE VIGAS CONTINUAS SOBRE EL RÍO CEBADAS DE 60 METROS DE LONGITUD Y PROCEDIMIENTO DE LANZAMIENTO.

ANTECEDENTES

Las provincias de Chimborazo y Morona siempre han anhelado el estar unidas por una carretera nueva y segura que atraviesa una espesa selva característica principal de esta zona del país, las obras ya se encuentran en su tramo final pero la mayor dificultad se ha localizado en el kilómetro 67 en donde se realizaron varios trabajos especiales para reafirmar el suelo, mientras que el puente sobre el Rio Cebadas está por concluir debido a que las autoridades locales estiman terminar sus trabajos en el mes de noviembre en lo que corresponde a la provincia de Chimborazo.

La vía se está trabajando en varios tramos: Riobamba – Cebadas cuyo avance es significativo y se encuentra próximo a su culminación. El tramo Atillo – Cebadas – 9 de Octubre de 92 kilómetros, con avances de obra que rebasa la planificación presentada y el tramo final 9 de Octubre – Macas en el cual se está trabajando en los estudios preliminares para iniciar los trabajos de preparación del suelo. Estas obras son parte del cumplimiento de los compromisos adquiridos por la administración actual que tienen destinados varios millones de dólares en la reconstrucción, rehabilitación y mantenimiento de un total de 463,43 kilómetros de carreteras y puentes ubicados en la provincia de Chimborazo.

La reconstrucción y mantenimiento de la carretera Riobamba – Cebadas de 36.64 kilómetros de longitud y ancho de vía de 8.9 metros beneficiara a los habitantes de Riobamba, San Luis, Flores, Cebadas hasta Atillo y a las comunidades campesinas ubicadas a lo largo de la vía. De la misma manera el Ministerio de Transporte y Obras Publicas permanece en constante monitoreo de

los proyectos que se realizan en la provincia de Chimborazo para que concluyan bajo las normativas establecidas en los contratos.

En cuanto a la reconstrucción y mantenimiento de la vía Riobamba – Cebadas a cargo de la compañía COVIPAL este tramo cuenta con 2 puentes, el puente sobre el Rio Chibunga en el cual ya se realizaron los trabajos de fundición de la losa y el puente Sobre el rio Cebadas en el cual tanto las pilas centrales como los estribos ya se encuentran construidos mientras que en las vigas metálicas que conforman el puente ya se está realizando los trabajos de soldadura para el posterior lanzamiento que está a cargo de la empresa INTEGRA.

INTEGRA es una empresa con 8 años en la industria metal mecánica que tienen su sede en Quito – Ecuador y que posee varios segmentos de servicios como fabricación de estructuras metálicas, inspecciones de obras, certificación de procedimientos de fabricación, ha tenido contratos con empresas a nivel nacional tales como: CLAVEC, TECHINT, CEMENTOS SELVA ALEGRE, CUERPO DE INGENIEROS DEL EJERCITO, CERVECERÍA NACIONAL, entre otras. Con estos antecedentes contrato con COVIPAL y obtuvo la responsabilidad de ejecutar el lanzamiento del puente sobre el Rio Cebadas que es una obra de gran magnitud.

Dado que el proyecto se está ejecutando a cabalidad es necesario el diseño y la fabricación de las facilidades mecánicas tales como los rodillos para el deslizamiento de las vigas, el malacate para desplazar las vigas metálicas e incluso se puede considerar diseñar una nariz de lanzamiento para el posicionamiento final de las vigas que conforman el puente.

DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Una vez terminada la fabricación y el montaje de las vigas que conforman el puente es necesario establecer un procedimiento de lanzamiento seguro y que cumpla con todas las normas técnicas para que las vigas no sufran ningún sobre esfuerzo en el posicionamiento final del puente y de este modo tener como resultado un asentamiento que esté dentro de las cotas establecidas en los estribos y las pilas en donde se apoyan la vigas. Cuando las vigas ya se

encuentran totalmente armadas y soldadas tanto en uniones alma – alma, patines superiores e inferiores arriostramientos y refuerzos, es necesario apoyar las vigas en un procedimiento para el lanzamiento del puente ayudados por las facilidades mecánicas que sean más adecuadas y trabajen sin esforzar al puente armado, de este modo se ha tomado como método de lanzamiento el desplazamiento de las vigas apoyadas en unos de rodillos que deberán tener una capacidad de 50 toneladas, y para producir el desplazamiento se requiere un malacate que hale las vigas hasta su posicionamiento final tomando en cuenta que se debe trabajar con gatas y cables para asegurar las vigas y no producir desplazamientos no deseados. De este modo se garantiza que el lanzamiento va a ser el adecuado y disminuir al mínimo el riesgo en cualquiera de los procesos para el lanzamiento y posicionamiento final.

OBJETIVOS

Objetivo General

Diseñar y Fabricar los rodillos y el malacate para el desplazamiento del puente metálico de vigas continuas sobre el río Cebadas de 60 metros de longitud y procedimiento de lanzamiento.

Objetivos Específicos

- ✓ Elaborar un procedimiento de lanzamiento para el puente sobre el río Cebadas
- ✓ Desarrollar el proceso de fabricación adecuado para el malacate.
- ✓ Desarrollar el proceso de fabricación adecuado para los rodillos.
- ✓ Analizar el Área Económico – Financiera del Proyecto de lanzamiento del Puente sobre el Río Cebadas.

ALCANCE

El alcance del proyecto es obtener un diseño y fabricar los rodillos y malacate para el desplazamiento del puente y un procedimiento de lanzamiento adecuado a las condiciones del sitio donde se encuentra ubicado el proyecto y su obra civil, de esta manera se puede obtener un proceso de izaje efectivo, que no consuma una mayor cantidad de tiempo, presupuesto y otros recursos vistos posteriormente reflejados en el costo final del proyecto.

JUSTIFICACIÓN

Debido a que el lanzamiento de puentes metálicos tiene muchos casos particulares por diversas características del terreno en donde se ubique, el espacio físico para maniobras de izaje y algo fundamental que es la utilización de los recursos de una forma adecuada, en muchos de los casos para el lanzamiento de un puente la principal maquinaria es un grúa de la capacidad requerida, esto hace que el izaje de las vigas sea garantizado, pero los costos de alquiler de este tipo de maquinaria son muy elevados, encareciendo los costos finales del proyecto, es por esto que en todos los casos el diseño y construcción de los dispositivos mecánicos para el lanzamientos son fundamentales como en este caso los rodillos para el deslizamiento de las vigas y el malacate para el desplazamiento de las vigas.

ÍNDICE

CAPÍTULO I FUNDAMENTO TEÓRICO

1.1	DEFINICIÓN DE PUENTE.....	1
1.2	CLASIFICACIÓN LOS DE PUENTES	1
1.2.1	Clasificación según la función que cumplen.	1
1.2.1.1	Acueducto para agua.....	1
1.1.2	Viaducto.....	2
1.2.1.3	Pasarelas.....	2
1.2.2	Clasificación según el material de fabricación.	3
1.2.3	Clasificación según la forma.	3
1.2.3.1	Puentes tipo trabe.....	3
1.2.3.2	Puentes tipo arco	4
1.2.3.3	Puentes colgantes	5
1.2.4	Puentes Prefabricados.....	6
1.2.4.1	Puentes Atirantados.....	6
1.2.4.2	Puentes Arco	7
1.2.4.3	Puentes Hiperestáticos	8
1.2.4.4	Puentes Curvos	9
1.2.4.5	Puentes de Canto Variable	10
1.2.5	Puentes Tipo Trabe	11
1.2.5.1	Clasificación de los Puentes Tipo Trabe.....	11
1.2.5.1.1	Puentes Isostáticos.....	12
1.2.5.1.2	Puentes Hiperestáticos	12
1.3	FASES EN LA FABRICACIÓN DE PUENTES.	12
1.3.1	Suministro de Materiales	12
1.3.1.1	Inspección de Materiales	13
1.3.2	Fabricación de la Superestructura del Puente	13
1.3.2.1	Procedimiento de Corte	14
1.3.2.2	Procedimiento de Armado	14
1.3.2.3	Procedimiento de Soldadura.....	15
1.3.2.4	Procedimiento de Inspección de Soldadura.....	15
1.3.2.5	Procedimiento de Perforación.....	16
1.3.2.6	Procedimiento de Limpieza y Pintura.....	16

1.4	MONTAJE DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE	17
1.5	PRUEBAS DE FUNCIONALIDAD Y CARGA	18
1.6	SISTEMAS DE LANZAMIENTO DE PUENTES.....	18
1.7	LANZAMIENTO POR SEGMENTOS.....	19
1.7.1	Nariz de lanzamiento	20
1.7.2	Sistema de desplazamiento de vigas.....	20

CAPÍTULO II

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA NARIZ DE LANZAMIENTO

2.1	SITUACIÓN ACTUAL	22
2.2	PARÁMETROS DE DISEÑO	24
2.3	ESPECIFICACIONES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CEBADAS	24
2.4	ANÁLISIS DE LAS CARGAS EXTERNAS DE LA ESTRUCTURA.....	25
2.4.1	Cargas muertas	26
2.4.2	Cargas vivas	26
2.4.3	Cargas de viento.....	27
2.5	DIMENSIONES DE LA NARIZ DE LANZAMIENTO	28
2.6	PESO DE LA NARIZ DE LANZAMIENTO	29
2.7	CENTRO DE MASA.....	30
2.8	DISTRIBUCIÓN DEL PESO DE LA NARIZ DE LANZAMIENTO	31
2.9	ANÁLISIS ESTÁTICO.....	34
2.10	EQUILIBRIO	34
2.11	ANÁLISIS DE LOS ESTADOS CRÍTICOS.	35
2.11.1	Análisis de nariz de lanzamiento en posición inicial.....	35
2.11.3	Análisis de nariz de lanzamiento cuando esta lanzado 15 metros.....	39
2.11.4	Análisis de nariz de lanzamiento cuando está en su posición final.....	41
2.12	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA EN DIFERENTES POSICIONES DEL LANZAMIENTO	42
2.13	ANÁLISIS DE RESULTADOS	43
2.14	ALTERNATIVAS DE DISEÑO	43
2.14.1	Estructura metálica con vigas de alma llena.....	44
2.14.2	Estructura metálica tipo armadura ¹	45
2.14.2.1	Tipos de armaduras ²	45
2.15	SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA PARA LA NARIZ DE LANZAMIENTO	46

2.15.1	Análisis	47
2.15.2	Análisis de la estructura para nariz de lanzamiento.....	47
2.15.3	Descripción geométrica	48
2.15.4	Nodos	48
2.15.5	Elementos.....	49

CAPÍTULO III

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS ELEMENTOS PARA DESPLAZAMIENTO DEL PUENTE

3.1	MARCO TEÓRICO	53
3.1.1	Análisis de esfuerzos	53
3.1.2	Componentes cartesianos del esfuerzo ³	53
3.1.3	Circulo de mohr para esfuerzo plano ⁴	55
3.1.4	Esfuerzos uniformemente distribuidos ⁵	58
3.1.5	Esfuerzos normales para vigas en flexión ⁶	59
3.1.6	Esfuerzos cortantes para vigas en flexión ⁷	61
3.1.7	Esfuerzos cortantes en vigas con sección estándar	64
3.1.8	Esfuerzos de contacto ⁸	65
3.1.9	Materiales	68
3.1.9.1	Modulo de elasticidad ⁹	69
3.1.9.2	Resistencia estática	69
3.1.9.3	Deformación plástica	71
3.1.9.4	Resistencia y trabajo en frio.....	73
3.2	MÉTODO DE LANZAMIENTO DEL PUENTE	73
3.2.1	Conexión entre nariz de lanzamiento y par de vigas	74
3.2.2	Desplazamiento de vigas.....	75
3.3	DISEÑO DE RODILLOS	77
3.3.1	Selección del tubo.....	77
3.3.1.1	Propiedades de la selección del tubo	78
3.3.1.2	Análisis estático del tubo	78
3.3.1.3	Esfuerzos en tubo a flexión.....	79
3.3.1.4	Análisis de fatiga del tubo	80
3.3.2	Diseño de apoyos para el tubo	83
3.3.2.1	Propiedades del apoyo	83
3.3.2.2	Esfuerzos en el apoyo	83

3.3.2.3	Análisis de resistencia a la fatiga del apoyo	84
3.3.3	Diseño de rodillos de apoyo.....	86
3.3.3.1	Propiedades del rodillo de apoyo.....	86
3.3.3.2	Fuerza que soporta el rodillo de apoyo	86
3.3.3.3	Análisis de fatiga de los rodillos de apoyo	89
3.3.4	DISEÑO DE EJE.....	91
3.3.4.1	Propiedades del eje	91
3.3.5	Diseño de placa de apoyo	93
3.3.5.1	Propiedades del área de contacto en la placa	93
3.4	DISEÑO DE MALACATE.....	95
3.4.1	Diseño del tambor.....	96
3.4.1.1	Análisis de fatiga del tambor.....	99
3.4.2	Diseño del eje de transmisión.....	100
3.4.2.1	Análisis de fatiga del eje de transmisión	101
3.4.3	Diseño de cuña para la rueda dentada.....	107
3.4.4	Selección de rodamientos.....	108
3.4.5	Diseño de uniones soldadas.....	110
3.4.5.1	Unión Tambor - Alas	110
3.4.5.2	Unión Alas - Apoyo	112

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS ECONÓMICO – FINANCIERO

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	119
CONCLUSIONES.....	119
RECOMENDACIONES.....	120
BIBLIOGRAFÍA.....	121
ANEXO A: Especificaciones técnicas acero ASTM A588.....	122
ANEXO B: Especificaciones técnicas acero AISI 1018	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO C: Especificaciones técnicas acero AISI 1045	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO D: Especificaciones técnicas acero AISI 4140	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO E: Planos.....	¡Error! Marcador no definido.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Acueducto.....	2
Figura 1.2 Viaducto.....	2
Figura 1.3 Pasarela peatona.....	2
Figura 1.4 Puente tipo trabe	4
Figura 1.5 Puente tipo arco.....	5
Figura 1.6 Puente colgante.....	6
Figura 1.7 Puente atirantado	7
Figura 1.8 Puente arco	8
Figura 1.9 Puente hiperestático	9
Figura 1.10 Puente curvo.....	10
Figura 1.11 Puente de canto variable	10
Figura 1.12 Fabricación de acero	13
Figura 1.13 Corte de acero con pantógrafo	14
Figura 1.14 Soldadura	15
Figura 1.15 Inspección de soldadura por ultrasonido	16
Figura 1.16 Estructuras pintadas	16
Figura 1.17 Lanzamiento por segmentos.....	20
Figura 1.18 Nariz de lanzamiento	20
Figura 1.19 Desplazamiento de vigas con gatos hidráulicos	21
Figura 2.1 Dimensiones de la Nariz de Lanzamiento.....	28
Figura 2.2 Elemento diferencial para el centro de gravedad.....	30
Figura 2.3 Método geométrico para el cálculo del centro de gravedad	31
Figura 2.4 Método geométrico para el cálculo del centro de gravedad	32
Figura 2.5 Centro de gravedad del conjunto puente-nariz... ..	34
Figura 2.6 Conjunto estructural en voladizo.....	36
Figura 2.7 Análisis de cargas con el conjunto estructural en voladizo	36
Figura 2.8 Diagrama de la nariz de lanzamiento.....	37
Figura 2.9 Conjunto estructural apoyado en los dos estribos	37
Figura 2.10 Análisis de cargas con el conjunto estructural cuando se asentó en el otro estribo.....	38
Figura 2.11 Diagrama de la nariz de lanzamiento.	39
Figura 2.12 Conjunto estructural lanzado 15 metros	39
Figura 2.13 Análisis de cargas con el conjunto estructural cuando ha recorrido 15m.....	40

Figura 2.14 Diagrama de la nariz de lanzamiento	40
Figura 2.15 Conjunto estructural lanzado en su posición final.....	41
Figura 2.16 Análisis de cargas con el conjunto estructural cuando ha llegado al otro estribo.....	41
Figura 2.17 Diagrama de la nariz de lanzamiento	42
Figura 2.18 Conjunto estructural en cada etapa del lanzamiento	42
Figura 2.19 Nariz de lanzamiento con vigas de alma llena.....	44
Figura 2.20 Armadura para un edificio.....	45
Figura 2.21 Nariz de lanzamiento Tipo Armadura	46
Figura 2.22 Distribución de las juntas de la estructura	49
Figura 2.23 Vista frontal de la estructura	50
Figura 2.24 Vista posterior de la estructura	51
Figura 2.25 Vista superior de la estructura	51
Figura 2.26 Vista frontal de la estructura	51
Figura 2.27 Vista transversal de la estructura.....	51
Figura 3.1 Componentes del esfuerzo sobre la normal a la dirección x	54
Figura 3.2 Esfuerzo tridimensional	54
Figura 3.3 Elemento dx dy dz	55
Figura 3.4 Diagrama del círculo de Mohr	58
Figura 3.5 Viga recta en flexión	60
Figura 3.6 Esfuerzos en flexión de acuerdo con la ecuación 3.11.....	61
Figura 3.7 Aislamiento de una sección de viga.....	63
Figura 3.8 Fuerzas en dirección de x sobre el elemento dx.....	63
Figura 3.9 Vista girada del elemento dx.....	63
Figura 3.10 Dos esferas mantenidas en contacto por una fuerza F.....	67
Figura 3.11 Dos cilindros circulares rectos mantenidos en contacto por las fuerzas F uniformemente distribuidas a lo largo de la longitud del cilindro, el esfuerzo de contacto tiene una distribución elíptica en el diámetro menor en la zona de contacto 2b.....	68
Figura 3.12 Probeta de ensayo a la tensión	70
Figura 3.13 Probeta de ensayo a la tensión	70
Figura 3.14 Diagrama esfuerzo-deformación verdaderos trazado en papel log-log. Puesto que los valores de ϵ son menores que la unidad, sus logaritmos son negativos. En el punto E, $\epsilon=1$, $\log \epsilon=0$, y la ordenada que pasa por E ubicada a D y define el logaritmo de la constante σ_0 en F.....	72
Figura 3.15 Diagrama esfuerzo-deformación a partir de datos de prueba de titanio recocido A-40. Obsérvese que dos escalas de deformación sirven para trazar todos los puntos de datos	72

Figura 3.16 Plataforma de armado de vigas	73
Figura 3.17 Conjunto estructural (par de vigas – nariz)	74
Figura 3.18 Par de vigas apoyadas en rodillos	75

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Formulas para pesos de armaduras	31
Tabla 2 Tabla de reacciones y momentos en diferente posiciones	43
Tabla 3 Ventajas y desventajas de las 2 propuestas.....	46
Tabla 4 Formulas del esfuerzo cortante máximo debido a la flexión	65
Tabla 5 Costos del Rodillo	114
Tabla 6 Costos del Malacate	115
Tabla 7 Fuentes de Financiamiento.....	116
Tabla 8 Costo de Alquiler de maquinaria	116

CAPÍTULO I

FUNDAMENTO TEÓRICO

1.1 DEFINICIÓN DE PUENTE

El puente es una estructura vial que tiene su trazado por encima de las superficies irregulares o accidentes geográficos que presenta la naturaleza a lo largo de proyectos viales.

Los puentes pueden ser fabricados con diferentes tipos de materiales y de la misma manera su ensamble y posterior lanzamiento depende de las condiciones del sitio de cada proyecto, cada puente fabricado tiene diferentes aspectos a ser considerados como utilización de recursos.

1.2 CLASIFICACIÓN LOS DE PUENTES

1.2.1 Clasificación según la función que cumplen.

Los puentes pueden ser utilizados para conducción de agua, soportar carreteras o vías férreas y también pueden estar destinados únicamente para la circulación de personas de esta manera tenemos la siguiente clasificación.

1.2.1.1 Acueducto para agua.

Utilizados para soportar tuberías.



Figura 1.1 Acueducto

1.1.2 Viaducto.

Es el más común, y es utilizado para el paso de carreteras y vías férreas. En los dos casos es utilizado para facilitar el traslado de vehículos y ferrocarriles sobre ciertas alturas o sobre valles.



Figura 1.2 Viaducto

1.2.1.3 Pasarelas.

Utilizados para el uso netamente peatonal, es decir de personas únicamente.



Figura 1.3 Pasarela peatonal

1.2.2 Clasificación según el material de fabricación.

Es importante conocer y poder describir el tipo de material del que están fabricados los puentes. Pueden ser: mampostería (ladrillo), madera, concreto armado, concreto pre comprimido, acero, hierro forjado, compuestos.

El puente no está construido por un solo tipo de material, por lo que pueden existir diferentes clasificaciones para los puentes según su material de fabricación, los puentes de arco están hechos por mampostería de ladrillo o piedra, sus bases son construidas con mampostería de piedra con el objeto de darle mayor resistencia en sus apoyos y que puedan soportar las inclemencias del tiempo que pueden ser viento y lluvia.

Existen puentes que tienen sus tableros de madera y puede tener fundiciones de mampostería de piedra o concreto. Los puentes con tableros metálicos de igual manera pueden tener sus bases constituidas de otro material.

La loza de las calzadas de los puentes por lo general es de concreto armado pero no siendo esto una regla general, hay muchos ejemplos de calzadas de láminas de acero o hechas con compuestos de arena, esto sirve para que el coeficiente de fricción sea el adecuado y controlar el ruido que pueda generar el paso de los vehículos.

1.2.3 Clasificación según la forma.

1.2.3.1 Puentes tipo trabe

Este tipo de puentes son aplicables en estructuras de gran tamaño, sus elementos pueden fabricarse con peralte constante o en peralte variable y que presentan un aspecto muy agradable a la vista. Estos puentes se pueden fabricar en planta o colocarse directamente en la obra. En este último caso cuando se trata de puentes de grandes claros, se procede a colocar dovelas simultáneamente en ambos extremos en voladizo con respecto a la pila. Todas las facilidades mecánicas se pueden fabricar de acuerdo al tipo de proyecto que

se está ejecutando. Entre las ventajas principales de estos elementos se puede citar su ligereza, su alta eficiencia y su buena capacidad para resistir torsiones provocadas por la asimetría en la aplicación de carga viva. Se aplican en la construcción de puentes carreteros y de pasos peatonales debido a su gran capacidad de carga.

Este tipo de puentes es el más empleado debido a que la acción de las cargas es soportada por las fuerzas internas provocadas por la flexión en el material. En el caso de una viga simplemente apoyada, que descansa sobre dos apoyos (en sus extremos) cualquier carga de acción vertical descendente hace trabajar a tracción la parte inferior de la viga, y a compresión la parte superior, y estas fuerzas dan origen a un momento resistivo suficiente para contrarrestar el momento flector. Estos puentes se forman por elementos horizontales llamados traveses que se apoyan en sus extremos sobre soportes o pilares, la fuerza que se transmite a través de los pilares es vertical y hacia abajo y por consiguiente estos son sometidos a esfuerzos de compresión, los elementos horizontales tienden a flexionarse como consecuencia de las cargas que soportan.



Figura 1.4 Puente tipo trabe

1.2.3.2 Puentes tipo arco

Estos puentes están constituidos básicamente por una sección curvada hacia arriba que se apoya en unos soportes o estribos y que abarca una luz y espacio vacío.

Este tipo de puente está apoyado a los extremos de su luz, entro los cuales se hace una estructura con forma de arco con la que se transmiten las cargas. El tablero puedes ser apoyado o colgado de esta estructura principal, dando origen a distintos tipos.

Los puentes en arco trabajan transfiriendo el peso propio del puente y las sobrecargas de uso hacia los apoyos mediante la compresión del arco, donde se transforma en un empuje horizontal y una carga vertical. Normalmente la esbeltez del arco (relación entre la flecha máxima y la luz) es alta, haciendo que los esfuerzos horizontales sean muchos mayores que los verticales. Por este motivo son adecuados en sitios capaces de proporcionar una buena resistencia al empuje horizontal.



Figura 1.5 Puente tipo arco.

1.2.3.3 Puentes colgantes

Estos son sostenidos por un arco invertido formado por numerosos cables de acero, del que se suspende el tablero del puente mediante tirantes verticales.

En estas estructuras no se necesitan apoyos centrales, durante su construcción permitiendo construir sobre profundos cañones o cursos de agua muy ocupados por el tráfico marítimo o de aguas muy turbulentas, siendo relativamente flexible, puede flexionar bajo vientos severos y terremotos donde un puente más rígido tenderá a ser más fuerte y duro.

El puente colgante es una estructura de poca rigidez de medidas particulares para conseguir la resistencia necesaria a todas las cargas a las que está sometida.

La rigidez necesaria para este tipo de puentes se la consigue en el tablero que debe ser reforzado por riostras en celosía, o estar formado por vigas cajón aerodinámicas y mediante tablero de planchas soldadas a unas vigas cajón, configuración que proporciona máxima rigidez con mínimo peso.



Figura 1.6 Puente colgante.

1.2.4 Puentes Prefabricados

1.2.4.1 Puentes Atirantados

Este tipo de puentes consisten de un tablero soportado por cables rectos o inclinados denominados tirantes fijados en los mástiles. Se han tornado más comunes debido a su economía y estabilidad para luces grandes entre 200 a 1000 metros; pero principalmente por la apariencia atractiva.

Tienen 3 partes principales: tablero, mástiles y tirantes. El tablero es soportado elásticamente en varios puntos a lo largo de su extensión por cables inclinados (tirantes) fijados en el mástil. Las cargas muertas y dinámicas son transmitidas al mástil mediante los tirantes con una estructura reticulada, con tirantes traccionados mientras el mástil y el tablero quedan comprimidos.

Este tipo de estructura es altamente hiperestática, bastante sensible a la secuencia constructiva, sin embargo, debido a la flexibilidad del tablero, este

acepta una considerable gama de fuerzas de instalación de los tirantes. Es importante escoger una distribución inicial apropiada para estas fuerzas sobre carga permanente tal que, la flexión en el tablero sea limitada. Como el puente es construido por fases y es mixto es decir de hormigón y acero, debido a que tiene piezas de hormigón como el mástil y el tablero que sufren retracción y fluencia; el puente también sufre estos fenómenos. Por esta razón es importante obtener una buena distribución de fuerzas en la configuración final.



Figura 1.7 Puente atirantado.

1.2.4.2 Puentes Arco

Este puente está compuesto por vigas y montantes que apoyan sobre un arco prefabricado. La prefabricación permite la realización de arcos prefabricados con secciones de hormigón mínimas. Garantiza un riguroso control geométrico de los elementos. Permite tratamientos estéticos y superficiales en el hormigón. Por medio del método de la prefabricación, se realiza con mayor rapidez y sencillez que el puente “en campo”.

La tipología de esta estructura es arcos triarticulados, prefabricados en dos semi arcos. Posibilidades de prefabricar so solo el arco, sino también el tablero y los montantes de apoyo del tablero en el arco. Entre las principales aplicaciones tenemos los puentes que tienen una luz de alrededor de 100 m, rehabilitación de puentes antiguos de estas características sin deteriorar su estética.

El Puente tipo arco evita interferencias en la obra y la necesidad de disponer de complejas instalaciones “en campo”: Con este tipo de estructura se puede

lograr un plazo mínimo de ejecución al poder realizar los distintos elementos en procesos paralelos. Tanto los materiales como las piezas pueden ser totalmente chequeados antes de su inserción en el tablero, mejorando altamente el control de calidad

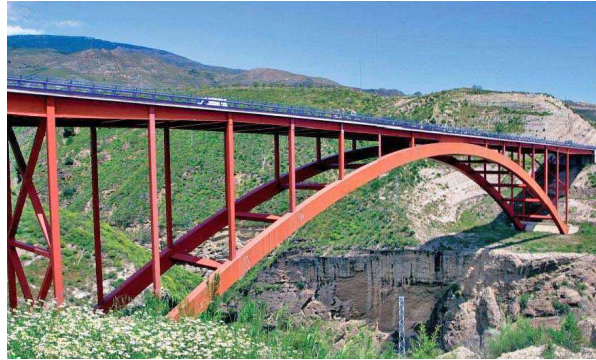


Figura 1.8 Puente arco.

1.2.4.3 Puentes Hiperestáticos

Este tipo de puente se caracteriza por la unión de apoyos consiguiendo un funcionamiento continuo en sentido longitudinal. Estas estructuras son utilizadas para cubrir grandes luces debido al funcionamiento estructural del tablero en continuidad. Los elementos con secciones cajón proporcionan al tablero las ventajas de sección cerrada y facilitan la ejecución de las uniones dentro de las mismas. Debido a la continuidad en pila se puede ejecutar soluciones con apoyos únicos en caso de secciones cajón. Estas estructuras facilitan la ejecución de puentes de planta recta y curva. En tableros con grandes cargas se consiguen soluciones de tableros muy rígidos respetando el canto mínimo. Para puentes de ferrocarril se obtiene un mejor comportamiento dinámico, la inexistencia de juntas entre vigas mejora considerablemente la estética del tablero y la calidad de la capa de rodadura.



Figura 1.9 Puente hiperestático.

1.2.4.4 Puentes Curvos

Los puentes curvos son ejecutados con vigas curvas o rectas en función de su curvatura. Las características principales de este tipo de puentes son los exigentes radios de curvatura; sus cantos deben estar desde 0.8 hasta 2.2 metros; los anchos deben ser de 3.3 y 3.96 metros y la luz que puede cubrir debe estar entre 20 y 42 metros; gracias a la prefabricación, se realizan con la misma rapidez que un puente recto. Su geometría es excelente debido a la disposición de moldes específicos para estos elementos.

Estas estructuras son utilizadas en esquemas isostáticos e hiperestáticos, puentes curvos de radio constante y tramos rectos, se pueden realizar en canto constante o variable.

En estructuras de radios superiores a 200 m, la aproximación por la viga recta formando una poligonal da resultados excelentes. En radios menores a 200 m, es necesario recurrir a vigas de directriz curva. Estas estructuras también se pueden utilizar en enlaces de carreteras o también en rotondas en pasos superiores.

Los puentes curvos se adaptan cada vez con radios mínimos, la fabricación del tablero es sencilla, evitando complejos desarrollos para puentes empujados o puentes en voladizos sucesivos.



Figura 1.10 Puente curvo.

1.2.4.5 Puentes de Canto Variable

Este tipo de puente fue evolucionando según la utilización de viga de cajón permitiendo mayores luces con una mayor esbeltez. Esta estructura nos sirve para conformar una sección celular cerrada. Se debe hacer una ramificación entre pilas con uniones tipo gaviota sobre pilas. Las luces que puede cubrir van desde 40 a 60 m y también puede cubrir luces entre pilas de 30 m. Los cantos pueden ir de 1 a 1.6 m en el centro de la luz entre pilas y de 1.8 a 3 m sobre la pila. El ancho puede ir de 3.3 a 3.96 m.

Este tipo de puentes deben tener una variación parabólica, también pueden tener variación lineal del canto, y variación variable de canto.

Estos puentes son utilizados para pasos superiores sobre grandes vías de circulación, viaductos de carretera con ancho de tablero alrededor de 12 m, con esquema hiperestático y luces grandes.



Figura 1.11 Puente de canto variable.

1.2.5 Puentes Tipo Trabe

Estos puentes se forman principalmente por elementos horizontales llamados traveses que se apoyan en sus extremos sobre soportes o pilares; la fuerza que se transmite a través de los pilares es vertical y hacia abajo; por consiguiente estos son sometidos a fuerzas de compresión. Las vigas o elementos horizontales tienden a flexionarse como consecuencia de las cargas que soportan. La fuerza de flexión supone una compresión en la zona superior de las vigas y una tracción en la inferior.

Los puentes de este tipo son armados con vigas de alma llena los mismos que están formados por elementos y placas de perfiles de acero, unidos entre sí por medio de remaches, soldadura o pernos.

Las láminas de acero se encuentran disponibles únicamente en tamaños normalizados. Las traveses pueden ser armadas y construirse con cualquier dimensión deseada, para ajustarse a los requisitos de cada caso exclusivo.

Este tipo de puentes tienen luces que van desde los 10 hasta los 70 metros sin pilotes intermedios, es decir cada trabe tienen una extensión máxima de 70 metros entre pilotes. El número de carriles o vías para un puente tipo trabe puede ser de una vía o dos vías, siendo de una vía cuando un puente está formado por dos vigas principales y que permitirá el tránsito del vehículo en una sola dirección; mientras que el puente de dos vías está constituido por tres vigas principales y permite la circulación de vehículos en los dos sentidos. El ancho de calzada de los puentes difiere del número de vías. Los puentes tipo trabe difiere del número de vías. Los puentes tipo trabe de una vía normalmente tiene un ancho útil de calzada de 5 metros; mientras que los puentes de doble vía tienen un ancho útil de calzada de 9 metros.

1.2.5.1 Clasificación de los Puentes Tipo Trabe

Los puentes tipo trabe se clasifican en:

- Puentes isostáticos

- Puentes hiperestáticos

1.2.5.1.1 Puentes Isostáticos

La característica isostática en cualquier estructura de un puente no existe, pues todos los elementos de un puente no podrán ser isostáticos. Sin embargo se puede considerar un puente isostático a aquellos cuyos tableros son estáticamente independientes uno de otro y a su vez independientes desde el punto de vista de flexión de los apoyos que lo soportan.

1.2.5.1.2 Puentes Hiperestáticos

Son aquellos cuyos tableros son dependientes uno de otro desde el punto de vista estático, pudiendo establecerse o no una dependencia entre los tableros y sus apoyos.

1.3 FASES EN LA FABRICACIÓN DE PUENTES.

1.3.1 Suministro de Materiales

Esta es la fase inicial del proyecto, y la más importante, es el tiempo que se demore en la adquisición del material es fundamental para la planificación de la fabricación en cada etapa, y por tanto un retraso en la entrega de la materia prima implicara un retraso en la ejecución parcial y total del proyecto.

Una base de proveedores calificados locales es fundamental antes de que inicie el proceso de fabricación, con ello se mejora los tiempos en la búsqueda de insumos para su posterior compra. La calificación de los proveedores debe realizarse de acuerdo a los tiempos de entrega y formas de pago y también de acuerdo a la calidad del material que comercializan, estos son criterios muy

generales, pero de acuerdo a cada producto debe darse las delimitaciones y requerimientos pertinentes. Como por ejemplo en acero la ASTM – A 370, en electrodos la AWS-a 5.1, etc.



Figura 1.12 Fabricación de acero.

1.3.1.1 Inspección de Materiales

El material es sometido a un proceso de muestreo, para lo cual se elaboran probetas las cuales son ensayadas en laboratorios calificados para dicha verificación de acuerdo a las siguientes normas:

ASTM A-370 Métodos de ensayos mecánicos y definiciones para productos de acero.

ASTM A-673/A 673M Especificaciones de muestreo para ensayos de impacto de acero estructural.

AWS A-5.1 Electrodo revestido para soldadura por arco de acero al carbono recubierto.

1.3.2 Fabricación de la Superestructura del Puente

Para la fabricación de puentes de estructura metálica tipo trabe se procede con la elaboración de módulos y sub módulos que terminaran conformando la

superestructura en sí. En la fabricación de dichos módulos y sub módulos se encuentran involucrados los siguientes procedimientos básicos de fabricación.

1.3.2.1 Procedimiento de Corte

Dependiendo de las dimensiones de la materia prima a utilizarse, se elabora un plan de corte, que reduzca al mínimo los desperdicios del material, insumos y tiempo. Debido a que ya se tiene establecido el procedimiento de corte por oxiacorte se encuentra ya definido el procedimiento de fabricación.

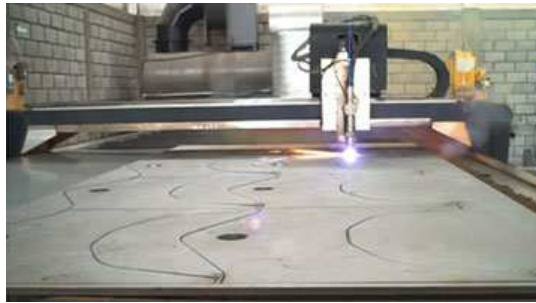


Figura 1.13 Corte de acero con pantógrafo.

1.3.2.2 Procedimiento de Armado

Previo el procedimiento de armado se debe realizar una limpieza previa de los elementos cortados que conforman los módulos y sub módulos de la estructura del puente. El proceso de armado consiste en conformar los módulos en la dimensión y forma final con juntas temporales (puenteado). Lo que permite realizar verificaciones previas o correcciones en el diseño del puente.

1.3.2.3 Procedimiento de Soldadura

Es el proceso de unión definitiva de los elementos que conforman los módulos, y este proceso está claramente definido por los WPS's y PQR's elaborados por los diferentes tipos de juntas que se va a encontrar en la elaboración de los módulos que conforman el puente. Estos procedimientos también van en relación con la optimización de tiempos y costos de fabricación; debido a que existen procesos manuales, semiautomáticos y automáticos de soldadura.



Figura 1.14 Soldadura.

1.3.2.4 Procedimiento de Inspección de Soldadura

En el procedimiento de fabricación de puentes se debe considerar como parámetro fundamental a la soldadura, lo cual exige un buen control de calidad, y esta normado por la AWS D1.1, AWS D1.5 y ASME. Entre los procesos de inspección de soldadura se encuentran:

- Inspección Visual
- Tintas Penetrantes
- Radiografía
- Ultrasonido



Figura 1.15 Inspección de soldadura por ultrasonido.

1.3.2.5 Procedimiento de Perforación

Cuando se tienen uniones atornilladas o remachadas se debe realizar las perforaciones requeridas para este tipo de juntas, las cuales están definidas mediante un plano de ubicación y una hoja de procesos en la que se debe incluir el número de pases, diámetro de brocas, tipos de brocas, velocidad y refrigerante recomendado.

1.3.2.6 Procedimiento de Limpieza y Pintura

Para proteger los módulos elaborados, de las condiciones adversas del ambiente en el que va a estar la estructura, se procede a pintar dichos elementos, con pinturas anticorrosivas y especiales dependiendo de las condiciones ambientales y de las especificaciones del material utilizado.



Figura 1.16 Estructuras pintadas.

1.4 MONTAJE DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

La superestructura es el puente propiamente dicho la misma que fue fabricada en el taller, mediante módulos para su transporte y ensamble en sitio. De tal manera que el montaje comprende el armado de los módulos mediante la conexión de los mismos y su rigidización con los elementos de arriostramiento. Estas tareas son realizadas en el sitio de instalación del puente.

Se transporta los módulos del puente desde la planta o taller donde se elaboraron hasta el lugar donde va estar ubicado el puente, mediante camiones y tráileres de carga.

Lo primero para realizar el armado de la superestructura es movilizar los módulos y ordenarlos de acuerdo a la codificación puesta en la fábrica. Luego de ordenados, se los alinean y nivelan. Si el puente es de por lo menos dos vigas se trabaja con dos módulos están alineados o nivelados se colocan los arriostramientos. A continuación se procede con los módulos siguientes haciendo juntas provisionales.

Luego de terminado el armado con las juntas provisionales se procede a realizar la unión definitiva de a cuerdo al proceso de soldadura antes calificado.

Una vez construida y soldada la superestructura del puente se procede a trasladar al lugar donde trabajara finalmente. Para ello existen varios métodos de lanzamiento. Los mismos que serán seleccionado de a cuerdo a las características geográficas del sitio en donde se requiere el puente, y del tipo de puente a construirse.

Para el asentamiento definitivo se coloca sobre tacos de madera y con la ayuda de elevadores hidráulicos se va disminuyendo la altura hasta que se asienta definitivamente sobre los neoprenos.

1.5 PRUEBAS DE FUNCIONALIDAD Y CARGA

El último proceso que determina la finalización de la construcción del puente es la verificación de los parámetros estructurales y funcionales de la superestructura instalada. Los parámetros estructurales se evalúan mediante pruebas de carga sobre el puente, para lo cual es necesario utilizar pesos muertos y vehículos de un tonelaje igual al considerado en la carga viva planteada. El control y cuantificación experimental de los ensayos se realiza a través de sensores mecánicos y electrónicos instalados sobre la estructura. Su correlación determina la respuesta del prototipo frente al modelo asumido y garantiza la seguridad del mismo. En otro aspecto las pruebas de funcionalidad están destinadas a la verificación de sistemas secundarios del puente como pueden ser drenajes, dilataciones de la superestructura y comportamiento de las juntas expansivas del puente, etc.

1.6 SISTEMAS DE LANZAMIENTO DE PUENTES

Para la consideración de los métodos de lanzamiento de los puentes existen principalmente cuatro técnicas para posicionar la estructura en su sitio de trabajo:

- Lanzamiento por segmentos.- el puente es fabricado en segmentos y se lanza el puente una distancia igual al segmento recién construido.
- Lanzamiento completo.- el puente es fabricado totalmente en uno de los estribos; o mas habitualmente se fabrican sendas mitades del puente desde los dos extremos y tras ello se lanzan hasta cuando la ubicación es definitiva.
- Giro del puente completo.- una vez fabricado todo el puente, o a las dos mitades en las porciones opuestas se giran hasta la posición final.
- Traslación transversal.- esta técnica consiste en fabricar el puente en una porción paralela a la deseada u trasladarlo con un movimiento transversal hasta dicha ubicación.

1.7 LANZAMIENTO POR SEGMENTOS

Los puentes que se van a lanzar con este método son ensamblados por tramos cuyas medidas comprenden desde el punto de inicio del lanzamiento (estribo) hasta su punto final (estribo o pila); por tanto una vez que este tramo del puente llega a ese punto final se continua con el siguiente tramo o segmento del puente si fuese el caso.

El puente es fabricado y lanzado un modulo a la vez y requiere de los siguientes componentes.

- Planta de fabricación del tablero: Consta fundamentalmente del taller de ferralla, encofrado y planta de hormigonado. Suele estar protegido de la intemperie.
- Pico de lanzamiento: Su misión es disminuir el peso del puente en el proceso de lanzamiento. Es una estructura metálica conectada a la sección transversal frontal del puente.
- Pilas auxiliares: Si resulta necesario, y en general para tramos superiores a los 40 ó 50 m., se disponen unas pilas provisionales a fin de acortar los vanos de mayor longitud.
- Apoyos de neopreno-teflón: Facilitan el proceso de lanzamiento debido a su reducido coeficiente de rozamiento.
- Dispositivos de lanzamiento: Proporcionan la fuerza de arrastre o de empuje para mover el puente en cada fase de lanzamiento.

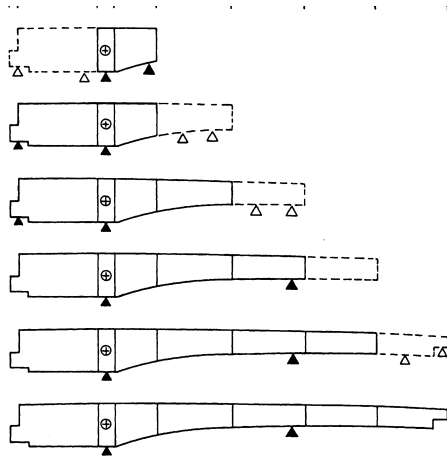


Figura 1.17 Lanzamiento por segmentos

1.7.1 Nariz de lanzamiento

La nariz de lanzamiento es una estructura metálica provisional que se sujeta a la punta del conjunto de dovelas que será empujada y que tienen por objeto reducir la longitud de dicho conjunto que trabajara en voladizo el lanzamiento y anticipar la condición de trabajo como tramo libremente apoyado. Se recomienda que la longitud de la nariz este comprendida entre el 50 y 100 % del claro máximo.



Figura 1.18 Nariz de lanzamiento

1.7.2 Sistema de desplazamiento de vigas

Las mayores dificultades se presentan en el montaje, traslado de una posición a otra, esfuerzos en las vigas, y también los inconvenientes al realizar

operaciones intermedias durante el lanzamiento, lo cual disminuye la velocidad de empuje.

Para el empuje de las vigas se prepara una explanada tras uno de los estribos, donde se realizan pistas de deslizamiento sobre las que se deslizarían las vigas ayudadas por sus apoyos, teniendo mucho cuidado con el desplazamiento transversal de las vigas durante el empuje.

Dependiendo del espacio que haya detrás de los estribos se van armando las dovelas en tramos para iniciar el desplazamiento para posteriormente poderlo empujar, el desplazamiento se lo puede hacer ayudado por gatos hidráulicos



Figura 1.19 Desplazamiento de vigas con gatos hidráulicos

CAPÍTULO II

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA NARIZ DE LANZAMIENTO

2.1 SITUACIÓN ACTUAL

Los puentes cuya superestructura está constituida por segmentos o dovelas prefabricadas o colocados en sitio mediante sistemas móviles, que se colocan sucesivamente a partir de un elemento de subestructura, formando un voladizo de longitud creciente, hasta apoyarse con un estribo o en un apoyo provisional.

Las dovelas se pueden fabricar en sitio o en taller, cada dovela se ensambla a la dovela anterior, en una plataforma localizada por detrás del estribo en una ladera puede ser. Una vez que la nueva dovela queda unida a la anterior, el conjunto se empuja hacia adelante para liberar el sitio que ocupara otra dovela más. El empujado se realiza por etapas sucesivas hasta alcanzar el estribo opuesto.

La prefabricación de los elementos que constituyen la superestructura se realiza en un patio de prefabricación en el que se construyen, deslizan y se empujan las dovelas o segmentos de la superestructura del puente y que generalmente se ubica por detrás del estribo en que se iniciara el lanzamiento de la superestructura. En algunos casos es necesario utilizar apoyos provisionales de subestructuras que se construyen con el objeto de reducir el claro en que trabaja la pila y que se ubican generalmente al centro del claro entre dos pilas definitivas. Estos elementos se desligan, se retiran o se demuelen cuando termina el empujado.

Existen algunas consideraciones que se deben tomar en cuenta para estos sistemas constructivos.

- Los puentes construidos por el sistema de dovelas en voladizo normalmente son adecuados para claros comprendidos entre 60 y 200 m.
- Los puentes construidos por este sistema cuya configuración final es una estructura de tres claros, es recomendable que los claros laterales tengan una longitud del 65% del claro central para reducir la porción de

la estructura adyacente al estribo que se construye sobre obra falsa convencional.

- Si las restricciones impuestas por las condiciones topográficas impiden la aplicación de estos requerimientos, se requiere colocar en el estribo dispositivos especiales de anclaje para tomar reacciones negativas o lastres que proporcionen contrapeso.

El alineamiento de la superestructura horizontal y vertical del puente empujado puede ser recto o curvo, siempre y cuando el radio de curvatura se mantenga constante en toda la longitud del puente. Las superestructuras de acero empujadas están constituidas por vigas de sección abierta, de alma llena, formadas por placas soldadas y una losa de concreto reforzado en la calzada. La porción empujada es únicamente la metálica, la losa de concreto se constituye después del lanzamiento. También se puede utilizar estructuras empujadas formadas por un cajón de acero, en ese caso la porción lanzada será un cajo cerrado o una sección "U" provista de patines superiores.

Cuando la superestructura se desliza sobre apoyos provisionales, el patín inferior de la superestructura debe ser analizado en los siguientes aspectos.

- Esfuerzos longitudinales y ortogonales que se producen durante el empuje
- Esfuerzos ortogonales y tangenciales, tanto longitudinales como transversales que se producen por diferencias en elevaciones de los apoyos de deslizamiento.
- Esfuerzos producidos por el gradiente térmico.
- Esfuerzos locales de compresión debidos a la reacción en el apoyo.
- Esfuerzos locales producidos por la fricción y la pendiente longitudinal de la superficie de empuje.
- Esfuerzos producidos por la superestructura sobre los apoyos deslizantes, como consecuencias de la curvatura de la superficie.

En la geometría y el asentamiento de la superestructura se debe tomar en cuenta los efectos posibles de variaciones de las dimensiones geométricas, así

como los efectos de posibles asentamientos diferenciales entre las pilas provisionales y las pilas definitivas. Se debe analizar las secciones de la superestructura y la nariz de lanzamiento para determinar los elementos mecánicos que se producen en las etapas sucesivas de construcción, incluyendo las cargas durante la construcción y las combinaciones que se presenten.

La nariz de lanzamiento puede construirse con armaduras metálicas o traveses de acero. Generalmente está constituida por dovelas fabricadas en taller que se ensamblan en el sitio de construcción del puente. La parte inferior de la nariz de lanzamiento debe estar alineada con los patines inferiores de la superestructura. La tolerancia de nivelación puede ser inferior a 1 mm. La nariz se integra a la superestructura con una conexión que permita el trabajo integral de ambos elementos. La conexión se diseña de modo que su desmontaje sea fácil una vez terminado el puente.

La nariz debe tener contravientos horizontales así como placas atiesadoras verticales que aseguren su estabilidad durante el empuje.

2.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros a utilizarse en el diseño del sistema estructural en cantiléver para el montaje de puentes de luces grandes serán obtenidos por las características de un puente Estándar, cuya condición de lanzamiento determinara las cargas de trabajo de la estructura a diseñarse. La estructura debe ser modular con esto podemos lograr que esta estructura se pueda utilizar en lanzamientos de otros puentes de las mismas características. Los módulos de la estructura pueden ser de 6 metros.

2.3 ESPECIFICACIONES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CEBADAS

Esta información técnica corresponde al puente que se va a lanzar por las características del terreno donde está ubicado el puente no se puede utilizar

alguna estructura provisional debido a esto se toma esta técnica de lanzamiento. El puente sobre el Rio Cebadas de 60 metros de longitud tiene las siguientes características.

Nombre: Puente sobre el Rio Cebadas

Provincia: Chimborazo

Carretera: Riobamba - Cebadas

Longitud Total: 60 m.

Ancho del Puente: 10.8 m

Altura de estructura bajo tablero: 2.66 m.

Distancia entre ejes de las vigas: 2.7 m.

Estructura principal: Vigas metálicas y tableros metálicos.

Acero Estructural de vigas del puente (ASTM – A588): 138881.17 Kg.

Acero Estructural de arriostramientos del puente (ASTM – A36): 9090.07 Kg.

Peso de Fabricación Acero Estructural: 147971.24 Kg.

Peso de Montaje de Acero Estructural: 147971.24 Kg.

2.4 ANÁLISIS DE LAS CARGAS EXTERNAS DE LA ESTRUCTURA

Una estructura que se encuentra en el espacio entre un estribo y otro no transmite solamente cargas verticales de gravedad a las pilas de soporte y los estribos, sino que también fuerzas transversales y longitudinales, como las producidas por el viento, etc. El contra venteo horizontal y transversal se suministra con objeto de darle a la estructura rigidez lateral y torsional.

El análisis de la estructura se simplifica suponiendo las armaduras principales, los elementos laterales y los arriostramientos de contra venteo como componentes planos y lineales simples.

Con objeto de garantizar la rigidez torsional en las estructuras de armadura, se proporciona usualmente un sistema de arriostramiento que evite el desplazamiento lateral de las armaduras. La proporción de la carga de viento que en la cuerda superior que se transmite a través del contra venteo no puede determinarse fácilmente; por lo que generalmente, se diseñan los arriostramientos con la intención real de aumentar la rigidez, más que la resistencia de la estructura.

Las cargas que soportara la estructura se deben a diversos factores, los mismos que afectan su resistencia, hay cargas estáticas y dinámicas. Las cargas estáticas son causadas por el peso de los elementos constitutivos de la estructura. Las cargas dinámicas provienen del movimiento de la estructura durante el lanzamiento del puente.

2.4.1 Cargas muertas

La carga muerta es producida por el efecto del peso del puente y de la nariz de lanzamiento, en este caso el peso del puente es tomado de los datos técnicos del puente sobre el Rio Cebadas.

Cabe recalcar que el diseño que se va a lograr es para el lanzamiento de un par de vigas, sin dejar de lado el dato de que se pueden lanzar las 4 vigas con el mismo sistema.

Primero se lanzan las dos primeras vigas y se realiza el asentamiento definitivo y después se lanza las otras dos vigas.

Masa de 4 vigas = 148 Mg. (Toneladas).

2.4.2 Cargas vivas

La estructura debe diseñarse para las cargas vivas totales que vaya a soportar en su trabajo. En el transcurso del lanzamiento del puente se generen diferentes

valores de reacciones en los rodillos que soportan y trasladan al sistema, teniendo así valores de reacción en los rodillos que soportan y trasladan al sistema, teniendo así infinitos estados de cargas vivas. Para interpretar la tendencia de estas cargas analiza algunos de los estados de carga mencionados y se diseñaran en base a los estados máximos y críticos. Se utilizan esfuerzos permisibles con un factor de seguridad apropiado, de modo que se puedan resistir sobrecargas sin dañar su estructura.

2.4.3 Cargas de viento

Estas cargas dependen de la ubicación de la estructura, de su altura, del área expuesta y de la posición. Las cargas de viento se manifiestan como presiones. La acción del viento sobre la estructura es mucho más incierta que la magnitud de las cargas verticales. Para estructuras de claros cortos y anchos, en los cuales la estabilidad lateral rara vez es un problema, es indiferente la magnitud de la carga de viento a considerar, puesto que no afectaría el diseño.

El contra venteo lateral y los arriostramientos contra el desplazamiento lateral de dichas estructuras deben poseer una rigidez razonable, y no es probable que sean afectados por los esfuerzos calculados que origina el viento. La magnitud de carga de viento a usar en el diseño varia con las localidades depende de las especificaciones. Las especificaciones AASHTO para puentes de caminos estipulan que la carga transversal de viento es:

$$W_{v1} = 2392 \text{ a } 3589 \text{ Pa.}$$

Para el diseño se considera, una carga de viento longitudinal del 50 % de la carga lateral. Es decir

$$W_{v1} = 1196 \text{ a } 1795 \text{ Pa.}$$

Los efectos del viento se consideran solo para la trabe del puente ya que al ser de alma llena existe un área de incidencia apreciable. Para la nariz de lanzamiento se considera la acción del viento como indiferente, debido a que el área de incidencia es mínima y el claro es más corto.

2.5 DIMENSIONES DE LA NARIZ DE LANZAMIENTO

Las dimensiones de la estructura dependen directamente de la luz que se quiere atravesar y de acuerdo a las dimensiones del puente. El conjunto de dovelas armadas mantiene su equilibrio hasta llegar a la mitad de su luz aquí es necesario una estructura (nariz de lanzamiento) para superar la luz de 60 metros.

La mitad del par lanzado va a tener un mayor peso debido a la nariz de lanzamiento que está conectada al par de vigas por esta razón la longitud con de la nariz se puede aproximar con un exceso de 3 metros:

$$L_n = \frac{LT}{2} + 3 \quad (2.1)$$

L_n : Longitud de la nariz

LT : Luz del puente

$$L_n = 33m.$$

Para obtener continuidad en el sistema par de vigas – nariz de lanzamiento, se tomara como peralte inicial de la estructura a diseñar el mismo valor de peralte de el par de vigas del puente es decir 2.6 metros; y el extremo final tendrá un peralte menor que va a ser 1 metro, obteniendo una forma trapezoidal como se muestra en la siguiente figura:

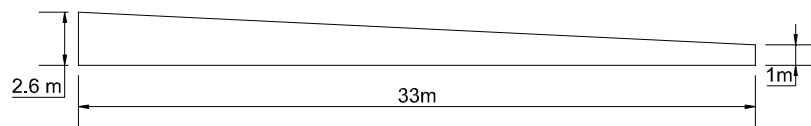


Figura 2.1 Dimensiones de la Nariz de Lanzamiento

2.6 PESO DE LA NARIZ DE LANZAMIENTO

El peso de la estructura puede estimarse en base a diferentes tablas, curvas o formulas que han sido desarrolladas en base a la investigación o experiencia, un factor importante que debe tenerse en cuenta no se puede estimar las cargas de nieve, hielo o viento con más de un 1% de aproximación. Es por esto que la aproximación del peso de las estructuras se estima con aproximaciones del 10% que es razonable.

Para encontrar el peso previo de la estructura se toma como referencia la tabla 1 que describe las formulas para pesos de armaduras.

Tipo de armadura	Claro, metros	Rango de carga p , N/m	Peso unitario de armadura N/m
Pratt de cuerdas paralelas; paso inferior	30-61	43-262	$14.59 * \left(0.18 + \frac{(L-50)p}{1480} \right)$
Pratt de cuerda superior; poligonal; paso inferior	61-92	43-262	$14.59 * \left(0.18 + \frac{(L-70)(p+0.3)}{1370} \right)$
Pratt de cuerdas paralelas; paso superior	30-61	43-189	$14.59 * \left(0.18 + \frac{(L-30)p}{1590} \right)$

Tabla 1 Formulas para pesos de armaduras

$$L = 33m. = 108.24 \text{ pies}$$

El rango de carga p , está relacionado con el peso de la trabe

$$p \geq \frac{75 \text{Ton.}}{60m.}$$

Considerando la carga p aumentada en un 50 % se tiene:

$$p = 1.25 \text{Klbs / pie}$$

$$PESO_ARMADURA = 0.18 + \frac{[(L - 50) * \rho]}{1480} \quad (2.2)$$

$$PESO_ARMADURA = 0.229 \text{Klbs / pie.}$$

$$PESO_ARMADURAP = PESO_ARMADURA * L \quad (2.3)$$

$$PESO_ARMADURAT = \frac{PESO_ARMADURAP}{2.2} \quad (2.4)$$

$$PESO_ARMADURAT = 11.276 \text{Ton.}$$

2.7 CENTRO DE MASA

Para determinar el centro de gravedad de la nariz de lanzamiento, se considera una densidad uniforme de la misma, se toma un elemento diferencial de área $dA = ydx$ tal como se indica en la figura siguiente:



Figura 2.2 Elemento diferencial para el centro de gravedad

$$y = 2.6 - \frac{1.6}{33} * x \quad (2.5)$$

Luego se utiliza la siguiente ecuación:

$$A\bar{x} = \int x dA \quad (2.6)$$

$$\bar{x} \int_0^{33} y dx = \int_0^{33} xy dx$$

$$\bar{x} \int_0^{33} (2.6 - \frac{1.6}{33} x) dx = \int_0^{33} xy dx$$

$$x = 14.055$$

Para efecto de los análisis iterativos de los estados de carga de la estructura a diseñar, se puede utilizar un método más sencillo, por esta razón se utilizara un método geométrico que se muestra en la figura.

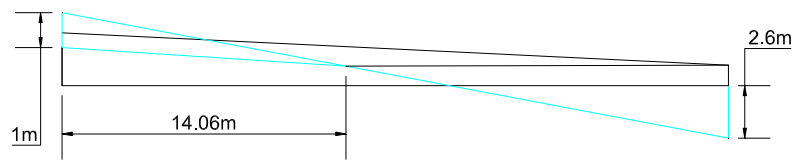


Figura 2.3 Método geométrico para el cálculo del centro de gravedad.

2.8 DISTRIBUCIÓN DEL PESO DE LA NARIZ DE LANZAMIENTO

La fuerza distribuida de la estructura se calcula dividiendo a esta en dos secciones a las cuales se les ha denominado A1 y A2 con el objeto de luego encontrar P1 correspondiente a la porción A1 y P2 correspondiente a la porción A2.

Se proyecta la pendiente de la estructura para así poder determinar la distancia x mostrada en la figura 2.4

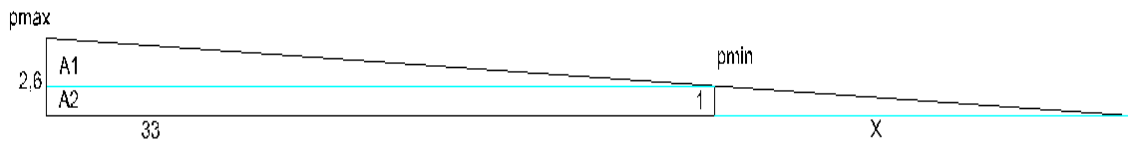


Figura 2.4 Método geométrico para el cálculo del centro de gravedad.

$$AE = A1 + A2 \quad (2.7)$$

$$A1 = 1.6 * \frac{33}{2} = 26.4m^2$$

$$A2 = 1 * 33m^2$$

$$AE = 59.4m^2$$

Se hace relaciones de peso por área para determinar P1 y P2

$$\frac{P_1}{P_E} = \frac{A_1}{A_E} \quad (2.8)$$

$$P_E = 12Ton$$

$$P_1 = 5.333 Ton$$

$$\frac{P_2}{P_E} = \frac{A_2}{A_E} \quad (2.9)$$

$$P_2 = 6.666 Ton$$

La distancia x se calcula haciendo una semejanza de triángulos.

$$\frac{x}{1} \equiv \frac{33}{1.6}$$

$$x = 20.625 m$$

$$L_T = 53.625 Ton$$

Con esta longitud se calcula el área del triángulo

$$A_T = 2.6 * 53.625 = 69.71 \text{ Ton}$$

Ahora se puede hallar el peso de la estructura triangular.

$$\frac{P_T}{P_1} = \frac{A_T}{A_1} \quad (2.10)$$

$$P_T = 14.0833 \text{ Ton}$$

El triángulo pequeño se lo denomina como triángulo xy se procede a calcular el peso del mismo para luego determinar p .

$$A_x = \frac{1 * 20.625}{2} = 10.3125 \text{ m}^2$$

$$\frac{P_x}{P_1} = \frac{A_x}{A_1} \quad (2.11)$$

$$P_x = 2.0832 \text{ Ton}$$

Después de encontrar P_T se calcula p_{max} de la siguiente manera:

$$P_{max} = \frac{14.0833}{53.625} * 2 = 0.5252 \text{ Ton / m}$$

De igual manera se procede a calcular p_{min} :

$$P_{min} = \frac{2.0832}{20.625} * 2 = 0.2020 \text{ Ton / m}$$

Una vez encontrado p_{max} y p_{min} se puede hallar la ecuación $p(x)$ que resulta ser la siguiente:

$$p(x) = 0.5252 - 0.3232 \frac{x}{33} \quad (2.12)$$

2.9 ANÁLISIS ESTÁTICO

Se determina las cargas del conjunto antes de que la nariz de lanzamiento se apoye en el estribo, para proyectar el comportamiento en cargas conforme se desplace

2.10 EQUILIBRIO

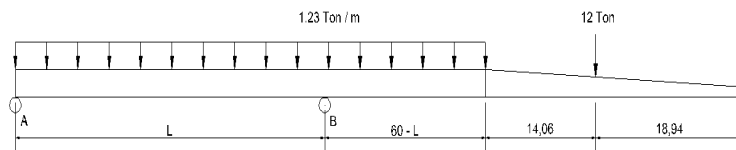


Figura 2.5 Centro de gravedad del conjunto puente-nariz.

En la figura anterior se puede observar cual es el punto para el cual el momento debido al peso de la parte correspondiente a la distancia L del trabe del puente se equilibra con el peso del resto del conjunto dovelas – nariz de lanzamiento. Este punto corresponde al centro de gravedad de dicho conjunto. Para que se cumpla esta condición la reacción en el rodillo A debe ser nula, entonces:

$$\sum M_B = 0 \quad (2.13)$$

$$1.23 L \left(\frac{L}{2} \right) = 1.23 (60 - L) \left(\frac{60 - L}{2} \right) + 12 (74.06 - L) \quad (2.14)$$

L es la distancia horizontal en metros del punto A al centro de gravedad del conjunto. Resolviendo la ecuación 3.12:

$$L = 36.16 (m)$$

De esta manera el conjunto se encuentra en equilibrio mientras el par de vigas se encuentra apoyada mínimo una distancia de 36.16 metros del estribo de empuje, es decir que hasta cuando la punta de la nariz de lanzamientos esta a

3.16 metros de llegar al estribo final, después de esto la trabe se empezaría a levantar para lo cual es indispensable el uso de contrapesos para equilibrar el conjunto, el valor máximo de contrapeso necesario se calcula a continuación.

El valor del contrapeso máximo se da para cuando la nariz está a punto de llegar al estribo final, como se muestra en la figura 2.6. De esta manera aplicando la ecuación 2.14

$$R_A = -10.25 \text{ Ton}$$

El sistema no está en equilibrio debido que la reacción en el apoyo A es negativa, por lo cual se necesita un contrapeso mayor al valor de dicha (RA) para mantener el equilibrio.

El contrapeso necesario para compensar esta reacción negativa será brindado por un muerto de anclaje que actuara para mantener el equilibrio los 3 últimos metros antes de que la nariz se apoye sobre el estribo final.

2.11 ANÁLISIS DE LOS ESTADOS CRÍTICOS.

Para poder determinar el estado de carga conforme el conjunto estructural se va desplazando es necesario analizar varias posiciones críticas a las que va a ser sometido el elemento estructural.

2.11.1 Análisis de nariz de lanzamiento en posición inicial.

En esta posición el puente y la nariz a de lanzamiento se ha desplazado hacia el otro extremo pero el conjunto está en voladizo, debido a que no se apoya en el estribo de en frente

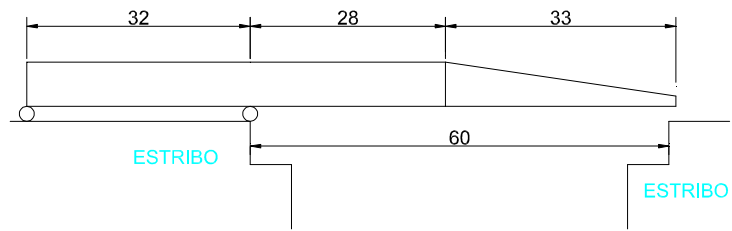


Figura 2.6 Conjunto estructural en voladizo

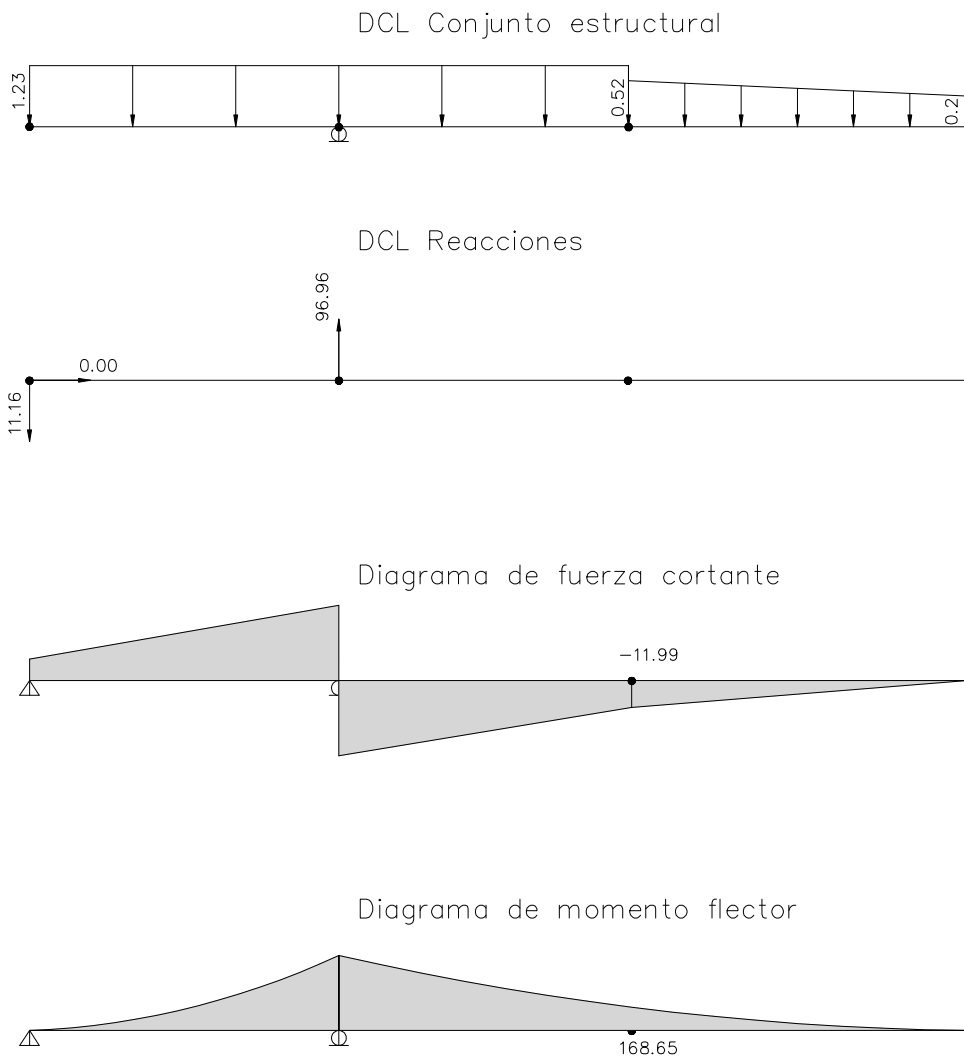


Figura 2.7 Análisis de cargas con el conjunto estructural en voladizo.

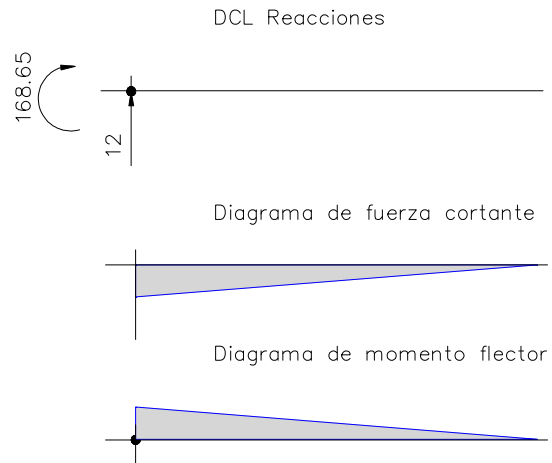


Figura 2.8 Diagrama de la nariz de lanzamiento.

2.11.2 Análisis de nariz de lanzamiento cuando llega al estribo

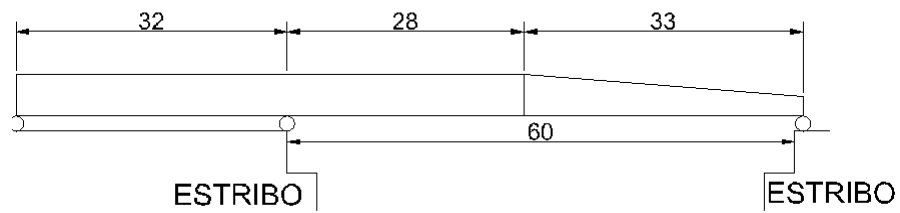


Figura 2.9 Conjunto estructural apoyado en los dos estribos

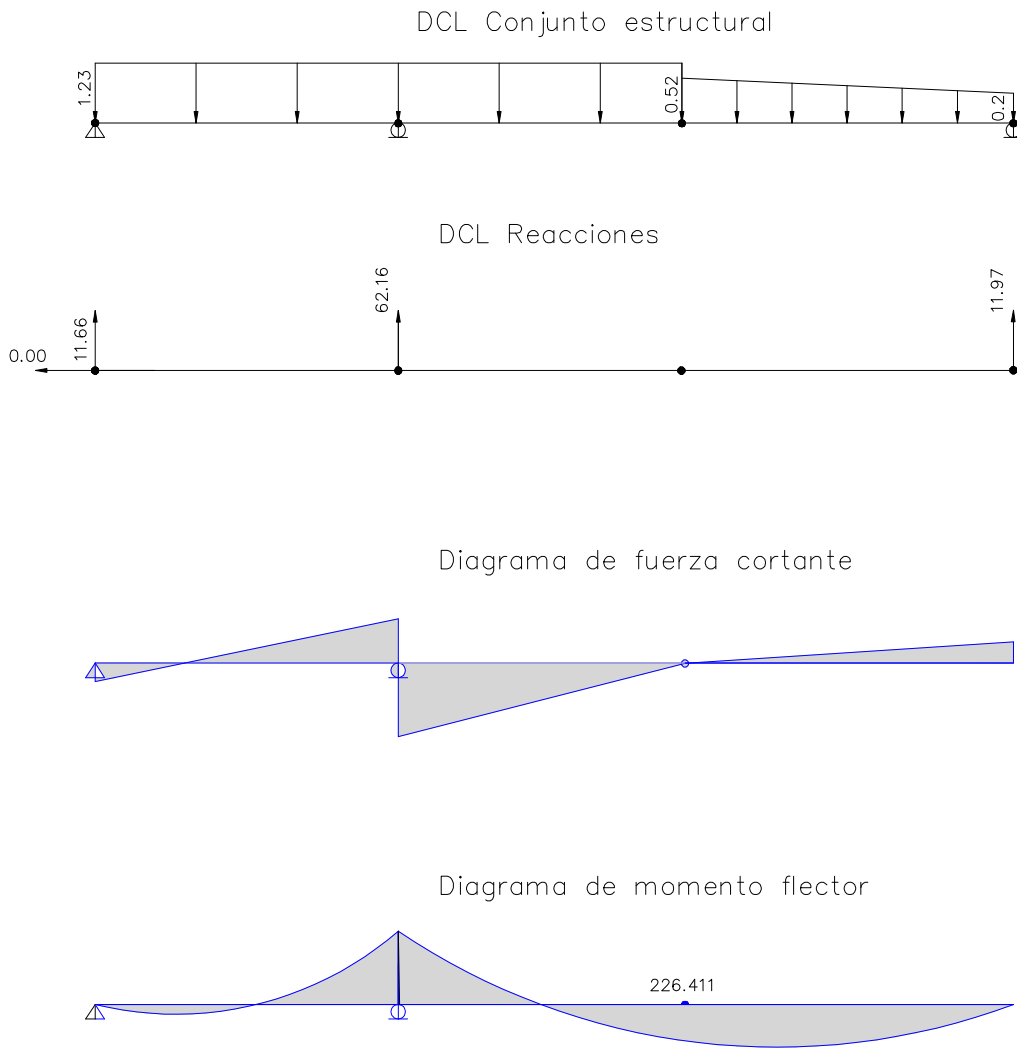


Figura 2.10 Análisis de cargas con el conjunto estructural cuando se asentó en el otro estribo.

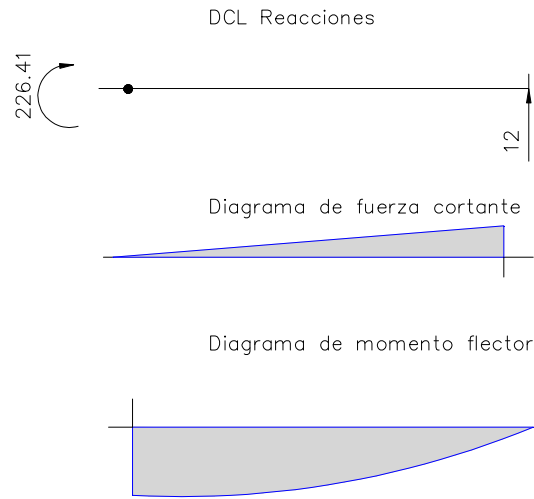


Figura 2.11 Diagrama de la nariz de lanzamiento.

2.11.3 Análisis de nariz de lanzamiento cuando esta lanzado 15 metros

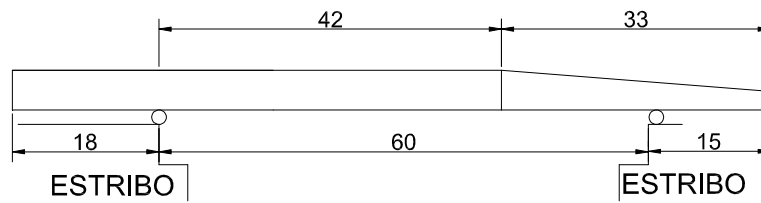


Figura 2.12 Conjunto estructural lanzado 15 metros.

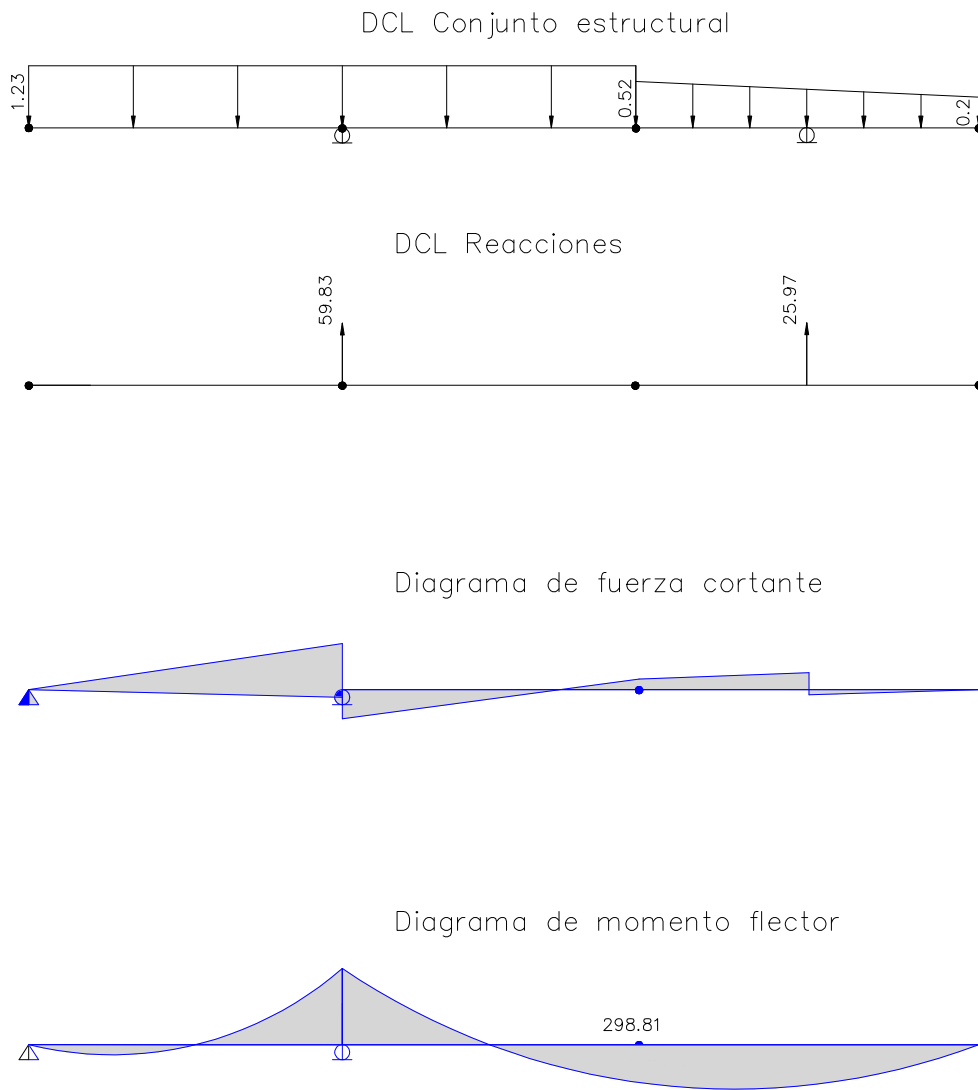


Figura 2.13 Análisis de cargas con el conjunto estructural cuando ha recorrido 15 metros.

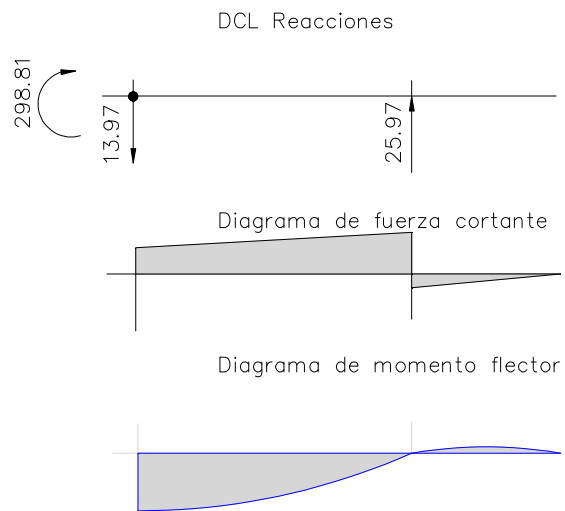


Figura 2.14 Diagrama de la nariz de lanzamiento.

2.11.4 Análisis de nariz de lanzamiento cuando está en su posición final

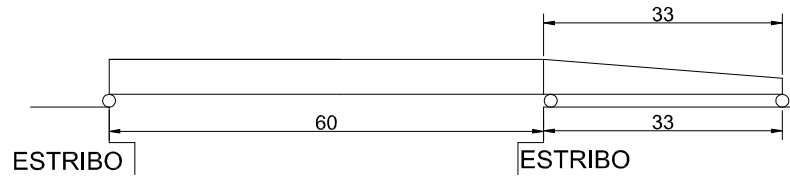


Figura 2.15 Conjunto estructural lanzado en su posición final.

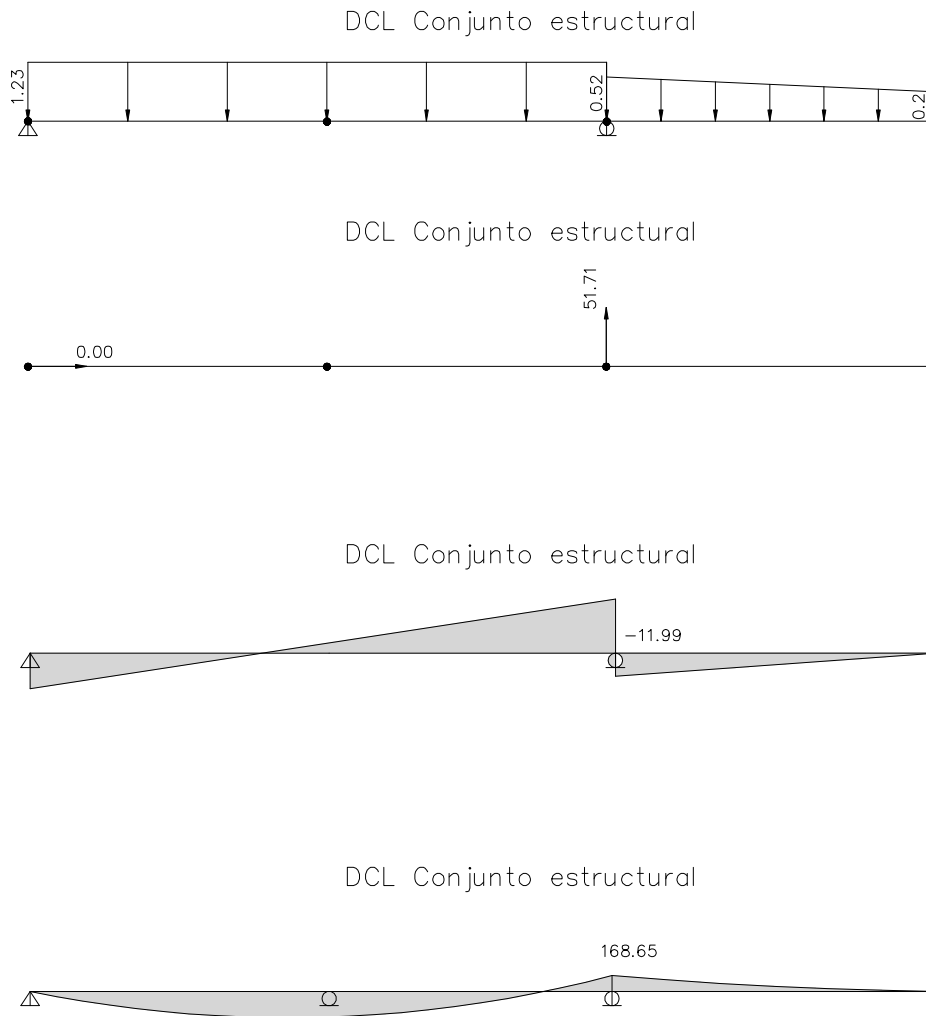


Figura 2.16 Análisis de cargas con el conjunto estructural cuando ha llegado al otro estribo.

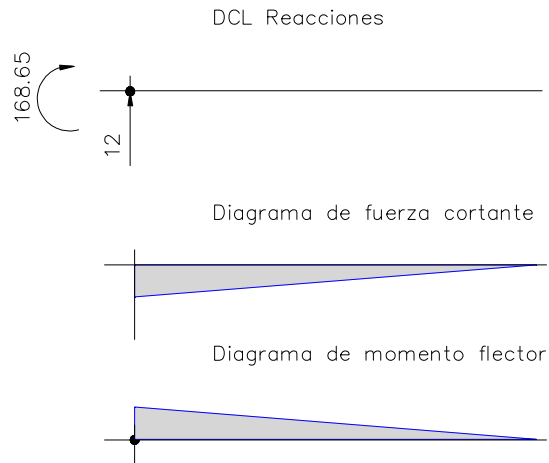


Figura 2.17 Diagrama de la nariz de lanzamiento.

2.12 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA EN DIFERENTES POSICIONES DEL LANZAMIENTO

La estructura sufre diferentes estados de carga conforme es lanzado tanto el puente como la nariz de lanzamiento, en este caso podremos observar como la nariz de lanzamiento únicamente sufre estos cambios.

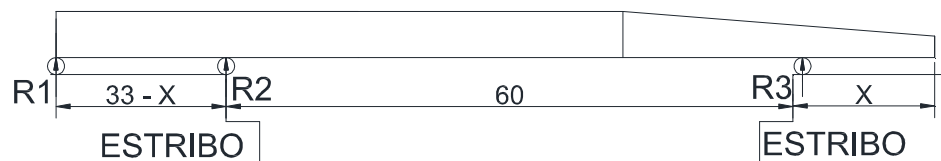


Figura 2.18 Conjunto estructural en cada etapa del lanzamiento.

DISTANCIA X (m)	R2 (KN)	R3(KN)	MOMENTO MAX (KN-m)	MOMENTO MIN (KN-m)
0 (VOLADIZO)	950,21	0,00	0,00	-1652,77
3	754,50	86,34	1016,55	-9,31
6	713,34	128,38	1813,49	-39,00
9	670,42	170,42	2437,36	-91,83
12	628,38	212,46	2808,97	-170,13
15	586,33	254,51	2928,34	-276,65
18	544,29	296,55	2795,35	-413,95
21	502,25	338,59	2410,21	-584,57
24	460,21	380,63	1772,82	-791,25
27	417,97	422,58	890,04	-1034,78
30	375,14	464,72	-258,62	-1322,71
33	334,08	506,76	0,00	-1652,77

Tabla 2 Tabla de reacciones y momentos en diferente posiciones

2.13 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En base a la tabla 2 se puede verificar que el mayor momento que sufre la nariz de lanzamiento es cuando se ha desplazado 15 metros de la misma manera el valor máximo en la reacción R3 es de 506.76 KN. Cuando ya se ha desplazado los 33 metros hasta llegar al otro estribo.

La estructura en un inicio trabaja en voladizo y en este estado de carga el momento máximo es 2928.34 KN-m; para estos estados de carga más críticos se debe diseñar la nariz de lanzamiento que sea una ayuda al momento de llevar las dovelas al sitio final donde va a trabajar el puente.

2.14 ALTERNATIVAS DE DISEÑO

Para el diseño de la nariz de lanzamiento se pueden considerar claramente dos opciones:

- Estructura metálica con vigas de alma llena

- Estructura metálica tipo armadura.

2.14.1 Estructura metálica con vigas de alma llena

Para la primera opción los momentos flectores producidos por el lanzamiento del puente serán soportados por traveses armados a carteladas o de peralte variable y arriostramientos transversales para evitar las fallas de estabilidad.

Las traveses armados de alma llena son traveses formados con elementos de placas y perfiles de acero unidos entre sí por medios de remaches de soldaduras o tornillos.

Para esta opción no se utiliza vigas laminadas que se encuentran en tamaños estándar, que no son siempre los más económicos y no se encuentran en cualquier dimensión deseada.



Figura 2.19 Nariz de lanzamiento con vigas de alma llena.

El diseño de esta opción presenta cierta facilidad, un menor número de elementos en la estructura y se puede lograr una estructura modular.

La estructura final puede llegar a ser muy pesada comparada con la segunda opción, en cuanto a las cargas de viento deben ser tomadas muy en cuenta debido a que estamos hablando de vigas de alma llena.

2.14.2 Estructura metálica tipo armadura¹

Las armaduras se pueden definir como vigas grandes, de gran peralte y de alma abierta. En general están constituidas por miembros formando triángulos o grupos de triángulos, siendo el número de combinaciones casi infinito. El propio peso de las armaduras para techo es servir de apoyo a una cubierta para protegerse contra los efectos naturales (lluvia, nieve, viento). A la vez que realizan esta función deben soportar tanto el techo como el peso propio.

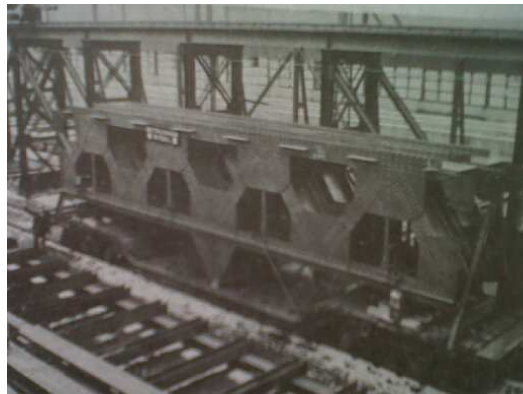


Figura 2.20 Armadura para un edificio.

2.14.2.1 Tipos de armaduras²

Las armaduras pueden ser de cuerdas o de dos aguas. En el pasado la armaduras de techo a dos aguas probablemente han sido más usadas para construcciones de claros cortos y las armaduras de cuerdas paralelas para claros mayores. Sin embargo la tendencia actual, ya sean ya sean claros grandes o pequeños parece desentenderse de las armaduras a dos aguas y preferir las de cuerdas paralelas debiéndose el cambio a la apariencia deseada y quizás a la construcción mas económica de las cubiertas.

¹ Jack C. Maccormac. Diseño de Estructuras Metálicas, 2^{da} Edición, 1971; Pág. 586.

² Jack C. Maccormac. Diseño de Estructuras Metálicas, 2^{da} Edición, 1971; Pág. 588.



Figura 2.21 Nariz de lanzamiento Tipo Armadura.

2.15 SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA PARA LA NARIZ DE LANZAMIENTO

La selección del tipo de estructura se basa en parámetros técnicos y económicos los cuales permiten escoger entre un tipo de estructura y otro.

ESTRUCTURA CON VIGA DE ALMA LLENA		ESTRUCTURA TIPO ARMADURA	
VENTAJAS	DESVENTAJAS	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Facilidad de diseño	Estructura muy pesada	Estructura liviana	Complejidad en el diseño
Menor número de elementos en la estructura	Es necesario tomar en cuenta las cargas de viento que tienen mucha incidencia en las vigas de alma llena	Minimiza los esfuerzos debido a carga de viento	No se puede utilizar la relación de peralte a claro optima
Estructura modular		Fácil transportación	
		Estructura modular	

Tabla 3 Ventajas y desventajas de las 2 propuestas

2.15.1 Análisis

Si bien la facilidad de diseño es una ventaja de la estructura con vigas de alma llena y su menor número de elementos debemos considerar que con la opción 2 tenemos una estructura más liviana que incide directamente en el costo de la estructura, y como en todo proyecto el factor económico es la base; por otro lado las cargas de viento son ideales en el comportamiento de la estructura tipo armadura debido a que el área de incidencia es mínima y el viento se traslada por la estructura sin mayor afectación.

Otro factor importante es la transportación al sitio de los elementos mecánicos que lo conforman en este aspecto la estructura tipo armadura es la más adecuada por las facilidades que da en este aspecto, en cuanto a su fácil transportación.

Bajo este análisis la estructura tipo armadura es la más adecuada y es la que se va a elegir para ese diseño y posterior procedimiento de lanzamiento.

2.15.2 Análisis de la estructura para nariz de lanzamiento

Antes de definir el tipo de miembros de la armadura se necesita que la armadura se analice para los diferentes tipos de carga que pueden presentarse. Estas cargas incluyen las cargas muertas.

Una armadura se analiza separadamente en cada uno de los estados de carga porque lo más probable es que nunca se presenten de manera simultánea.

Hay varias combinaciones de cargas posibles que es lógico puedan ser aplicadas al mismo tiempo. Las tres combinaciones que se indican a continuación cubren bastante bien los diferentes tipos de alternativas que se pudieran presentar. En cada miembro se calculan una de las cargas dadas y posteriormente se hacen combinaciones utilizando el esfuerzo máximo para el diseño de cada miembro, sin tomar en cuenta la combinación de la que resulto. Si

el miembro está sujeto a tensión para una combinación y a compresión para la otra, debe ser diseñado para ambos valores.

- a) Carga muerta + carga de viento
- b) Carga muerta + carga completa de viento + $\frac{1}{2}$ carga de nieve.

En nuestro caso la opción (a) es la que vamos adoptar debido a que en nuestra región no sufrimos por tormentas de nieve.

2.15.3 Descripción geométrica

El tipo de estructura se selecciona con bases funcionales, económicas y de servicio. Frecuentemente es necesario investigar varias estructuraciones diferentes y la selección final se hace después de que se ha analizado varios diseños comparativos. La selección de la estructura depende de la naturaleza, magnitud, distribución y frecuencia de las fuerzas que transmitirá la estructura, este análisis de cargas fue desarrollado previamente en el capítulo 3.9.

La estructura geoméricamente debe relacionarse con sus miembros, el tipo de juntas de cada miembro, estos deben estar claramente identificados desde su inicio hasta su fin. Al momento de la simulación del modelo los apoyos se simulan como elementos extras de la armadura, que tendrán como junta final un apoyo extra.

2.15.4 Nodos

Se denomina al nodo 1 el que corresponde a la junta que se encuentra en contacto con el puente y está ubicado en la zona superior de la estructura. La nominación con la parte superior frontal de la estructura así: 1, 2,3... 18. Luego continua en la zona superior posterior con 19, 20,21...36.

Del mismo modo se enumera los nodos inferiores. Los que se encuentran en la parte frontal se nominan: 37,38, 39... 54. Mientras que los nodos inferiores que se encuentran en la parte posterior son enumerados de la siguiente manera: 55, 56,57..., 72.

Dicho de esta manera se detallan la nominación de los nodos a continuación.

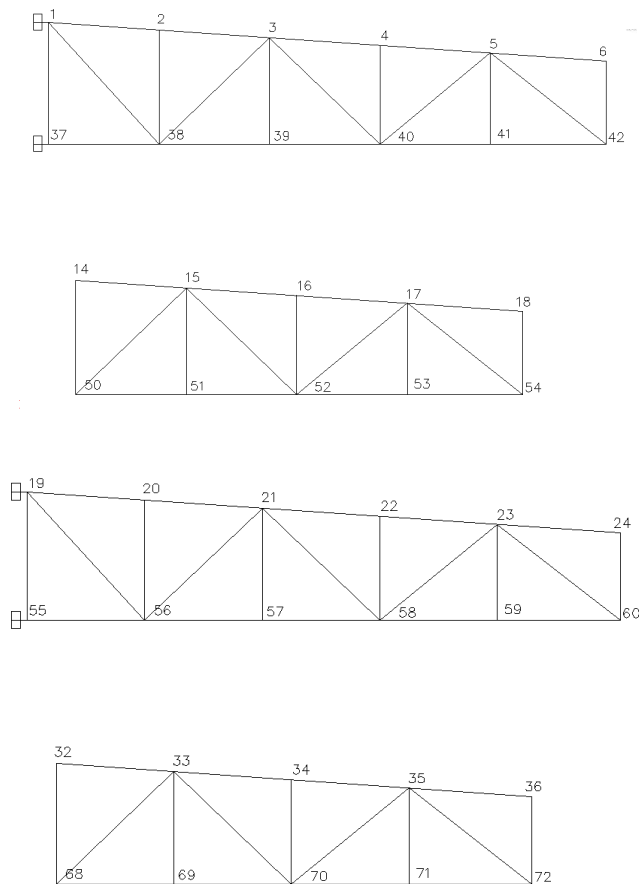


Figura 2.22 Distribución de las juntas de la estructura

2.15.5 Elementos

Cuerdas superiores

Están enumeradas desde la izquierda a la derecha empezando por las que se encuentran en la vista frontal desde la CS1 hasta la 17 y luego continua la

enumeración para las cuerdas que se encuentran en la vista posterior desde la CS18 hasta la 34

Montantes

Estos esta enumerados de izquierda a derecha empezando por la vista frontal desde la M1 hasta la 18, y luego continua en la vista superior desde la M19 hasta la 36.

Diagonales

A este grupo se le ha dividido en dos grupos:

- Diagonales principales DS
- Diagonales Secundarias DI

Diagonales Superiores: se encuentran inclinadas hacia la izquierda, es decir, aquella que tiene una pendiente negativa. Están enumeradas de izquierda a derecha empezado por la vista frontal desde la DS1 hasta la 9 y en la viste posterior desde la DS10 hasta la 18.

Diagonales Inferiores: Estas se encuentran inclinadas hacia la derecha, es decir que tienen una pendiente positiva. Se encuentran enumeradas de izquierda a derecha empezando por la vista frontal desde la DI 1 hasta la 8 y en la vista posterior desde la DI9 hasta la 16.

Aquí se muestra los elementos mencionados de la estructura.

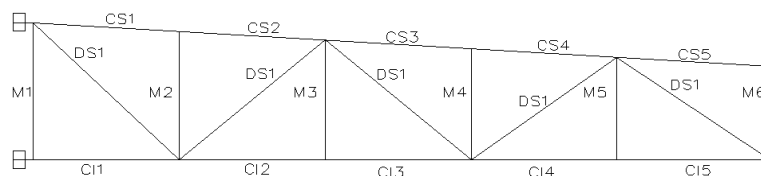


Figura 2.23 Vista frontal de la estructura

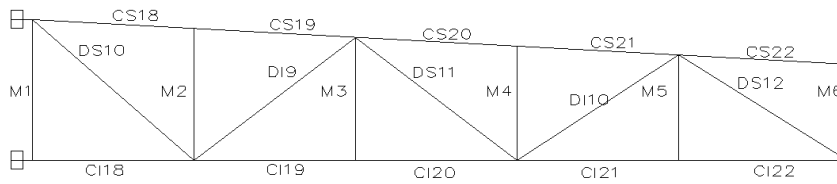


Figura 2.24 Vista posterior de la estructura

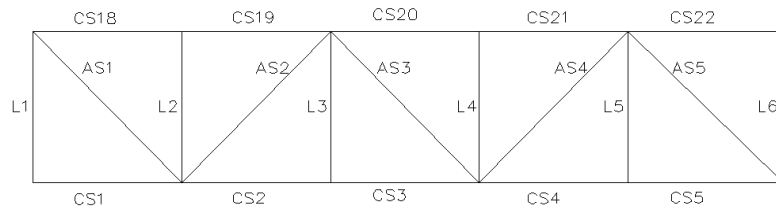


Figura 2.25 Vista superior de la estructura

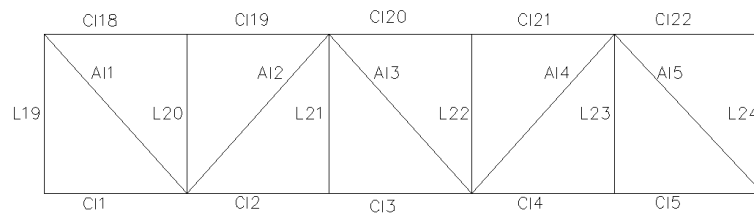


Figura 2.26 Vista frontal de la estructura

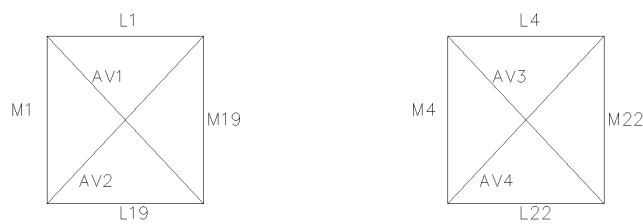


Figura 2.27 Vista transversal de la estructura

Arriostramientos Laterales

Estos elementos sirven para estabilizar la estructura. Están colocados en la parte superior e inferior en forma transversal a la estructura. Los arriostramientos laterales unidas a las cuerdas superiores están enumerados desde el elemento

L1 hasta el 18 mientras que los unidos desde las cuerdas inferiores se enumeran desde el elemento L19 hasta el elemento L 28 y se describen sistemáticamente los 6 primeros metros de la estructura en la figura 2.24

Contraventeos

Con estos elementos se contrarresta el efecto del viento sobre la estructura, estos pueden ser clasificados en dos grupos superiores e inferiores, ambos se encuentran enumerados de izquierda a derecha.

Los superiores empiezan con el elemento AS1 y termina en el 17 mientras que los inferiores empiezan en el elemento AI1 y terminan en el 17; en la figura 2.24 y 2.25 se describen estos elementos.

Arriostramientos Verticales

Estos elementos dan rigidez a la estructura en el sentido transversal, están dispuestos cada 6 metros. La numeración empieza desde la izquierda de la estructura. El elemento se encuentra unido al nodo 1 se denomina AV1, mientras que el elemento que se une al nodo 18 se denomina AV2 y así sucesivamente hasta llegar al final. En la figura 2.26 se puede observar la disposición de los elementos AV.

CAPÍTULO III

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS ELEMENTOS PARA DESPLAZAMIENTO DEL PUENTE

3.1 MARCO TEÓRICO

3.1.1 Análisis de esfuerzos

Cuando es tomada una superficie interna de un elemento la fuerza y el momento que totales que están sobre ella se distribuyen en toda el área de esta superficie. La fuerza actuante tiene dos componentes en la dirección normal y tangencial, llamados esfuerzo normal y esfuerzo cortante tangencial respectivamente, estos esfuerzos se identifican con las letras griegas σ (sigma) y τ (tau), respectivamente. Si la dirección de σ es saliente de la superficie se considera un esfuerzo a tensión y es de signo positivo. Si el σ tiene la dirección contraria es un esfuerzo de compresión y se considera con signo negativo. Las unidades del esfuerzo en el Sistema Internacional son newton por metro cuadrado (N/m^2); mientras que en el sistema ingles es libra por pulgada cuadrada (psi).

3.1.2 Componentes cartesianos del esfuerzo³

Estas componentes se establecen sobre tres planos superficiales mutuamente ortogonales en un punto dentro del cuerpo. Las normales a cada superficie establecen los ejes cartesianos x,y,z.

De esta manera cada superficie tendrá un esfuerzo normal y uno cortante. El esfuerzo cortante puede tener componentes a lo largo de los ejes cartesianos. El esfuerzo normal se denomina σ_x , el símbolo σ indica que es un esfuerzo normal y el subíndice x indica su dirección que es normal a la superficie.

³ SHIGLEY J. Diseño en Ingeniería Mecánica, 8^{va} Edición, 2008; Pág. 75.

El esfuerzo cortante neto que actúa sobre la superficie es τ_x , el cual puede descomponerse en las direcciones y y z , como τ_{xz} o τ_{xy} , estos dos subíndices nos indican la dirección de la normal a la superficie y el segundo subíndice es la dirección del esfuerzo cortante.

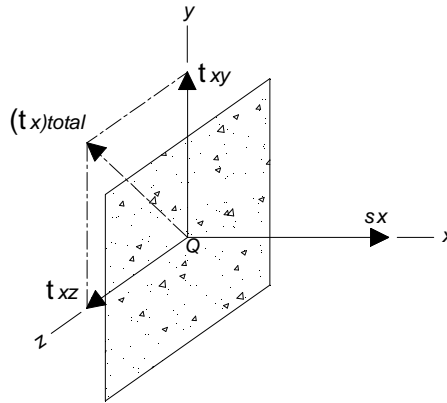


Figura 3.1 Componentes del esfuerzo sobre la normal a la dirección x

En la figura 4.2 se representa el estado de esfuerzos en un punto descrito mediante tres superficies mutuamente perpendiculares, se este modo se puede observar que a través de la transformación de coordenadas se puede determinar el estado de esfuerzos sobre cualquier superficie que interseca al punto. En este estado de esfuerzos, estos pueden acercarse o alejarse de cero y también cambiar de dirección por esta razón el estado de esfuerzos completo se define mediante 9 componentes, $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yx}, \tau_{yz}, \tau_{zx}, \tau_{zy}$. para el equilibrio por lo general los cortantes transversales son iguales por lo cual $\tau_{xy} = \tau_{xz}, \tau_{yx} = \tau_{yz}, \tau_{zx} = \tau_{zy}$.

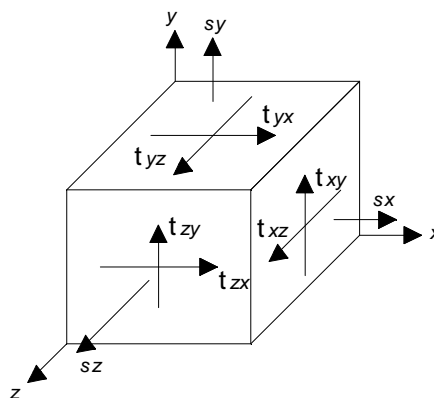


Figura 3.2 Esfuerzo tridimensional

3.1.3 Circulo de mohr para esfuerzo plano⁴

Para este análisis se supone que el elemento $dx\ dy\ dz$ se corta en un plano oblicuo como se muestra en la figura 4.3

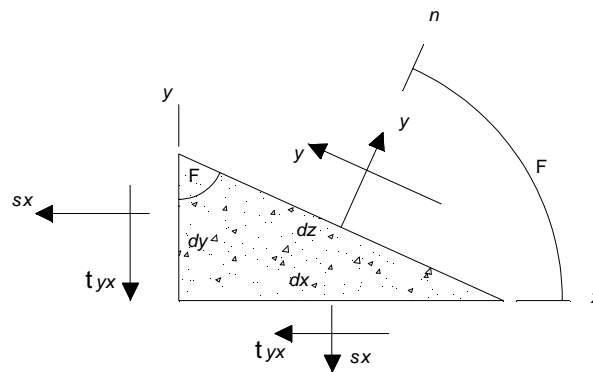


Figura 3.3 Elemento $dx\ dy\ dz$

Este plano tiene un Angulo de inclinación ϕ en sentido contrario a las manecillas del reloj con respecto al eje x , y la normal a este plano es n en esta parte se tratara el esfuerzo normal y cortante que actúan sobre dicho plano sumando las fuerzas causadas por las componentes del esfuerzo e igualarlas a cero, se determina que los esfuerzos están dados por

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\phi + \tau_{xy} \sin 2\phi \quad (3.1)$$

$$\tau = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\phi + \tau_{xy} \cos 2\phi \quad (3.2)$$

Estas ecuaciones se llaman ecuaciones de transformación de esfuerzo plano. Al diferenciar la primera ecuación con respecto a ϕ e igualar el resultado a cero se obtiene

$$\tan 2\phi = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (3.3)$$

⁴ SHIGLEY J. Diseño en Ingeniería Mecánica, 8^{va} Edición, 2008; Pág. 76.

La ecuación 3.3 define dos valores particulares del ángulo $2\phi_p$ de los cuales uno define el esfuerzo normal máximo σ_1 y otro el esfuerzo normal mínimo σ_2 , estos se llaman esfuerzos principales y sus direcciones corresponden a sus direcciones principales, el ángulo entre las direcciones principales es 90° , es importante observar que la ecuación 3.3 puede escribirse de esta forma

$$\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \operatorname{sen} 2\phi_p - \tau_{xy} \operatorname{sen} 2\phi_p = 0 \quad (3.4)$$

Al comparar esta ecuación con la ecuación 3.2 se ve que $\tau = 0$, lo que significa que las superficies que contienen los esfuerzos principales tienen esfuerzos cortantes iguales a cero.

De la misma manera se diferencia la ecuación 3.2 su resultado se iguala a cero y se obtiene:

$$\tan 2\phi_s = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2\tau_{xy}} \quad (3.5)$$

La ecuación 3.5 define los dos valores de $2\phi_s$ en los que el esfuerzo cortante alcanza un valor extremo. El ángulo en que las superficies contienen los esfuerzos cortantes máximos es de 90° al sustituir en la ecuación 3.5 la ecuación 3.1 se obtiene

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \quad (3.6)$$

La ecuación 3.6 indica que las superficies que contienen los esfuerzos cortantes máximos también contienen los esfuerzos normales de $(\sigma_x + \sigma_y)/2$.

Con esto podemos comparar las ecuaciones 3.3 y 3.5 podemos observar que $\tan \phi_s$ es el recíproco negativo de $\tan \phi_p$ esto significa que $2\phi_s$ y $2\phi_p$ son ángulos separados por 90° y, por lo tanto, los ángulos entre las superficies que contienen los esfuerzos cortantes máximos y las superficies que contienen las superficies principales están a $\pm 45^\circ$.

Los esfuerzos principales se pueden obtener sustituyendo el ángulo $2\phi_p$ en la ecuación 3.3 y en la ecuación 3.1. El resultado es

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (3.7)$$

De la misma manera los esfuerzos cortantes de valores máximos serán

$$\tau_1, \tau_2 = \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (3.8)$$

Hay que tener muy en cuenta que un valor máximo de esfuerzo cortante quizá no sea el mismo que el valor máximo real.

Para identificar las relaciones desarrolladas se utiliza un método llamado diagrama del círculo de Mohr, constituye en un método muy eficaz para visualizar el estado de esfuerzos en un punto y mantener un registro de las direcciones de las diferentes componentes asociadas con el esfuerzo plano. Puede demostrarse que las ecuaciones 3.1 y 3.2 son un conjunto de ecuaciones paramétricas de σ y τ es la de un círculo graficado en el plano σ, τ , donde el centro del círculo de Mohr se ubica en $C = (\sigma, \tau) = [(\sigma_x + \sigma_y)/2, 0]$ y tiene un radio $R = \sqrt{[(\sigma_x - \sigma_y)/2]^2 + \tau_{xy}^2}$. Aquí surge un ϕ positivo en un sentido inverso a las manecillas del reloj como se muestra en la figura 3.6. Si se grafica un τ positivo por encima del eje σ , los puntos rotarían en el sentido de las manecillas del reloj sobre el círculo 2ϕ en la dirección opuesta de la rotación del elemento. Sería adecuado si la rotación fuera en la misma dirección, el problema podría resolverse con facilidad al graficar un esfuerzo positivo por debajo del eje. Sin embargo, el enfoque del círculo de Mohr usa una conversión diferente para el esfuerzo cortante.

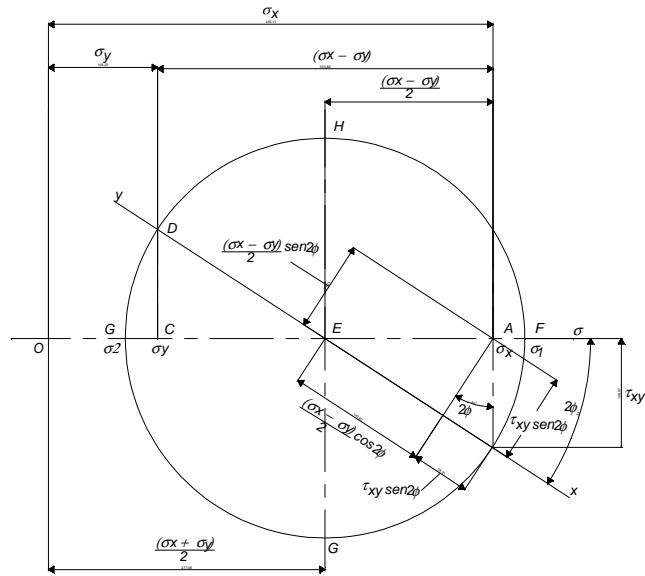


Figura 3.4 Diagrama del círculo de Mohr

3.1.4 Esfuerzos uniformemente distribuidos⁵

Para fines del diseño se considera una distribución uniforme de los esfuerzos, en este caso se llama tensión pura, compresión pura, cortante puro, dependiendo de cómo se aplique la carga al cuerpo en estudio. Una barra en tensión es un ejemplo típico. En este caso una carga de tensión F se aplica mediante pasadores a los extremos de la barra. La suposición de esfuerzo uniforme significa que si se corta la barra en una sección alejada de los extremos y se remueve una parte, se puede reemplazar su efecto aplicando una fuerza uniformemente distribuida de magnitud σA al extremo cortado. Por ello se dice que el esfuerzo σ está uniformemente distribuido y se calcula de la siguiente forma

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (3.9)$$

Para que se cumplan estas condiciones ideales se requiere lo siguiente

- La barra sea recta y de un material homogéneo

⁵ SHIGLEY J. Diseño en Ingeniería Mecánica, 8^{va} Edición, 2008; Pág. 84.

- La línea de acción de la fuerza pase por el centroide de la sección
- La sección se tome lo suficientemente alejada de los extremos y de cualquier discontinuidad o cambio abrupto de la sección transversal.

La ecuación 3.9 es válida para la compresión simple, donde normalmente F se considera una cantidad negativa. También una barra sometida a compresión falla debido al pandeo por lo que esta posibilidad debe ser verificada antes de usar esta ecuación.

El uso de la ecuación

$$\tau = \frac{F}{A} \quad (3.10)$$

Para un cuerpo digamos un cuerpo sometido a cortante también supone una distribución uniforme del esfuerzo. En la práctica es muy difícil obtener una distribución uniforme del esfuerzo cortante. En las ecuaciones se le incluye porque hay ocasiones en las que es necesario utilizar este supuesto.

3.1.5 Esfuerzos normales para vigas en flexión⁶

Las ecuaciones para representar los esfuerzos normales en flexión en vigas rectas se basan en los siguientes supuestos:

La viga está sometida a flexión pura, esto quiere decir que la fuerza cortante es nula y que no hay cargas de torsión o axiales presentes

- El material es isotrópico y homogéneo
- El material cumple con la ley de Hooke
- Inicialmente la viga es recta con una sección constante en toda su longitud

⁶ SHIGLEY J. Diseño en Ingeniería Mecánica, 8^{va} Edición, 2008; Pág. 85.

- La viga tiene un eje de simetría en el plano de la flexión
- Las proporciones de la viga son tales que fallaría a flexión, en vez de fallar por aplastamiento, corrugación o pandeo lateral.
- Las secciones transversales de la viga permanecen planas durante la flexión

En la figura 3.5 se representa una viga recta sometida a un momento flexionante positivo M mostrado por la flecha curva que representa la acción física del momento junto con una flecha que indica el vector momento. El eje x coincide con el eje neutro de la sección y el plano xz que contiene los ejes neutros de todas las secciones transversal, se llama plano neutro, los elementos de la viga que coinciden con este plano tienen un esfuerzo cero. La localización del eje neutro con respecto a la sección transversal es coincidente con el eje centroidal de la sección transversal.

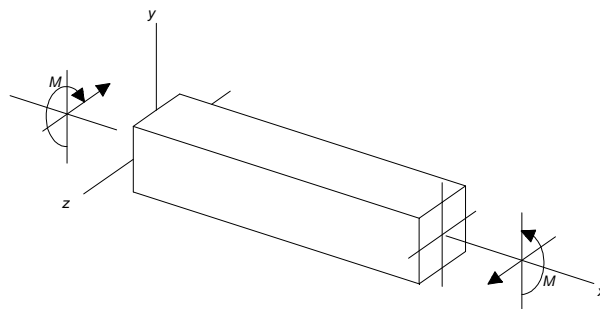


Figura 3.5 Viga recta en flexión

El esfuerzo en flexión varía linealmente con las distancias desde el eje neutro, y , y está dado por

$$\sigma_x = \frac{My}{I} \quad (3.11)$$

Donde I es el segundo momento del área alrededor del eje z . Esto es

$$I = \int y^2 dA \quad (3.12)$$

En la figura 3.9 se muestra la distribución del esfuerzo dada por la ecuación 3.11. La magnitud máxima del esfuerzo en flexión ocurrirá donde y tiene la magnitud más grande. Si se designa σ_{max} como la magnitud máxima del esfuerzo en flexión y c como la magnitud máxima de y

$$\sigma_{max} = \frac{Mc}{I} \quad (3.13)$$

La ecuación 3.6 aun se puede usar para determinar que σ_{max} es tensión o compresión.

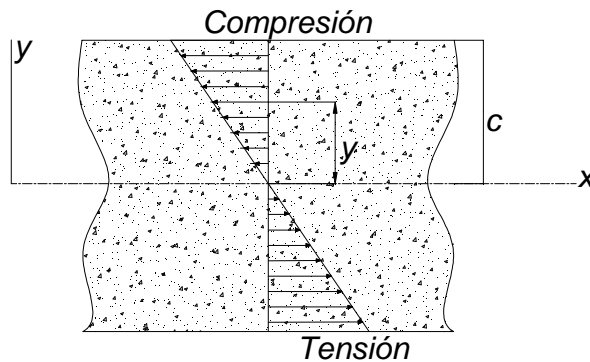


Figura 3.6 Esfuerzos en flexión de acuerdo con la ecuación 3.11

3.1.6 Esfuerzos cortantes para vigas en flexión⁷

La mayoría de vigas presentan fuerzas cortantes y momentos flexionantes solo en ocasiones se presentan vigas a flexión pura es decir vigas con fuerza cortante igual a cero.

En la figura 3.7 se puede observar una viga de sección transversal constante sometida a fuerza cortante V y a un momento flexionante M en x .

⁷ SHIGLEY J. Diseño en Ingeniería Mecánica, 8^{va} Edición, 2008; Pág. 90.

Debido a la carga externa y a V , la fuerza cortante y el momento flexionante cambian con respecto a x . en $x + dx$ la fuerza cortante y el momento flexionante son $V + dV$ y $M + dM$, respectivamente. Si solo se consideran fuerzas en la dirección x en la figura 3.8 se muestra que la distribución de esfuerzo σ_x debido a los momentos flexionantes es positiva, con el momento flexionante en crecimiento los esfuerzos sobre la cara derecha de un valor mayor a los esfuerzos de la cara izquierda. Si posteriormente se aísla el elemento y se realiza un corte en $y=y_1$ (figura 3.7) la fuerza total en la dirección x estará dirigida hacia la izquierda con un valor de

$$\int_{y_1}^c \frac{(dM)y}{I} dA$$

Como se puede observar en el grafico 3.9. Para lograr el equilibrio se requiere una fuerza cortante sobre la cara inferior, que se dirija hacia la derecha; esta fuerza cortante da lugar a un esfuerzo cortante τ , donde si la carga es uniforme la fuerza es $\tau b dx$. Con esto se tiene que

$$\tau b dx = \int_{y_1}^c \frac{(dM)y}{I} dA$$

De esta ecuación el término dM/I puede sacarse de la integral y $b dx$ suele colocarse en el lado derecho de la ecuación, entonces de la ecuación anterior se puede transformar en lo siguiente

$$\tau = \frac{V}{Ib} \int_{y_1}^c y dA \quad (3.14)$$

De esta ecuación la integración es el primer momento del área A' con respecto al eje neutro esta integral se conoce comúnmente como Q , de esta manera

$$Q = \int_{y_1}^c y dA = y' A' \quad (3.15)$$

El área aislada de y_1 a c , y' es la distancia en la dirección y desde el plano neutro hasta el centroide del área A' . Con esto, la ecuación 3.9 se puede expresar también así

$$\tau = \frac{VQ}{Ib} \quad (3.16)$$

Al momento de utilizar esta ecuación es necesario notar que b es el ancho de la sección en $y=y_1$, Asimismo. I es el segundo momento del área de toda la sección alrededor del eje neutro.

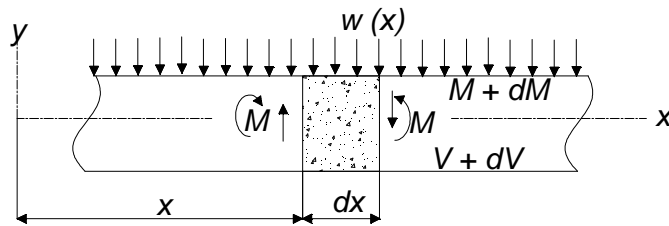


Figura 3.7 Aislamiento de una sección de viga

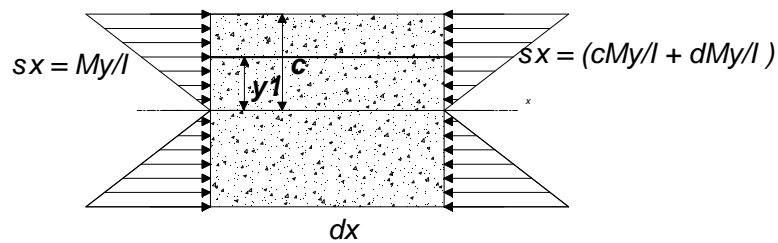


Figura 3.8 Fuerzas en dirección de x sobre el elemento dx

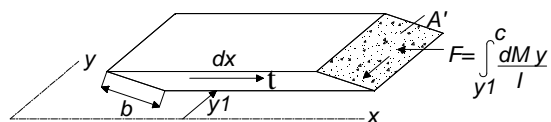


Figura 3.9 Vista girada del elemento dx

3.1.7 Esfuerzos cortantes en vigas con sección estándar

La distribución del esfuerzo cortante en una viga depende de cómo varia Q/b como una función de y . Se mostrara como determinar esta distribución en una viga con sección rectangular y proporcionar valores máximos de esfuerzo cortante para otras secciones transversales estándar en la figura 3.13 una parte de una viga sometida a una fuerza cortante V y a un momento flexionante M como resultado se obtiene un esfuerzo σ en una de las secciones transversales teniendo como esfuerzos a compresión por encima del eje neutro y a tensión por debajo de dicho eje; para determinar el esfuerzo cortante a una distancia y por encima del eje neutro se selecciona un elemento diferencial de área dA a una distancia y arriba del eje neutro, de donde se tiene $dA = b dy$, y la ecuación 3.15 se convierte en la siguiente

$$Q = \int_{y_1}^c y dA = b \int_{y_1}^c y dy = \frac{by^2}{2} \Big|_{y_1}^c = \frac{b}{2}(c^2 - y_1^2)$$

Al sustituir el valor de Q en la ecuación 3.16 se obtiene el siguiente

$$\tau = \frac{V}{2I}(c^2 - y^2) \quad (3.17)$$

Esta es la ecuación general del esfuerzo en una viga de sección transversal, para poder tomar este ejemplo se puede hacer algunas substituciones con propiedades del segundo momento de inercia del área rectangular y tenemos que $I = bh^3/12$, substituyendo $h=2c$ y $A = bh = 2bc$ se tiene que

$$I = \frac{Ac^2}{3}$$

Usando este valor de I en la ecuación 3.17, reordenando los términos tenemos que

$$\tau = \frac{3V}{2A} \left(1 - \frac{y^2}{c^2}\right) \quad (3.18)$$

Debido a que el esfuerzo cortante máximo se produce cuando $y=0$, que está en el eje neutro de flexión. Así

$$\tau = \frac{3V}{2A} \quad (3.19)$$

En una sección a medida que se aleja del eje neutro el esfuerzo cortante disminuye parabólicamente hasta que en la superficie se convierte en 0. En la tabla 4 se muestran las formulas del esfuerzo cortante máximo por flexión para perfiles que se utilizan con mayor frecuencia




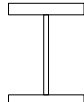
Forma de la viga	Fórmula
 Rectangular	$\tau_{\max} = \frac{3V}{2A}$
 Circular	$\tau_{\max} = \frac{4V}{3A}$
 Circular hueca con pared delgada	$\tau_{\max} = \frac{2V}{A}$
 Viga I con pared delgada	$\tau_{\max} = \frac{2V}{A\alpha}$

Tabla 4 Formulas del esfuerzo cortante máximo debido a la flexión

3.1.8 Esfuerzos de contacto⁸

Cuando dos cuerpos o superficies curvas se presionan entre si el contacto puntual o lineal cambia a un área de contacto, y los esfuerzos que se desarrollan en los dos cuerpos son tridimensionales.

⁸ SHIGLEY J. Diseño en Ingeniería Mecánica, 8^{va} Edición, 2008; Pág. 90.

Estos esfuerzos se originan en el contacto de una rueda en una riel, en el árbol de levas y en los balancines, en los dientes de engranes acoplados y en la acción de los cojinetes de bolas, las fallas más usuales se presentan como grietas o picaduras en la superficie. El caso más general sucede cuando los dos cuerpos en contacto tienen un radio de curvatura doble, es decir cuando el radio del plano de rodamiento es diferente al radio de un plano perpendicular y ambos planos pasan por el eje de la fuerza de contacto. Aquí solo se consideran los dos casos especiales de esferas y cilindros de contacto.

Contacto esférico

Cuando dos esferas se encuentran en contacto producen un área de contacto de radio a en donde E_1, ν_1, E_2, ν_2 , son constantes elásticas de las esferas, de esta manera el radio a está dado por

$$a = \sqrt[3]{\frac{3F}{8} * \frac{(1-\nu_1^2)/E_1 + (1-\nu_2^2)/E_2}{1/d_1 + 1/d_2}} \quad (3.20)$$

La presión dentro de cada esfera tiene una distribución hemisférica, como se muestra en la figura 3.10. La presión, máxima, que ocurre en el centro del área de contacto, es

$$p_{\max} = \frac{3F}{2\pi a^2} \quad (3.21)$$

Los esfuerzos máximos ocurren en el eje z y su valor es

$$\sigma_3 = \sigma_z = \frac{-p_{\max}}{1 + \frac{z^2}{a^2}} \quad (3.22)$$

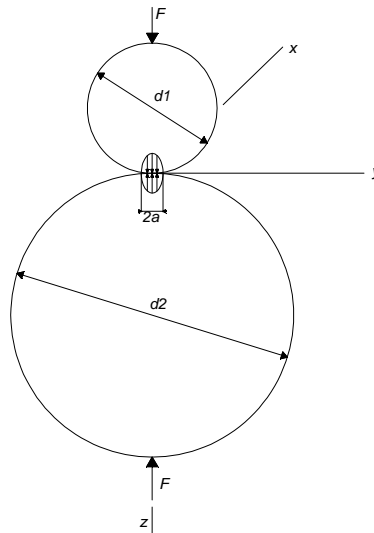


Figura 3.10 Dos esferas mantenidas en contacto por una fuerza F , el esfuerzo de contacto tiene una distribución elíptica en el diámetro menor en la zona de contacto $2a$

El círculo de Mohr del estado de esfuerzo descrito en las ecuaciones 3.21 y 3.22 son un punto y dos círculos coincidentes, como $\sigma_1 = \sigma_2$

$$\tau_{\max} = \tau_1 / 3 = \tau_2 / 3 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} \quad (3.23)$$

Contacto cilíndrico

En la figura 3.11 se ilustra una situación similar en el cual los elementos en contactos son dos cilindros de longitud l y de diámetros d_1 y d_2 , el área de contacto es un rectángulo angosto de ancho $2b$ y longitud l , y la distribución de la presión elíptica. El semiancho b esta dado por la ecuación

$$b = \sqrt[3]{\frac{2F}{\pi l} * \frac{(1 - \nu_1^2) / E_1 + (1 - \nu_2^2) / E_2}{1 / d_1 + 1 / d_2}} \quad (3.24)$$

La presión máxima es

$$p_{\max} = \frac{2F}{\pi b l} \quad (3.25)$$

El estado de esfuerzos en el eje z esta dado por las ecuaciones

$$\sigma_x = -2\nu p \max \left(\sqrt{1 + \frac{z^2}{b^2}} - \left| \frac{z}{b} \right| \right) \quad (3.27)$$

$$\sigma_y = -p \max \left(\frac{1 + 2 \frac{z^2}{b^2}}{\sqrt{1 + \frac{z^2}{b^2}}} - 2 \left| \frac{z}{b} \right| \right) \quad (3.28)$$

$$\sigma_3 = \sigma_z = \frac{-p \max}{\sqrt{1 + z^2 / b^2}} \quad (3.29)$$

Estas ecuaciones muestran los esfuerzos a una distancia de $3b$ por debajo de la superficie. Para $0 \leq z \leq 0.436b$, $\sigma_1 = \sigma_x$ y

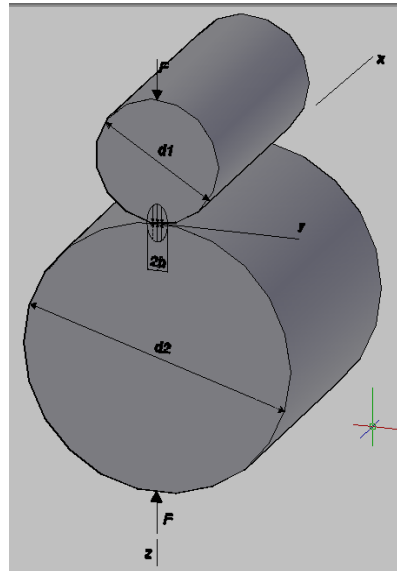


Figura 3.11 Dos cilindros circulares rectos mantenidos en contacto por las fuerzas F uniformemente distribuidas a lo largo de la longitud del cilindro, el esfuerzo de contacto tiene una distribución elíptica en el diámetro menor en la zona de contacto $2b$

3.1.9 Materiales

La selección del material para una maquina o un elemento estructural es fundamental y la base del diseño. Para lo cual se debe analizar la resistencia y sus dimensiones; para estimar materiales adecuados para la fabricación.

Aunque el esfuerzo y la deformación son fundamentales en el tipo de materiales, la selección de los materiales no siempre se basa en estos dos factores, muchas partes de un conjunto mecánico no soportan carga; estas partes tal vez sean diseñadas solo para rellenar un espacio o por un orden estético nada más.

Con mucha frecuencia los elementos se diseñan para soportar corrosión. Existen casos en los que la temperatura es más importante que el esfuerzo y la deformación. De este modo se tiene que existen muchos factores que determinan el diseño final y esto es ayudado por la experiencia que se tenga en los materiales y sus procesos.

3.1.9.1 Modulo de elasticidad⁹

La relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria para medir la rigidez de un material. Es denominada como modulo de elasticidad y es la pendiente de la parte de un diagrama esfuerzo – deformación unitaria.

3.1.9.2 Resistencia estática

Se puede evidenciar las características y resistencias empleadas en el diseño en base a tablas de materiales propuestas por los proveedores de venta local y extranjera. Estas especificaciones técnicas se basan en ensayos hechos en laboratorios especializados como por ejemplo a una probeta previamente maquinada de acuerdo a una probeta estándar se puede realizar un ensayo de tensión, antes de realizar el ensayo se toman medidas de la probeta, diámetro original d_0 y la longitud calibrada l_0 , luego la probeta es montada sobre la máquina de ensayo y se carga lentamente a tensión mientras se observan los valores de carga aplicada y la deformación producida.

⁹ RILEY STURGES MORRIS. Mecánica de Materiales, 1^{ra} Edición, 2001; Pág. 143.

Al término del ensayo los resultados se grafican como un diagrama *esfuerzo-deformación* (figura 3.12).

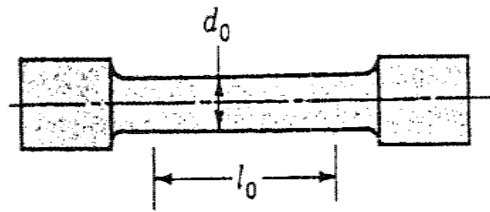


Figura 3.12 Probeta de ensayo a la tensión

El ensayo normal a la tensión se emplea para obtener varias características y resistencias que son útiles en el diseño.

En la figura 3.13 se puede observar que el punto P recibe el nombre de límite de proporcionalidad (o límite elástico proporcional). Éste es el punto en que la curva comienza primero a desviarse de una línea recta. El punto E se denomina límite de elasticidad (o límite elástico verdadero). No se presentará ninguna deformación permanente en la probeta si la carga se suprime en este punto. Entre P y E el diagrama no tiene la forma de una recta perfecta aunque el material sea elástico. Por lo tanto, la ley de Hooke, que expresa que el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación, se aplica sólo hasta el límite elástico de proporcionalidad.

Muchos materiales alcanzan un estado en el cual la deformación comienza a crecer rápidamente sin que haya un incremento correspondiente en el esfuerzo. Tal punto recibe el nombre de punto de cedencia o punto de fluencia.

Se define la resistencia de cedencia o fluencia S_y mediante el método de corrimiento paralelo.

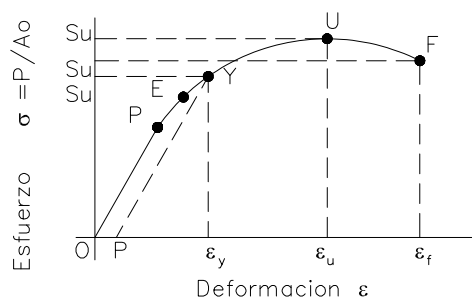


Figura 3.13 Probeta de ensayo a la tensión

Diagrama esfuerzo-deformación obtenido a partir del ensayo normal a la tensión de una manera dúctil. El punto P indica el límite de proporcionalidad; E, el límite elástico Y, la resistencia de fluencia convencional determinada por corrimiento paralelo según la deformación seleccionada OA; U; la resistencia última o máxima, y F, el esfuerzo de fractura o ruptura.

La resistencia S_u corresponde al punto U (grafico 3.13).

Para determinar las relaciones de deformación en un ensayo a tensión, sean:

L_o = longitud calibrada original

L_i = longitud calibrada correspondiente a una carga P_i cualquiera

A_o = área transversal original

A_i = área transversal mínima bajo la carga P_i

La deformación (relativa o unitaria) es, $\epsilon = (l_i - l_o)/l_o$

La característica más importante de un diagrama esfuerzo-deformación es que el esfuerzo verdadero aumenta hasta llegar a la fractura.

$$\epsilon = \frac{(A_o - A_i)}{A_i} \quad (3.30)$$

El punto máximo en la figura 3.13 corresponde al punto U. y su ecuación es

$$S_{su} = \frac{\tau_u * r}{J} \quad (3.31)$$

Donde r = radio de la barra, J = el momento polar de inercia, define el módulo de ruptura para el ensayo a torsión.

Éstos son los valores normalmente utilizados en todo diseño técnico o de ingeniería.

3.1.9.3 Deformación plástica

La mejor explicación de las relaciones entre esfuerzo y deformación la formuló Datsko. Este investigador describe la región plástica del diagrama esfuerzo-deformación con valores reales mediante la ecuación:

$$\sigma = \sigma_0 * \epsilon^m \tag{3.33}$$

Donde σ = esfuerzo real, σ_0 = coeficiente de resistencia o coeficiente de endurecimiento por deformación, ϵ = deformación plástica real, m = exponente para el endurecimiento por deformación.

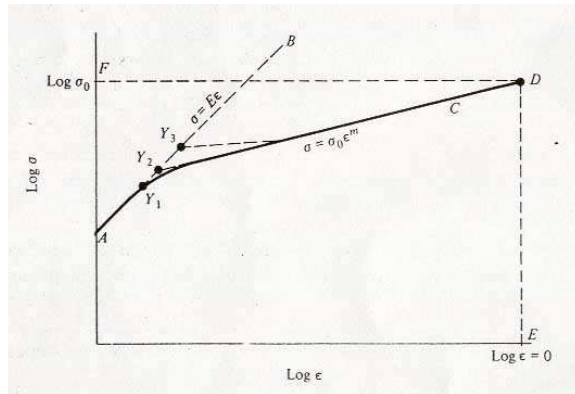


Figura 3.14 Diagrama esfuerzo-deformación verdadero trazado en papel log-log. Puesto que los valores de ϵ son menores que la unidad, sus logaritmos son negativos. En el punto E, $\epsilon=1$, $\log \epsilon=0$, y la ordenada que pasa por E ubicada a D y define el logaritmo de la constante σ_0 en F

El esfuerzo de ingeniería es

$$S = \sigma \exp(-\epsilon) \tag{3.34}$$

El punto máximo en el diagrama carga-deformación, o en el diagrama esfuerzo deformación con valores nominales, al menos para algunos materiales, coincide con una pendiente igual a cero.

Esta relación sólo es válida si el diagrama carga-deformación tiene un punto de pendiente nula.

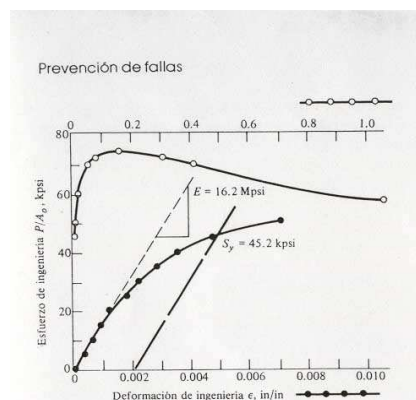


Figura 3.15 Diagrama esfuerzo-deformación a partir de datos de prueba de titanio recocido A-40 según se enlista en la tabla 5-1. Obsérvese que dos escalas de deformación sirven para trazar todos los puntos de datos.

3.1.9.4 Resistencia y trabajo en frio

El trabajo en frio es el proceso de deformación plástica por debajo de la temperatura de re cristalización en la región plástica del diagrama esfuerzo-deformación. Los materiales se deforman plásticamente mediante la aplicación de calor, como en la herrería o en el laminado en caliente; pero las propiedades mecánicas resultantes son muy diferentes de la que se obtiene mediante el trabajo en frio. Un análisis nos demuestra que una barra tendrá una carga última de tensión

3.2 MÉTODO DE LANZAMIENTO DEL PUENTE

El puente sobre el rio Cebadas está en una zona donde el espacio físico es adecuado para el lanzamiento cada dos pares de vigas sin tener ninguna complicación. Dicho de este modo se necesitan ciertas facilidades como un espacio importante para la prefabricación, los módulos de la nariz de lanzamiento para ser armados, el sistema de empuje a ser utilizado, y los apoyos deslizantes para el desplazamiento de los pares de vigas.

Con estas facilidades de espacio y mecánicas se procede con una primera etapa en donde se arman las dovelas o trabes en pares arriostrados con una longitud total de 60 metros y una distancia entre ejes de las almas de 2.7 metros.

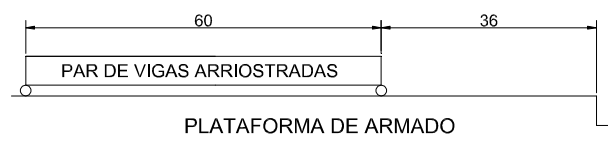


Figura 3.16 Plataforma de armado de vigas

Se apoya las dovelas en troncos cuadrados de madera y se va armando conforme lo especifiquen las contra flechas del camber; hasta llegar a la longitud total del par de vigas.

Después de esto con el uso de gatas se procede a ubicar el par de vigas sobre los apoyos deslizantes para después ser empujados en la ejecución del lanzamiento.

Se arma la nariz de lanzamiento y se realiza la junta el par de vigas arriostradas, posteriormente el extremo del conjunto estructural (par de vigas – nariz) es sujetado con cables desde el otro extremo para empezar con el desplazamiento de el par de vigas.

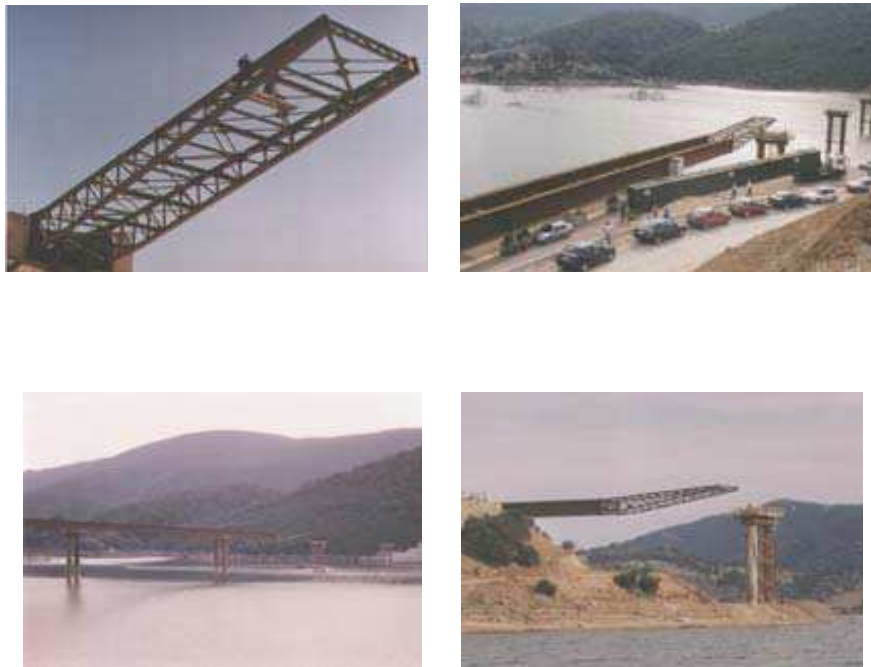


Figura 3.17 Conjunto estructural (par de vigas – nariz)

Durante el lanzamiento del puente, la superestructura está sujeta continuamente a cambio de la ley de momentos flexionantes correspondientes a los máximos de peso propio, de tal forma que cualquier sección transversal se mueve de zonas de momentos positivos a zonas de momentos negativos y viceversa, ocurriendo que las fuerzas de tensión se presentan alternadamente en la parte superior e inferior de cada sección.

3.2.1 Conexión entre nariz de lanzamiento y par de vigas

La nariz de lanzamiento es una estructura normal, de preferencia fabricada en varias secciones para facilitar su transporte a la obra. Deberá unirse en campo

con tornillos o soldadura que garantice no existan movimientos relativos entre las secciones.

La junta de la nariz con el par de vigas se realiza con soldadura de cordón continuo que tiene la resistencia suficiente al momento máximo según los diferentes estados de carga analizados en la sección 2.13 Teniendo como valor máximo de momento 168.65 (Ton-m) y una reacción cortante de 51.71 (Ton) cuando el conjunto estructural (par de vigas-nariz) se encuentre lanzado 15 metros.

3.2.2 Desplazamiento de vigas

En base al estado de equilibrio analizado en la sección 2.10 existe una reacción de 10.25 (Ton) con la cual el sistema está en equilibrio, de esto modo debe haber un contrapeso para que al cruzar el punto de equilibrio el par de vigas no se deslice hacia abajo produciendo algún tipo de choque o peor aun la caída de la estructura.

El par de vigas deben estar sobre los apoyos deslizantes tanto en el estribo y también a unos 30 metros del estribo para que facilite el desplazamiento de las mismas.

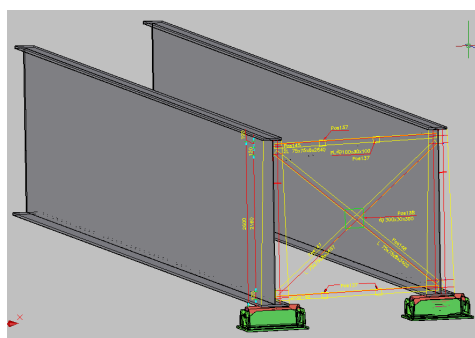
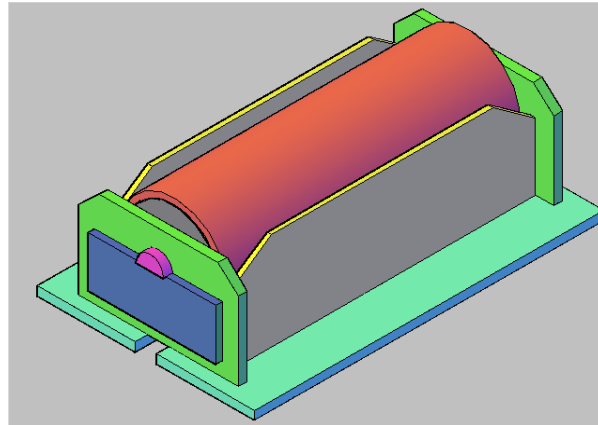


Figura 3.18 Par de vigas apoyadas en rodillos

Para iniciar el desplazamiento del par de vigas en el otro extremo el malacate está sujeto al puente por cables de acero para iniciar el lanzamiento; por otra parte el desplazamiento es ayudado por una pala mecánica para empujar el

conjunto estructural y de esta manera ayudar al malacate para que no exista algún sobre esfuerzo considerable; los movimientos deben ser coordinados para que no exista una distorsión en el movimiento o los cables se cuelguen por falta de tensión produciendo una tensión posterior excesiva.

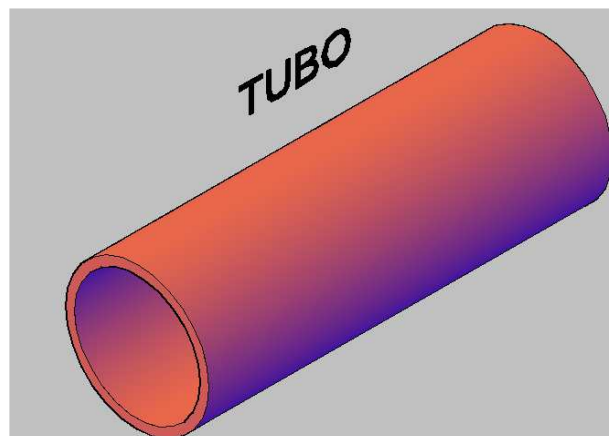
3.3 DISEÑO DE RODILLOS



Este rodillo debe tener una capacidad de 50 toneladas con una longitud de 400 milímetros; los elementos que conforman el rodillo son:

- TUBO
- APOYO
- RODILLOS
- EJE
- PLACA APOYO

3.3.1 Selección del tubo



$$D := 230 \text{ mm}$$

Diámetro exterior del tubo

$$et := 12 \text{ mm}$$

Espesor del tubo

$$d := D - 2 \cdot et$$

$$d = 206 \text{ mm}$$

Diámetro interior del tubo

$$L := 400$$

Longitud del Tubo

$$q := 50 \text{ Ton}$$

Carga que soporta el rodillo

$$F := q \cdot 9.8 \cdot 1000$$

$$F = 4.9 \times 10^5 \text{ N}$$

3.3.1.1 Propiedades de la selección del tubo

$$w := \frac{F}{l} \quad v := 0.3 \quad \text{Constante de proporcionalidad}$$

$$w = 1225 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

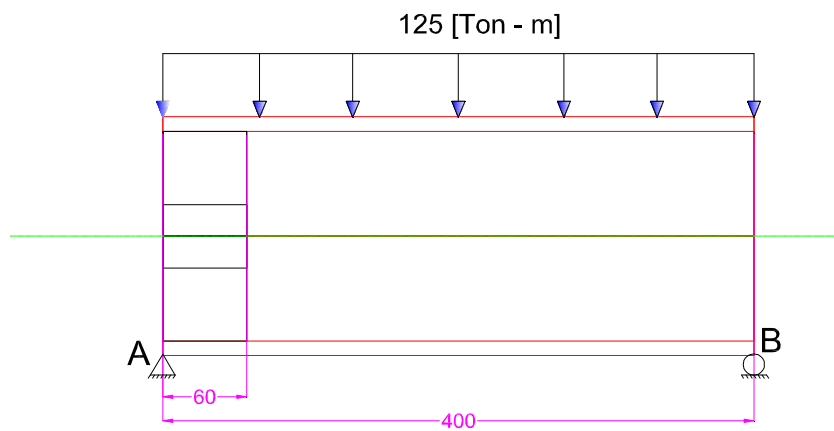
$$E := 200000 \text{ MPa} \quad \text{Módulo de elasticidad para el acero}$$

3.3.1.2 Análisis estático del tubo

$$A := \pi \cdot \frac{(D^2 - d^2)}{4} \quad A = 8218.41 \text{ mm}^2$$

$$I_x := \pi \cdot \frac{(D^4 - d^4)}{64} \quad I_x = 4.9 \times 10^7 \text{ mm}^4 \quad \text{En secciones circulares } I_x = I_y$$

$$\delta_{\max} := \frac{5 \cdot w \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \quad \delta_{\max} = 0.04 \text{ mm}$$



$$x := 0 \text{ mm}$$

Distancia desde el apoyo

$$V1 := w \cdot \frac{l}{2}$$

$$V1 = 2.45 \times 10^5 \text{ N}$$

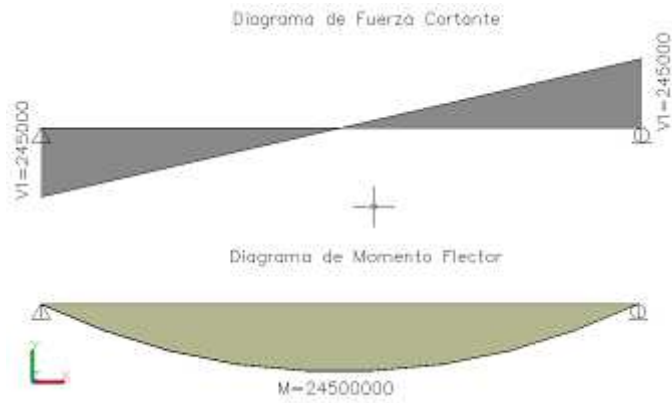
Cortante máximo, Esto es igual a 25 Ton

$$M := \frac{w \cdot l^2}{8}$$

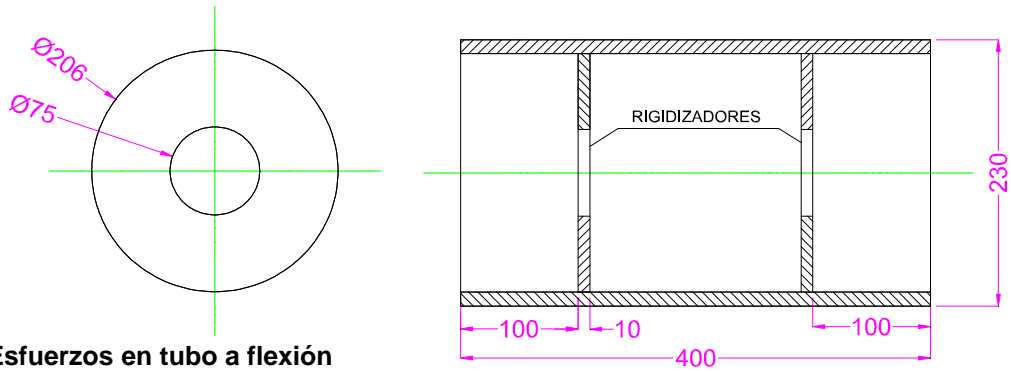
En el centro del tubo

$$M = 2.45 \times 10^7 \text{ N*mm}$$

Momento máximo

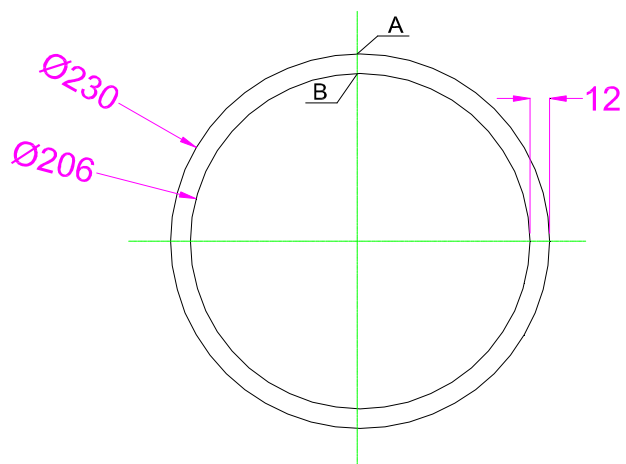


Rigidizadores dentro del tubo.



3.3.1.3 Esfuerzos en tubo a flexión

El momento máximo se produce a una distancia de 200 mm a partir del punto A.



$$F = 4.9 \times 10^5 \text{ N}$$

$$M1 := M$$

$$M1 = 2.45 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Momento máximo producido en el tubo

$$y_a := D \cdot 0.5$$

$$y_a = 115 \text{ mm}$$

$$\sigma_a := M \cdot \frac{y_a}{I_x}$$

$$\sigma_a = 57.54 \text{ MPa}$$

El esfuerzo en la fibra superior es mayor

$$y_b := y_a - 9.27$$

$$y_b = 105.73 \text{ mm}$$

$\sigma_a = \sigma_x$ debido a que se produce la flexión en ese eje

$$\sigma_b := M \cdot \frac{y_b}{I_x}$$

$$\sigma_b = 52.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} := \sigma_a$$

$$\sigma_{\max} = 57.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} := -\sigma_a$$

$$\sigma_{\min} = -57.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\max} := 2 \cdot \frac{V1}{A}$$

$$\tau_{\max} = 59.62 \text{ MPa}$$

Esfuerzo cortante máximo para una sección tubular

La teoría del esfuerzo cortante máximo estipula que *la fluencia comienza cuando el esfuerzo cortante máximo de cualquier elemento iguala al esfuerzo cortante máximo en una pieza de ensayo a tensión del mismo material cuando esa pieza comienza a fluir.*

Resistencia a la fluencia

ACERO A 588, RESISTENCIA A LA FLUENCIA: 345 MPa,
RESISTENCIA A LA TRACCIÓN: 485 MPa. Ver Anexo A

$$S_y := 345 \text{ MPa}$$

$$n := \frac{S_y}{2 \cdot \tau_{\max}}$$

$$n = 2.89$$

Factor de seguridad

3.3.1.4 Análisis de fatiga del tubo

Por lo general, la vida entre 1 y 1000 ciclos se clasifica como fatiga de bajo ciclaje que se ajusta a este diseño

Limite de resistencia a la fatiga

$$S_{ut} := 485$$

MPa

Resistencia Última

Como S_{ut} es menor a 200 kpsi (1400 MPa) el límite de resistencia a la fatiga es $0.5 S_{ut}$

$$S_{ee} := 0.5 S_{ut} \quad S_{ee} = 242.5 \text{ MPa}$$

Factores que modifican el límite de resistencia a la fatiga

Factor de superficie k_a

Parámetros en el factor de la condición de superficial de Marin

$$\begin{aligned} a &:= 57.7 && \text{FACTORES DE LAMINADO EN CALIENTE} \\ b &:= -0.718 \\ k_a &:= a \cdot S_{ut}^b \\ k_a &= 0.68 \end{aligned}$$

Factor de tamaño k_b

$$\begin{aligned} d_e &:= 0.37 \cdot D \\ d_e &= 85.1 \text{ mm} && \text{Diámetro efectivo del área al 95\%} \\ k_b &:= 1.51 \cdot d_e^{-0.157} \\ k_b &= 0.75 \end{aligned}$$

Factor de carga k_c

$$k_c := 1 \quad \text{Cuando está sometido a flexión este es el valor de } k_c$$

Este factor se usa solo para carga por fatiga torsional, cuando la torsión esta combinada como la flexión k_d es 1

Factor de temperatura k_d

Las temperaturas de operación de estos rodillos pueden fluctuar entre los 20 a 40 grados centígrados por este motivo este factor tiene un valor de 1

$$k_d := 1$$

Factor de confiabilidad k_e

$$z_a := 3.091 \quad \text{Para una confiabilidad del 99.9 \%}$$

$$k_e := 1 - 0.08 \cdot z_a$$

$$k_e = 0.75$$

Factor de efectos varios kf

En este caso de diseño debido a que kf reduce la resistencia a la fatiga se va a poner un valor de 0.85 debido a que no se pueden cuantificar los efectos de corrosión que para este diseño son fundamentales debido a que los rodillos trabajaran a la intemperie y en sitios altamente corrosivos.

$$k_f := 0.85$$

Resistencia a la fatiga con factores modificadores

$$S_e := k_a \cdot k_b \cdot k_c \cdot k_d \cdot k_e \cdot k_f \cdot S_{ee}$$

$$S_e = 79.35 \text{ MPa}$$

Criterio de falla para fatiga

El esfuerzo que se produce en este elemento mecánico si bien es fluctuante no entra en altas fluctuaciones o cambios drásticos de velocidad realmente es todo lo contrario la mayor parte del tiempo soportara una carga estática distribuida y según el procedimiento de lanzamiento trabajara en bajos ciclos; por este motivo no tenemos un esfuerzo mínimo

$$\sigma_m := \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}$$

$$\sigma_m = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{aa} := \left| \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2} \right|$$

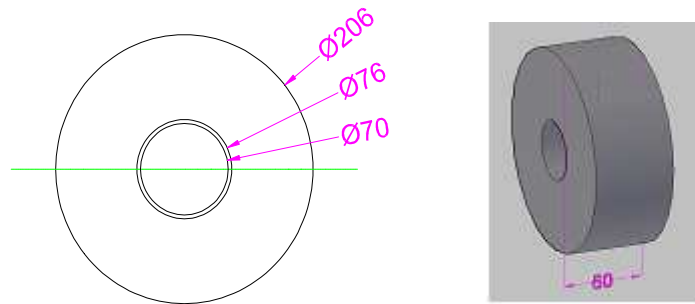
$$\sigma_{aa} = 57.54 \text{ MPa}$$

Soderberg

$$n_{sod} := \left(\frac{\sigma_{aa}}{S_e} + \frac{\sigma_m}{S_y} \right)^{-1}$$

$$n_{sod} = 1.38$$

3.3.2 Diseño de apoyos para el tubo



$$F := 490000$$

Carga que soporta el rodillo

$$Da := 206 \text{ mm}$$

Diámetro exterior del apoyo

$$da := 76 \text{ mm}$$

Diámetro interior del apoyo

$$la := 60 \text{ mm}$$

Longitud del apoyo

3.3.2.1 Propiedades del apoyo

$$Aa := \pi \cdot \frac{(Da^2 - da^2)}{4}$$

$$Aa = 2.879 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$Ixa := \pi \cdot \frac{(Da^4 - da^4)}{64}$$

$$Ixa = 8.676 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Fa := F \cdot 0.5$$

$$Fa = 2.45 \times 10^5 \text{ N}$$

$$wa := \frac{Fa}{la}$$

$$wa = 4.083 \times 10^3 \text{ N*mm}$$

$$xa := 0 \text{ mm}$$

$$Vap := wa \cdot \frac{la}{2} - wa \cdot xa$$

$$Vap = 1.225 \times 10^5 \text{ N}$$

$$xxa := \frac{la}{2}$$

$$Map := Fa \cdot \frac{la}{2}$$

$$Map = 7.35 \times 10^6 \text{ N*mm}$$

3.3.2.2 Esfuerzos en el apoyo

$$yap := Da \cdot 0.5$$

Este es la distancia al diámetro exterior

$$yap = 103 \text{ mm}$$

$$\sigma_a := M_{ap} \cdot \frac{y_{ap}}{I_{xa}}$$

$$\sigma_a = 8.726 \text{ MPa}$$

Este es el momento en el tubo en el punto que tiene contacto con el apoyo

$$y_{bp} := d_a \cdot 0.5$$

Esta es la distancia al diámetro interior

$$y_{bp} = 38 \text{ mm}$$

$$\sigma_b := M_{ap} \cdot \frac{y_{bp}}{I_{xa}}$$

$$\sigma_b = 3.219 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} := 2 \cdot \frac{V_{ap}}{A_a}$$

$$\tau_{max} = 8.509 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} := \sigma_a \quad \sigma_{max} = 8.726 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} := -\sigma_a \quad \sigma_{min} = -8.726 \text{ MPa}$$

$$S_y := 304 \text{ [MPa]}$$

ACERO AISI 1018, RESISTENCIA A LA FLUENCIA: 304 MPa, RESISTENCIA A LA TRACCIÓN: 500 MPa. Ver Anexo B.

$$n := \frac{S_y}{2 \cdot \tau_{max}}$$

$$n = 17.863$$

nap es el factor de seguridad ECM

3.3.2.3 Análisis de resistencia a la fatiga del apoyo

$$S_{ut} := 500 \text{ MPa}$$

Como S_{ut} es menor a 200 kpsi (1400 MPa) el límite de de resistencia a la fatiga es 0.5 S_{ut}

$$S_{ee} := 0.5 S_{ut} \quad S_{ee} = 250 \text{ MPa}$$

Factores que modifican la resistencia a la fatiga

Factor de superficie k_a

Parámetros en el factor de la condición de superficial de Marin

$$a := 57.7$$

ACABADO SUPERFICIAL LAMINADO EN CALIENTE

$$b := -0.718$$

$$k_a := a \cdot S_{ut}^b$$

$$k_a = 0.666$$

Factor de tamaño k_b

$$d_e := 0.37 \cdot D_a$$

$d_e = 76.22 \text{ mm}$ Diámetro efectivo del área al 95%

$$k_b := 1.51 \cdot d_e^{-0.157}$$

$$k_b = 0.765$$

Factor de carga k_c

$k_c := 1$ Cuando el eje está sometido a flexión este es el valor de k_c

Factor de temperatura k_d

Las temperaturas de operación de estos rodillos pueden fluctuar entre los 20 a 40 grados centígrados por este motivo este factor tiene un valor de 1.

$$k_d := 1$$

Factor de confiabilidad k_e

$z_a := 3.091$ Para una confiabilidad del 99.9 %

$$k_e := 1 - 0.08 \cdot z_a$$

$$k_e = 0.753$$

Factor de efectos varios k_f

$$k_f := 0.85$$

Resistencia a la fatiga con factores modificadores

$$S_e := k_a \cdot k_b \cdot k_c \cdot k_d \cdot k_e \cdot k_f \cdot S_{se}$$

$$S_e = 81.433 \text{ MPa}$$

Criterio de falla para fatiga

$$\sigma_m := \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}$$

$$\sigma_m = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a := \left| \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2} \right|$$

$$\sigma_a = 8.726 \text{ MPa}$$

Soderberg

$$n_{sod} := \left(\frac{\sigma_a}{S_e} + \frac{\sigma_m}{S_y} \right)^{-1}$$

$$n_{sod} = 9.332$$

3.3.3 Diseño de rodillos de apoyo

Contacto cilíndrico

Para el traslado de los esfuerzos hacia el eje necesitamos la ayuda de unos rodillos por esta razón usamos el criterio del contacto cilíndrico y en donde el área de contacto es un área rectangular en donde se genera una presión elíptica

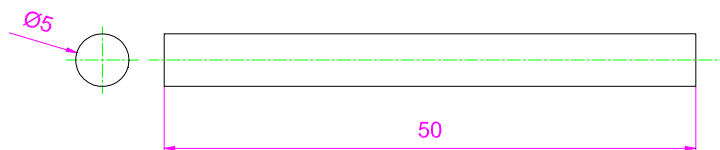
$D_r := 5 \text{ mm}$ Diámetro del rodillo

$l_r := 50 \text{ mm}$ Longitud del rodillo

3.3.3.1 Propiedades del rodillo de apoyo

$$A_r := \pi \cdot \frac{D_r^2}{4} \quad A_r = 19.635 \text{ mm}^2$$

$$I_r := \pi \cdot \frac{D_r^4}{64} \quad I_r = 30.68 \text{ mm}^4$$



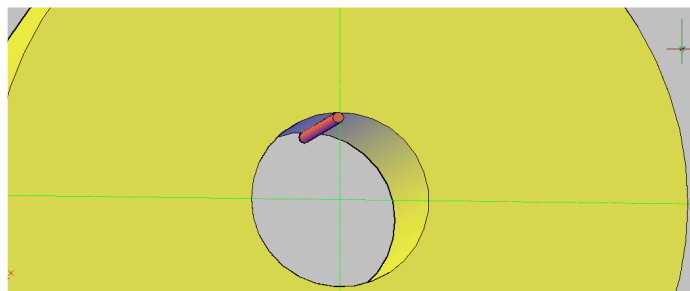
$$F := 490000$$

3.3.3.2 Fuerza que soporta el rodillo de apoyo

$$F_r := F \cdot 0.25$$

$$F_r = 1.225 \times 10^5 \text{ N}$$

Análisis del contacto cilíndrico



$$vr := 0.3$$

$$E := 200000 \text{ GPa}$$

$$E1 := E$$

$$E1 = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$da := 76 \text{ mm}$$

$$br := \sqrt{\frac{\frac{2 \cdot Fr \cdot (1 - vr^2)}{E1} + \frac{(1 - vr^2)}{E1}}{\frac{1}{da} + \frac{1}{Dr}}}$$

$$br = 2.287$$

br es el semiancho del rectángulo del área de contacto cilíndrico

La presión máxima es:

$$Pmax := 2 \cdot \frac{Fr}{\pi \cdot br \cdot lr} \quad Pmax = 682.036 \text{ MPa}$$

El esfuerzo cortante máximo ocurre cuando $z/b = 0.786$. Su valor máximo de es $0.30Pmax$

$$z := 0.786br$$

Con esta condición el esfuerzo en y es igual al esfuerzo principal
1

$$z = 1.797$$

$$\sigma_x := -2 \cdot vr \cdot Pmax \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{z^2}{br^2}} - \left| \frac{z}{br} \right| \right)$$

$$\sigma_x = -198.851 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y := -Pmax \cdot \left(\frac{1 + 2 \cdot \frac{z^2}{br^2}}{\sqrt{1 + \frac{z^2}{br^2}}} - 2 \cdot \left| \frac{z}{br} \right| \right)$$

$$\sigma_y = -126.615 \text{ MPa}$$

$$\sigma_z := \frac{-P_{\max}}{\sqrt{1 + \frac{z^2}{br^2}}}$$

$$\sigma_z = -536.223 \text{ MPa}$$

Para el esfuerzo cortante máximo con la condición $z/b = 0.786$ los esfuerzos principales 1 es y es igual al esfuerzo y ; y el esfuerzo principal 3 es el esfuerzo z

$$\sigma_1 := \sigma_y \quad \sigma_1 = -126.615 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 := \sigma_x \quad \sigma_2 = -198.851 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 := \sigma_z \quad \sigma_3 = -536.223 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} := \sigma_2 \quad \sigma_{\max} = -198.851 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} := -\sigma_2 \quad \sigma_{\min} = 198.851 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\max 1} := \left| \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \right| \quad \tau_{\max 1} = 36.118 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\max 2} := \left| \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right| \quad \tau_{\max 2} = 204.804 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\max 3} := \left| \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} \right| \quad \tau_{\max 3} = 168.686 \text{ MPa}$$

El mayor esfuerzo cortante es máximo es $\tau_{\max 2}$

El esfuerzo cortante máximo debe ser mayor o igual a $0.5S_y$; donde S_y es el esfuerzo a la fluencia del material para este caso tenemos el acero AISI 4140 $S_y=700 \text{ MPa}$; $S_u=900 \text{ MPa}$. Ver Anexo C.

Resistencia a la fluencia

$$S_y := 700 \text{ MPa}$$

$$n := \frac{S_y}{2 \cdot \tau_{\max 2}}$$

$$n = 1.709$$

3.3.3.3 Análisis de fatiga de los rodillos de apoyo

$$S_{ut} := 1400 \text{ MPa}$$

$$S_{ee} := 0.5 \cdot S_{ut}$$

$$S_{ee} = 700 \text{ MPa}$$

Factores que modifican la resistencia a la fatiga

Factor de superficie k_a

Parámetros en el factor de la condición de superficial de Marin

$$a := 4.51 \quad \text{MAQUINADO}$$

$$b := -0.265$$

$$k_a := a \cdot S_{ut}^b$$

$$k_a = 0.661 \quad D_r := 75$$

Factor de tamaño k_b

$$d_e := 0.37 \cdot D_r$$

$$d_e = 27.75 \quad [\text{mm}] \quad \text{Diámetro efectivo del área al 95\%}$$

$$k_b := 1.24 \cdot d_e^{-0.107}$$

$$k_b = 0.869$$

Factor de carga k_c

$$k_c := 1$$

Este factor se usa solo para carga por fatiga torsional, cuando la torsión esta combinada como la flexión k_c es 1

Factor de temperatura k_d

Las temperaturas de operación de estos rodillos pueden fluctuar entre los 20 a 40 grados centígrados por este motivo este factor tiene un valor de 1

$$k_d := 1$$

Factor de confiabilidad ke

ke := 0.753 Para una confiabilidad del 99.9 %

Factor de efectos varios kf

kf := 1

Resistencia a la fatiga con factores modificadores

Se := ka · kb · kc · kd · ke · kf · See

Se = 302.927 MPa

Criterio de falla para fatiga

El esfuerzo que se produce en este elemento mecánico si bien es fluctuante no entra en altas fluctuaciones o cambios drásticos de velocidad realmente es todo lo contrario la mayor parte del tiempo soportara una carga estática distribuida y según el procedimiento de lanzamiento trabajara en bajos ciclos; por este motivo no tenemos un esfuerzo mínimo

$$\sigma_m := \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}$$

$\sigma_m = 0$ MPa

$$\sigma_a := \left| \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2} \right|$$

$\sigma_a = 198.851$ MPa

SODERBERG

$$n_{sod} := \left(\frac{\sigma_a}{S_e} + \frac{\sigma_m}{S_y} \right)^{-1}$$

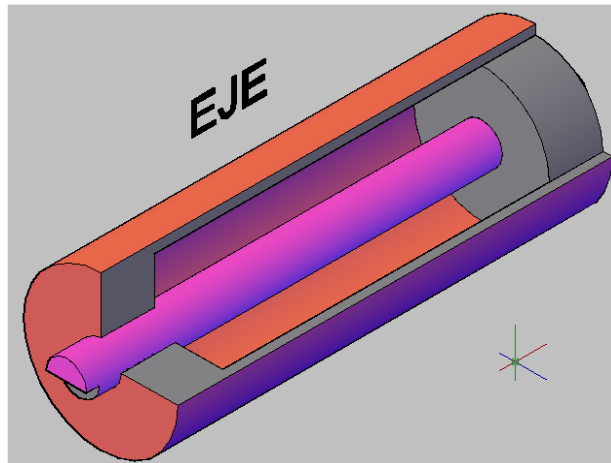
n_{sod} = 1.523

3.3.4 DISEÑO DE EJE

$$De := 65 \text{ mm}$$

$$le := 800 \text{ mm}$$

Longitud del rodillo



3.3.4.1 Propiedades del eje

$$Ae := \pi \cdot \frac{De^2}{4}$$

$$Ae = 3.318 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$Ie := \pi \cdot \frac{De^4}{64}$$

$$Ie = 8.762 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

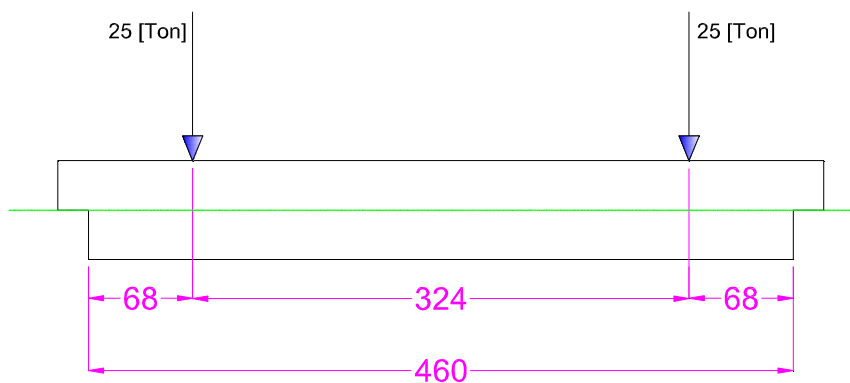
$$M := 24500000$$

$$F := 490000$$

$$Ve := \frac{F}{2}$$

$$Ve = 2.45 \times 10^5 \text{ N}$$

Esfuerzos del eje



$$F = 4.9 \times 10^5$$

$$L_e := 760 \text{ mm}$$

$$y_{ae} := D_e \cdot 0.5$$

$$y_{ae} = 32.5 \text{ mm}$$

$$x_e := 57.5 \text{ mm}$$

Distancia desde el apoyo

$$V_e = 2.45 \times 10^5 \text{ [N]}$$

Cortante máximo, Esto es igual a 25 Ton

$$M_e := V_e \cdot x_e \quad M_e = 1.409 \times 10^7 \text{ N*mm}$$

$$\sigma_a := M_e \cdot \frac{y_{ae}}{I_e} \quad \sigma_a = 522.509 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} := \sigma_a \quad \sigma_{\max} = 522.509 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} := -\sigma_a \quad \sigma_{\min} = -522.509 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\max} := \frac{4}{3} \cdot \frac{V_e}{A_e} \quad \tau_{\max} = 98.444 \text{ MPa}$$

El esfuerzo cortante máximo debe ser mayor o igual a $0.5S_y$; donde S_y es el esfuerzo a la fluencia del material, para el eje usamos las el acero AISI 4140 $S_y=700 \text{ MPa}$; $S_u=900 \text{ MPa}$. Ver Anexo C.

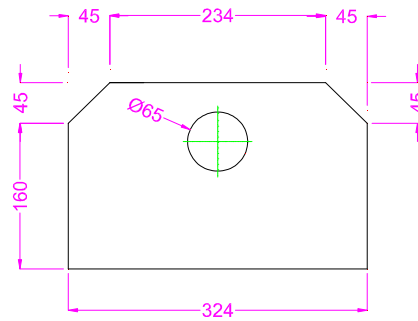
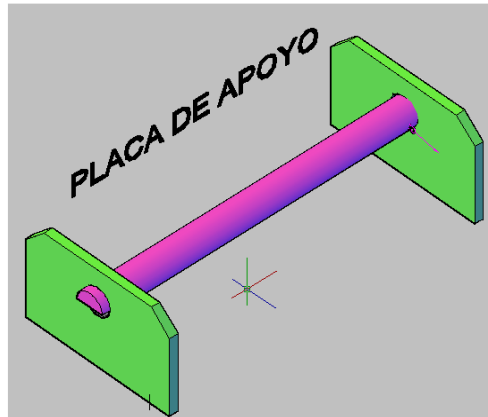
Resistencia a la fluencia

$$S_y := 700 \text{ MPa}$$

$$n := \frac{S_y}{2 \cdot \tau_{\max}}$$

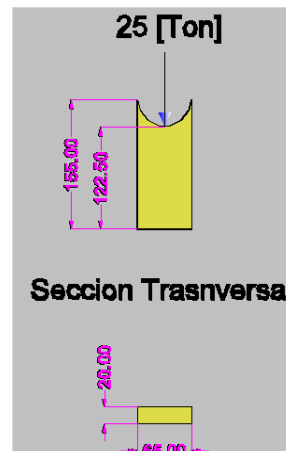
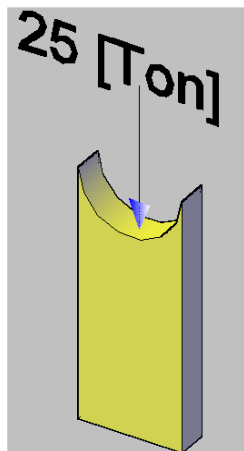
$$n = 3.555$$

3.3.5 Diseño de placa de apoyo



La placa tiene un espesor de 20 mm

3.3.5.1 Propiedades del área de contacto en la placa



hc := 20 mm Altura de la sección transversal

bc := 65 mm Ancho de sección transversal

Lc := 122.5 mm Largo de la columna

Lefe := Lc · 0.5

Lefe = 61.25 mm Longitud efectiva de extremos fijos

Apl := bc · Lc Área de la sección transversal

El rango de esbeltez para el acero estructural (L/r); donde L es la longitud efectiva debe estar entre 0 y un valor de Cc, según el reglamento para el diseño de columnas con cargas aplicadas en el centro.

E := 200000 MPa Modulo de elasticidad

σ_{pl} := 345 MPa Esfuerzo a la fluencia del acero A 588. Ver Anexo A

$$C_c := \sqrt{\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E}{\sigma_{pl}}} \quad C_c = 106.972$$

Es necesario calcular la relación efectiva L efectiva / radio de giro

$$r_{pl} := \frac{hc}{2 \cdot \sqrt{3}} \quad r_{pl} = 5.774$$

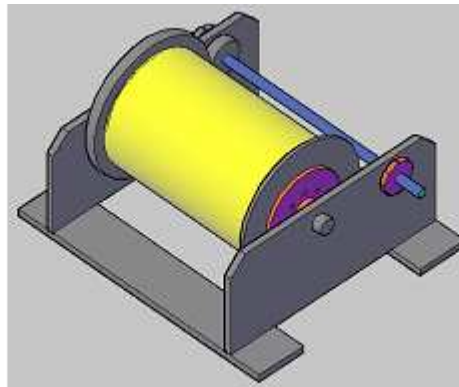
$$\text{relacion} := \frac{Lefe}{r_{pl}} \quad \text{relacion} = 10.609$$

La relación L/r = 10.69 es menor que Cc = 106.9; por esta razón el factor de seguridad es:

$$FS_{pl} := \frac{5}{3} + \frac{3 \cdot \text{relacion}}{8 \cdot C_c} - \frac{\text{relacion}^3}{8 \cdot C_c^3} \quad \text{Formula del factor de seguridad para un rango intermedio}$$

$$FS_{pl} = 1.704$$

3.4 DISEÑO DE MALACATE



Capacidad 10 toneladas

Análisis de fuerzas en el cable de acero

Se usa un cable de arrastre 6 x 19

$W := 10000$ Kg	Peso que va a arrastrar
$d := 7.93$ mm	Diámetro del cable 5/16"
$w1 := \frac{1.6}{25.4} d^2$	$w1 = 3.96$ Kg/mm
$D := 230$ mm	Diámetro polea
$E := 54917.24$ Mpa	Modulo de elasticidad del cable 6 x 19
$Lcab := 27432$ mm	Longitud del cable equivalente a 30 metros
$a := 0.36$ mm/s ²	Esta aceleración equivale a una velocidad de 10 [Km/h] en un tiempo de 1 hora
$g := 9814.56$ mm/s ²	Valor de la gravedad

La tensión del cable metálico debido a la aceleración y desaceleración es

$$F_t := \left(\frac{W}{m} + w1 \cdot Lcab \right) \cdot \left(1 + \frac{a}{g} \right) \cdot 0.037908$$

$$F_t = 4135.22 \quad N$$

Presión máxima del cable en la ranura de la polea

$$p := \frac{2 \cdot F_t}{d \cdot D}$$

$$p = 4.53 \quad \text{MPa}$$

Resistencia a la fatiga

$$Su := 1654.74 \quad \text{MPa}$$

Su para el cable acero monitor 6 x 19

$$Ff := 0.014 \cdot Su \cdot D \cdot \frac{d}{2}$$

$$Ff = 21126.56 \quad \text{N}$$

La tensión permisible a la fatiga

Tensión por Flexión

$$dw := 0.067 \cdot d \quad dw = 0.53$$

Diámetro de los alambres

$$Am := 0.4 \cdot d^2 \quad Am = 25.15$$

Área de la sección transversal del metal

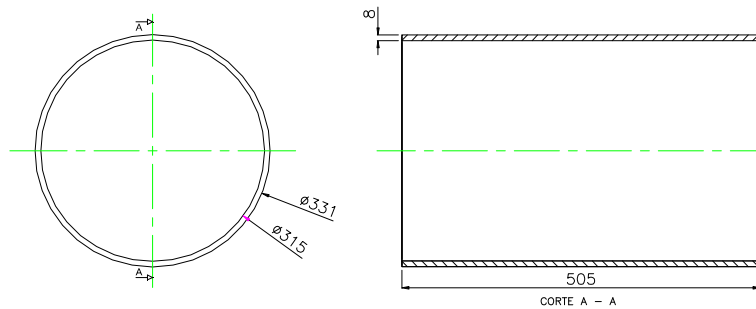
$$Fb := E \cdot dw \cdot \frac{Am}{D} \quad Fb = 3191.06$$

Factor de seguridad en fatiga

$$nf := \frac{Ff - Fb}{Ft}$$

$$nf = 4.34$$

3.4.1 Diseño del tambor



$$p_o := p$$

Presión máxima del cable

$$p_o = 4.53 \quad \text{MPa}$$

La presión máxima que soporta el tambor

$$D_o := D$$

$D_o = 230 \text{ mm}$	Diámetro del tambor
$r_o := D_o \cdot 0.5$	
$r_o = 115 \text{ mm}$	Radio exterior del tambor
$e_t := 8 \text{ mm}$	Espesor del tambor
$D_i := D_o - 2 \cdot e_t$	
$D_i = 214 \text{ mm}$	Diámetro interior del tambor
$r_i := D_i \cdot 0.5$	Radio interior del tambor
$r_i = 107 \text{ mm}$	
$L_{tam} := 505 \text{ mm}$	Longitud del tambor asumido
$A_t := \pi \cdot \frac{(D_o^2 - D_i^2)}{4}$	
$A_t = 5579.47 \text{ mm}^2$	Área del tambor
$I_t := \frac{\pi \cdot (D_o^4 - D_i^4)}{64}$	
$I_t = 3.44 \times 10^7 \text{ mm}^4$	Inercia del tambor
$J_t := \frac{\pi \cdot (D_o^4 - D_i^4)}{32}$	
$J_t = 6.88 \times 10^7 \text{ mm}^4$	Segundo momento polar de área

Esfuerzo de compresión en cilindros de pared gruesa

$$\sigma_c := \frac{p_o \cdot r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} + \frac{p_o \cdot r_o^2 \cdot r_i^2}{r_i^2 (r_o^2 - r_i^2)}$$

$$\sigma_c = 67.53 \text{ MPa}$$

Peso del tambor

$$W_t := 7850 \cdot A_t \cdot L_{tam} \cdot \frac{9.8}{1000^3}$$

$$W_t = 216.76 \text{ N}$$

Peso del cable enrollado en el tambor

$$W_c := w_1 \cdot L_{cab} \cdot 0.0006$$

$$W_c = 65.2 \quad \text{Kg}$$

Momento generado por el peso del cable y el peso del tambor

$$M_1 := \frac{(W_t + W_c) \cdot L_{tam}^2}{8} \quad M_1 = 8.99 \times 10^6 \quad \text{N} \cdot \text{mm}$$

Momento generado por la carga que se va a arrastrar que es 10 toneladas

$$W = 10000 \quad \text{lb} \quad \text{Peso que se va a arrastrar}$$

$$W_{carga} := W \cdot 9.8$$

$$W_{carga} = 98000 \quad \text{N}$$

$$M_2 := \frac{W_{carga} \cdot L_{tam}}{4} \quad M_2 = 1.24 \times 10^7 \quad \text{N} \cdot \text{mm}$$

El momento total es

$$M_t := \sqrt{M_1^2 + M_2^2} \quad M_t = 1.53 \times 10^7 \quad \text{N} \cdot \text{mm}$$

El esfuerzo por flexión es

$$\sigma_f := \frac{M_t \cdot r_o}{I_t} \quad \sigma_f = 51.1 \quad \text{MPa}$$

El esfuerzo cortante máximo es

$$\tau_{max_t} := \frac{W_{carga} \cdot r_o \cdot r_o}{J_t} \quad \tau_{max_t} = 18.83 \quad \text{MPa} \quad \text{Producido por la torsión}$$

$$\tau_{max_tv} := 2 \cdot \frac{W_{carga}}{A_t} \quad \tau_{max_tv} = 35.13 \quad \text{MPa} \quad \text{Esfuerzo cortante producido por la carga puntual de 10 Ton.}$$

$$\sigma_{max} := \sigma_f \quad \sigma_{max} = 51.1 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_{min} := -\sigma_f \quad \sigma_{min} = -51.1 \quad \text{MPa}$$

$$S_{yt} := 345 \quad \text{MPa}$$

$$S_{ut} := 485 \quad \text{MPa}$$

Resistencia a la fluencia y a la tracción del acero A-588, ver Anexo A.

3.4.1.1 Análisis de fatiga del tambor

$$\text{Seet} := 0.5 \cdot \text{Sut} \quad \text{Seet} = 242.5 \text{ MPa}$$

Factores que modifican el límite de resistencia a la fatiga

$\text{kat} := 57.7 \cdot \text{Sut}^{-0.718}$	$\text{kat} = 0.68$	Factores de laminado en caliente
$\text{kbt} := 1.51 \cdot (0.37 \cdot \text{Do})^{-0.157}$	$\text{kbt} = 0.75$	Diámetro efectivo de el área al 95%
$\text{kct} := 1$		Factor de carga, sometido a flexión
$\text{kdt} := 1$		Factor de temperatura trabajara entre 20 y 40 °C
$\text{ket} := 1 - 0.08 \cdot 3.091$	$\text{ket} = 0.75$	Factor de confiabilidad del 99.9%
$\text{kft} := 0.85$		Factor de efectos varios debido a que no se puede cuantificar los efectos de corrosión, entre otros.

Resistencia a la fatiga

$$\text{Set} := \text{kat} \cdot \text{kbt} \cdot \text{kct} \cdot \text{kdt} \cdot \text{ket} \cdot \text{kft} \cdot \text{Seet}$$

$$\text{Set} = 79.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{mt} := \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}$$

$$\sigma_{mt} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{aat} := \left| \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2} \right|$$

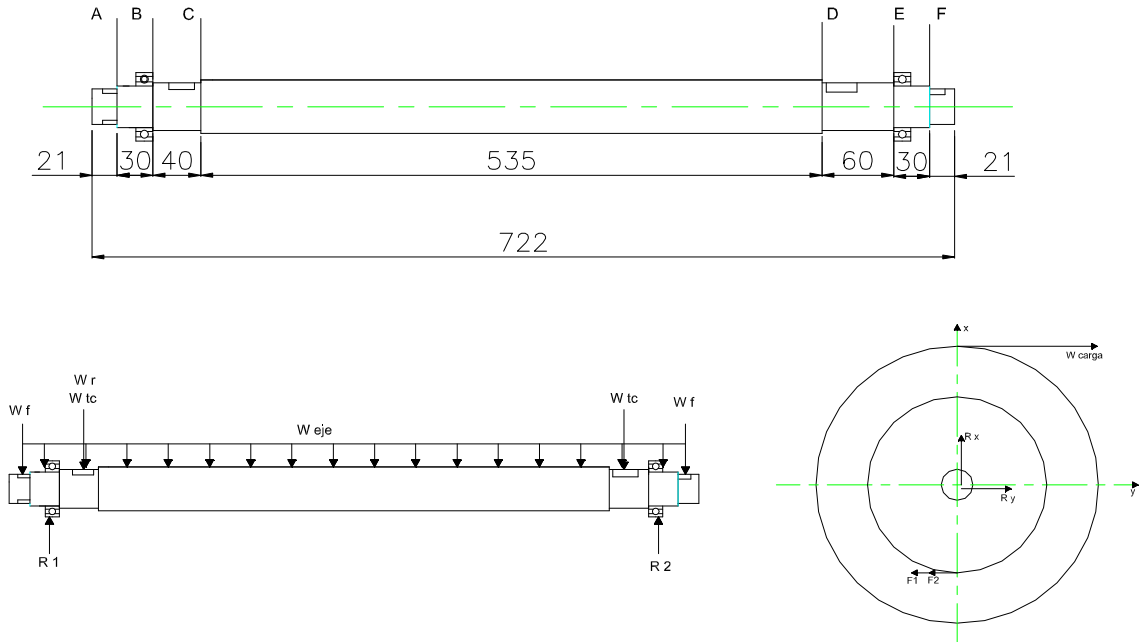
$$\sigma_{aat} = 51.1 \text{ MPa}$$

Soderberg

$$\text{nsodt} := \left(\frac{\sigma_{aat}}{\text{Set}} + \frac{\sigma_{mt}}{\text{Syt}} \right)^{-1}$$

$$\text{nsodt} = 1.55$$

3.4.2 Diseño del eje de transmisión



W_{tc} es el peso del tambor, el peso del cable y el peso de la placa lateral del tambor

$$W_{carga} := 98000$$

$$r_o := 115$$

$$W_t := 216.76 \text{ N}$$

Peso del Tambor

$$W_c := 65.2 \text{ N}$$

Peso del cable

$$W_{pl} := 142.74 \text{ N}$$

Peso de la placa lateral del tambor

$$W_{tc} := W_t + W_c + W_{pl}$$

$$W_{tc} = 424.7 \text{ N}$$

W_r es el peso de la rueda dentada

$$W_r := 275.33 \text{ N}$$

W_f es el peso del freno

$$W_f := 8.49 \text{ N}$$

La fuerza que se ejerce el cable de acero sobre la rueda dentada es F_e esta fuerza de arrastre será

$$T_m := W_{carga} \cdot r_o$$

$$D_o := r_o \cdot 2$$

$$T_m = 1.127 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$D_r := D_o$$

$$D_r = 230 \text{ mm}$$

$$F_e := \frac{T_m}{D_r \cdot 0.5}$$

$$F_e = 9.8 \times 10^4 \text{ N}$$

F1 y F2 son las reacciones en los apoyos del tambor cuando el cable soporta la carga de 10 toneladas, y su posición es en el centro del tambor

$$F_1 := \frac{W_{\text{carga}}}{2}$$

$$F_1 = 4.9 \times 10^4 \text{ N}$$

$$F_2 := F_1$$

$$F_2 = 4.9 \times 10^4 \text{ N}$$

Weje es el peso del árbol de transmisión en donde se asume un peso aproximado de 8 kg de diámetro 45 mm

$$W_{\text{eje}} := 78.4 \text{ N}$$

3.4.2.1 Análisis de fatiga del eje de transmisión

Se analiza los factores que corrigen la resistencia a la fatiga el eje es de diámetro 45 mm y el material es un acero AISI 1045 con $S_u = 637$ [MPa]; y $S_y = 313.6$ [MPa], ver Anexo C.

$$d_e := 45 \text{ mm}$$

$$r_e := d_e \cdot 0.5$$

$$r_e = 22.5 \text{ mm}$$

$$I_e := \pi \cdot \frac{d_e^4}{64}$$

$$I_e = 2.013 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$J_e := \pi \cdot \frac{d_e^4}{32}$$

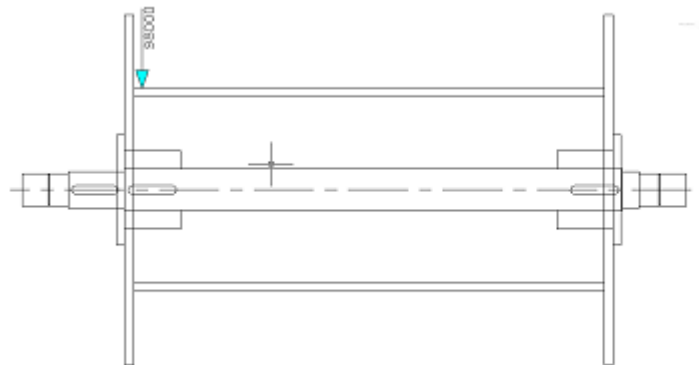
$$J_e = 4.026 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$S_y := 313.6 \text{ MPa}$$

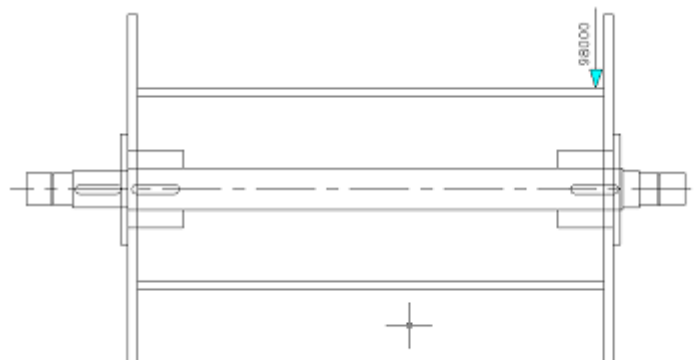
$$S_u := 637 \text{ MPa}$$

Carga sobre el eje

Cuando el cable se encuentra en el extremo izquierdo del tambor

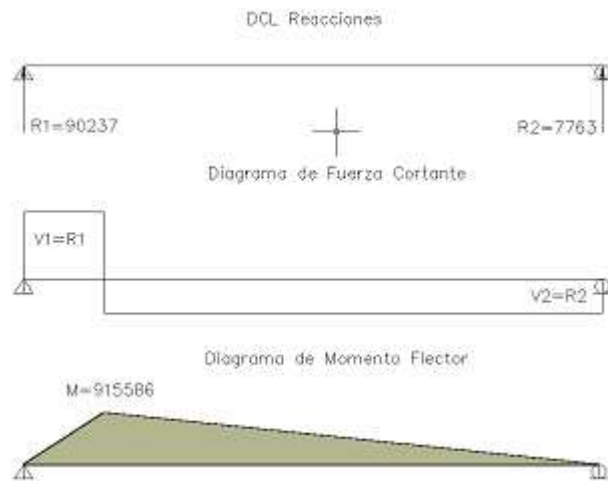


Cuando el cable se encuentra en el extremo derecho del tambor



Análisis en el punto B y E

En esta posición esta el cable en el lado izquierdo



Este punto se encuentra a 10 mm del punto A en donde se encuentra el rodamiento, en este punto se encuentra el asiento del cojinete con un diámetro de 45 mm. El torque en este punto es cero y el momento total alternante será

$$M_{Ba} := 915586 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Momento Flexionante

$$T_m = 1.127 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Momento de torsión

El radio de esta esquina es tomado con un valor de 3 mm. El diámetro del hombro es 45 mm calculando $D/d = 0.040 / 0.035 = 1.14$ $r/d = 3 / 35 = 0.085$ $K_t = 1.7$ $K_{ts} = 1.2$ $q = 0.85$ $q_{\text{cortante}} = 0.9$

$$K_{Bt} := 1.7$$

$$D_{eB} := 40$$

$$d_{eB} := 35$$

$$r_{eB} := 3$$

$$q_B := 0.85$$

$$K_{Bts} := 1.2$$

$$q_{B\text{cortante}} := 0.9$$

$$K_{Bf} := 1 + q_B \cdot (K_{Bt} - 1)$$

$$K_{Bf} = 1.595$$

$$K_{Bfs} := 1 + q_{B\text{cortante}} \cdot (K_{Bts} - 1)$$

$$KBfs = 1.18$$

$$Se' := 0.5 \cdot Su$$

$$Se' = 318.5 \text{ MPa}$$

$$ka := 4.51 \cdot Su^{-0.265} \quad \text{Factor de superficie}$$

$$ka = 0.815$$

$$kb := 1.24 \cdot de^{-0.107} \quad \text{El factor de tamaño para ejes menores a 51 mm.}$$

$$kb = 0.825$$

$$kc := 1 \quad \text{El factor de carga es 1 debido a que dicha carga es a flexión y torsión}$$

$$kd := 1 \quad \text{El factor de temperatura es 1 debido a que el trabajo se va a realizar a temperatura ambiente}$$

$$ke := 1 \quad \text{Factor de confiabilidad del 50 \%}$$

$$kf := 1 \quad \text{Como el trabajo se lo va hacer en condiciones de alta corrosión el factor de efectos varios es este}$$

$$See := ka \cdot kb \cdot kc \cdot kd \cdot ke \cdot kf \cdot Se'$$

$$See = 214.149 \text{ MPa}$$

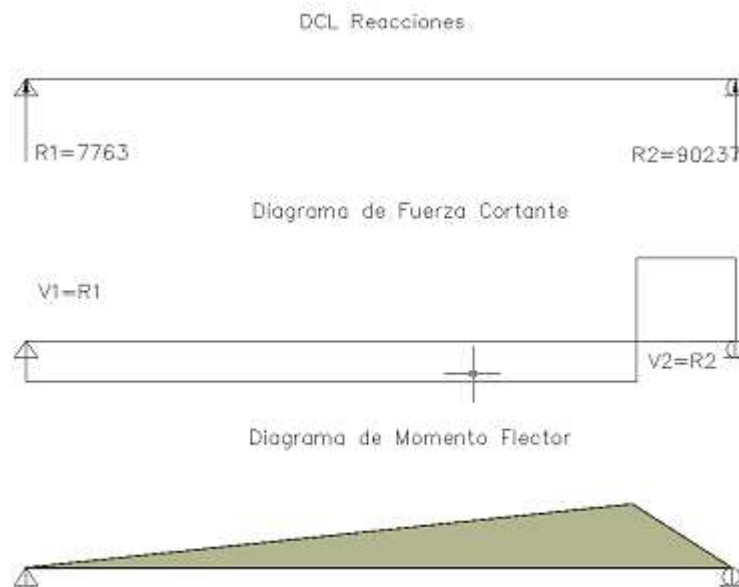
Criterio EC - Elíptico

$$yy := \left[\frac{16}{\pi \cdot deB^3} \cdot \left[\frac{4 \cdot (KBf \cdot MBa)^2}{See^2} + \frac{3 \cdot (KBfs \cdot Tm)^2}{Su^2} \right]^{\frac{1}{2}} \right]^{-1}$$

$$nB := \frac{1}{yy} \quad nB = 4.591$$

Análisis en el punto C y D

En esta posición está el cable en el lado derecho



Este punto se encuentra a 10 mm del punto A en donde se encuentra el rodamiento, en este punto se encuentra el asiento del cojinete con un diámetro de 45 mm. El torque en este punto es cero y el momento total alternante será

$$M_{Ca} := 3662344 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Momento Flexionante

$$T_m = 1.127 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Momento de torsión

El radio de esta esquina es tomado con un valor de 3 mm. El diámetro del hombro es 45 mm calculando $D/d = 0.045 / 0.040 = 1.125$ $r/d = 3 / 40 = 0.075$ $K_t = 1.7$ $K_{ts} = 1.2$ $q = 0.85$ $q_{\text{cortante}} = 0.9$

$$K_{Ct} := 1.7$$

$$D_{eC} := 45$$

$$d_{eC} := 40$$

$$r_{eC} := 3$$

$$q_C := 0.85$$

$$K_{Cts} := 1.2$$

$$q_{C\text{cortante}} := 0.9$$

$$K_{Cf} := 1 + q_C \cdot (K_{Ct} - 1)$$

$$K_{Cf} = 1.595$$

$$K_{Cfs} := 1 + q_{Bcortante} \cdot (K_{Cts} - 1)$$

$$K_{Cfs} = 1.18$$

$$S_{Ce'} := 0.5 \cdot S_u$$

$$S_{Ce'} = 318.5 \text{ MPa}$$

$$k_{Ca} := 4.51 \cdot S_u^{-0.265} \quad \text{Factor de superficie}$$

$$k_{Ca} = 0.815$$

$$k_{Cb} := 1.24 \cdot d_e^{-0.107} \quad \text{El factor de tamaño para ejes menores a 51 mm.}$$

$$k_{Cb} = 0.825$$

$$k_{Cc} := 1 \quad \text{El factor de carga es 1 debido a que dicha carga es a flexión y torsión}$$

$$k_{Cd} := 1 \quad \text{El factor de temperatura es 1 debido a que el trabajo se va a realizar a temperatura ambiente}$$

$$k_{Ce} := 1 \quad \text{Factor de confiabilidad del 50 \%}$$

$$S_{eeC} := k_{Ca} \cdot k_{Cb} \cdot k_{Cc} \cdot k_{Cd} \cdot k_{Ce} \cdot S_{Ce'}$$

$$S_{eeC} = 214.149 \text{ MPa}$$

Criterio ED - Elíptico

$$yy_C := \left[\frac{16}{\pi \cdot d_e C^3} \left[\frac{4 \cdot (K_{Cf} \cdot M_{Ca})^2}{S_{ee}^2} + \frac{3 \cdot (K_{Cfs} \cdot T_m)^2}{S_u^2} \right]^{\frac{1}{2}} \right]^{-1}$$

$$n_{CC} := \frac{1}{yy_C} \quad n_{CC} = 5.208$$

3.4.3 Diseño de cuña para la rueda dentada

Para este caso se recomienda el ancho de la cuña de 15 mm y longitud 50 mm. Acero AISI 1045, ver Anexo C.

$$S_y := 313.6 \quad T_m := 11300000 \quad r_o := 115$$

$$S_{ut} := 637$$

$$t_{c1} := 15 \text{ mm}$$

$$l_{c1} := 50 \text{ mm}$$

$$T_m = 1.13 \times 10^7$$

$$F_{cuña} := \frac{T_m}{r_o}$$

$$F_{cuña} = 9.826 \times 10^4 \text{ N}$$

$$S_{sy} := 0.577 \cdot S_y$$

$$S_{sy} = 180.947 \text{ MPa}$$

Resistencia al corte

$$N_{corte} := S_{sy} \cdot t_{c1} \cdot \frac{l_{c1}}{F_{cuña}}$$

$$N_{corte} = 1.381$$

Resistencia al aplastamiento

$$N_{aplas} := \frac{S_y \cdot t_{c1} \cdot l_{c1} \cdot 0.5}{F_{cuña}}$$

$$N_{aplas} = 1.197$$

3.4.4 Selección de rodamientos

Se escogerá cojinetes de rodamiento debido a que estos cojinetes son más resistentes si en algún caso se encontraran sin lubricación debido al medio donde se va a trabajar, también tienen buena fricción al arranque y en operación.

El rodamiento con el que se trabajara será de rodillos debido a que tienen una gran capacidad de carga con cargas elevadas y de aplicación repentina.

$n_{rod} := 122 \text{ rpm}$ Velocidad de giro baja

Vida nominal básica en horas de operación

$$p_{rod} := \frac{10}{3}$$

$f_h := 4$ Factor de vida según la aplicación para elevadores que se utilizara ocasionalmente pero cuya fiabilidad es importante

$$L_{10h} := 500 f_h^{p_{rod}}$$

$$L_{10h} = 5.08 \times 10^4 \text{ Horas}$$

$$F_1 := 49000$$

$$W_{tc} := 424.7$$

Factores que ajustan la vida de los rodamientos

$a_1 := 0.62$ Factor de confiabilidad del 95 %

$a_2 := 1$ El material que se usa es el recomendado en el catalogo este es el factor por material

$a_3 := 1$ Debido a que la operación va a ser a temperatura ambiente este es el factor de condiciones de funcionamiento

$$L_n := a_1 \cdot a_2 \cdot a_3 \cdot L_{10h}$$

$$L_n = 3.149 \times 10^4 \text{ Horas}$$

Tomando en cuenta un tiempo estimado de 96 horas por lanzamiento total de un puente con este rodamiento se puede trabajar en más de 328 proyectos

En este punto el diámetro de la flecha es 35 mm las cargas axiales son despreciable por lo que se considerara las cargas radiales es decir $Pr = Fr = Krod$

$$R1x := F1$$

$$R1y := Wtc$$

$$Frod := \sqrt{R1x^2 + R1y^2}$$

$$Frod = 4.9 \times 10^4 \text{ N}$$

$$fw := 2 \quad \text{Factor de carga aplicada}$$

$$Kc := Frod \quad \text{Carga teórica calculada}$$

$$Krod := fw \cdot Kc \quad \text{Carga real del eje}$$

$$Krod = 9.8 \times 10^4 \left(\frac{1}{\text{prod}} \right) \cdot \frac{Krod}{10}$$

$$Crod := \left(L10h \cdot \frac{60 \cdot nrod}{10^6} \right) \cdot \frac{Krod}{10}$$

$$Crod = 5.786 \times 10^4 \text{ N} \quad \text{Capacidad de carga dinámica}$$

El rodamiento seleccionado es el NU 407 NSK

$$Crcatalogo := 75500 \text{ N} \quad \text{Capacidad de carga dinámica del rodamiento seleccionado}$$

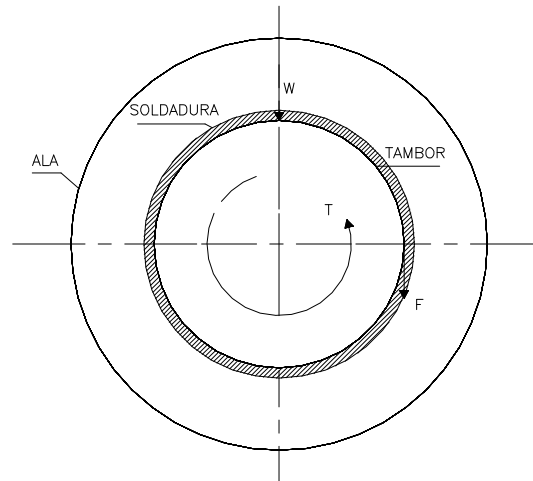
$$Cocatalogo := 69000 \text{ N} \quad \text{Capacidad de carga estática del rodamiento seleccionado}$$

$$nrodamiento := \frac{Crcatalogo}{Crod}$$

$$nrodamiento = 1.305 \quad \text{Factor de seguridad para esta carga}$$

3.4.5 Diseño de uniones soldadas

3.4.5.1 Unión Tambor - Alas



El tambor de espesor 8 mm., se unirá a las placas circulares de espesor 15 mm., llamadas alas para que al momento de enrollar el cable sobre el tambor el cable no se separe. Esta soldadura será de filete alrededor del perímetro del tambor.

ro := 115 Sut := 485 Tm := 11300000 Wcarga := 98000

El electrodo que se usara es un 7018 que es recomendado para aceros de mediano y bajo carbono. Este electrodo posee una alta resistencia mecánica

SutE7018 := 483 MPa

Resistencia a la tracción del electrodo E7018
(70000 libras por pulgada cuadrada)

hs := 6 mm

Altura de la soldadura

As := 1.414 · π · hs · ro

As = 3.065 × 10³ mm²

Área de la soldadura

Js := 0.707 hs · 2 · π · ro³

Js = 4.054 × 10⁷ mm⁴

Segundo momento polar unitario del área

ka := 272 · Sut^{-0.995}

ka = 0.578

Factor de superficie

$$k_b := 1$$

Para un esfuerzo cortante sobre la garganta

$$k_c := 0.59$$

Factor de carga para torsión

$$k_d := 1$$

Factor de temperatura

$$k_e := 1$$

Confiabilidad al 50%

$$S_{se} := k_a \cdot k_b \cdot k_c \cdot k_d \cdot k_e \cdot S_{ut}$$

$$S_{se} = 165.52 \text{ MPa}$$

$$k_{fss} := 2$$

Concentrador de esfuerzo para soldadura

$$\tau_1 := \frac{T_m \cdot r_o}{J_s}$$

$$\tau_1 = 32.058$$

$$\tau_{v1} := \frac{k_{fss} \cdot W_{carga}}{A_s}$$

$$\tau_{v1} = 63.945$$

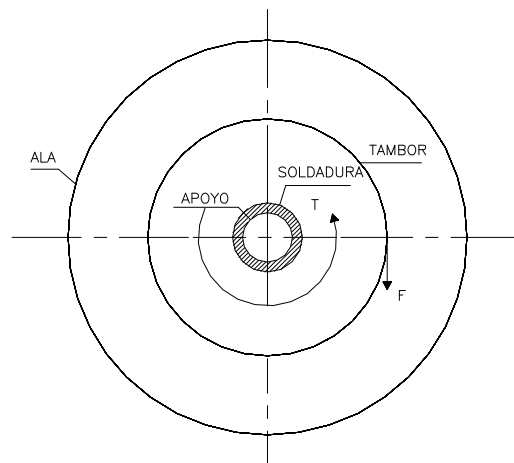
$$\tau_{total} := \tau_1 + \tau_{v1}$$

$$\tau_{total} = 96.003$$

$$F_{seg} := \frac{2 \cdot S_{utE7018}}{3 \cdot \tau_{total}}$$

$$F_{seg} = 3.354$$

3.4.5.2 Unión Alas - Apoyo



Las alas de 15 milímetros de espesor se unirán a los apoyos circulares para que el movimiento sea transmitido del tambor al eje. Esta soldadura será de filete alrededor del perímetro del apoyo. El electrodo que se usara es el 7018

$$r2 := 60 \text{ mm}$$

Radio del apoyo

$$h2s := 8 \text{ mm}$$

Altura de la soldadura

$$A2s := 1.414 \cdot \pi \cdot h2s \cdot r2$$

$$A2s = 2.132 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Área de la soldadura

$$J2s := 0.707 h2s \cdot 2 \cdot \pi \cdot r2^3$$

$$J2s = 7.676 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Segundo momento polar unitario del área

$$Sut := 485 \quad Tm := 11300000$$

$$Wcarga := 98000 \quad SutE7018 := 483$$

$$ka := 272 \cdot Sut^{-0.995} \quad ka = 0.578$$

Factor de superficie

$$kb := 1$$

Para un esfuerzo cortante sobre la garganta

$$kc := 0.59$$

Factor de carga para torsión

$$kd := 1$$

Factor de temperatura

$$ke := 1$$

Confiabilidad al 50%

$$Sse := ka \cdot kb \cdot kc \cdot kd \cdot ke \cdot Sut$$

$$Sse = 165.52 \text{ MPa}$$

$$kf2ss := 2$$

Concentrador de esfuerzo para soldadura a tope

$$\tau2 := \frac{Tm \cdot r2}{J2s} \quad \tau2 = 88.326$$

$$\tau v2 := \frac{kf2ss \cdot Wcarga}{A2s} \quad \tau v2 = 91.921$$

$$\tau_{total2} := \tau2 + \tau v2 \quad \tau_{total2} = 180.247$$

$$Fseg2 := \frac{2 \cdot SutE7018}{3 \cdot \tau_{total2}} \quad Fseg2 = 1.786$$

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS ECONÓMICO – FINANCIERO

Revisaremos las ventajas financieras y los costos que se determinan para la ejecución del proyecto y en donde se podrá expresar los beneficios y el valor agregado que se otorga a la empresa INTEGRAL.

Análisis económico

En nuestro país las grandes obras viales impulsadas por el gobierno ecuatoriano demandan una gran variedad de procesos y facilidades mecánicas para el lanzamiento de puentes metálicos, debido a esto se analizó la forma más adecuada de ahorrar recursos económicos utilizando métodos de lanzamiento y equipos mecánicos para cumplir con las obras contratadas dentro de los tiempos establecidos y bajo las normas de calidad y seguridad exigidas.

Este impulso económico del gobierno a las obras viales originó que las empresas privadas utilicen elementos mecánicos de alta resistencia y fiabilidad que permitan culminar con los proyectos y encontrar beneficios a largo plazo.

Beneficiarios

Para la determinación de los beneficiarios tenemos dentro de un primer orden a la empresa INTEGRAL que tiene en su poder varios proyectos relacionados en donde el lanzamiento es una fase fundamental dentro de la fabricación de puentes metálicos; y como un segundo beneficiario es toda la población ecuatoriana que contará con ejecución de proyectos viales importantes en tiempos pertinentes, bajo normas establecidas y claras.

Evaluación financiera

Dentro de la evaluación financiera se presenta el presupuesto del proyecto, los costos y las fuentes de financiamiento

Se analizan los costos invertidos del proyecto para poder obtener un valor correspondiente a la fabricación de los rodillos y el malacate.

COSTOS

COD.	ELEMENTO	CANTIDAD	Proceso de Manufactura Principal	Tiempo de Maq. (H)	Costo MOD (USD)	Gastos de Fabricación	Materia prima (USD)	Total 1	Gastos Administrativos (15%)	Costo Operacional	Total
1	Tubo	1	CORTE	4,00	16,80	10,40	37,41	64,61	9,69	74,30	74,30
2	Apoyo	2	CORTE/TORNEADO	8,00	33,60	20,80	19,66	74,06	11,11	85,17	170,34
3	Rodillo	86	CORTE	0,08	0,35	0,22	0,02	0,59	0,09	0,68	58,48
4	Eje	1	TORNEADO	5,00	21,00	13,00	30,00	64,00	9,60	73,60	73,60
5	Placa apoyo	2	CORTE	0,40	1,68	1,04	15,11	17,83	2,67	20,50	41,01
6	Placa lateral	2	CORTE	0,40	1,68	1,04	9,79	12,51	1,88	14,38	28,77
7	Cubre placa apoyo	2	CORTE	0,25	1,05	0,65	5,45	7,15	1,07	8,22	16,45
8	Placa base	2	CORTE	0,40	1,68	1,04	22,13	24,85	3,73	28,57	57,15
			TOTAL	18,53	96,37	48,19	139,57	265,60	39,84	305,44	520,10

Tabla 5 Costos del Rodillo

COD.	ELEMENTO	CANTIDAD	Proceso de Manufactura Principal	Tiempo de Maq. (h)	Costo MOD (USD)	Gastos de Fabricación	Materia prima (USD)	Total 1	Gastos Administrativos (15%)	Costo Operacional	Total
1	Placa base	2	CORTE	0,40	1,68	1,04	28,68	31,40	4,71	36,11	72,22
2	Placa apoyo	2	CORTE/TORNEADO	0,40	1,68	1,04	46,76	49,48	7,42	56,90	113,81
3	Placa lateral	2	CORTE	0,40	1,68	1,04	11,61	14,33	2,15	16,48	32,97
4	Ala	2	CORTE	1,00	4,20	2,60	14,08	20,88	3,13	24,01	48,02
5	Tubo	1	CORTE	4,00	16,80	10,40	37,41	64,61	9,69	74,30	74,30
6	Rueda dentada 1	1	FRESADO	16,00	67,20	41,60	30,65	139,45	20,92	160,37	160,37
7	Rueda dentada 2	1	FRESADO	4,00	16,80	10,40	4,44	31,64	4,75	36,39	36,39
8	Eje principal	1	TORNEADO	6,00	25,20	15,60	20,88	61,68	9,25	70,93	70,93
9	Apoyo	2	TORNEADO	1,00	4,20	2,60	6,10	12,90	1,93	14,83	29,66
10	Eje secundario	1	TORNEADO	2,00	8,40	5,20	7,39	20,99	3,15	24,14	24,14
11	Motor	1	N/A	-	-	-	-	-	-	-	800,00
12	Caja de control	1	N/A	-	-	-	-	-	-	-	120,00
13	Control electrico	1	N/A	-	-	-	-	-	-	-	40,00
			TOTAL	35,20	147,84	91,52	208,00	447,36	67,10	514,47	1.462,81

Tabla 6 Costos del Malacate

Fuentes de financiamiento

Rubros	Valor (USD)	Financiamiento
Costo de rodillo	520,10	Presupuesto Integra
Costo de malacate	1.462,81	Presupuesto Integra
Costo de diseño	594,87	Presupuesto Integra
TOTAL FINANCIAMIENTO (USD)	2.577,78	

Tabla 7 Fuentes de Financiamiento

Debido a que el financiamiento es de recursos privados en donde se están promoviendo proyectos de innovación y el mismo que será bien aprovechado en la construcción de nuevas vías a nivel nacional, los índices de rentabilidad en el costo de manufactura nos da un ahorro del 25 % debido a que anteriormente para sustentar este proyecto se alquilaba estos elementos mecánicos diseñados.

Costos de Alquiler de Maquinaria diseñada y fabricada

ORD.	Equipo	Costo diario (USD)	Días de Lanzamiento	Total
1	Rodillo	40,00	15,00	600,00
2	Malacate	35,00	15,00	525,00
3	Transporte			150,00
			TOTAL (USD)	1.325,00

Tabla 8 Costo de Alquiler de maquinaria

La empresa Integra alquila estos equipos por cada proyecto para lanzamiento de un puente de acuerdo a la demanda requerida por el estado para la construcción y rehabilitación de las vías a lo largo del Ecuador dicha empresa realiza el montaje de 3 puentes por año habiendo años en los que puede llegar a

fabricar hasta 5 es decir que este valor de alquiler de equipos por proyecto tomando en cuenta un requerimiento conservador sería de 3555 dólares.

Análisis de factibilidad

El financiamiento del proyecto tiene un costo total de 2577.78 dólares, en donde están incluidos los rubros de diseño, materiales y fabricación; por otro lado el costo por alquiler de equipos en cada proyecto es de 1325.00 dólares, si relacionamos el costo del proyecto con el costo de alquiler de maquinaria necesario para el lanzamiento del par de vigas continuas obtenemos un valor de 1.95; esto quiere decir que prácticamente en 2 proyectos que se ejecuten con el rodillo y el malacate diseñados y fabricados quedan cubiertos los costos totales del proyecto, estos proyectos pueden ser ejecutados en 6 meses aproximadamente en relación a todas las obras viales que se están desarrollando a lo largo del país.

El gran beneficio de este proyecto es poder entregar sistemas mecánicos que sirvan para el desarrollo de todo el país a lo largo de sus carreteras.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Durante el desarrollo de la tesis surgieron varias interrogantes que gracias al personal técnico de diferentes entidades como: ESPE, FMSB, se dieron respuestas a estas que ya que por tratarse que en el país actualmente se impulsa el desarrollo nacional es fundamental la ejecución de nuevos proyectos para apoyar este fin.

Después de haber concluido con éxito esta tesis podemos obtener las siguientes conclusiones:

- Se realizó el diseño y fabricación de los rodillos y el malacate para el lanzamiento de puentes de un peso aproximado de 140 toneladas.
- Se desarrolló la fabricación adecuada para los elementos mecánicos diseñados.
- Se analizó el presupuesto requerido para la fabricación de los rodillos y el malacate dándonos como resultado que en un máximo de dos proyectos ejecutados estaría cubierto el costo de fabricación y diseño de los mismos.
- El sistema de arrastre fue diseñado según las máximas condiciones de carga, por lo que en su funcionamiento se espera un resultado óptimo para todos los procesos de lanzamiento en donde sea utilizado.

RECOMENDACIONES

- Para la fabricación de sistemas mecánicos se puede utilizar material reciclado que puede abaratar costos y es fácil de conseguir a nivel local.
- Los proyectos en donde interviene el diseño y la fabricación deben ser bien analizados debido a que en el momento de la ejecución pueden encontrarse problemas graves como la falta de material y el tiempo que tome en finalizar cada etapa del proyecto.
- Para la construcción de los sistemas mecánicos tanto el rodillo como el malacate es importante tomar en cuenta las recomendaciones del diseñador para cumplir con todos los parámetros de fabricación, como tipo de material a emplearse, tolerancias dimensionales, de manera de que no exista problemas en el momento del ensamble final.
- En el periodo de operación de los sistemas mecánicos es necesario que todo el personal este trabajando bajo todas las normas de seguridad existentes para prevenir accidentes graves.
- Dado que los sistemas mecánicos son operados manualmente se pueden cometer errores tanto en el posicionamiento como al sometimiento de las cargas y el sistema mecánico puede desgastarse prematuramente es por esto que se debe conocer las recomendaciones de operación y mantenimiento de los equipos.
- Las empresas nacionales y extranjeras que realizan proyectos para el beneficio de nuestro país deben procurar desarrollar el talento humano de los profesionales ecuatorianos.

BIBLIOGRAFÍA

Textos

1. NORTON ROBERT L.: Diseño de Maquinas. Prentice Hall, México, 1999.
2. MOTT ROBERT: Diseño de elementos de Maquinas, Prentice – Hall, México, 1985.
3. SHIGLEY J.: Diseño en Ingeniería Mecánica. Mc Graw-Hill, México, 1979.
4. AISC AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCCION: Manual of Steel Cosntruction. 8va Edicion, 1980.
5. AASHTO: Standard Specifications for Highway Bridges, 15va Edition, Washington D.C., 1992.
6. AMERICAN WELDING SOCIETY AWS D1.5: Bridge Welding Code-Steel, Edition 15va. USA, 1996.
7. IVAN BOHMAN C.A.: Catalogo de Aceros, Quito, 2000.
8. IPAC: Catalogo General de Aceros, Guayaquil, 2001.
9. RILEY STURGES MORRIS: Mecánica de Materiales, Noriega Limusa, Mexico, 2001.
10. JACK C. MAcCORMAC: Diseño de Estructuras Metálicas, Representaciones y Servicios de Ingeniería, México, 1972.
11. MARCELO ROMO: Curso de puentes y viaductos, 2012, <http://www.apuntesdepuentes.com/cursodepuentesyviaductos>., Marzo 2012.
12. EGEOCAMPUS: Descripción de métodos de montaje de puentes, 1988, <http://www.mappinginteractivo.com/almeria/lanzamiento>, Marzo 2012.
13. PUENTES LANZADOS: Ejemplos de puentes lanzados, 2012, http://www.4shared.com/document/U0tT-Orf/P2_02_puentes_lanzados.html., Marzo 2012
14. PUENTES COLGANTES: Puentes suspendidos, <http://www.esnips.com/nsdoc/7700adea-230f-4dab-a12f-b4550337f5c7>., Abril 2012

15. MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES: Manual puentes ssi, 2012, <http://www.scribd.com/manualpuentesssi.mht>, Mayo 2012.
16. PANORAMIO: Nariz de lanzamiento asentada en estribo, <http://static.panoramio.com/photos/original/>, Mayo 2012.
17. PUENTES METALICOS, Nicolas Touz y Caze, 1999, <http://www.xtec.cat/~cgarci38/ceta/index.htm>., Mayo 2012.
18. PUENTES: Puentes metálicos, Jenny Carrera Casa y Victoria Lara Barba, 1988, <http://www.monografias.com/trabajos81/puentes-metalicos/puentes-metalicos.shtml>, Mayo 2012.