

"AÑO DE LA PROMOCIÓN DE LA INDUSTRIA RESPONSABLE Y DEL COMPROMISO CLIMÁTICO"

Universidad Nacional de Huancavelica

(Creada por Ley N° 25265)

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS - CIVIL
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE CIVIL - LIRCAY



Vo Bo

Pérez al

TESIS

**"PROPUESTA TECNICA DE DISEÑO DE PUENTE MIXTO DE
FORMA CURVA EN PLANTA EN LA PROVINCIA DE
ANGARAES - HUANCVELICA"**

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:
AREA DE ESTRUCTURAS**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR:
Bach. GOMEZ MORENO, Pepe**

**ASESOR:
Ing. MEDINA CHAMPE, Miguel D.**

**HUANCVELICA - PERÚ
2014**



ACTA DE SUSTENTACION DE TESIS.

EN EL PARANITO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA MINAS - CIVIL, DE LA ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL CIVIL - LIRCAY, A LOS QUINCE DIAS DEZ MES DE ENERO DEZ DOS MIL CATORCE, SIENDO HORAS ONCE ANTES MERIDIANO SE INSTALO LOS MIEMBROS DEZ JURADO, EN BASE A LA RESOLUION DE CONSEJO DE FACULTAD N.º 002 - 2014 - FIMC - UNM, DE FECHA CATORCE DE ENERO DEZ DOS MIL CATORCE, EN EL CUAL SE RESUELVE:

ARTICULO PRIMERO -- APROBAR LA HORA Y FECHA PARA LA SUSTENTACION DE TESIS, DE TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL, A DESARROLLARSE EL DIA QUINCE DE ENERO DEZ DOS MIL CATORCE, DE ACUERDO A LAS SIGUIENTES ESPECIFICACIONES: TITULO DEL PROYECTO "PROPUESTA TECNICA DE DISEÑO DE PUENTE MIXTO DE FORMA CURVA EN PLANTA EN LA PROVINCIA DE ANGA RAES - HUANCANEVICA" RESPONSABLE DEL PROYECTO BACH. GOMEZ MORENO, PEPE. ASESOR ING. MEDINA CHAMPE, Miguel.

JURADOS ING. ENRIQUE R. CAMAC OJEDA (PRESIDENTE), ING. URIEL NEIRA CAISIN (SECRETARIO), ING. Andres Z. MAHUI GASPAS (VOCAL), CON LA FINALIDAD DE EVALUAR LA SUSTENTACION DE TESIS REFERIDA, INMEDIATAMENTE SE PROCEDE CON LA INTERVENCION DEL PRESIDENTE, QUIEN DIO LAS INSTRUCCIONES CORRESPONDIENTES DANDO A CONOCER AL TESIS TA EL TIEMPO DE DURACION DE TREINTA MINUTOS DE SUSTENTACION Y AUTORIZANDO EL INICIO DE LA MISMA. TERMINADO LA SUSTENTACION SE PROCEDE CON LA FORMULACION DE PREGUNTAS PERTINENTES, LOS CUALES FUERON ALGUNAS ABSUELTAS Y SUSTENTADAS.

SEGUIDAMENTE LOS MIEMBROS DEL JURADO DESPUES DE UN AMPLIO DEBATE SE RESUELVE: APROBAR POR MAYORIA LA TESIS MATERIA DE LA PRESENTE.

SIENDO HORAS DOCE DEL MERIDIANO DEZ DIA QUINCE DE ENERO DEZ DOS MIL CATORCE Y EN SEÑAL DE CONFORMIDAD CON LOS MIEMBROS DEL JURADO.

ING. MAHUI GASPAS P.
VOCAL

ING. URIEL NEIRA CAISIN
SECRETARIO

CERTIFICO QUE LA PRESENTE COPIA FIEL DE LA ORIGINAL QUE TENGO A LA VISTA.
ING. ZOSIMO A. SANCHEZ GASPAS
(e) FEDATARIO

19 MAYO 2014

ING. ENRIQUE R. CAMAC OJEDA
PRESIDENTE

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a Dios, a mis padres Modesto y Julia, a mis hermanos, a la persona más especial en mi vida mi hijo stefhan y Tania quienes me robaron mi corazón desde el día que existió y fueron mi fuerza y motivación.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis padres Modesto y Julia por su apoyo incondicional y por su paciencia durante la elaboración de este trabajo.

Al Ing. Miguel Dedicación Medina Champe, amigo y asesor de esta tesis, por su orientación y apoyo constante, por sus acertadas sugerencias que direccionaron al éxito de este trabajo de investigación.

A los ingenieros: Enrique Camac Ojeda, Uriel Neira Calsin y Ñahui Gaspar, por sus apreciadas sugerencias durante la revisión del borrador de esta tesis.

Finalmente, a la Universidad Nacional De Huancavelica, nuestra alma máter, por acogerme y poder realizar esta tesis.

INDICE

Portada
Presentación
Dedicatoria
Agradecimiento
Índice
Resumen
Introducción

CAPÍTULO I: PROBLEMA

1.1. Planteamiento del Problema 12
1.2. Formulación del Problema 18
1.3. Objetivo: General y Específicos18
1.4. Justificación19

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes.....20
2.2 Bases Teóricas.....24
2.3 Hipótesis.....78
2.4 Variables de estudio.....78

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 Ámbito de estudio 79
3.2 Tipo de investigación.....79
3.3 Nivel de Investigación.....79
3.4 Método de Investigació.....79
3.5 Diseño de Investigación.....80
3.6 Población, Muestra, Muestreo80

132

3.7 Técnicas e Instrumentos de Recolección de datos.....	80
3.8 Procedimiento de Recolección de Datos.....	80
3.9 Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos.....	80

CAPITULO IV: RESULTADOS

4.1 Presentación de Resultados	82
4.2 Discusión	87
Conclusiones	88
Recomendaciones	89
Referencia Bibliográfica.....	90
Anexos.....	92

INDICE DE FIGURAS

Fig. 1 Primeros Puentes. (Fuente Google)	12
Fig. 2 Fuente (Tesis Adriana Beatriz pinto)	13
Fig. 3 AASTHO- LRFD DESIGN HORIZONTALLY CURVED STEEL BOX GIRDER BRIDGE ..	21
Fig. 4 APPROXIMATE ANALISIS OF HORIZONTALLY CURVED GIRDER BRIDGES	22
Fig. 5 Puente de Piedra carretera Ayacucho – concepción. Fuente google	26
Fig. 6 Fuente(tesis adriana Beatriz pinto).....	26
Fig. 7 Fuente exp. Tec. Puente muyurina.....	27
Fig. 8 Puente arco carretera Abancay- Ayacucho fuente google.....	28
Fig. 9 Puente colgante Golden geith EEUU fuente google.....	28
Fig. 10 Puente del acueducto de Segovia, España	29
Fig. 11 Puente Neckar buck Canadá fuente google	29
Fig. 12 Puente pasarela canal de Venecia fuente google	30
Fig. 13 Puente de madera. Ciudad Cerro de Pasco comunidad San Miguel de Cuchis Fuente Google.....	30
Fig. 14 Puente de Piedra. Humalies. Huánuco. Fuente Google.	31
Fig. 15 Puente de hierro. Puente Bolívar. Arequipa	31
Fig. 16 Fuente exp. Tec. Puente muyurina.....	32
Fig. 17 Puente sobre vigas de concreto armado. Apurímac. Perú fuente google	32
Fig. 18 Puente Salinas. Amazonas. Fuente google	33
Fig. 19 Puente chilina. , Arequipa proyecto. Fuente expediente técnico	33
Fig. 20 Puente colgante San Marcos, Cajamarca.....	34
Fig. 21 Puente Moyobamba, San Martín. Fuente google.....	35
Fig. 22 Puente de vigas isostático en varios tramos fuente google.....	36
Fig. 23 Sección transversal de tablero de puente Fuente exp. Tec. Puente muyurina.....	37
Fig. 24 Fuente exp. Tec. Puente Muyurina - Ayacucho.....	38
Fig. 25 Sección transversal de Sub estructura Fuente exp. Tec. Puente Muyurina - Ayacucho .	39
Fig. 26 Fuente universidad nacional de ingeniería (seminario integral de puentes).....	40

Fig. 27 Cargas de vehiculos (HL- 93).....	41
Fig. 28 Sección de losa (super estructuras).....	43
Fig. 29 Camión de diseño.....	44
Fig. 30 Tanden de diseño.....	44
Fig. 31 Fuente: memoria de cálculo puente mixto naranjito amazonas.....	49
Fig. 32 Torsión en secciones circulares fuente han boock.....	50
Fig. 33 Centros de corte de las formas más comunes.....	50
Fig. 34 Deformación de una sección abierta en forma de I.....	52
Fig. 35 La torsión en una sección en forma de I.....	53
Fig. 36 Torsión en secciones rectangulares delgadas.....	55
Fig. 37 El giro de una sección rectangular.....	56
Fig. 38 Torsión en la sección I-viga.....	57
Fig. 39 Fuente: tesis juan carlós Altamirano (unsch).....	58
Fig. 40 Fuente: google.....	59
Fig. 41 Fuente: google.....	60
Fig. 42 Fuente: mcgraw-hill_-_structural_steel_designer's_handbook_3rd_ed.....	61
Fig. 43 Fuente: mcgraw-hill_-_structural_steel_designer's_handbook_3rd_ed.....	62
Fig. 44 Fuente : mcgraw-hill_-_structural_steel_designer's_handbook_3rd_ed.....	63
Fig. 45 Fuente : mcgraw-hill_-_structural_steel_designer's_handbook_3rd_ed.....	63
Fig. 46 Puente curvo en planta. (a) plano de la estructura (b) sección transversal del puente en un diafragma.....	64

RESUMEN

Para el diseño de los puentes en el hemisferio occidental, tradicionalmente se ha venido empleado la Norma Standard Specifications for Highway Bridges de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

En la Norma AASHTO Standard se prescriben fórmulas y procedimientos para el análisis y diseño de puentes y de cada uno de los elementos que lo componen. Estas formulaciones se proponen y han sido determinadas por lo general, para puentes regulares ó convencionales, pudiéndose cometer errores considerables si son empleadas en puentes no regulares o puentes curvos con características muy particulares que los hacen diferentes a los convencionales.

En otros países se ha venido realizando investigación experimental en puentes, realizando básicamente pruebas carga, donde simultáneamente se miden empleando equipos adecuados para tal fin, deflexiones y deformaciones. Generalmente los resultados experimentales coinciden con los resultados obtenidos mediante análisis numérico de puentes regulares convencionales, sin embargo, en puentes no regulares o con características particulares como por ejemplo: puentes curvos, los resultados experimentales difieren sustancialmente de los analíticos. El presente trabajo consiste en un estudio numérico mediante el modelado de un puente curvo, siguiendo la formulación propuesta por la Norma LRFD 2010. Los resultados obtenidos permitieron la determinación de máximos momentos Máximo Momento Flector, Momento Torsionante y Fuerza Cortante, valores que fueron comparados con los que se obtienen siguiendo la Normativa AASHTO y la normativa LRFD Finalmente se analizó una propuesta del puente curvo con las sollicitaciones de las normativas vigentes en localidad de Lircay obteniéndose máximos momentos que puedan garantizar la estructura propuesta.

INTRODUCCIÓN:

Los Puentes de vigas curvas se utilizan con frecuencia por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, ya que añaden una flexibilidad significativa en la determinación de las alineaciones de carreteras, especialmente en los intercambiadores congestionados.

Gran parte de la investigación fundamental en el comportamiento de los puentes de vigas curvas se llevó a cabo a finales de 1960.

El desarrollo de programas informáticos para el análisis y diseño de puentes curvos-viga rápidamente se han vuelto más avanzados con el tiempo. Si bien la trayectoria de carga para un puente de vigas rectas es tal que las vigas están sometidas principalmente a fuerzas de cizallamiento y momentos de flexión fuerte de eje, la carga en puentes de vigas curvas incluye inherentemente cargas excéntricas que resultan no sólo en la fuerte cizalladura del eje, fuerzas y momentos de flexión pero también momentos de torsión, deformación, y la cizalladura resultante. Como resultado de ello, el nivel de complejidad en el modelado de un puente curvo se incrementa exponencialmente cuando se compara con un puente recto. Una consideración secundaria es la selección de configuraciones de viga curvada para puentes de viga I.

Mientras las vigas en forma de I se seleccionan a menudo como la sección de elección para los puentes rectos, las vigas cajón ofrecen ventajas significativas sobre las vigas en forma de I en puentes curvos debido a la relativamente alta rigidez torsional que ofrecen.

Este artículo se ocupa de las cuestiones más importantes que intervienen en el análisis y diseño de puentes de viga curva de partida con una revisión de los mecanismos asociados a la torsión, que actúa sobre los miembros, la cual llevó a una revisión de la investigación llevada a cabo hasta la fecha, que es seguida de un resumen de diseño y disposiciones. A continuación, el tema de la modelización de elementos finitos de puentes de vigas curvas en 2D y 3D serán estudiadas. Por último, se presenta una discusión de la evaluación y la capacidad de carga de puentes curvos. Como consideración final, un estudio que comparará en el comportamiento de los puentes curvos de soporte de un camino horizontal curvado con el comportamiento de puentes curvos se llevará a cabo y se incluyen en la tesis.

CAPITULO I

PROBLEMA

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMÁ.

El arte de construir puentes tiene su origen en la misma prehistoria. Puede decirse que nace cuando un buen día se le ocurrió al hombre prehistórico derribar un árbol en forma que, al caer, enlazara las dos riberas de una corriente sobre la que deseaba establecer un paso. La genial ocurrencia le eximia de esperar a que la caída casual de un árbol le proporcionara un puente fortuito. También utilizó el hombre primitivo losas de piedra para salvar las corrientes de pequeña anchura cuando no había árboles a mano. En cuanto a la ciencia de erigir puentes, no se remonta más allá de un siglo y nace precisamente al establecerse los principios que permitían conformar cada componente a las fatigas a que le sometieran las cargas. He aquí la el problema del hombre por querer cruzar obstáculos de diferente índole, por tal razón se empezaron a construir puentes de diferentes tipos y materiales ya sean de piedra, madera, concreto armado, acero.



Fig. 1 Primeros Puentes. (Fuente Google)

El arte de construir puentes no experimentó cambios sustanciales durante más de 2000 años. La piedra y la madera eran utilizadas en tiempos napoleónicos de manera similar fueron en época de Julio César e incluso mucho tiempo antes. Hasta finales del siglo XVIII no se pudo obtener hierro colado y forjado a precios que hicieran de él un material estructural asequible y hubo que esperar casi otro siglo a que pudiera emplearse el acero en condiciones económicas. Al igual que ocurre en la mayoría de los casos, la construcción de puentes ha evolucionado paralelamente a la necesidad que de ellos se sentía. Recibió su primer gran impulso en los tiempos en que Roma dominaba la mayor parte del mundo conocido. A medida que sus legiones conquistaban nuevos países, iban levantando en su camino puentes de madera más o menos permanentes; cuando construyeron sus calzadas pavimentadas, alzaron puentes de piedra labrada. La red de comunicaciones del Imperio Romano llegó a sumar 90 000 km de excelentes carreteras.

A la caída del Imperio sufrió el arte un grave retroceso, que duró más de seis siglos. Si los romanos tendieron puentes para salvar obstáculos a su expansión, el hombre medieval distinguía en los ríos una defensa natural contra las invasiones. El puente era, por tanto, un punto débil en el sistema defensivo feudal. Por tal motivo muchos puentes fueron desmantelados y los pocos construidos estaban defendidos por fortificaciones. A fines de la baja Edad Media renació la actividad constructiva, principalmente merced a la labor de los Hermanos del Puente, rama benedictina. El progreso continuó ininterrumpidamente hasta comienzos del siglo XIX. El primer puente metálico fue construido en hierro en Coalbrookdale (Inglaterra). 1815

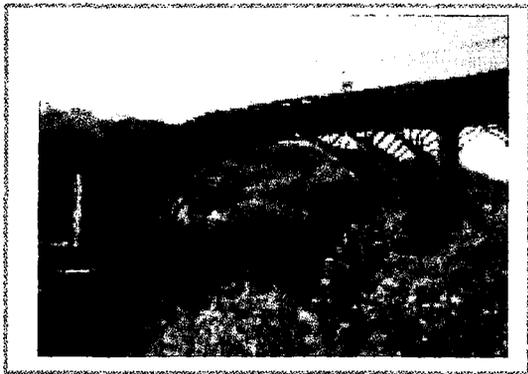


Fig. 2 Fuente (Tesis Adriana Beatriz pinto)

La locomotora de vapor inició una nueva era al demostrar su superioridad sobre los animales de tiro. La rápida expansión de las redes ferroviarias obligó a un ritmo paralelo en la construcción de puentes sólidos y resistentes. Por último, el automóvil creó una demanda de puentes jamás conocida. Los impuestos sobre la gasolina y los derechos de portazgo suministraron los medios económicos necesarios esta clase que en cualquier siglo anterior. El gran número de accidentes ocasionados por los cruces y pasos a nivel estímulo creación de diferencias de nivel, que tanto en los pasos elevados como en piores requerían el empleo de puentes En una autopista moderna todos los cruces de carreteras y pasos a nivel son salvados por este Procedimiento.

Estos puentes en la antigüedad se realizaban sin ninguna norma o parámetros de diseño con la cual muchos países entre ellos EEUU, JAPON, RUSIA unieron fuerzas y analizaron diferentes puentes a diferentes tipos de carga y trataron de interpretar estos resultados con el cual hubo una revolución en normas y especificaciones para puentes **AASHTO 2001**, donde en primer lugar pusieron parámetros no convincentes, y cada año fue publicando y experimentando con diferentes estados de carga es así que en un inicio no tuvieron importancia en las secciones curvas solo en la norma **AASHTO 2007** hacen una referencia a este tipo de estructuras muy elementales. Como nuestro territorio tiene una topografía muy accidentada se requiere contar con este tipo de estructuras, el Perú viene diseñando estas estructuras con el reglamento del MTC pero no manifiesta ningún artículo sobre puentes curvos es así que propongo un análisis y diseño de puente mixto de forma curva en planta.

Para el diseño de los puentes en el hemisferio occidental, tradicionalmente se ha venido empleado la Norma Standard Specifications for Highway Bridges de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), y el método (LRFD) (Load And Resistance Factor Design), En la Norma se prescriben fórmulas y procedimientos para el análisis y diseño de puentes y de cada uno de los elementos que lo componen. Estas formulaciones se proponen y han sido determinadas por lo general, para puentes regulares ó convencionales, pudiéndose cometer errores considerables si son empleadas en puentes no regulares o con características muy particulares que los hacen diferentes a los convencionales como puentes curvos para los

cuales en la norma menciona un análisis no convincente, y no encontrándose bibliografía adecuada para tales análisis. Lo cual lleva mi inquietud de realizar esta investigación sobre puentes de forma curva para poder tener un texto guía para que los diseñadores de puentes tengan un amplio conocimiento sobre este tipo de estructuras.

El ministerio de transportes y comunicaciones del Perú en su reglamento MTC no especifica sobre el Análisis y diseño de este tipo de estructuras solo hace una referencia de que existen este tipo de puentes.

REFERENCIAS INTERNACIONALES SOBRE PUENTES CURVOS

- Si nos remontamos en el tiempo, el primer trabajo publicado sobre el comportamiento de la viga curva es por San Venant (1843). Sin embargo esto no se encontró su camino en la corriente principal de investigación hasta la segunda mitad de la 20 siglo. Cuando se iniciaron las vigas curvadas para ser utilizado en, una amplia investigación de 1960, dinero fue invertido por el gobierno de EE.UU. Además de los Estados Unidos de América, Japón es otro país dedicada al estudio de los puentes de vigas curvadas. Hanshin Highway Corporaciones Públicas códigos de diseño de puente de acero estructuras se publicó en Japón en 1980, de manera similar en los EE.UU., guía de especificaciones AASHTO (1983) fueron el resultado del trabajo puesto en la última parte del siglo 19. Zureick et al. (1994) compilado una base de datos que consta de todos los trabajos relacionados con la viga curva estructuras en el pasado. Mc Manus et al (1969) fue el primero en llegar a una extensa lista de más de 200 referencias relacionadas con el trabajo viga curva y esto allanó el camino para la futura investigación.
- En 1969, la Administración Federal de Carreteras (FHWA), creó un consorcio de investigación universitaria equipos para el estudio del análisis y diseño de los puentes horizontalmente curvadas. Este equipo incluye Carnegie Mellon University, la Universidad de Pennsylvania, Universidad de la Isla de Rodas, Universidad de Syracuse y la Universidad.

- Todo este trabajo se refería al desarrollo de los conocimientos de los puentes curvos en general. En cuanto a la instrumentación y el análisis experimental de las vigas puentes curvos muchos más referencias en la literatura se pueden encontrar. Como prueba de puentes de gran escala en los sitios no es muy factible opción de muchas pruebas se llevaron a cabo utilizando modelos a escala de los puentes o de la persona componentes de los puentes. Estas pruebas fueron utilizados para comprobar la validez del análisis estudios. Culver y Christiano (1969) realizaron un análisis de un sistema de viga curvada para validar un paquete de análisis de ordenador. Hicieron un modelo 1/300 de una estructura curva con vigas gemelas y una cubierta. El modelo se aplicó sin cubierta y se analiza las tensiones también. El puente de dos ciclos modelos se componen de plexiglás; cargas se aplicaron usando pesos colgantes que eran aumentado gradualmente. Las cepas y las deformaciones se observaron y luego se comparan con los resultados del programa de ordenador. No había obtenido un éxito razonable con respecto a las tensiones obtenida en el lapso intermedio, sin embargo, difiere cuando se trata de la ayuda media. Fue llegado a la conclusión de que la deformación tuvo un efecto significativo sobre las tensiones de las vigas y que la curvatura causó la diferencia de comportamiento entre el interior y el exterior de la viga.
- Como parte del proyecto CURT, Brennan (1971) lleva a cabo un amplio conjunto de experimental estudios. Estos estudios incluyeron el desarrollo de un método de análisis tridimensional y un programa de computadora para comparar los resultados de las pruebas realizadas a escala. Por la misma época marco que los japoneses estaban desarrollando sus propias especificaciones de una amplia gama de experimentos y la investigación se llevó a cabo en el plato y la investigación viga cajón. Esta investigación se completó en 1977 y la mayoría de los resultados se puede encontrar en un documento proporcionado por Kitada (1993). Aparte de las especificaciones también se llevó a cabo una gran cantidad de otras actividades en Japón. Fukumoto y Nishida (1981) probaron seis vigas I curvas. Se utilizaron los resultados de éstos para llegar a un método teórico que predice el comportamiento elástico e inelástico gran

deflexión. Este estudio teórico predicho las fuerzas y los desplazamientos de las vigas utilizando el diferencial de orden superior ecuaciones y métodos de energía.

- Nakai et al (1983) lleva a cabo una amplia serie de pruebas de estudiar el comportamiento tronzado local de la paneles viga - I curvada. Estos paneles se cargaron de modo que los efectos de momento de flexión, cizalladura y la torsión en los paneles podría ser estudiado. Este estudio también incluye los efectos de la transversal y refuerzos longitudinales de los paneles. Este estudio tiene una gran cantidad de conclusiones mayoría de los cuales la autores observaron fueron que el momento de flexión crítico disminuye a medida que la curvatura se reduce. La ensayos de corte también condujo al desarrollo de la fórmula empírica para la determinación del cortante último la fuerza de los paneles.
- Nakai y Yoo (1988) publicó un libro en el análisis y diseño de los puentes de acero curvadas que entra en grandes detalles sobre las ecuaciones de carga de ruptura de flexión, cortante y el combinación de los dos. Comienzan hablando de la teoría básica de las secciones de pared delgada y luego ir a las ecuaciones más complejas discutir la teoría fundamental de la curva vigas para el análisis de la estática y el comportamiento dinámico. El libro también se ocupa de la torsión las fuerzas que se tratan en esta tesis.
- Daniel Linzell (1999), como parte de su trabajo en el cumplimiento de doctorado hizo extensiva pruebas experimentales en los puentes de acero curvadas. Su trabajo incluyó las pruebas a gran escala en una experimental puesta en marcha de un puente I-viga que es la primera prueba de este tipo en el mundo. Su trabajo incluídas las contribuciones originales en el campo mediante el estudio del comportamiento de las vigas curvadas durante erección y el uso de los miembros tubulares como los marcos transversales. Él también optimiza la instrumentación para los marcos transversales. Este proyecto formaba parte de un proyecto mucho más grande que implicó dar con nuevas directrices racionales para los puentes de vigas

curvadas. Su disertación incluye una lista mucho más poblada de referencias para la determinación experimental de la insiste en una estructura de viga curva.

- Así se desprende de este debate que muchos investigadores de todo el mundo han contribuido a esta causa y trató de medir las tensiones en una estructura de viga curva.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA:

¿Cuál es la propuesta técnica de diseño de puente mixto de forma curva en planta en la provincia de Angaraes – Huancavelica?

1.3 OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL:

Realizar una propuesta técnica de diseño de puente mixto de forma curva en planta contemplado en la norma **AASTHO** (American Association of State Highway and Transportation Officials) y aplicar el método de diseño **LRFD** (load reduction factor design) con la utilización del programa **CSIBRIDGE V15** a la propuesta técnica de un puente mixto de forma curva en planta.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Analizar un puente mixto recto con tablero de concreto armado y vigas metálicas según nla norma **AASTHO** y método **LRFD** de 30 mts de luz para dos carriles, aplicando el software **CSIBRIDGE V15** y por el método tradicional (manual)
- Analizar un puente mixto curvo con tablero de concreto y vigas metálicas con la norma **AASTHO** y el método **LRFD** de 30 mts de luz para dos carriles aplicando el software **CSIBRIDGE V15**
- Analizar y proponer un diseño de puente mixto de forma curva de 30 mts de luz para dos vías.

1.4 JUSTIFICACION:

- Esta propuesta técnica de diseño de puente mixto de forma curva en planta surge por la necesidad de contar con un texto guía de diseño estructural de puentes de geometría curva.
- La no utilización de puentes mixtos de forma curva por el complejo análisis y no contar con un reglamento adecuado para el diseño de puentes especiales.
- También contar con una referencia bibliográfica que agilice los cálculos de este tipo de estructuras que hoy en día no son utilizables. Para el análisis de puentes mixtos de forma curva, y que el diseñador de puentes pueda realizar un diseño correcto con resultados exactos y de acuerdo con el comportamiento real del puente.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES.

INTERNACIONALES:

MARCELO T. PLOVAN Y VICTOR H. CORTINEZ realizaron trabajos de investigación titulado diseño de vigas curvas anisótropas de paredes delgadas donde llega a las siguientes conclusiones:

En este trabajo se ha presentado una teoría de vigas anisótropas de paredes delgadas curvadas en el plano, considerando deformabilidad por corte flexional y por alabeo. El modelo general de esta teoría se desarrolla empleando un campo de desplazamientos no lineal sustentado en las rotaciones finitas semitangenciales introducidas por **Argyris**. El planteo introducido en este modelo permite describir más apropiadamente los estados de deformación no lineales, fundamentales para la obtención de las cargas críticas de pandeo y frecuencias naturales bajo estados de tensiones iniciales. Paralelamente el modelo general deformable por corte se puede reducir a un modelo no deformable por corte cuando se imponen las condiciones que anulan tal efecto y por otro lado también se reduce a un modelo de viga recta anisótropa cuando se impone la condición de radio infinito. Se ha desarrollado un elemento finito isoparamétrico de cinco nodos con el cual se han efectuado distintos estudios que han permitido evidenciar la

importancia de la flexibilidad por corte en la mecánica de estos elementos estructurales juntamente con la versatilidad de diseño que ofrecen los materiales compuestos.

AASTHO- LRFD Realiza trabajos de investigación titulada **DESIGN HORIZONTALLY CURVED STEEL BOX GIRDER BRIDGE** donde llega a las siguientes conclusiones:

Año 2005

Hace referencia sobre el comportamiento de vigas curvas de sección cajón y su comportamiento a diferentes estados de carga y proponen la utilización de esta sección como elemento para puentes curvos y hacen una serie de análisis con esta sección:

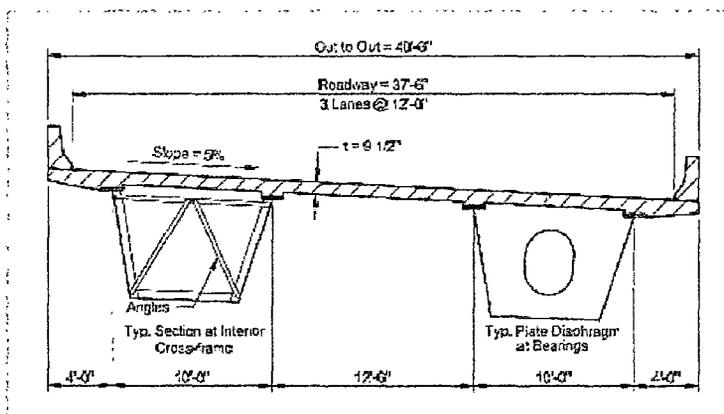


Fig. 3 AASTHO- LRFD DESIGN HORIZONTALLY CURVED STEEL BOX GIRDER BRIDGE

Ann L. fiechtl, Gregory L. fenves, and karl h. Frank: Realizaron trabajos de investigación titulada **APPROXIMATE ANALISIS OF HORIZONTALLY CURVED GIRDER BRIDGES** donde llega a las siguientes conclusiones

Se realiza un análisis de vigas curvas con el método aproximado V- load dando una alternativa de análisis en vigas de sección I en forma de curva.

Este análisis se realiza por la complejidad de calcular los momentos máximos y mínimos en vigas y hace una comparación con el método de elementos finitos llegando a una conclusión para la utilización de vigas I en forma de curva.

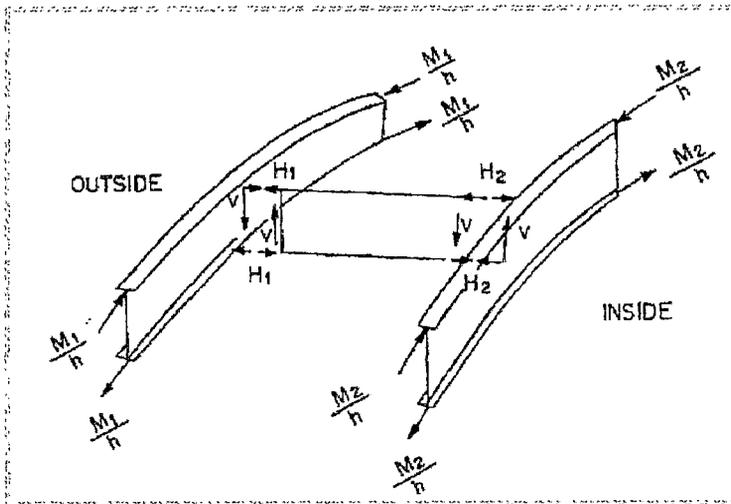


Fig. 4 APPROXIMATE ANALYSIS OF HORIZONTALLY CURVED GIRDER BRIDGES

- Autor: James Swanson, PhD realizó trabajos de investigación titulado **Instrumentation and Load Rating of Steel Curved Girder Bridges** en la University of Cincinnati donde llega a las siguientes conclusiones:

Puentes de vigas curvas se utilizan con frecuencia por los departamentos estatales de transporte, ya que añaden una flexibilidad significativa en la determinación de las alineaciones de carreteras, especialmente en los intercambiadores congestionados.

Gran parte de la investigación fundamental en el comportamiento de los puentes de vigas curvas se llevó a cabo a finales de 1960.

El desarrollo de programas informáticos para el análisis y diseño de puentes curvos-viga rápidamente seguidos y se han vuelto más avanzados con el tiempo. Si bien la trayectoria de carga para un puente de vigas rectas es tal que las vigas están sometidas principalmente a

fuerzas de cizallamiento y momentos de flexión fuerte de eje, la carga camino en vigas curvadas puentes incluye inherentemente cargas excéntricas que resultan no sólo en la fuerte cizalladura del eje fuerzas y momentos de flexión pero también momentos de torsión, deformación, y la cizalladura resultante. Como resultado de ello, el nivel de complejidad en el modelado de un puente curvo se incrementa exponencialmente cuando se compara con un puente recto. Una consideración secundaria es la selección de configuraciones de viga curvada para-viga puentes. Mientras vigas en forma de I se seleccionan a menudo como la sección de facto de elección para los puentes rectos, vigas cajón ofrecen ventajas significativas sobre vigas en forma de I en puentes curvos debido a la relativamente alta rigidez torsional que ofrecen.

Este artículo se ocupa de las cuestiones más importantes que intervienen en el análisis y diseño de viga curva puentes de partida con una revisión de los mecanismos asociados a la torsión, que actúa sobre los miembros, mudarse a una revisión de la investigación llevada a cabo hasta la fecha, que es seguido de un resumen de diseño disposiciones. A continuación, el tema de la modelización de elementos finitos de puentes de vigas curvas en 2D y 3D será abordarse. Por último, se presenta una discusión de la evaluación y la capacidad de carga de puentes curvos. Como consideración final, un estudio que compara el comportamiento de los puentes tangentes (puentes constituidos por recta travesaños de soporte de un camino horizontal curvada) con el comportamiento de puentes curvos se llevarán a cabo y se incluyen en la tesis.

NACIONALES:

- De acuerdo con la investigación sobre puentes mixtos de sección curva en planta en el país no se tiene una referencia exacta sobre la utilización de este tipo de estructuras por lo consiguiente solo se encuentran puentes tipo losa de forma curva (carretera Ayacucho – Lima)

LOCALES:

- No se cuenta con ninguna evidencia tanto física como artículos para su consulta.

2.2 BASES TEORICAS:

2.2.1. PUENTES CURVOS (7)

Los Puentes curvos horizontalmente se han utilizado ampliamente en los últimos 50 años. La aplicación de los puentes de vigas curvas domina en gran medida por la naturaleza de las intersecciones y rampas, y en la alineación de las carreteras. La investigación en el campo de puentes de vigas curvas se remonta a un largo camino del siglo pasado. Muchos investigadores modelaron el comportamiento de los puentes de vigas curvadas basado en la obra de Saint-Venant. Muchos investigadores trataron de calcular la tensión en una viga curvada que condujo al desarrollo de las teorías aproximadas en la literatura. Administración Federal de Carreteras llevaron gran parte de la iniciativa de la investigación, lo que llevó al desarrollo de software, las especificaciones y modernas herramientas que ayudan a los ingenieros actuales como ayuda de diseño. Acero U.S. contribuyó a la causa mediante la publicación de un informe sobre un método simplificado de análisis en 1965. Los programas de ordenador se convirtió en el método más ampliamente aceptado de análisis de las vigas curvadas; muchos de ellos utilizan las ecuaciones de deflexión de pendiente de la serie de Fourier para encontrar las desviaciones y las tensiones. Los puentes fueron diseñados utilizando el software y luego los resultados en comparación con el campo pruebas. El trabajo de Beal y Kissane (1971) confirma que el análisis rejilla plana desarrollado por Lavelle (1966) es confiable para la estimación de las desviaciones y las de plano destaca la estática cargas. En 1969, la Administración Federal de Carreteras con el dinero aportado por 25 estados llevado a cabo un extenso programa de investigación para un programa analítico y experimental detallado estudiar el comportamiento de los puentes de vigas curvadas. Mucho trabajo se llevó a cabo en los próximos años en este campo, incluyendo los ensayos experimentales, el desarrollo de métodos de análisis, la preparación de ordenador programas y métodos de diseño simplificación. El objetivo final de este esfuerzo masivo era crear un guía completa para el diseño de puentes de vigas curvadas para su aplicación en la AASHTO Especificaciones para puentes de carreteras.

TIPOS DE PUENTES

Dependiendo el uso que se les dé, algunos de ellos reciben nombres particulares, como acueductos, cuando se emplean para la conducción del agua, viaductos, si soportan el paso de carreteras y vías férreas, y pasarelas, si están destinados exclusivamente a la circulación de personas. Las características de los puentes están ligadas a las de los materiales con los que se construyen:

Los puentes de madera, aunque son rápidos de construir y de bajo costo, son poco resistentes y duraderos, ya que son muy sensibles a los agentes atmosféricos, como la lluvia y el viento, por lo que requieren un mantenimiento continuo y costoso. Su bajo costo (debido a la abundancia de madera, sobre todo en la antigüedad) y la facilidad para labrar la madera pueden explicar que los primeros puentes construidos fueran de madera.

PUENTES DE PIEDRA

De los que los romanos fueron grandes constructores, son tremendamente resistentes, compactos y duraderos, aunque en la actualidad su construcción es muy costosa. Los cuidados necesarios su mantenimiento son escasos, ya que resisten muy bien los agentes climáticos. Desde que el hombre consiguió dominar la técnica del arco, este tipo de puentes dominó durante siglos. Sólo la revolución industrial con las nacientes técnicas de construcción con hierro pudo amortiguar este dominio



Fig. 5 Puente de Piedra carretera Ayacucho – concepción. Fuente google

PUNTES METÁLICOS

Son muy versátiles, permiten diseños de grandes luces, se construyen con rapidez, pero son caros de construir y además están sometidos a la acción corrosiva, tanto de los agentes atmosféricos como de los gases y humos de las fábricas y ciudades, lo que supone un mantenimiento caro. El primer puente metálico fue construido en hierro en Coalbrookdale (Inglaterra).



Fig. 6 Fuente(tesis adriana Beatriz pinto)

PUNTES DE CONCRETO ARMADO

Son de montaje rápido, ya que admiten en muchas ocasiones elementos prefabricados, son resistentes, permiten superar luces mayores que los puentes de piedra, aunque menores que los

de hierro, y tienen unos gastos de mantenimiento muy escasos, ya que son muy resistentes a la acción de los agentes atmosféricos. Básicamente, las formas que adoptan los puentes son tres, que, por otra parte, están directamente relacionadas con los esfuerzos que soportan sus elementos constructivos. Estas configuraciones son:

PUNTES DE VIGA

Están formados fundamentalmente por elementos horizontales que se apoyan en sus extremos sobre soportes o pilares. Mientras que la fuerza que se transmite a través de los pilares es vertical y hacia abajo y, por lo tanto, éstos se ven sometidos a esfuerzos de compresión, las vigas o elementos horizontales tienden a flexionarse como consecuencia de las cargas que soportan. El esfuerzo de flexión supone una compresión en la zona superior de las vigas y una tracción en la inferior

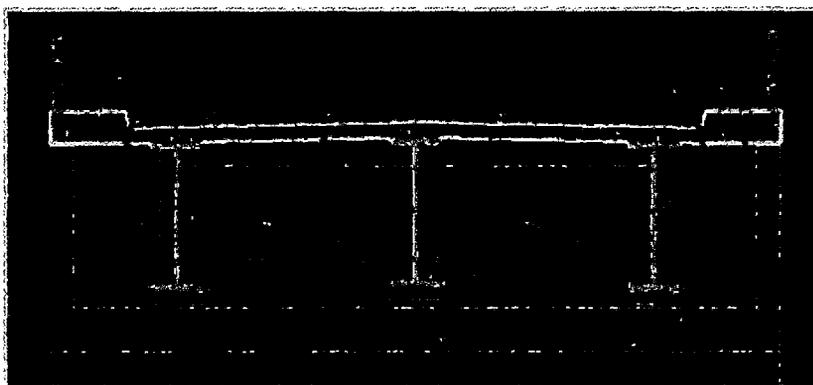


Fig. 7 Fuente exp. Tec. Puente muyurina

PUNTES EN ARCO

Están constituidos básicamente por una sección curvada hacia arriba que se apoya en unos soportes o estribos y que abarca una luz o espacio vacío. En ciertas ocasiones el arco es el que soporta el tablero (arco bajo tablero) del puente sobre el que se circula, mediante una serie de soportes auxiliares, mientras que en otras de él es del que pende el tablero (arco sobre tablero) mediante la utilización de tirantes. La sección curvada del puente está siempre sometida a

esfuerzos de compresión, igual que los soportes, tanto del arco como los auxiliares que sustentan el tablero. Los tirantes soportan esfuerzos de tracción.

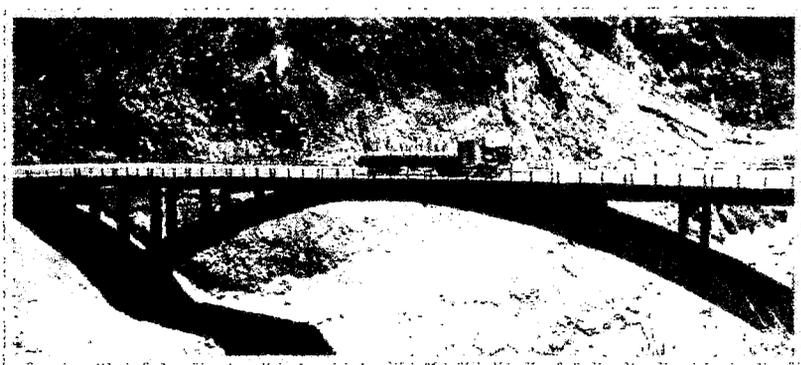


Fig. 8 Puente arco carretera Abancay- Ayacucho fuente google.

PUENTES COLGANTES

Están formados por un tablero por el que se circula, que pende, mediante un gran número de tirantes, de dos grandes cables que forman sendas catenarias y que están anclados en los extremos del puente y sujetos por grandes torres de hormigón o acero. Con excepción de las torres o pilares que soportan los grandes cables portantes y que están sometidos a esfuerzos de compresión, los demás elementos del puente, es decir, cables y tirantes, están sometidos a esfuerzos de tracción. Como cualquier clasificación, ésta no pretende ser más que una aproximación torpe de la comprensión humana a la diversidad, en este caso de los puentes.

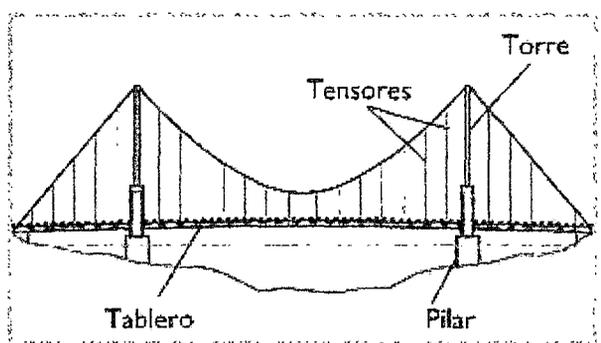


Fig. 9 Puente colgante Golden geith EEUU fuente google

Aclarando lo enunciado anteriormente, se amplía cada uno de los conceptos, haciendo una enumeración de algunos ejemplos, los más comunes:

ATENDIENDO LA FUNCION PRIMORDIAL QUE CUMPLEN ACUEDUCTOS

Soportan un canal o conductos de agua.

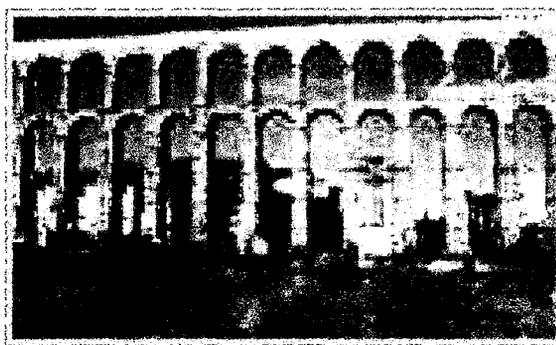


Fig. 10 Puente del acueducto de Segovia, España

VIADUCTOS

Son puentes construidos sobre terreno seco o en un valle y formados por un conjunto de tramos cortos. Están destinados al paso de vehículos.



Fig. 11 Puente Necharbuck Canadá fuente google

PASARELAS

Puentes para el uso exclusivo de peatones.



Fig. 12 Puente pasarela canal de Venecia fuente google

ATENDIENDO AL MATERIAL DEL QUE ESTÁN HECHOS:

Puentes de Madera

Los primeros puentes fueron simplemente uno o varios troncos uniendo dos orillas de un riachuelo



Fig. 13 Puente de madera. Ciudad Cerro de Pasco comunidad San Miguel de Cuchis Fuente Google.

PUENTE DE PIEDRA

La conquista tecnológica del arco permite construir estos puentes.



Fig. 14 Puente de Piedra. Humalies. Huánuco. Fuente Google.

PUNTES DE HIERRO

La revolución industrial trae los primeros puentes de este material.

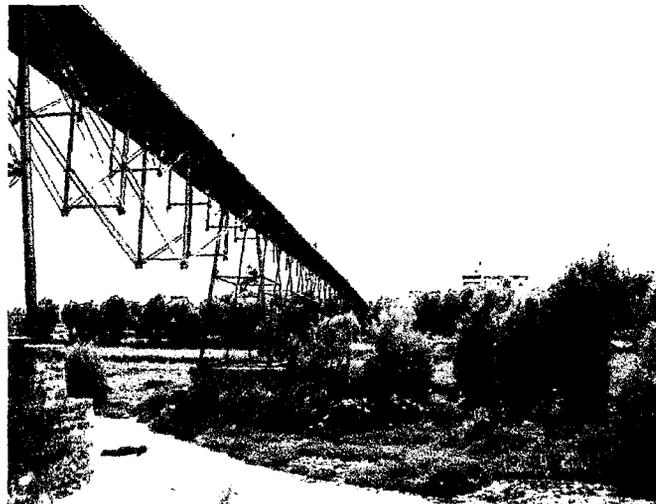


Fig. 15 Puente de hierro. Puente Bolívar. Arequipa.

PUNTES DE HORMIGÓN Y ACERO

Los puentes actuales se construyen mezclando estos dos materiales.

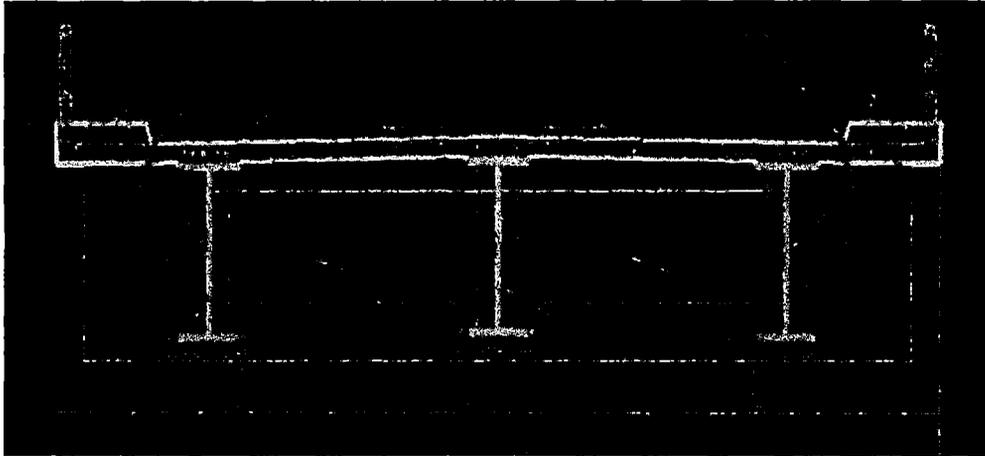


Fig. 16 Fuente exp. Tec. Puente muyurina

PUENTE DE ARCO EN VIGAS

Es la primera y más sencilla solución que inventa el hombre para salvar una distancia.

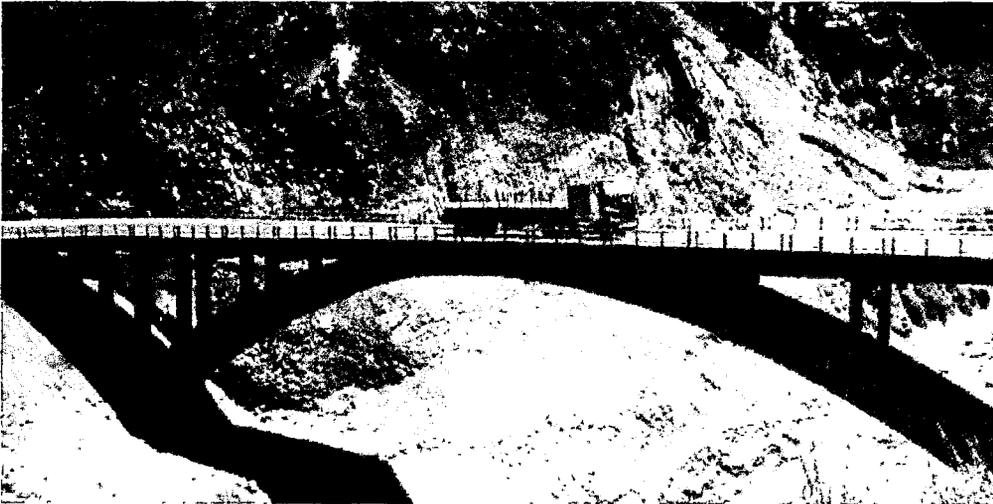


Fig. 17 Puente sobre vigas de concreto armado, Apurímac. Perú fuente google

ATENDIENDO A LA FORMA EN QUE SE SOPORTAN LOS ESFUERZOS

PUENTES CON TABLERO INFERIOR

El arco soporta el peso del tablero del que está colgado.

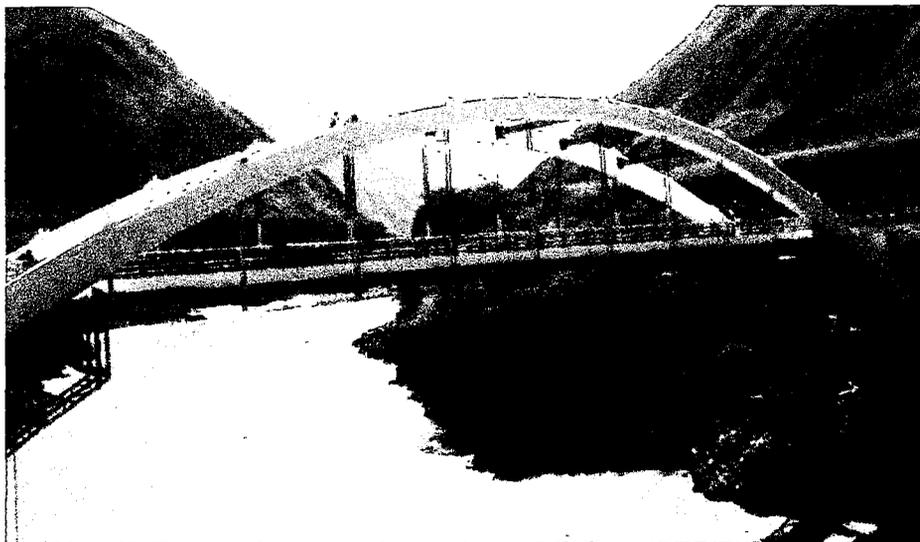


Fig. 18 Puente Salinas. Amazonas. Fuente google

PUENTES CON TABLERO SUPERIOR

El tablero está encima del arco que es quien soporta el peso del puente.

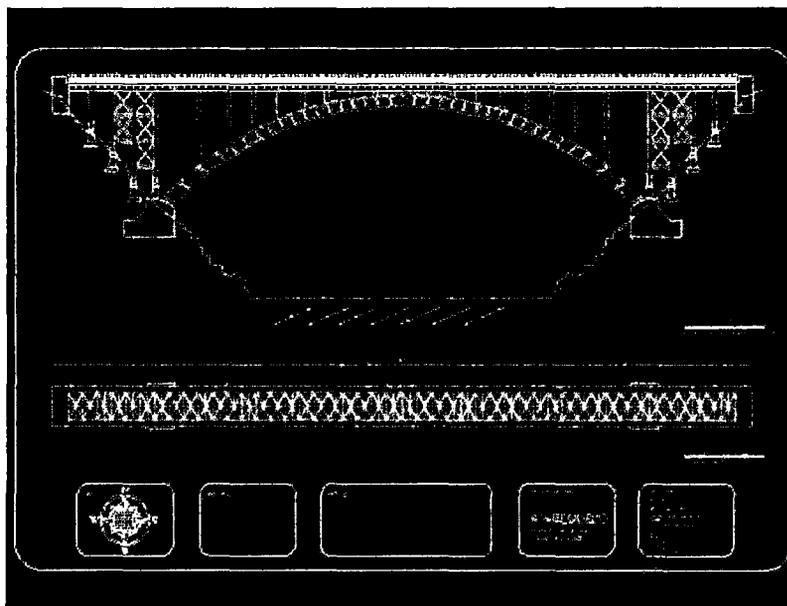


Fig. 19 Puente chilina. , Arequipa proyecto. Fuente expediente técnico

PUENTES COLGANTES

Es un puente sostenido por un arco invertido formado por numerosos cables de acero, del que se suspende el tablero del puente mediante pendolones verticales.

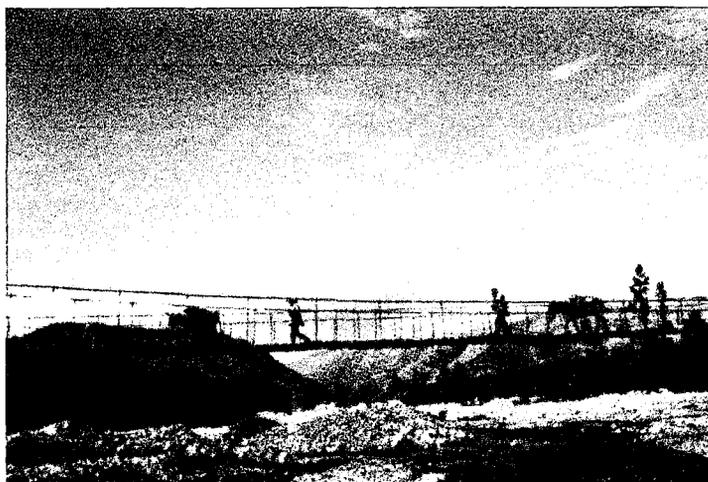


Fig. 20 Puente colgante San Marcos, Cajamarca.

PUENTES ATIRANTADOS

Es aquel cuyo tablero está suspendido de uno o varios pilones centrales mediante obenques. Se distingue de los puentes colgantes porque en estos los cables principales se disponen de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios verticales, y porque los puentes colgantes trabajan principalmente a tracción, y los atirantados tienen partes a tracción y otras a compresión.

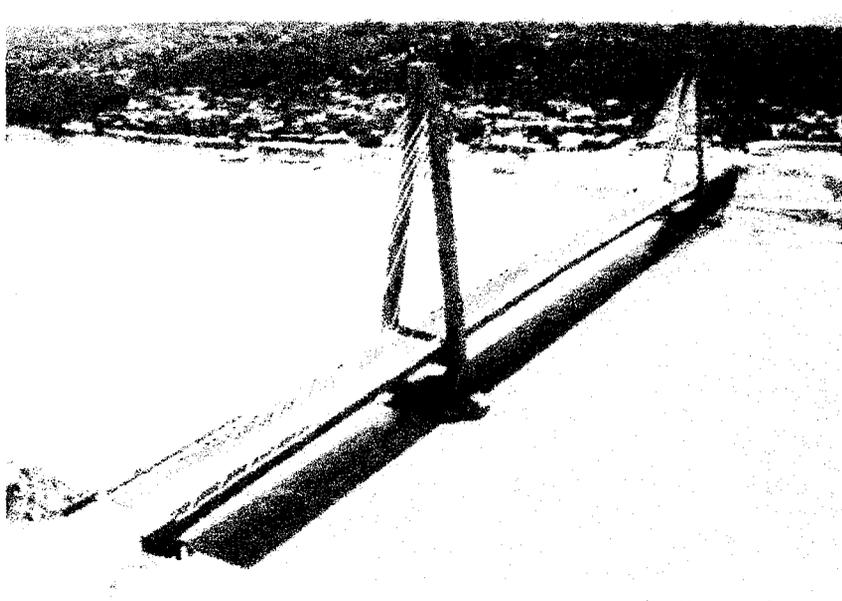


Fig. 21 Puente Moyobamba, San Martín. Fuente google

DE ACUERDO AL SISTEMA ESTRUCTURAL PREDOMINANTE

- ❖ Isostáticos.
- ❖ Hiperestáticos.

Esto nunca será cierto en toda la estructura de un puente; a menos que se quisiera lograr con mucho empeño, todos los elementos de un puente no podrán ser isostáticos; basta decir que un tablero simplemente apoyado de un puente, está formado por un conjunto altamente estático de losa de calzada, vigas y diafragmas transversales (separadores cuyo análisis estático es complicado de realizar. Hoy en día, con la posibilidad de utilizar las computadoras las complicaciones se han reducido notablemente. Aun así, la clasificación es cierta si se hacen algunas consideraciones, por ejemplo: Se denomina Puente isostático a aquel 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 sostienen.

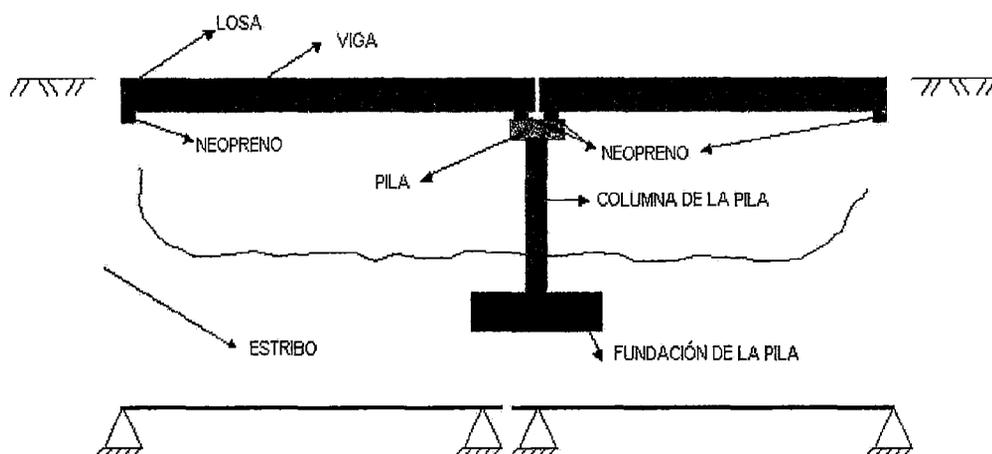


Fig. 22 Puente de vigas isostático en varios tramos fuente google.

Un Puente hiperestático es aquel cuyos tableros son dependientes uno de otro desde el punto de vista estático, pudiendo establecerse ó no una dependencia entre los tableros y sus apoyos.

ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN PUENTE

La estructura de un puente está formada por:

La Superestructura: Conformada por el tablero y la estructura principal.

La Subestructura: Conformada por los estribos y pilares.

La Cimentación: Conformada por las zapatas, los pilotes y cajones.

Elementos de conexión: Conformados por las juntas y los aparatos de Apoyo Además, sobre el tablero del puente se colocan elementos accesorios como las aceras, barandas, etc. Que en general constituyen carga muerta sobre la estructura del puente.

LA SUPER ESTRUCTURA

Se denomina superestructura al sistema estructural formado por el tablero y la estructura portante principal.

EL TABLERO

Está constituido por los elementos estructurales que soportan, en primera instancia, las cargas de los vehículos para luego transmitir sus efectos a la estructura principal. En la mayoría de los casos, en los puentes definitivos se utiliza una losa de concreto como el primer elemento portante del tablero. En los puentes modernos de grandes luces en lugar de la losa de concreto se está utilizando el denominado tablero ortotrópico que consiste en planchas de acero reforzado con rigidizadores sobre el que se coloca un material asfáltico de 2 (5 cm) como superficie de rodadura. El tablero ortotrópico de acero es mucho más caro que la losa de concreto, pero por su menor peso resulta conveniente en los puentes de grandes luces. Al disminuir el peso del tablero se mejora la capacidad sismorresistente del puente.

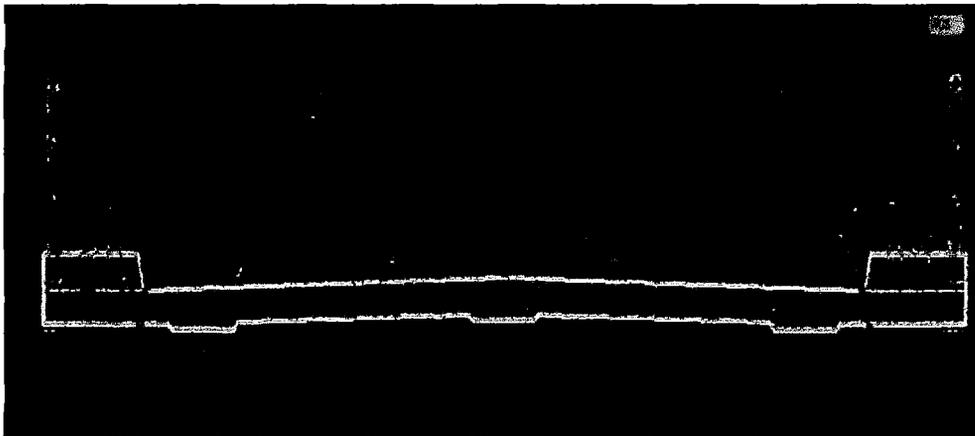


Fig. 23 Sección transversal de tablero de puente Fuente exp. Tec. Puente muyurina

LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

Se denomina estructura principal, al sistema estructural que soporta al tablero y salva el vano entre apoyos, transmitiendo las cargas a la subestructura.

Con la finalidad de aplicar adecuadamente los criterios y filosofía del diseño estructural, es importante identificar a que parte del puente pertenece un determinado elemento estructural, lo cual depende del tipo de puente. Por ejemplo, en el caso de un puente tipo losa, la losa de concreto es el tablero del puente, mientras que el sistema nervado formado por las vigas longitudinales y transversales (separadores) forman la estructura principal.

Las vigas son un elemento constructivo lineal que trabajan principalmente a flexión. En las vigas la longitud predomina sobre las otras dos dimensiones y suele ser horizontal.

El esfuerzo de flexión provoca tensiones de tracción y compresión, produciéndose las máximas en la fibra inferior y en la fibra superior respectivamente, las cuales se calculan relacionando el momento flector y el segundo momento de inercia. En las zonas cercanas a los apoyos se producen esfuerzos cortantes o punzonamiento. También pueden producirse tensiones por torsión, sobre todo en las vigas que forman el perímetro exterior de una losa.

Los separadores externos sirven de soporte transversal al extremo de las vigas longitudinales impidiendo su rotación. Igualmente sirven de apoyo a un sistema de gatos hidráulicos que servirán para levantar el puente en caso de ser necesario cambiar los apoyos de las vigas.

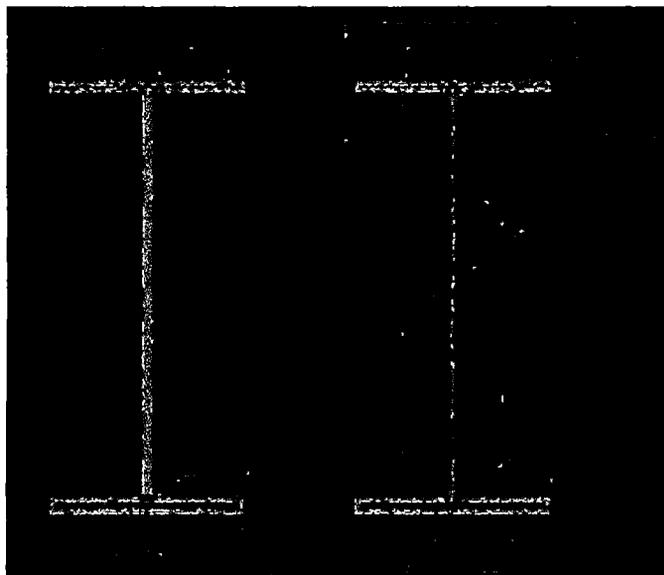


Fig. 24 Fuente exp. Tec. Puente Muyurina - Ayacucho

LA SUB ESTRUCTURA

La subestructura de un puente, está formado por los elementos estructurales que soportan la superestructura y que transmiten las cargas a la cimentación. Dependiendo de su ubicación, se denominan estribos o pilares. Los estribos son los apoyos extremos del puente, mientras que los pilares son los apoyos intermedios.

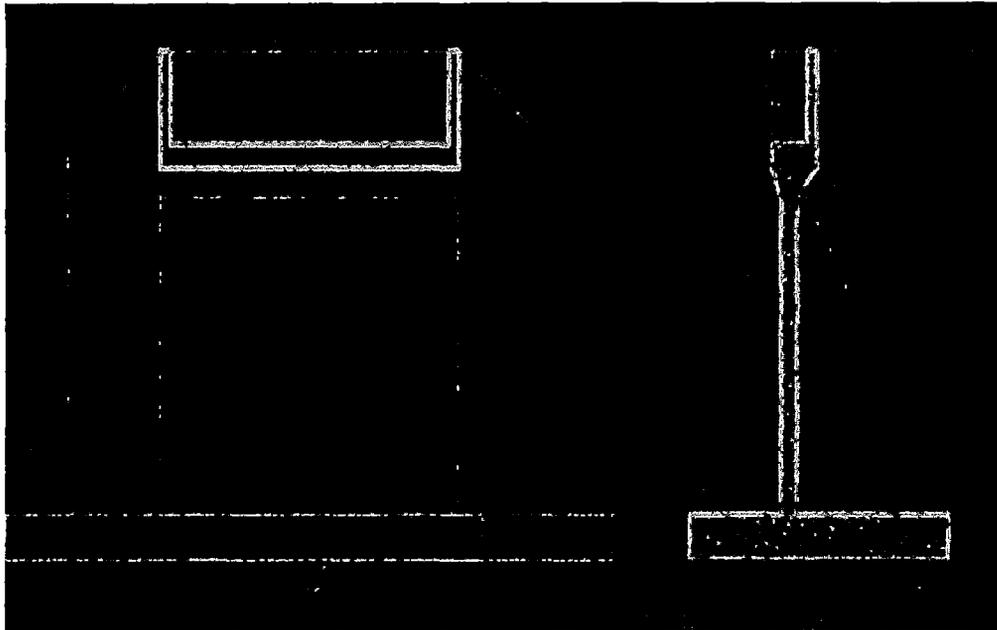


Fig. 25 Sección transversal de Sub estructura Fuente exp. Tec. Puente Muyurina - Ayacucho

Lo anterior corresponde y se visualiza nítidamente en los puentes convencionales; sin embargo, en ciertos tipos de puentes la superestructura y la subestructura se unen monolíticamente y en consecuencia, la separación entre superestructura y subestructura deja de tener sentido, en este caso el estudio del comportamiento estructural del puente para todos los estados de carga debe ser realizado considerando el puente como un todo, por ejemplo en los puentes tipo pórtico y en los arcos.

Los pilares generalmente son de concreto armado, pueden ser de varios tipos: de una columna, o dos o más columnas unidas por una viga transversal denominada cabecero. Los pilares de gran altura se hacen de sección hueca y en los otros casos de sección maciza. Los estribos pueden ser de concreto ciclópeo de concreto armado.

Los elementos de la subestructura transmiten las cargas al terreno a través de su cimentación.

LA CIMENTACIÓN

La cimentación puede ser clasificada en dos grupos:

- Cimentación directa o superficial
- Cimentación profunda.

La cimentación directa se hace mediante zapatas que transmiten la carga directamente al suelo portante. Este tipo de cimentación se utiliza cuando el estrato portante adecuado se encuentra a pequeñas profundidades, a la cual es posible llegar mediante excavación. Las cimentaciones profundas se utilizan cuando el estrato resistente se encuentra a una profundidad al que no es práctico llegar mediante excavaciones. Las cimentaciones profundas se hacen mediante: Cajones de cimentación (varios tipos).

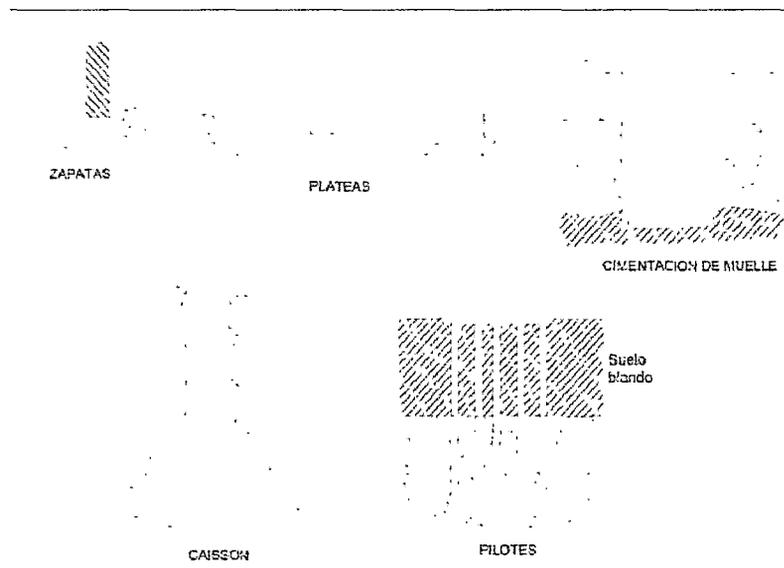


Fig. 26 Fuente universidad nacional de ingeniería (seminario integral de puentes)

TIPOS DE CARGA

Los puentes son diseñados para soportar una diversidad de cargas, entre las cuales se encuentran:

CARGA PERMANENTE.- Constituida por el peso propio de los elementos estructurales como: vigas, losa y separadores; de los elementos no estructurales como: barandas, aceras, islas, el peso de la capa de rodadura y el peso de las instalaciones.

Carga Viva Móvil: Generalmente especificada mediante camiones y trenes de carga idealizados, o cargas distribuidas equivalentes con eje de cargas concentradas.

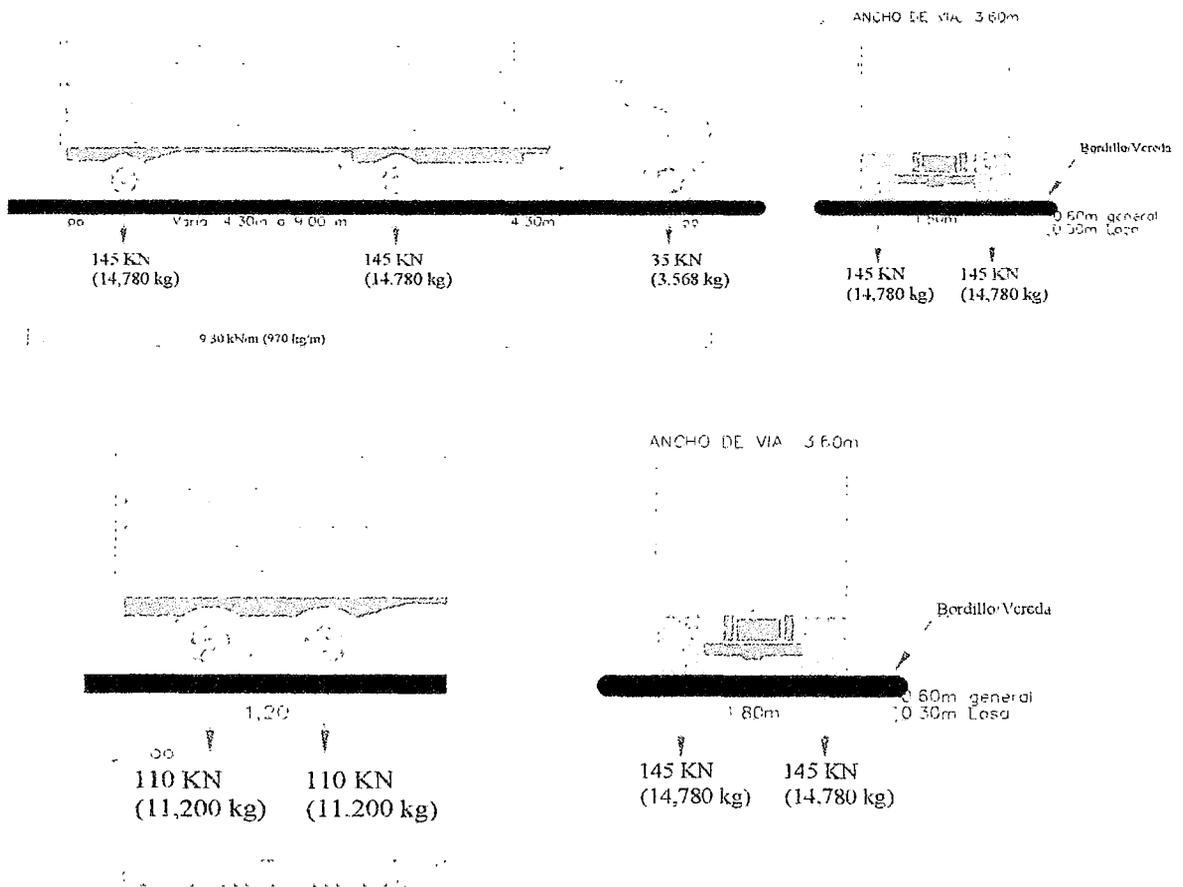


Fig. 27 Cargas de vehículos (HL-93)

Carga dinámica: Modelada como equivalente estático y como efecto dinámico.

Carga de Viento: Modelada como equivalente estático y como efecto dinámico.

CARGAS PERMANENTES

Se consideran pesos muertos o cargas permanentes a todas aquellas cargas que pueden considerarse fijas y/o permanentes durante la vida útil del puente.

Entre ellas están:

Peso propio de vigas, losa, separadores.

Carpeta de asfalto o rodamiento. - Aceras, brocales y barandas.

Sistemas de iluminación y señalamiento. - Servicios públicos (acueductos, oleoductos, etc.).

Es importante mencionar que no se debe repavimentar sobre el tablero del puente sino remover la carpeta dañada y repavimentar el espesor de diseño. De lo contrario se estará agregando carga muerta adicional no considerada en el diseño.

CARGAS VARIABLES

Las cargas vivas, actuantes sobre el puente, son originadas por equipos mecánicos o personas que cruzan el puente durante la vida útil. Más los derivados originados por su naturaleza dinámica y móvil. Es imposible para el proyectista de un puente conocer de antemano las modificaciones que pueden ocurrir en las cargas vivas con el tiempo.

Para garantizar la seguridad del puente debe existir:

Control del peso y dimensiones de los vehículos.

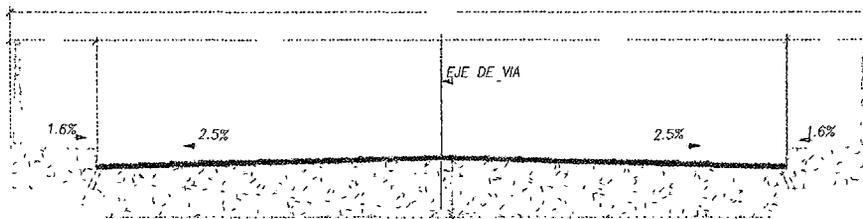
Continuo mantenimiento.

Las cargas vivas se pueden clasificar de la siguiente manera:

Cargas Reales: Son las cargas que realmente circulan por un puente y que son de magnitud y distribución muy variada

CARGAS VIGAS DE VEHICULOS

NÚMERO DE VÍAS.- Para efectos de diseño, el número de vías será igual a la parte entera de $w/3,60$ donde w es el ancho libre de la calzada, en metros, medido entre bordes de sardineles o barreras. El ancho de cada vía se supondrá igual a 3,60 m, excepto para anchos de calzada entre 6,00 m y 7,20 m, en que se considerara al puente como de dos vías, cada una con un ancho igual a la mitad del total.



SECCION TRANSVERSAL

ESCALA 1:50

Fig. 28 Sección de losa (super estructuras)

CARGAS VIVAS DE DISEÑO

Generalidades

La carga viva correspondiente a cada vía será la suma de: • Camión de diseño, según 2.4.3.2.2.2, o tándem, según 2.4.3.2.2.3, tomándose aquello que produzca en cada caso los efectos más desfavorables

SOBRECARGA DISTRIBUIDA

Para el estado límite de fatiga solo se considerara la carga correspondiente al camión de diseño, según se indica en 2.4.3.2.4. Para el computo de deflexiones se tomara el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño o con la suma de la sobrecarga distribuida más 25% del camión de diseño.

CAMIÓN DE DISEÑO

Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicados en la (Figura), la distancia entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) será tomada como aquella que, estando entre los límites de 4,30 m y 9,00 m, resulta en los mayores efectos. Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en 2.4.3.3

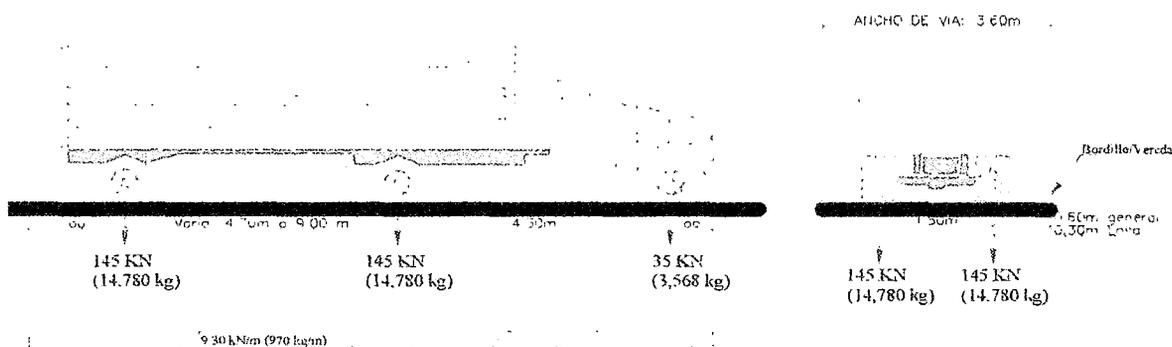


Fig. 29 Camión de diseño

TANDEM DE DISEÑO

El tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 110 kN (11,2 t), espaciados a 1,20 m. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 1,80 m. Estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en 2.4.3.3.

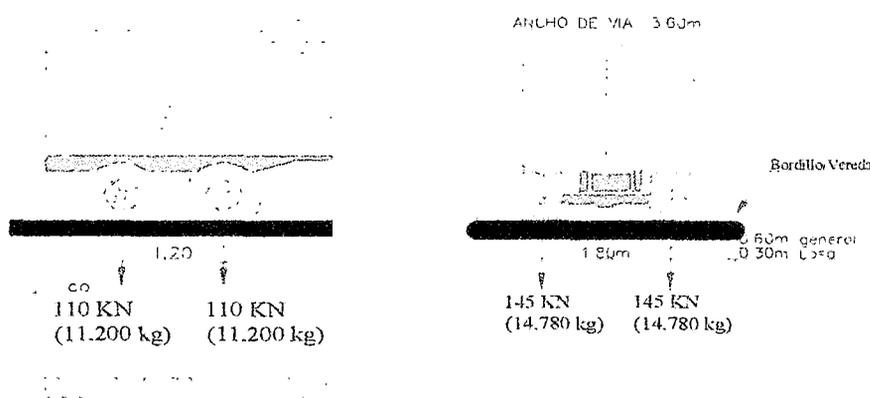


Fig. 30 Tándem de diseño

SOBRE CARGA DISTRIBUIDA

Se considerara una sobrecarga de 9,3 kN/m (970 kgf/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3,00 m en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicara también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem de diseño. No se consideraran efectos dinámicos para esta sobrecarga.

Area de Contacto de las Ruedas

Se supondrá que las ruedas ejercen una presión uniforme, sobre un área rectangular de 0,50 m de ancho en dirección transversal del puente y con una longitud, en la dirección del eje del puente, dada por la expresión:

$$l = 0.0228 \gamma p$$

l = dimensión del área de contacto en dirección longitudinal (m)

γ = factor de carga correspondiente a la carga viva en la condición limite considerada

P = carga correspondiente a una rueda, es decir 72,5 kN (7,4 t) para el camión de diseño o 55 kN (5,6 t) para el tándem, sin las modificaciones indicadas en 2.4.3.2.6, pero incluyendo los efectos dinámicos indicados en 2.4.3.3.

MODIFICACIÓN POR NUMERO DE VÍAS CARGADAS

Los efectos máximos de las cargas vivas serán determinados considerando todas las posibles combinaciones de número de vías cargadas, multiplicando en cada caso las cargas por los factores indicados en la tabla siguiente.

UBICACIÓN DE CARGAS VIVAS

Posición de las Cargas en Dirección Longitudinal

En la dirección longitudinal, el puente será cargado en forma continua o discontinua Según resulte más crítico para el efecto en estudio, considerando los siguientes casos:

- Camión de diseño más carga distribuida. La distancia entre los ejes de 145 kN (14,78 t) será aquella que produzca el efecto más desfavorable en cada caso.
- Tándem de diseño más carga distribuida.
- Solo para momentos negativos y para reacciones verticales en los apoyos Intermedios, se considerara 90% del efecto combinado de la sobrecarga distribuida y de dos camiones de diseño. En este caso la distancia entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) de cada camión será 4,30 m y la distancia entre camiones, medida desde el último eje del primer camión hasta el eje delantero del que le sigue, no será inferior a 15 m.

POSICIÓN DE LAS CARGAS EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL

Cada vía cargada, así como la franja de 3,00 m de ancho sobre la que actúa la sobrecarga distribuida, se deberá colocar en dirección transversal en la posición que produzca los máximos efectos en cada caso. El camión y el tándem de diseño se ubicaran en las posiciones más desfavorables respetando los límites siguientes: • Para el diseño del voladizo del tablero el centro de la rueda estará a por lo menos 0,30 m de la cara del sardinel o de la baranda. • Para el diseño del resto de los elementos el centro de la rueda estará a por lo menos 0,60 m del borde de la vía cargada.

Fatiga

Independientemente del número de vías, para el estado límite de fatiga se considerara Como carga vertical la de un solo camión de diseño, como se especifica en 2.4.3.2.2.2 Pero con una

distancia fija de 9,00 m entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) e incluyendo los efectos dinámicos indicados en 2.4.3.3.

El camión se ubicara, tanto en dirección longitudinal como en la dirección transversal, en las posiciones que produzcan los efectos máximo y mínimo para el elemento en estudio, de modo tal que se obtenga el máximo rango de esfuerzos. La frecuencia de la carga de fatiga se calculara sobre la base del tráfico de vehículos de tres o más ejes en cada dirección. Para estos cálculos deberá considerarse el volumen de tráfico promedio a lo largo de la vida útil del puente.

Fuerzas Centrifuga

En los puentes de planta curva se consideraran fuerzas radiales horizontales iguales a los pesos de cada eje del camión o del tandem de diseño multiplicados por:

$$C=0.0105\frac{V^2}{R}$$

Donde:

V =velocidad de diseño en Km/h

R =radio de la curva en metros

Las fuerzas centrifugas se supondrán aplicadas a 1,80 m por encima de la superficie de rodadura. En el cómputo de las fuerzas centrifugas deberán incluirse el factor modificador de 2.4.3.2.2.6, pero no se incluirán los efectos dinámicos indicados en 2.4.3.3.

Fuerzas de Frenado y de Aceleración

Las fuerzas de frenado y de aceleración se supondrán iguales a 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes de los camiones o tandems de diseño correspondientes a las vías con el mismo sentido de tráfico. En el cómputo de estas fuerzas no se incluirá la sobrecarga uniforme especificada en 2.4.3.2.2.4. Deberán incluirse los factores modificatorios indicados en 2.4.3.2.2.6, pero no los efectos dinámicos de 2.4.3.3. Se supondrá que las fuerzas de frenado y de

aceleración actúan horizontalmente, en dirección longitudinal, estando aplicadas a 1,8 m sobre el nivel de la losa del tablero.

Cargas sobre Veredas, Barandas y Sardineles

Sobrecargas en Veredas

Las veredas y los elementos que las soportan deberán diseñarse para una sobrecarga de 3,5 kN/m² (360 kgf/m²) actuante en los tramos que resulten desfavorables en cada caso y simultáneamente con las cargas vivas debidas al peso de los vehículos. Se exceptúan las veredas de los puentes no urbanos cuyas veredas tengan anchos menores que 0,60 m, para los cuales no será necesario considerar esta sobrecarga

Fuerzas sobre Sardineles

Los sardineles serán diseñados para resistir una fuerza lateral no menor que 7,5 kN (760 kgf) por metro de sardinel, aplicada en el tope del sardinel o a una elevación de 0,25 m sobre el tablero si el sardinel tuviera mayor altura.

Fuerzas sobre Barandas

Las fuerzas mínimas sobre barandas se detallan en la tabla 2.5

Cargas en Puentes Peatonales

Los puentes para uso peatonal y para el tráfico de bicicletas deberán ser diseñados para una carga viva uniformemente repartida de 5 kN/m² (510kgf/m²). El proyectista Deberá evaluar el posible uso del puente peatonal por vehículos de emergencia o mantenimiento. Las cargas correspondientes a tales vehículos no requerirán incrementarse por efectos dinámicos.

ACERO ESTRUCTURAL: (13)

Los primeros perfiles estructurales fueron hechos en EEUU en 1819 fueron ángulos de hierro laminados. Las vigas I de acero se laminaron por primera vez en ese país en 1884 y la primera estructura reticular (el primer edificio de la home insurance company de chicago)

Fue montada ese mismo año el crédito por inventar el rascacielos se le otorga al Ing. William Lebaron Jenny que ideó esta estructura.

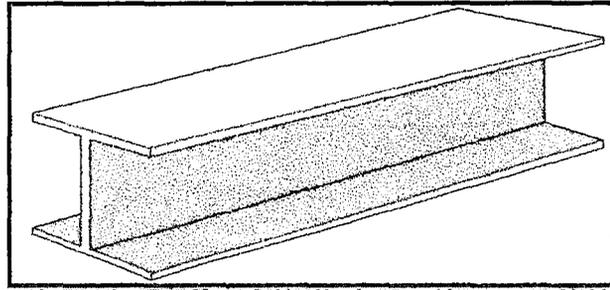


Fig. 31 Fuente: memoria de cálculo puente mixto naranjito amazonas

Desde entonces se viene utilizando este material en las diferentes edificaciones a nivel mundial y más aun en estructuras de puentes como son puentes mixtos, puentes reticulares, etc.

TORSION

Los elementos estructurales suelen ser objeto de esfuerzos de torsión o torque resultante de las fuerzas y los momentos alrededor del eje miembro no pasa a través del centro de corte de los miembros. A medida que el análisis de un miembro sometido a la torsión, oscila entre secciones circulares simples y avanza hacia los miembros no circulares y a continuación, a los miembros abiertos, la evaluación de las tensiones consigue más complicado.

La torsión es evidente en la mayoría de los miembros cargados asimétricas; ejemplos serían los ejes de los motores y puentes curvos. Torsión en estado puro fue investigada por San Venant en el 19 siglo. Torsión suele actuar en conjunto con los esfuerzos de flexión o tensiones de deformación. Pandeo tensiones se producen generalmente en las secciones abiertas en las que los elementos transversales no quedan avión después de doblar.

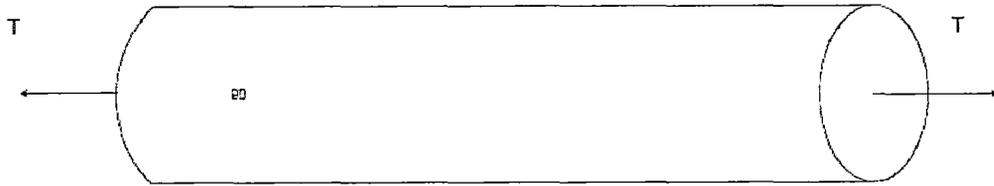


Fig. 32 Torsión en secciones circulares fuente han boock

Este artículo trata sobre el comportamiento de sección circular, rectangular y abierto sometido a de torsión. La figura muestra un eje circular típico sometido a la torsión.

CENTRO DE CORTE:

Vale la pena analizar cómo se desarrolla la torsión en el elemento y la forma de prevenir torsión de actuar sobre un miembro, esta sección trata principalmente con la misma. El punto medio que las fuerzas aplicadas pasan cuando estos no causan ninguna torsión en el elemento se conoce como el centro de cortante. El centro de corte para las secciones de simetría simple se encuentra en el eje de simetría. Para el doblemente simétrica centro de cortante secciones se encuentra en la intersección de los ejes de simetría que se coincide con el centro de gravedad. Para las secciones, compuestas de sólo dos placas, la ubicación del centro de corte centro de corte está en la intersección de las dos placas. Centros de corte para algunas formas comunes se muestran en la figura a continuación

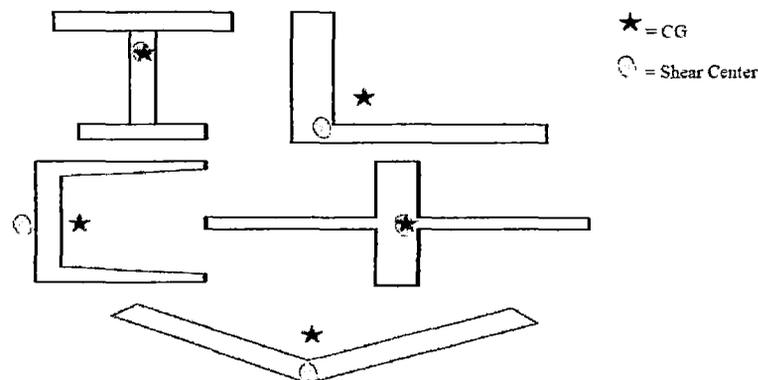


Fig. 33 Centros de corte de las formas más comunes

La mayoría de las formas de uso frecuente para el diseño estructural son pobres cuando se trata de resistir de torsión. Es recomendable hacer las fuerzas resultantes pasen a través del centro de corte de la pieza, sin embargo, las rutas de carga complejas no crea una situación poco probable. Secciones cerradas como HSS o secciones circulares se comportan bien para resistir la torsión. Vigas - I es generalmente restringida lateralmente a resistir la torsión.

FUNDAMENTOS DE TORSION:

Cualquier sección transversal que se somete a la torsión va a girar a través de un ángulo "θ". Si la sección es no circular y sobrio, este es acompañada por la deformación de la sección.

En una situación en la que la deformación es completamente sin restricciones el par resistió en cualquier sección del miembro está dada por

$$T_t = GJ\theta$$

donde:

T_t = resistiendo momento de sección sin restricciones.

G = módulo de corte de la elasticidad.

J = constante de torsión de la sección transversal.

θ = ángulo de giro por unidad de longitud.

Cuando la capacidad de la sección a la urdimbre está restringido, entonces este par de resistencia está dada por

$$T_w = -EC_w\theta'''$$

donde:

T_w = resistiendo momento de la sección restringida.

E = módulo de elasticidad.

C_w = constante deformación.

$\theta''' =$ tercera derivada del ángulo de giro por unidad de longitud.

El par total resistido, es la suma de los dos pares de más arriba.

$$T = T_t + T_w$$

La existencia del segundo plazo depende de si la sección se ha refrenado contra deformación o no. La Figura muestra una sección retorcida que es deformación.

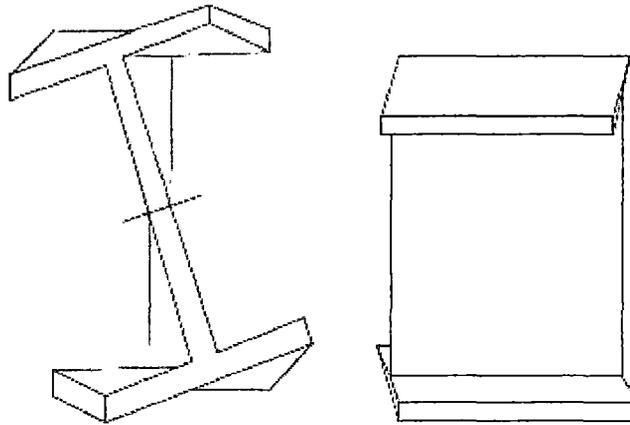


Fig. 34 Deformación de una sección abierta en forma de I.

Aunque I-formas son las formas más comunes que se utilizan en la práctica, tienen una muy baja resistencia a la de torsión. En tal situación, el momento de torsión puede reducirse al asegurar que la rotación de los el propio miembro es menor que la rotación en los extremos del miembro. Entonces esta reducción de torsión se puede calcular usando una rigidez de torsión que se da por "k". La Figura muestra una forma de I sometido a una rotación "θ". (Singer y Pytel 1987)

$$k = \frac{T}{\theta}$$

donde:

T = momento de torsión.

θ = ángulo de rotación.

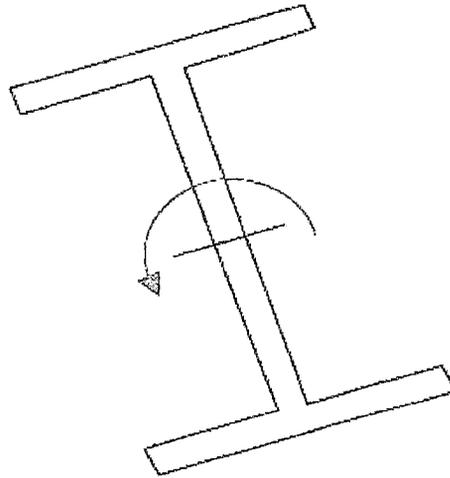


Fig. 35 La torsión en una sección en forma de I.

TORSION EN LAS SECCIONES RECTANGULARES:

Una de las hipótesis que se hacen para secciones rectangulares sólidas es que las secciones planas no siendo avión después de torsión (es decir, las urdimbres de sección), por lo tanto, los nuevos métodos para la caracterización de torsión en secciones rectangulares necesita ser investigado.

La literatura se refiere a tres métodos de análisis cuando se habla de secciones rectangulares;

1. Semi método inverso de Saint-Venant.
2. Solución elástico lineal.
3. El miembro elástico-Prandtl (Soap Film) analogía.

Todas estas teorías tratan en detalle con el fenómeno de la deformación de las secciones rectangulares.

Le dan una estimación de la torsión en el elemento de base a la desviación de la correspondiente membrana. Esta analogía funciona para las estrechas secciones transversales donde el espesor es muy pequeño con relación a la altura correspondiente. Por lo tanto, es imperativo que se divide el análisis de la miembros rectangulares en-rectangular Secciones II sección rectangular y delgada II.

SECCIONES RECTANGULARES DELGADAS:

Las secciones transversales de muchas máquinas y las piezas se componen de secciones rectangulares delgadas (Boresi y Schmidt 2003), que se realizan principalmente para llevar a flexión y cortante, pero también puede llevar a algunos de torsión secundaria. Como se mencionó anteriormente, la torsión de tales secciones estrechas se basan en las deflexiones de las membranas correspondientes, por lo tanto, una relación entre la deformación y la torsión correspondiente se puede escribir como:

$$T = \phi dx dy$$

donde:

T = par.

ϕ = función de la tensión de torsión.

Si esta ecuación se integra sobre el espesor y la altura del miembro entonces una expresión a puede obtenerse el par y el estrés en la sección rectangular delgada. Esta teoría se basa en la (Soap Film) Analogía elástico-Membrana Prandtl. (Boresi y Schmidt, 2003).

Expresión final es: y Schmidt 2003), que se realizan principalmente para llevar a flexión y cortante, pero también puede llevar a algunos de torsión secundaria. Como se mencionó anteriormente, la torsión de tales secciones estrechas se basan en las deflexiones de las membranas correspondientes, por lo tanto, una relación entre la deformación y la torsión correspondiente se puede escribir como:

$$T = GJ\theta$$

donde:

$$J = \frac{(2b)(2h)^3}{3}$$

θ = Angle of rotation.

Es importante tener en cuenta que la solución es aproximada y no satisface el límite condiciones. La similitud de esta ecuación con la ecuación básica para la torsión es evidente. La sección rectangular delgada genérica sometida a torsión se muestra en la Figura

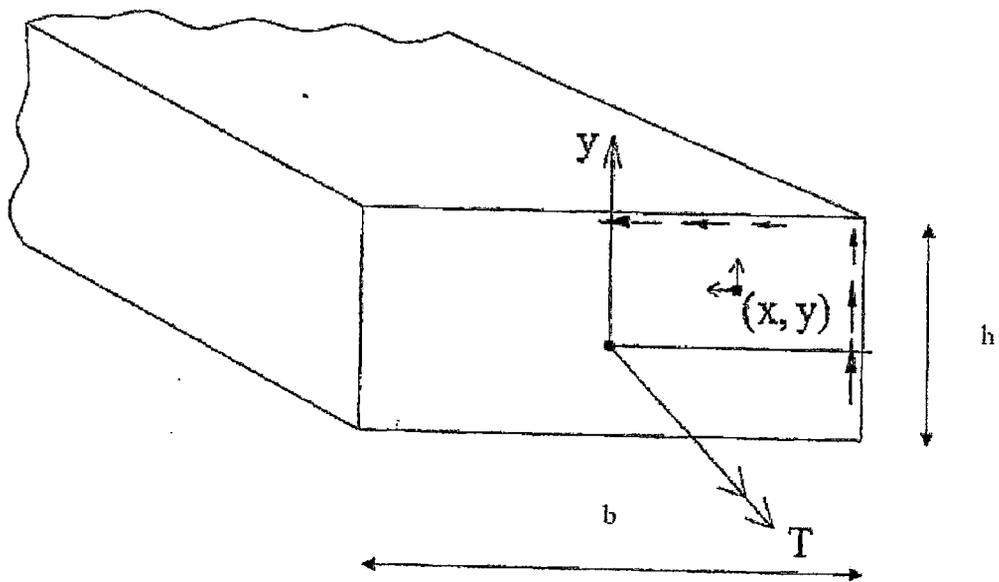


Fig. 36 Torsión en secciones rectangulares delgadas

SECCIONES RECTANGULARES:

Esta sección trata de las secciones rectangulares en las que la profundidad de la sección y el ancho son comparables.

La función de la tensión de torsión es diferente en este caso y se define por:

$$\Delta^2 \phi = -2G\theta$$

donde:

Δ^2 = doble derivado

El par de torsión como se ha definido anteriormente está dada por:

$$T = \phi dx dy$$

Integrando esta expresión como se ha mencionado anteriormente, sin embargo esta vez funciones destacan la torsión siendo diferente la expresión para J es un poco diferente. El par está dado por

$$T = GJ\theta$$

$$J = k_1(2h)^3(2b)$$

$k_1 = \text{Constant.}$

Esta es una expresión estándar para la torsión de sección rectangular y hay valores tabulados para k_1 para diferentes b y h en la literatura. La figura muestra la torsión de una sección rectangular.

La analogía membrana permite la distribución de la tensión en cualquier sección transversal que se determinará experimentalmente. También permite la distribución de la tensión en paredes delgadas secciones transversales abiertas, para ser determinado por el mismo enfoque teórico que describe el comportamiento de secciones rectangulares.

Usando la analogía de la membrana elástica, cualquier sección de pared delgada puede ser "extendido" en un rectángulo sin tener un efecto sobre la distribución de la tensión debido a la torsión.

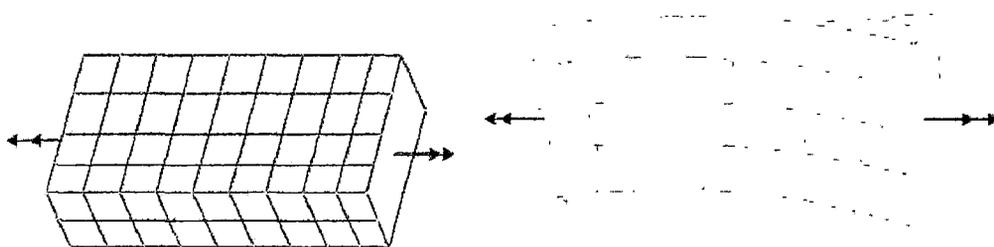


Fig. 37 El giro de una sección rectangular

TORSION EN SECCIONES ABIERTAS

Secciones abiertas, como los canales y secciones anchas alas, tienden a deformarse bajo cargas de torsión (Boresi y Schmidt, 2003). Si esta deformación es totalmente sin restricciones a continuación, sólo existe torsión pura en el miembro. Si la sección está restringido tensiones normales a continuación, adicionales y longitudinales tensiones se introducido, que tiene que ser tomada en consideración. Las tensiones debido a la pura de torsión, las tensiones directas, o deformación están relacionados con el " θ " que es la constante de rotación.

Como se discutió anteriormente, hay dos tipos de estrés, una derivada de torsión pura y la Otros derivados de deformaciones.

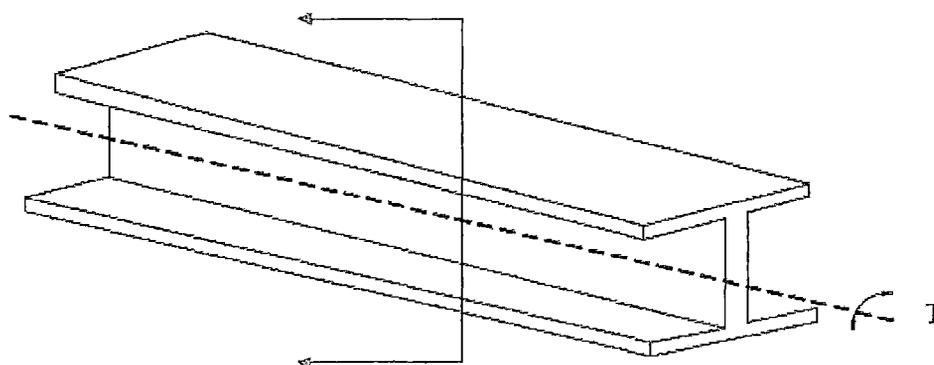


Fig. 38 Torsión en la sección I-viga.

PUENTES CURVOS EN PLANTA (17)

El diseño de puentes curvos para carga horizontal y gravitacional es diferente a puentes rectos. Esta diferencia está por acciones de torsión debido a la curvatura del eje longitudinal del puente. Si las fuerzas de torsión son reemplazadas por fuerzas equivalentes en vigas rectas equivalentes, una solución aproximada puede ser obtenida. Las fuerzas equivalentes son desarrolladas de equilibrio y son una función de radio del puente, Las siguientes subdivisiones explican el método de análisis. Primero una viga curva bajo cargas gravitacionales es analizada

para tener una mejor comprensión de las fuerzas internas desarrolladas en tal elemento. El resultado principal de este análisis es el momento de torsión creado en vigas curvas debido a cargas gravitacionales. Entonces, el problema de respuesta de torsión de vigas curvas es analizado, usando el programa CSIBRIDGE V-15. Después, los sistemas del puente con curvatura horizontal son estudiados. Con este propósito, se hace un modelado de puente curvo en el programa CSIBRIDGE V-15 para ver su comportamiento bajo cargas gravitacionales.

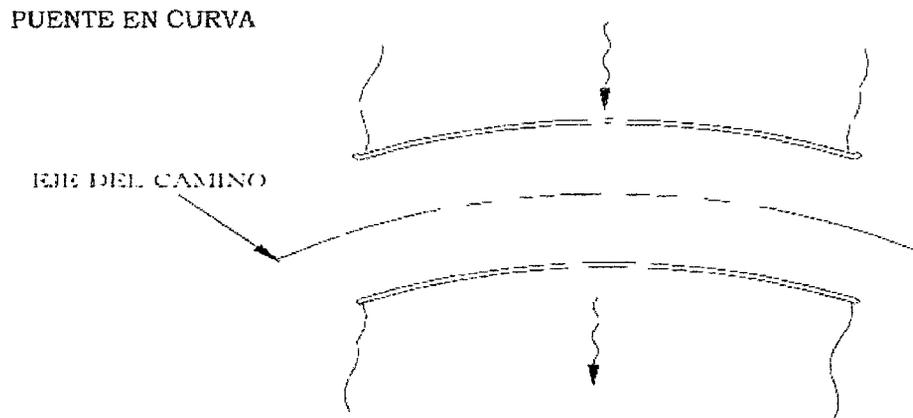


Fig. 39 Fuente: tesis Juan Carlos Altamirano (unsch)

ECONOMÍA Y ESTÉTICA: (17)

Una de las magnitudes fundamentales que rigen el diseño de cualquier estructura es la economía. Los Puentes curvados son ventajosas en un sentido, ya que pueden seguir el camino y la alineación puede simplificar los requisitos de la estructura de sub, lo que resulta en una simplificación de la estructura global.

Sin embargo, más esfuerzo tiene que ser puesto en los costos de fabricación y montaje de una viga curva (puente) de un puente de viga recta. La viga curva también requiere mano de obra especializada y tiende requisitos. Sin embargo, el valor estético y la simplificación del diseño general, conforman para estas deficiencias. El intercambio de la carretera aérea (Figura 0.30), al norte de Baton Rouge en Louisiana es uno de los muchos ejemplos en los que el diseño del

puente curvo con vigas cajón de acero hace bella solución a un problema práctico (fuente: Google images).

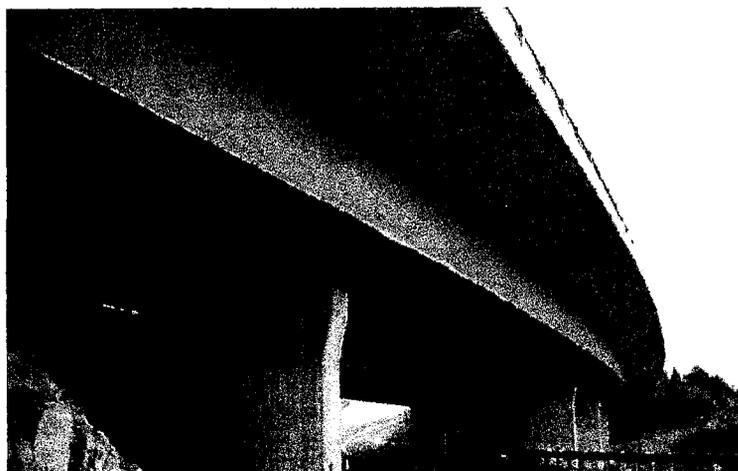


Fig. 40 Fuente: google

No existe una regla general que indica si una curva puentes de vigas es menos o más económico, Sin embargo, las estructuras de vigas curvas son mucho más agradables elementos estructurales y un creciente esfuerzo se ha hecho para las estructuras de estar en armonía con el medio ambiente y estética agradable. Los puentes construidos inicialmente mostraron problemas de fatiga debido a los detalles de las conexiones o la distribución inadecuada de la carga. Todas estas circunstancias conducen a la investigación en el campo de la Viga curvada.

FABRICACIÓN Y MONTAJE (17)

Puentes con viga-I Se debe tener cuidado para asegurar que el vigas son estables durante la fase de erección, la fuerza de las conexiones atornilladas es importante y se considera para la evaluación de la resistencia y la estabilidad del acero durante la erección de un proceso abierto puente de vigas. Se requiere la restricción torsional de las vigas en cada punto de tiempo. Surge la inestabilidad porque los refuerzos internos no pueden resistir el movimiento lateral. El mejor

método para prevenir inestabilidad durante la fase de construcción es mantener pequeñas longitudes no arriostradas.

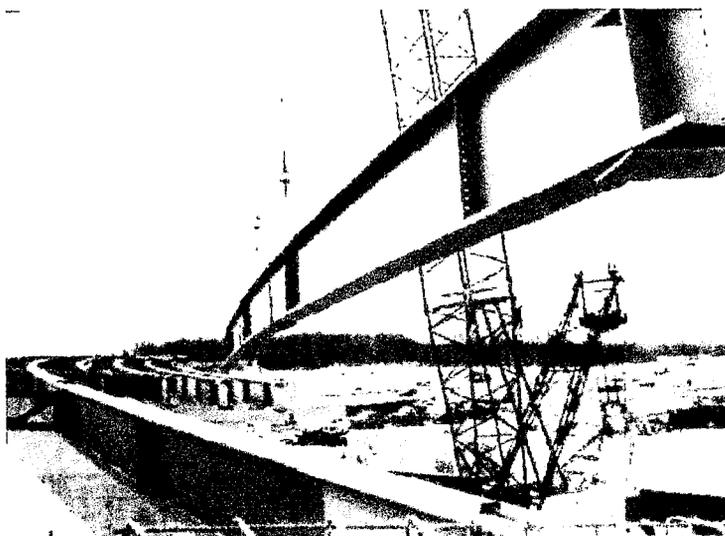


Fig. 41 Fuente: google

ECONOMÍA (17)

La economía es el factor principal detrás de cualquier proyecto. Hay algunas ventajas y desventajas hacia el uso de puentes de vigas curvadas en su conjunto a través de los puentes de vigas rectas. Economía global se consigue debido a que los puentes de vigas curvas siguen el mismo camino alineación y dinero se puede ahorrar mediante la limitación de las estructuras adicionales que se requieren. La construcción y la fabricación de las vigas curvadas son más caras que las vigas rectas. El montaje de vigas cajón curvo es más complicado que los puentes de vigas curvas abiertas. Sin embargo, las vigas de caja son más rígidos ofrecen una mejor capacidad de servicio de las vigas abiertas. Por lo tanto vigas de caja se comportan mejor que las vigas abiertas estructuralmente pero su construcción y coste de fabricación es más de las vigas abiertas

METODOS DE ANALISIS (18)

Existen las tensiones básicas que existen en una viga recta de las vigas curvadas, la tasa adicional del efecto es el efecto de la tensión de cizallamiento debido a la torsión. Por lo tanto todos los métodos implicados en la filosofía viga curva son para medir el estrés debido a la torsión. Este estrés provoca la deformación de la viga, por lo que actúa, además de los esfuerzos normales producidos debido a la fuerza axial y el momento de flexión. Hay varios métodos para estudiar la torsión, San Venant torsión y método aproximado de análisis son las dos maneras de hacerlo, que se indican a continuación. Saint-Venant torsión: Existe esta torsión en su forma más pura cuando la sección es totalmente irrestricto a deformarse. Así además de las tensiones existentes en la sección debido a la fuerza axial y el momento, este esfuerzo de cizallamiento tiene que ser añadido a la sección

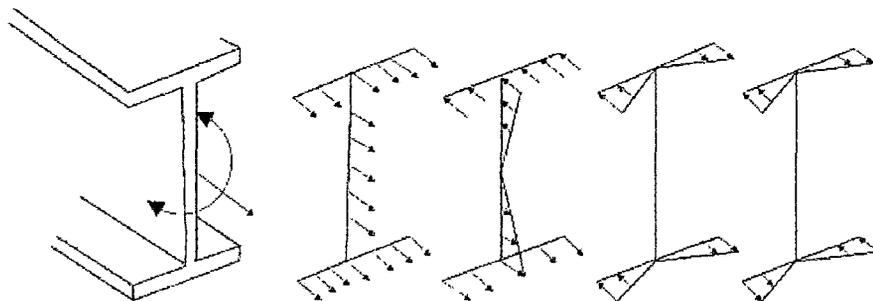


Fig. 42 Fuente: mcgraw-hill_-_structural_steel_designer's_handbook_3rd_ed

METODO V-LOAD: (18)

La práctica anterior en el diseño de nuevas carreteras a menudo se encuentran los puentes, luego alineados la calzada con ellos. La práctica actual, en contraste, por lo general se ajusta puentes en la alineación deseada carretera. Desde cruces curvas son a veces inevitables rampas y curvas en intercambios a menudo deben abarcar otras carreteras, ferrocarriles, o

estructuras, puentes, en los casos deben ser curvado. Placa o caja vigas suelen ser el tipo m_ as adecuado de elaboraci_ on de dichos puentes. Aunque la cubierta puede estar curvado de acuerdo con la alineaci_ on de la carretera, las vigas puede ser recta o curva entre los soportes asim_ etricos. Vigas rectas requieren menos acero y tienen menores costes de fabricaci_ on. Pero vigas curvadas ofrecen un mejor aspecto, ya menudo la general costo de un puente con dichas vigas puede no ser mayor que el de una estructura con recta miembros. Vigas curvadas pueden reducir el n_ umero de fundaciones necesaria porque ya tramos se pueden utilizar; dise_ no de la cubierta y la construcci_ on es sencilla, ya que espaciamiento de vigas y voladizos de la cubierta se pueden mantener constantes durante todo el periodo, y ahorro de costes pueden acumular del uso de vigas continuas, que pueden no ser factible, con vigas inclinadas rectas. Por consiguiente, vigas curvadas se utilizan generalmente en puentes curvos. Vigas curvadas introducen una nueva dimensi_ on en el dise_ no de puentes. La pr_ actica utilizada para derecho larguero de distribuci_ on de cargas a un stringer individual, como se indica en la especificaci_ on est_ andar, y el an_ alisis y el dise_ no de la cremallera por s_ i mismo.

Los m_ etodos aproximados asumen que las tensiones de deformaci_ on de torsi_ on son proporcionales al incremento en el par de torsi_ on o la concentraci_ on de una carga. El m_ etodo m_ as com_ un usado para el an_ alisis de un puente de viga curvada es el m_ etodo V-carga. (Manual viga curvada). Esta teor_ ia se basa en el an_ alisis est_ atico de una viga curvada en el plan de llevar a una fuerza axial.

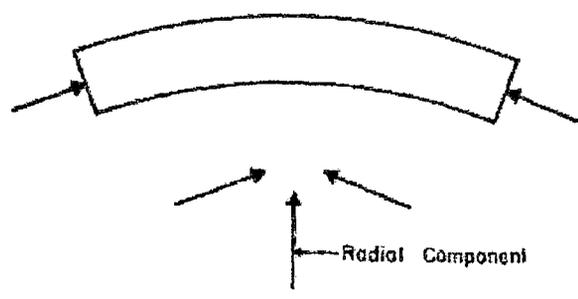


Fig. 43 Fuente: mcgraw-hill - _structural_steel_designer's_handbook_3rd_ed

Cuando se considera un pequeño arco de un puente de viga curva se puede ver a partir de la figura 12 que la fuerza axial no es colineal (debido al efecto de la curvatura). Esto da lugar a otra fuerza hace referencia como la fuerza radial en la literatura.

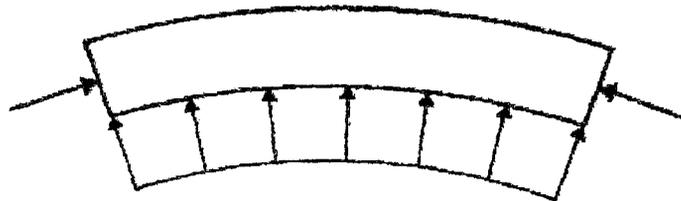


Fig. 44 Fuente : mcgraw-hill_-_structural_steel_designer's_handbook_3rd_ed

Se supone que la fuerza radial para actuar como una carga distribuida sobre la viga. La fuerza distribuida radial tiene el mismo efecto sobre la brida de la viga, como en el caso de tensión de aro. Así, la radial fuerza mantiene la brida de la viga en tensión. Una analogía puede ser trazada entre el efecto de la fuerza radial y la tensión del aro. Figura 2.6 explica el desarrollo de la tensión en la bridas.

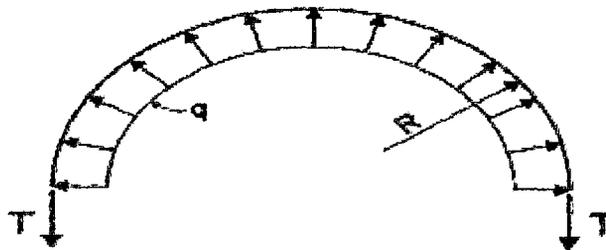


Fig. 45 Fuente : mcgraw-hill_-_structural_steel_designer's_handbook_3rd_ed

El V-Load resultado en los momentos que tienen que ser añadida o sustraída a los momentos del análisis de viga recta. Así, el momento total por la que el puente está diseñado es el momento obtenido a partir del análisis V-carga más o menos los momentos de la viga recta

análisis. A principios de vigas curvas no se utilizaron debido a la débil formación matemática detrás de los mecánicos implicados. Por lo tanto se han hecho esfuerzos para simplificar el enfoque. A continuación fueron las técnicas utilizadas.

El método aproximado para enmarcar abierto deriva de un método riguroso basado en consonancia deformaciones. Varios componentes de la estructura cuando se distorsiona por cargas deben conservar compatibilidad geométrica entre si y al mismo tiempo mantenerse en equilibrio.

Las ecuaciones desarrolladas para estas condiciones pueden ser satisfechas solo por un conjunto único de fuerzas internas. En el método riguroso, un gran número de tales ecuaciones debe ser resuelto simultáneamente. en el método aproximado, considerable simplificación se consigue dejar de lado la rigidez de las vigas de placa en Venant (puro) de torsión St.. En el siguiente, vigas de puente entre la línea central y el centro de curvatura son llamados vigas interiores.

El resto se llaman vigas exteriores. El procedimiento se describe para un puente con la circular concéntrica largueros, igualmente espaciados. Por lo tanto, para las cuatro vigas que se muestran en la figura. 0.42 a, si la distancia desde G1 viga exterior

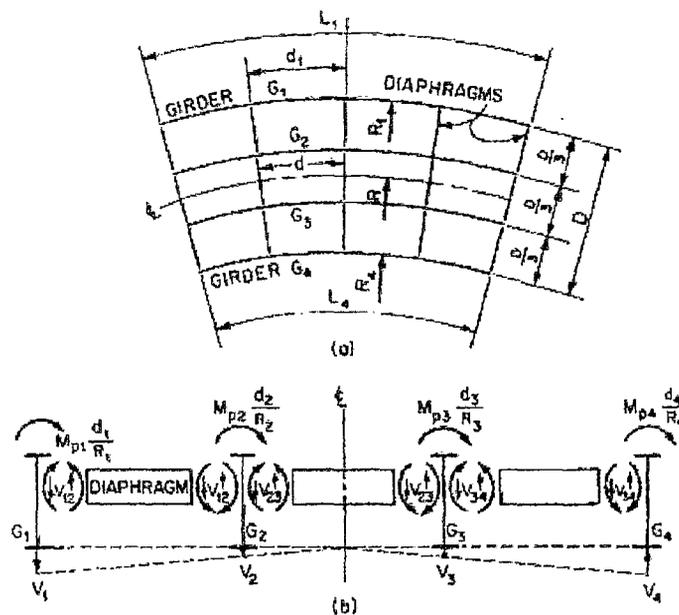


Fig. 46 Puente curvo en planta. (a) plano de la estructura (b) sección transversal del puente en un diafragma.

Para viga interior G_4 es D , la separación viga es $D / 3$. El radio de la línea central del puente es R y de cualquier G_n viga, R_n . Los diafragmas están igualmente espaciados a una distancia d aparte a lo largo del línea central y colocado radialmente entre las vigas. Inicialmente, las vigas se supone que ser recto, y el lapso de cada viga se toma como su longitud desarrollada entre los soportes. Momentos preliminares M_p y tijeras V_p se calculan como para vigas rectas. Estos valores deben ser corregidos por los efectos de la Curvatura. El efecto principal es un par de torsión actuando en cada sección transversal Radial de cada viga. El par de torsión por unidad de longitud en cualquier sección de un G_n viga está dada aproximadamente por

Análisis y Diseño Estructural.

4.1 Introducción.

En este capítulo se detalla el proceso del análisis y diseño estructural de dos distintos tipos de sistemas estructurales utilizando las normas AASHTO LRFD 2007, el diseño de la estructura se divide en dos componentes comúnmente Conocidos como: la superestructura y la subestructura, procedimientos que se detallan en este capítulo utilizando operaciones manuales pero en el presente tesis solo se verá el cálculo de superestructura para ver su comportamiento de puente curvo en planta.

4.2 Consideraciones de Diseño.

Ver Anexos las hojas de cálculo del puente.

INTRODUCCIÓN AL CSIBRIDGE.

5.1 Introducción.

El CSIBridge es un nuevo programa con el cual el análisis, diseño, y la valuación por rating de puentes sencillos a complejos pueden hacerse usando un solo programa. Modelos de puentes definidos paramétricamente pueden crearse usando objetos tipo barras, cascarón o sólidos. CSIBridge incorpora una nueva interfaz de usuario reticulada que proporciona un área de trabajo intuitiva y fácil de usar. Todas las poderosas características del módulo de puentes que existía para Sap2000 se han incorporado en CSIBridge, y se han agregado nuevas:

- Gráficas 3-D más rápidas.
- Diseño de vigas de acero.
- Optimización de vigas de acero.
- Valuación de cargas por "Rating" en puentes de concreto.
- Nuevos vehículos internacionales.
- Vigas híbridas de acero.
- Cargas puntuales, lineales y de área en la cubierta.
- Diafragmas en etapas o escalonados.
- Importación de líneas de carril desde land XML.
- Resultados detallados de esfuerzos para vigas y losas en la construcción en etapas.

CSIBridge permite un diseño y adaptación rápida y sencilla de puentes de acero y concreto. Los modelos de puentes pueden definirse usando pestañas y botones que utilizan términos

comunes de ingeniería de puentes, tales como líneas de carril, componentes de la superestructura o subestructura, soportes, pilares, y postensado.

Los Carriles y Vehículos pueden definirse rápidamente e incluir efectos de anchura. Están disponibles gráficas de Grantt sencillas y prácticas para estimular el modelado y construcción de secuencias y programación. Construcción en Etapas, flujo plástico y análisis por agrietamiento, tensión en cables para el objetivo de las fuerzas y la flecha o deflexión, no-linealidad geométrica (P-Delta y grandes desplazamientos), no-linealidad en materiales, pandeo, análisis estático y dinámico, todo esto está disponible en CSIBridge.

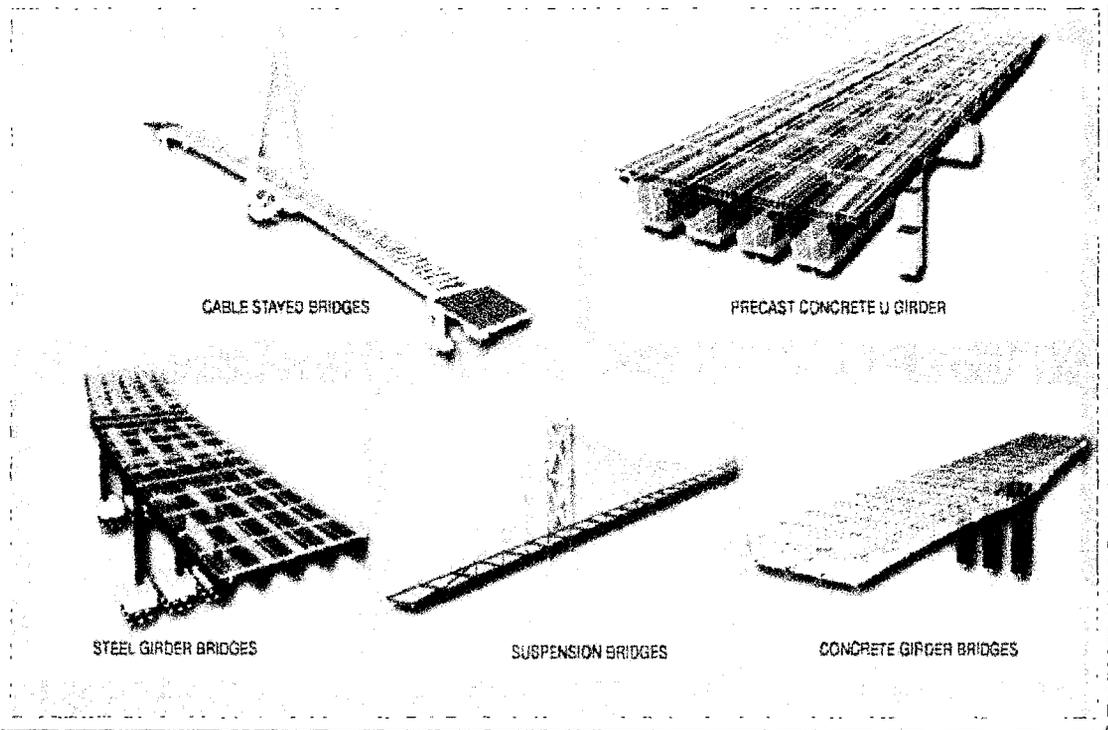


Figura 5.1 Modelos de puentes realizados con el CSIBridge.

El diseño por AASHTO LRFD se incluye para puentes de acero y concreto con combinaciones de carga automatizadas. El diseño sísmico y revisión de capacidades puede automatizarse para incluir análisis lateral pushover.

5.2 DESCRIPCIÓN Y APLICACIÓN DE LOS COMANDOS DEL CSIBRIDGE.¹⁷



Describiendo el menu "orb".

Este menú está localizado en la parte superior izquierda del programa. Este menú está relacionado a todo lo que es el mantenimiento de los archivos "Files" (Crear Nuevo Archivo, Abrir un Archivo existente, Salvar un Archivo), Producir salidas de resultados (Gráficos, Reportes, Videos de Animación), y para establecer unos rangos de parámetros usados por el programa (Unidades, Tolerancias, Despliegue de Colores, Sonido, Información de Proyecto y Comentarios). El botón "Recent Models" despliega los últimos archivos de modelos que hemos abierto o usado, el botón "Resources" está relacionado a la ayuda que tiene el programa".

- Secuencia de Pasos para Iniciar un Nuevo Modelo Usando "Quick Bridge" (Opción de Modelo Rápido).

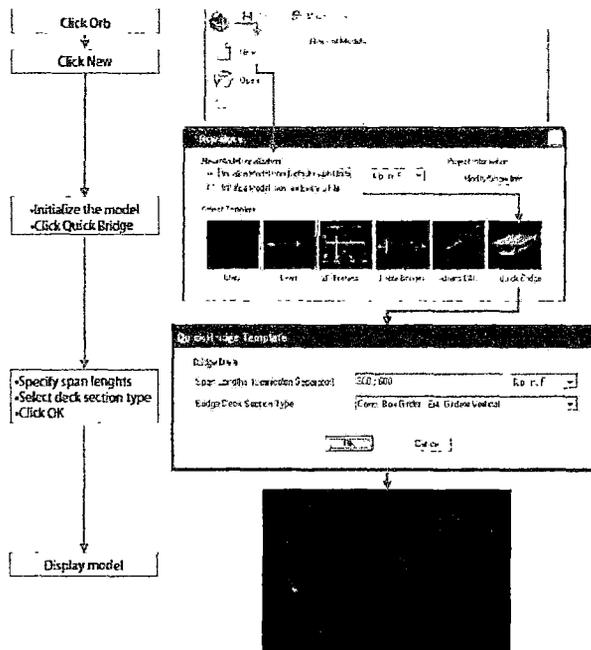


Figura 5.2 secuencia de pasos en el Quick Bridge.

Análisis y Diseño Estructural con el CSIBridge.

Introducción.

Este capítulo consiste en la realización del diseño estructural de las propuestas estructurales desarrolladas en el capítulo IV, estos diseños parten de los mismos datos utilizados en los procedimientos de diseño realizados en el capítulo antes mencionado.

Es importante destacar que para agilizar el proceso de diseño se utilizaran las secciones resultantes del análisis y diseño estructural realizado anteriormente, dicho de otra manera este será un proceso de verificación para luego comparar los resultados de ambos procedimientos.

El diseño estructural realizado con el CSIBridge se divide en 4 etapas:

1. La creación del modelo estructural.
2. Creación y aplicación de cargas.
3. Análisis estructural.
4. Diseño estructural.

Análisis y Diseño estructural.

6.2.1 Propuesta estructural #1: Superestructura con largueros de Acero.

“Nota: a diferencia del proceso de diseño en el capítulo IV el diseño estructural de la propuesta #1 envuelve lo que es el diseño tanto de la superestructura con el diseño de la subestructura”.

Etapa 1: Creación del modelo estructural.

1. El primer paso es la creación de un nuevo modelo en el cual definimos las unidades de trabajo que en este caso utilizaremos como unidades Toneladas, metros y como nuevo modelo seleccionaremos un modelo en blanco (Select Template Blank).

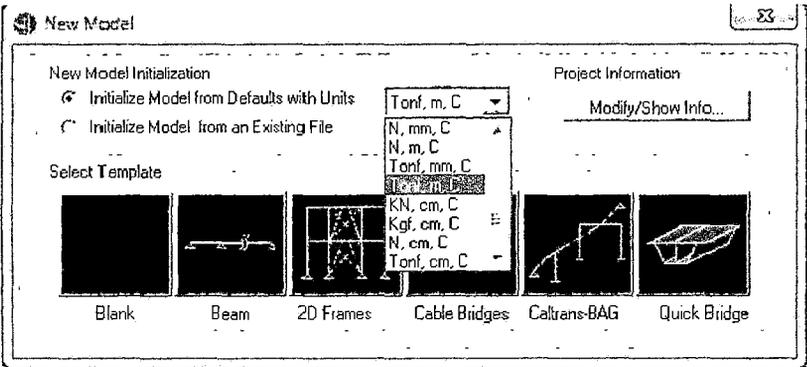


Figura 6.1 Recuadro para la creación de un nuevo modelo.

2. El segundo paso consiste en la creación de la alineación del puente (Layout Line) que en este caso nuestro puente consta de una longitud de 40 metros y un alineamiento horizontal y vertical completamente recto.

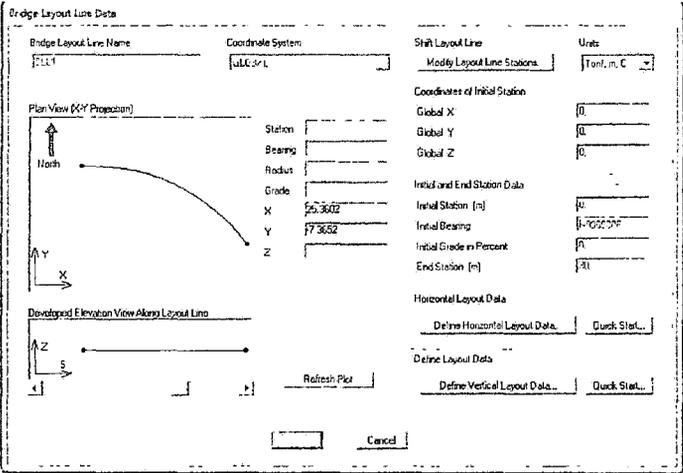


Figura 6.2 Recuadro para la definición del alineamiento del puente.

3. El tercer paso consiste en la creación de los carriles de diseño, cada carril de diseño debe de ser creado por separado, especificando su ancho y la ubicación del centro del carril con respecto a la alineación definido en el paso anterior, para este caso los carriles de diseño tienen un ancho de 3.60 metros.

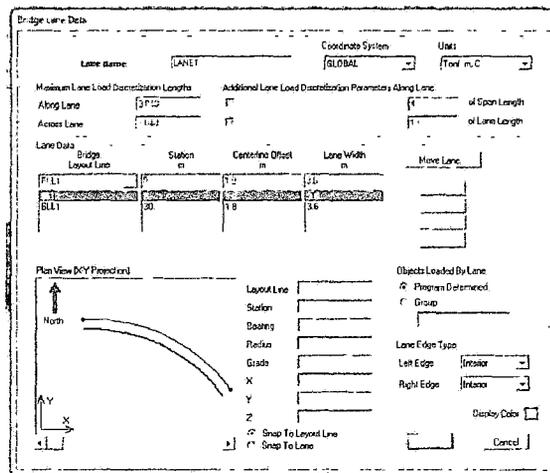


Figura 6.3 Recuadro para creación de los carriles de diseño.

4. Deben de definirse los materiales y secciones de los distintos elementos estructurales (La resistencia del concreto a utilizar, el grado del acero de refuerzo, las secciones de los largueros, las dimensiones de la pila, entre otros), para ello utilizamos la ventana Componentes (Components).

Los materiales definidos son los siguientes:

- La resistencia a la compresión del concreto es de 280 Kg/cm^2 .
- Acero ASTM A615 Gr40 y Gr60 (material para las barras de refuerzo)
- Acero ASTM A992 (material del larguero)

Las secciones definidas son las siguientes:

- Perfil laminado W36x150 (largueros)
- Columna circular de 1.20 metros de diámetro (columna de pila)
- Viga de 1.20 x 1.20 metros (viga cabezal).
- Perfil laminado C12x36 (Diafragma).

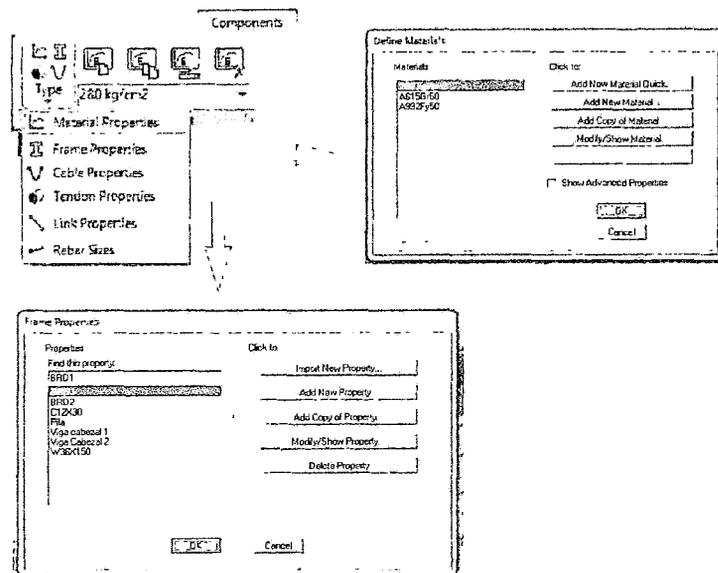


Figura 6.4 Recuadro para creación de los componentes del puente.

5. Luego de definir los materiales y las secciones de los distintos elementos estructurales, se definen los elementos que componen la superestructura utilizando el comando componentes (Components), aquí se define la sección del tablero esta debe de definirse acorde a nuestra superestructura, es importante mencionar que el CSIBridge proporciona distintas opciones de tableros entre los cuales podemos mencionar tableros con largueros tipo AASHTO, tableros con largueros de acero, entre otros, además de la definición del tipo de tablero se define el tipo de diafragma que de igual manera que para la selección del tablero el programa proporciona diferentes tipos de Diafragmas entre los cuales se encuentran diafragmas sólidos, tipo

arriostramiento, y tipo viga simple.

Para el caso del tablero se ha definido una losa con un espesor 20 cm con una ancho de tablero de 6.00 metros, con unos largueros W36x150 con un larguero interior y dos larguero exterior, con una separación entre largueros de 2.40 metros.

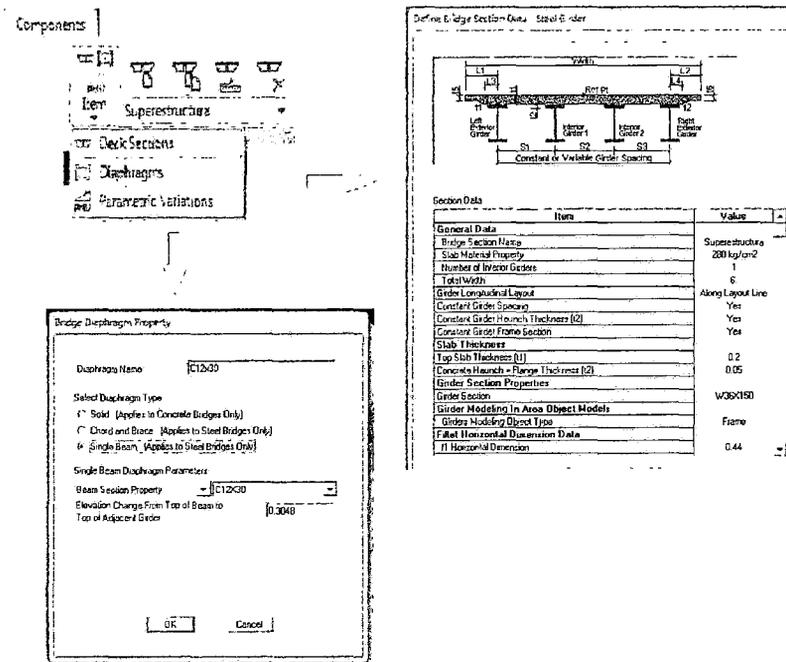


Figura 6.5 Recuadro para la creación de los componentes de la superestructura.

6. Luego de haber definido los componentes de la superestructura se procede a la definición de los elementos de la subestructura. Para los cuales se definieron:

- **Apoyos (Bearing):** para la definición de los apoyos se han definido dos tipos de los cuales está un apoyo fijo con restricciones a los movimientos de traslación en todas sus direcciones, y un apoyo móvil con restricciones a los movimientos de traslación vertical y de traslación normal al eje del larguero dejando libre el movimiento a lo largo del larguero. Es importante destacar que el programa solamente considera las condiciones de restricción de los apoyos y que estos no se diseñan.

- **Esprines de fundación:** aquí definimos las propiedades de la fundación tanto para el estribo como para la pila, que para este caso definimos que es un empotramiento definiendo como fijos las traslaciones y rotaciones en todas sus direcciones.
- **Estribos (Abutment):** en este caso el programa solo define las condiciones de conectividad de la superestructura al estribo y del estribo al suelo de fundación ya que para el diseño estructural el programa no diseña los estribos del puente. Además es posible definir si el estribo es monolítico con los largueros o si solamente están conectados con la parte inferior de estos.
- **Pila (Bent):** aquí definimos dos elementos que componen a la pila, la viga cabezal y la columna de la pila. Para la definición de la viga cabezal basta con definir su longitud y el tipo de sección de la viga cabezal definida anteriormente en el paso 4, y para la definición de la columna es posible definir distintas columnas cada una de ellas con diferentes alturas, secciones y distintas separaciones entre ellas ya sea para definir una pila tipo portico o una pila cabeza de martillo para nuestro caso se define una única columna con un diámetro de 1.20 metros la cual fue definida en los pasos anteriores. Además es aquí donde nosotros definimos si se trata de un puente continuo con un solo apoyo o con un puente discontinuo con doble apoyo, considerando además que podemos definir que la pila sea monolítica con la superestructura como sería el caso de un puente postensionado segmentado, pero para nuestro caso se trata de un puente discontinuo con doble apoyo dicho de otra forma cada tablero se define como simplemente apoyado.

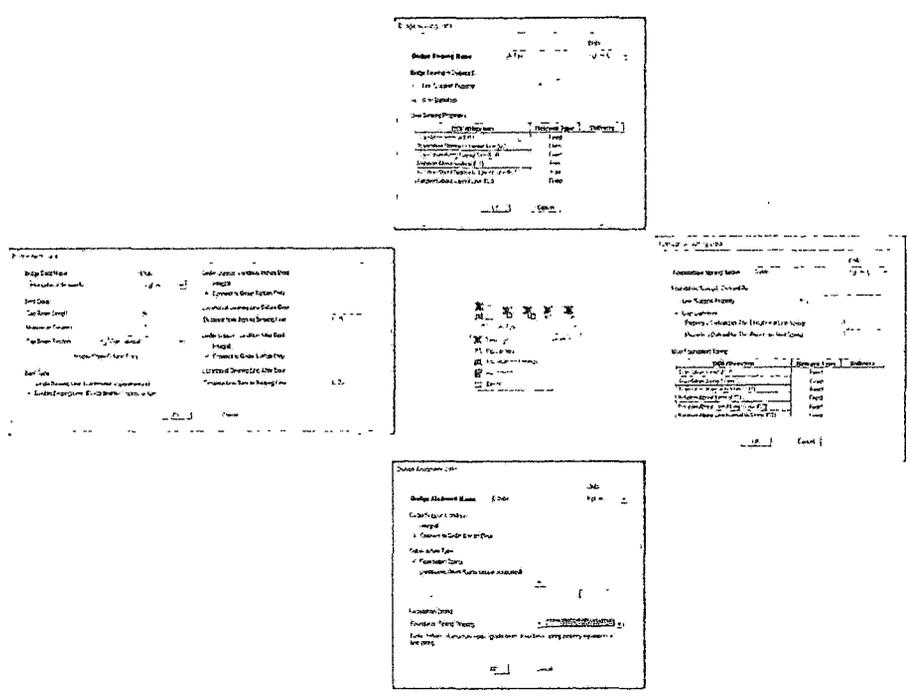


Figura 6.6 Recuadro para la creación de los componentes de la subestructura.

7. El último pasó de la primera etapa consiste en la reunión de todos los elementos estructurales en un objeto llamado objeto puente utilizando el comando Puente (Bridge).

En este paso reunimos todos los elementos que se crearon en todos los pasos anteriores, aquí definimos la longitud de los dos tramos que componen nuestra alineación ambos de 30 metros, definimos la cantidad y ubicación de cada diafragma que en este caso hemos definido 6 diafragmas intermedios con una separación de 5.00 metros entre ellos, la ubicación de los estribos y el tipo de apoyo que conectan a la superestructura con la subestructura que en nuestro caso un apoyo es fijo y otro apoyo es móvil. La ubicación de la pila y los tipos de apoyos que existen en ella ya que hemos definido que se trata de un puente discontinuo con dos apoyos en la pila, un apoyo se ha definido como móvil y el otro apoyo como fijo.

Es importante mencionar que al momento de definir el objeto puente se pueden incorporar las cargas.

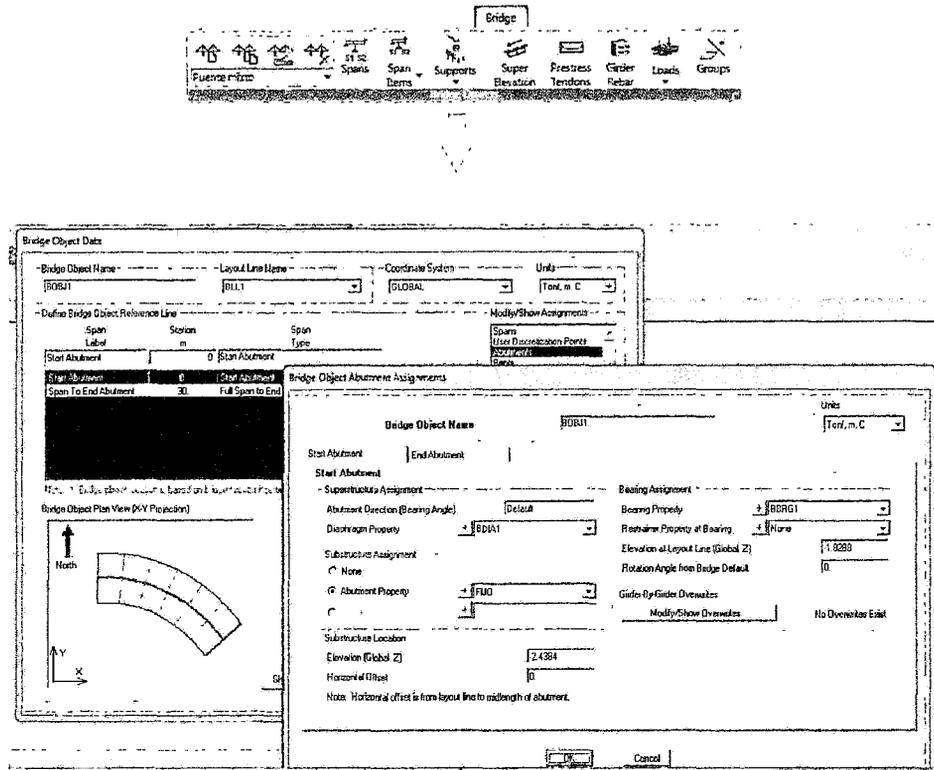


Figura 6.7 Recuadro para la creación del objeto puente (Bridge Object).



Figura 6.8 Modelo realizado con el CSIBridge (Puente con largueros de acero).

Etapa 2: Creación y aplicación de cargas.

1. El primer paso de esta segunda etapa consiste en la creación de los patrones de carga. Los patrones de carga definidos en el programa están creados de acuerdo al código AASHTO LRFD.

Para nuestro modelo se han definido los siguientes patrones de carga:

- Peso propio (Dead - factor multiplicador de 1).
- Parapeto (Dead – factor multiplicador de 0).
- Acera (Dead – factor multiplicador de 0).
- Superficie de rodadura (Weiring Surface – factor multiplicador de 0).

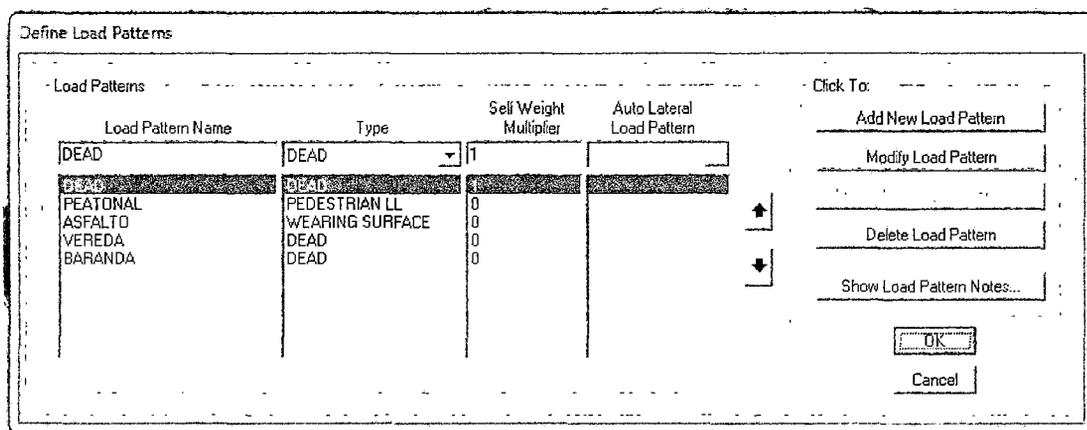


Figura 6.9 Recuadro para la creación de los patrones de carga.

2. Luego de haber definido los patrones de carga, se procede a la definición de los vehículos de diseño, y a la creación de un grupo de vehículos.

Para este caso se han definido dos tipos de vehículos, el primero el HL-93K (representa la carga de un camión), y el HL-93M (representa la carga de tandem) ambas cargas combinadas con una carga de carril.

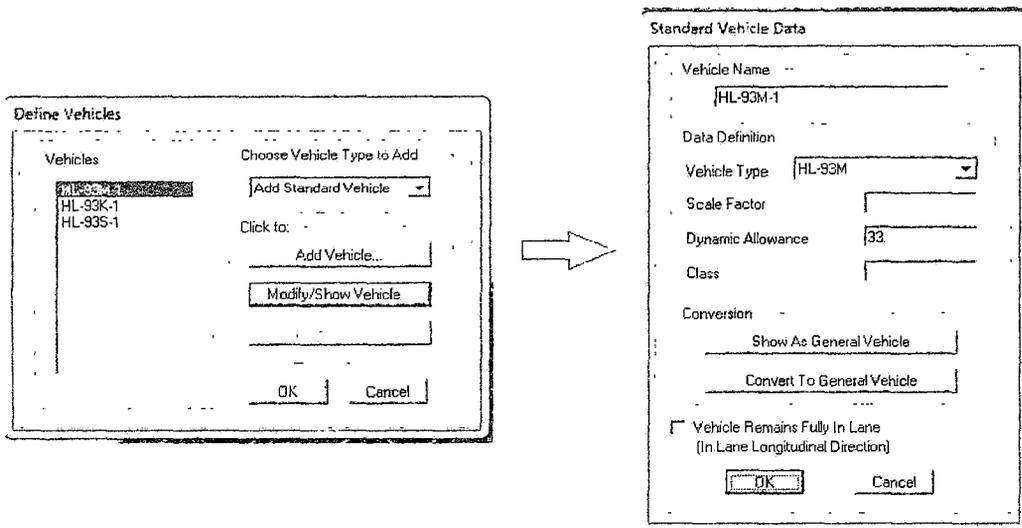


Figura 6.10 Recuadro para la definición de los tipos de vehículos.

Luego de la definición de las clases de vehículos es necesario agruparlos en un grupo para que el programa compute ambas cargas y genere una envolvente en la cual involucre las solicitaciones máximas y mínimas que generan los vehículos a la superestructura.

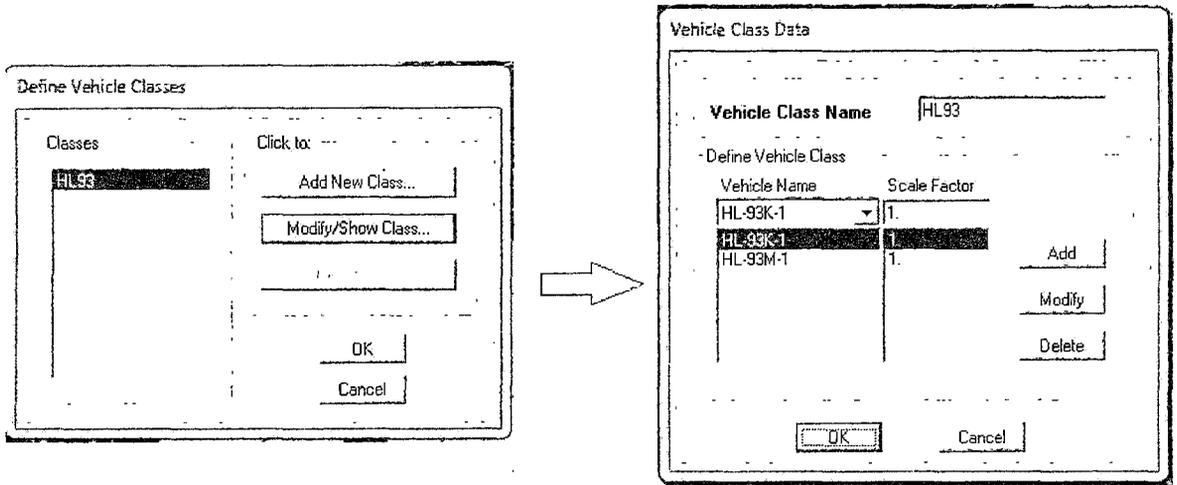


Figura 6.11 Recuadro para la definición del grupo de vehículos.

3. El tercer paso consisten en la aplicación de las cargar al puente en la cual se ha definido las cargas de parapeto (carga lineal), cargas de acera (carga por unidad de área), carga de superficie de rodadura (carga por unidad de área).

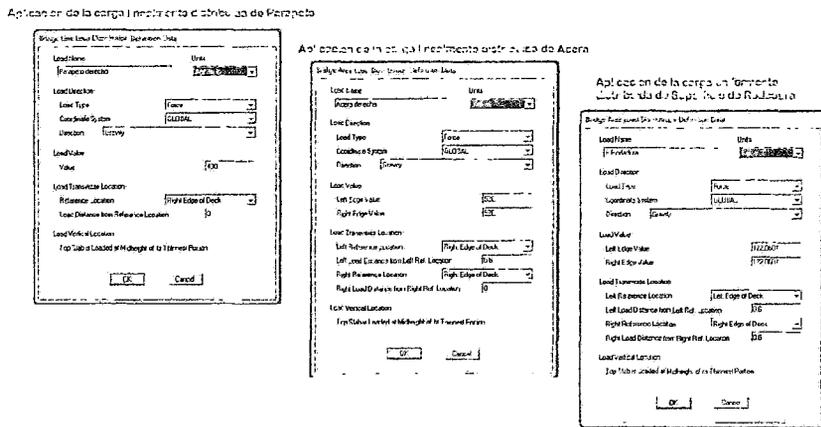
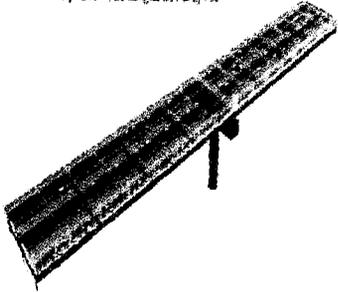
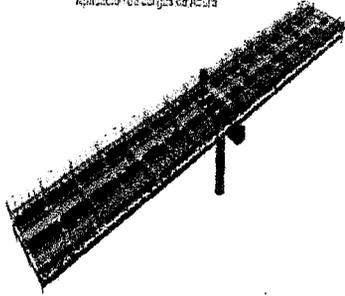


Figura 6.12 Recuadro para la aplicación de cargas gravitacionales.

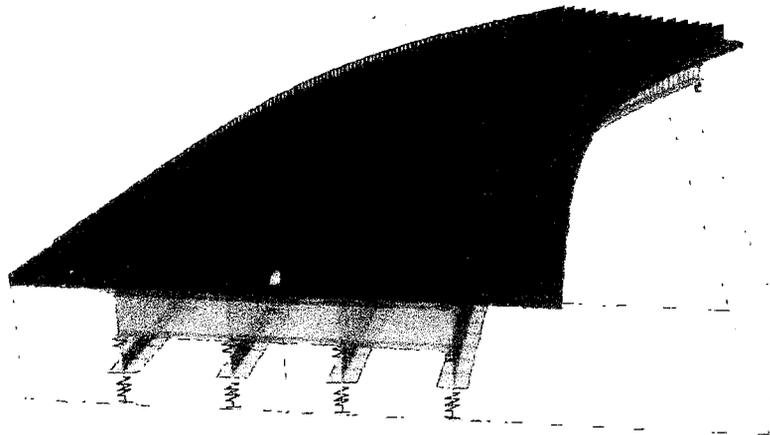
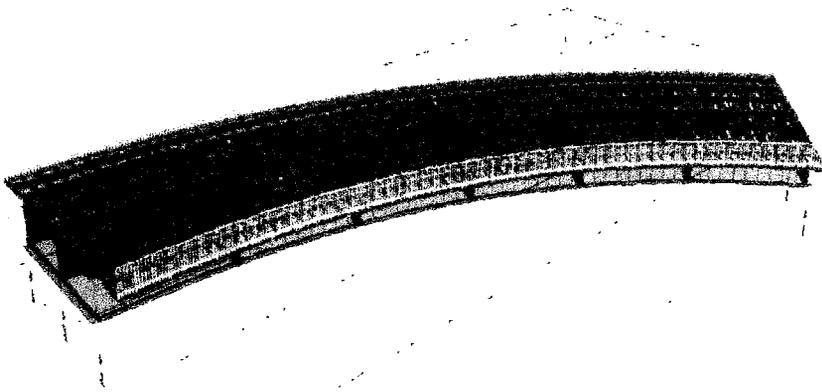
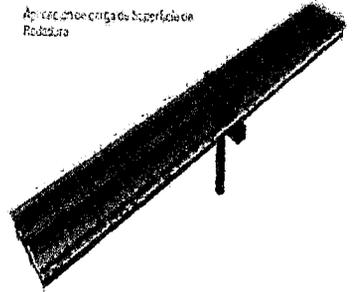
Aplicação de carga de Paralela



Aplicação de carga de Azimut



Aplicação de carga de Superfície Rotacional



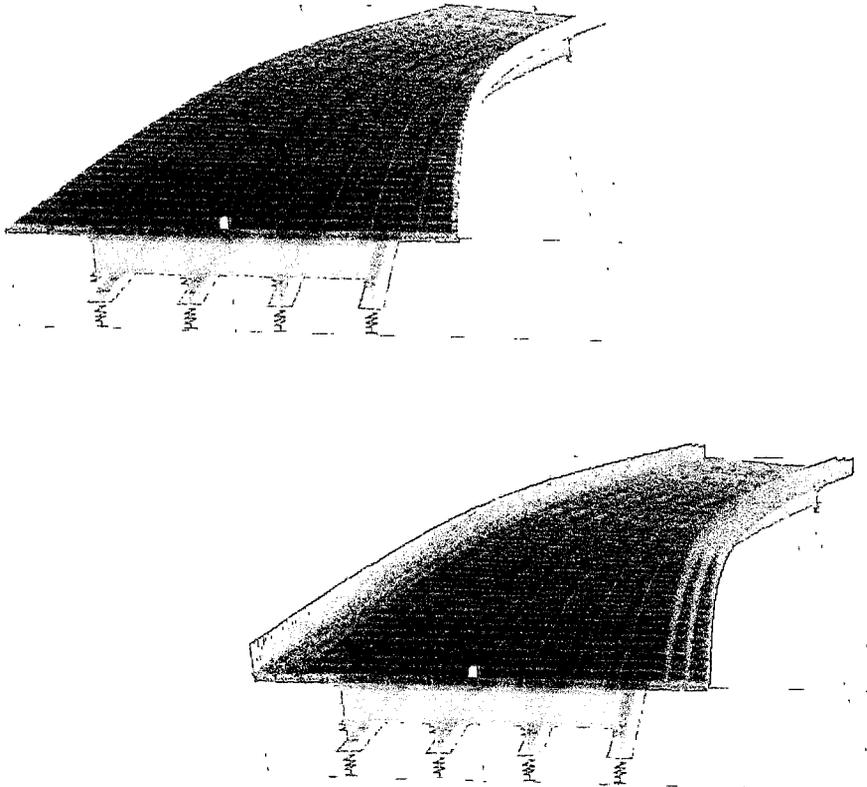


Figura 6.13 Representaciones graficas de la aplicación de cargas gravitacionales.

4. El cuarto paso de esta etapa consiste en asociar la aplicación de las cargas con respecto al proceso constructivo y esto se hace definiendo el caso de carga Staget Construction, ya que hay que destacar que a medida el proceso constructivo avanza cambian las propiedades de los largueros. Para ello definimos el tiempo en el cual se incorporan los elementos estructurales al análisis.

57

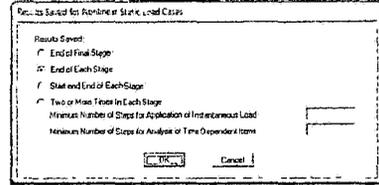
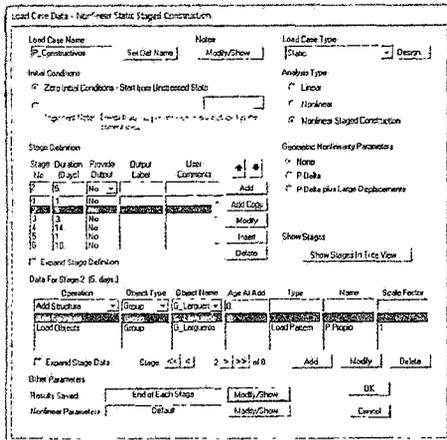


Figura 6.14 Recuadros para de definición del caso de carga Staget Construction.

Es importante mencionar que para la incorporación de la losa al inicio de la del análisis no debe de aportar rigidez a los largueros ya que el concreto está fresco y luego de cierto tiempo la losa a fraguado y ha alcanzado cierta resistencia y esta aporta rigidez y modifica las propiedades del larguero, esto es capaz atreves de la definición de modificadores de elementos área.

5. Luego de la aplicación de las cargas es necesario crear el caso de carga móvil. En el cual definimos el grupo de vehículos de diseño, los carriles de diseño y definimos que al momento de analizar la carga móvil (carga viva) tome los resultados obtenidos al final del caso Staget Construction.

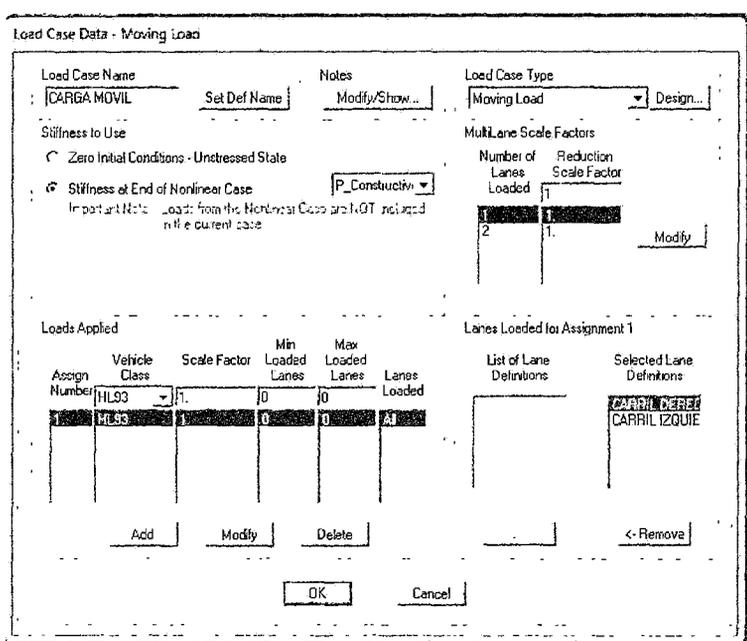


Figura 6.15 Recuadro para la definición del caso carga móvil (moving load).

Etap 3: Análisis estructural.

Esta etapa consiste en el análisis estructural de los elementos que componen la estructura, es aquí donde podemos determinar las solicitaciones a las cuales la estructura está sometida producidas por las distintas cargas ya se han muertas o vivas.

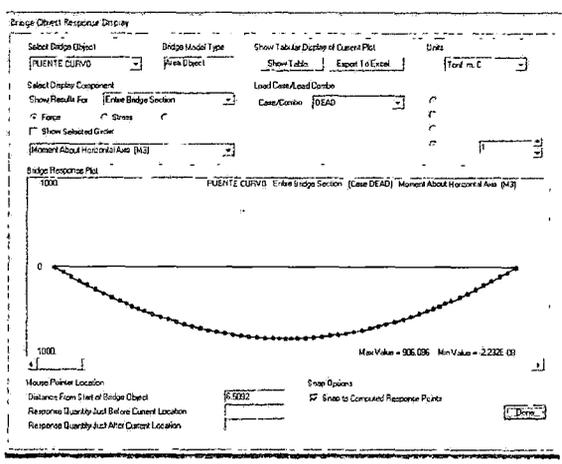
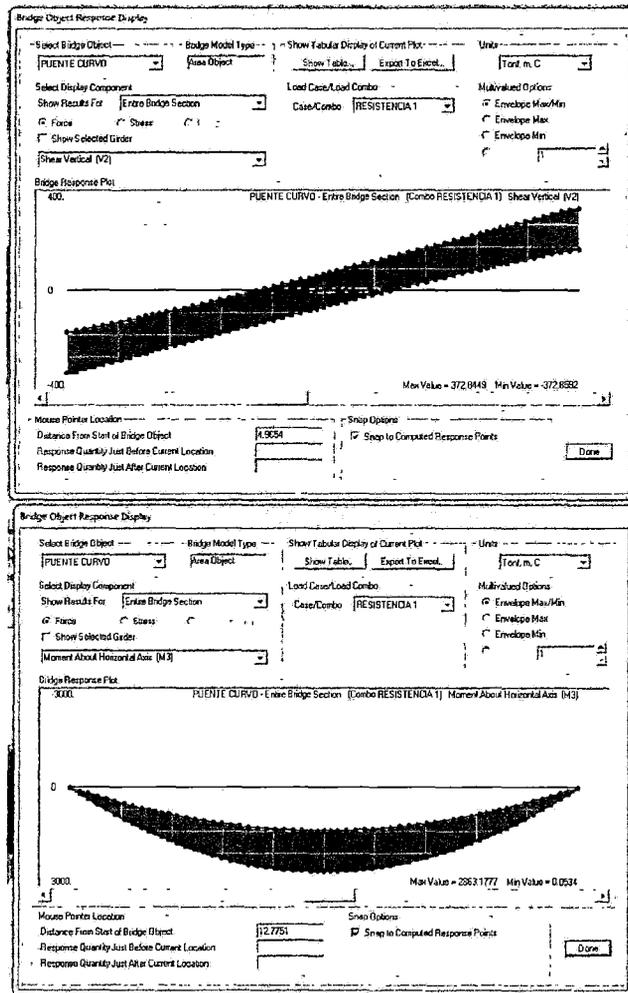


Figura 6.16 Recuadro para la observación de resultados en largueros.

En esta etapa con el programa podemos verificar las fuerzas y los esfuerzos en los distintos elementos estructurales, para este caso solo presentaremos los datos del análisis para la viga interior de la superestructura:

1. Diagrama de cortante y momento producido por la carga de la superestructura utilizando como unidades Ton-Mts: V_{max} : 972.84 Ton; M_{max} : 2863.17 Ton-mts



M_{max} : 2951.6601 Ton-mts

Figura 6.17 Diagrama de cortantes y momentos producidos por la resistencia ultima de la

- 2. Diagrama de cortante y momento producido por la carga muerta de la acera utilizando como unidades Ton-Mts: V_{max} : 115.40Ton - Mts; M_{max} : 906.09 Ton-mts

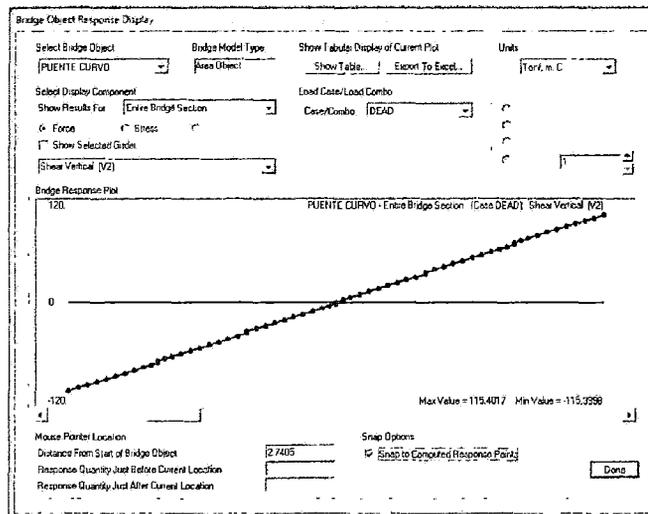
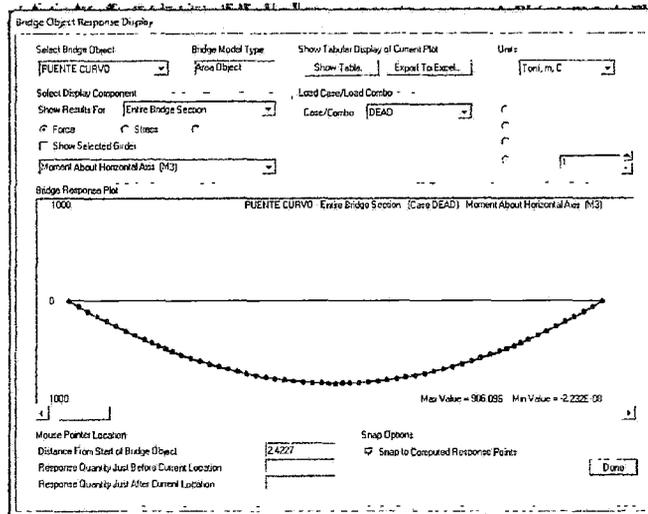


Figura 6.18 Diagrama de cortantes y momentos producidos por la carga muerta de la acera:

- 3. Diagrama de cortante y momento producido por la carga muerta de la del parameto utilizando como unidades Ton - Mts: V_{max} : 11.90 Ton - Mts; M_{max} : 94.68 Ton-mts

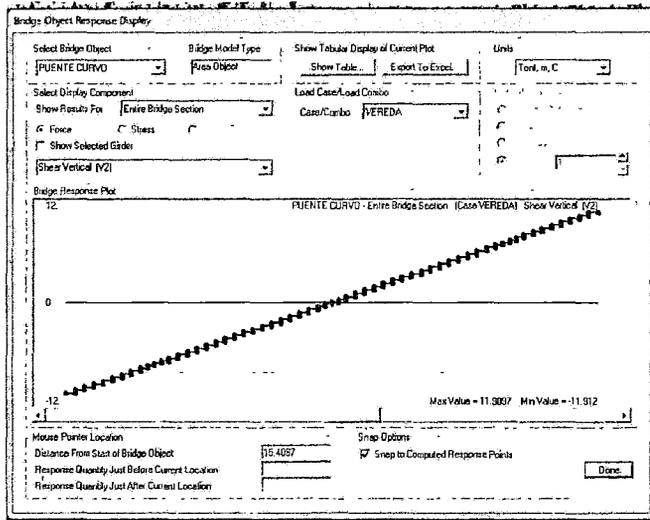
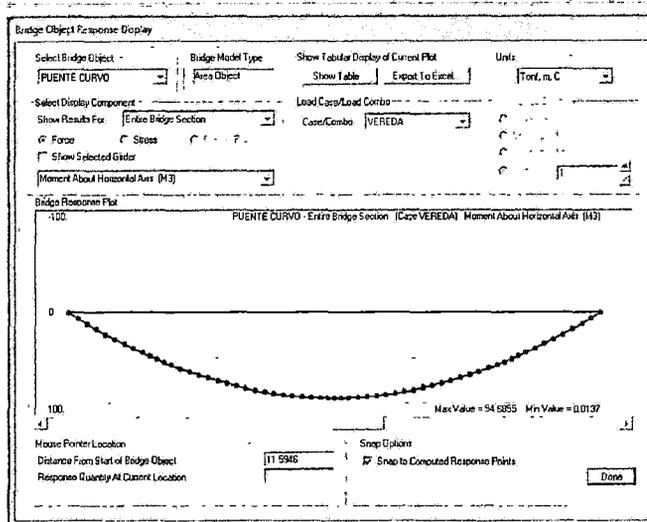


Figura 6.19 Diagrama de cortantes y momentos producidos por la carga muerta del Vereda.

- Diagrama de cortante y momento producido por la carga muerta de la del superficie de rodadura utilizando como unidades Ton-Mts: V_{max} : 12.96 Ton -Mts; M_{max} : 102.42 Ton-mts

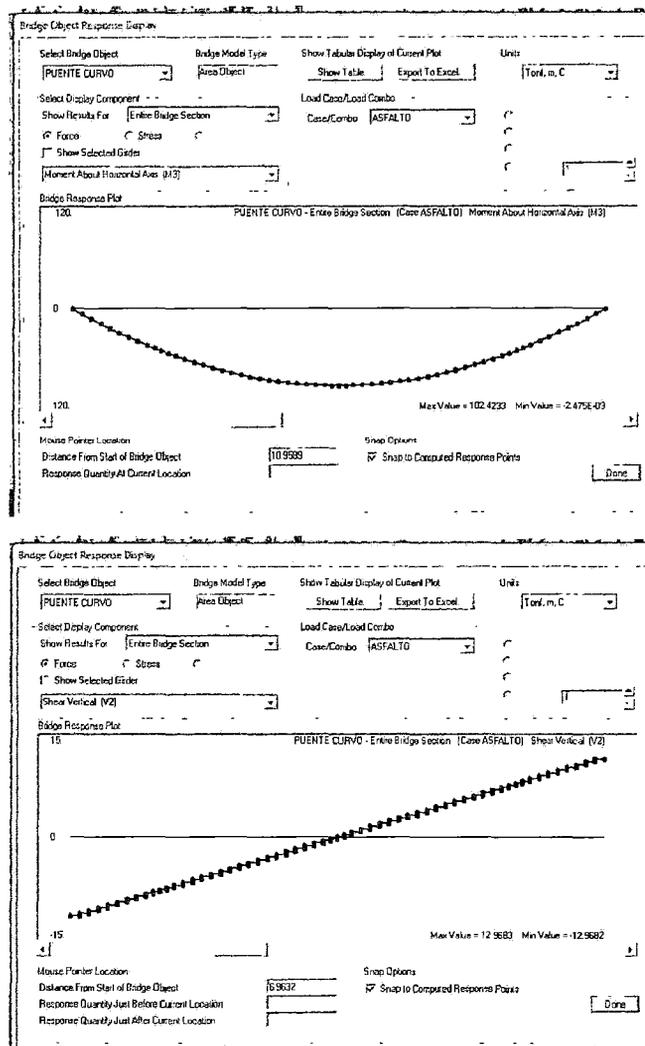


Figura 6.20 Diagrama de cortantes y momentos producidos por la carga muerta de la superficie de rodadura asfalto.

5. Diagrama de cortante y momento producido por la carga viva utilizando como unidades ton-m, ft; V_{max} : 105.24 ton-m; M_{max} : 791.01 ton-m.

Para el diagrama de cortante se observa un diagrama de cortante no muy parecido a un diagrama de cortante clásico obtenido de un proceso utilizando análisis tradicionales (análisis con procedimientos manuales), esto es debido que los diagramas de cortante y momento genera una envolvente y en este caso representa la envolvente con los valores máximos positivos de cortante. En el caso

del diagrama de momentos no se da el caso ya que no se generan momentos negativos y por lo tanto el diagrama de momento no presenta ninguna diferencia con respecto a los análisis tradicionales.

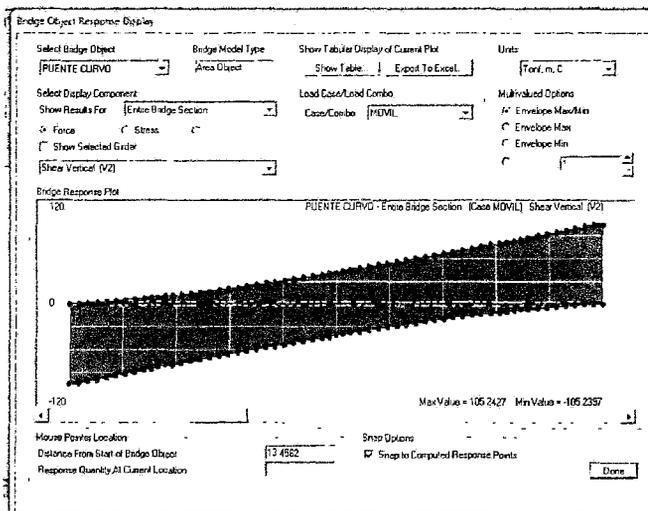
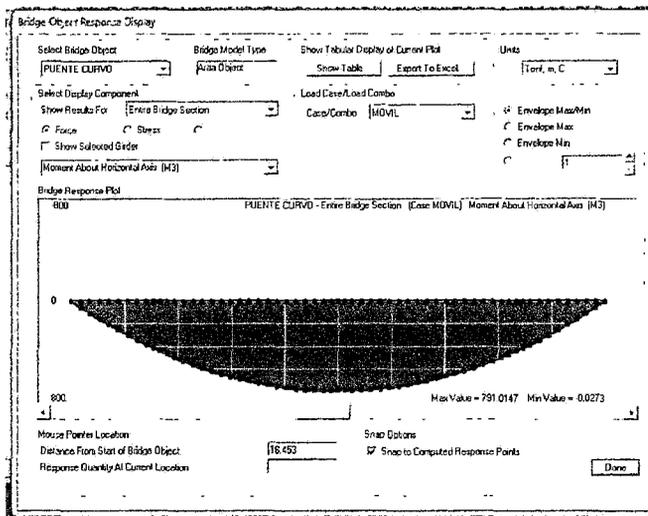


Figura 6.21 Diagrama de cortantes y momentos producidos por la carga viva.

Luego de determinar los diagramas de cortante y momento de la superestructuras se procede a la verificación de los resultados de cortante y momento de toda la estructura.

2.3. HIPÓTESIS:

2.3.1. HIPÓTESIS

- **H₁** La propuesta de diseño de un puente mixto de forma curva en planta en la provincia de Angaraes será una alternativa de estructuración en las vías de comunicación que une nuestros pueblos. y que servirá como un texto guía para los estudiantes, ingenieros involucrados en proyectos de puentes.
- **H₀** La propuesta de diseño de puente mixto de forma curva en planta en la provincia de Angaraes **No** será una alternativa de estructuración en las vías de comunicación que une nuestros pueblos. y que servirá como un texto guía para los estudiantes, ingenieros involucrados en proyectos de puentes

2.5. VARIABLES DE ESTUDIO:

- **X** = Analizar los momentos máximos producido por cargas en el puente de forma curva.
- **Y**= A partir de los momentos calculados Analizar y proponer una propuesta de puente mixto de forma curva en la provincia de Angaraes.
- **Indicadores:**
- Momento máximo.
- Cortante máximo
- Torsión máxima
- Flexión en patines

CAPITULO III

METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

3.1. AMBITO DE ESTUDIO:

3.1.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA:

Departamento : Huancavelica

Provincia : Angaraes

La Provincia de Angaraes, está situada al sur este de Huancavelica, en la Región Central Andina del Perú. Su altitud oscila entre los 2,571 y los 4,550 m.s.n.m. siendo el distrito de Antaparco el de menor altitud y el distrito de Coochaccasa de mayor altitud.

- Por el norte limita con la provincia de Acobamba,
- Por el este con el departamento de Ayacucho,
- Por el sur con la provincia de Huaytará
- Por el oeste con la provincia de Huancavelica.

3.2 TIPO DE INVESTIGACIÓN.

La La investigación a realizarse es una investigación Descriptivo - Aplicada – Desarrollo tecnológico en puentes de forma curva.

3.3. NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN

El nivel de investigación a ejecutarse es Descriptivo – Aplicativo.

3.4. MÉTODOS DE LA INVESTIGACIÓN.

El método de investigación es Científico.

3.5. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.

Se utilizará en la investigación el Diseño General y resultado Descriptivo

Análisis → Resultado → Propuesta

3.6. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO.

- Propuesta técnica de diseño.

3.7 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

- El método optado por mi investigación es la OBSERVACION.
- Mediante la recopilación de información de la norma AASTHO para el diseño de Puentes mixtos de forma curva.

3.8. PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

- Revisión de textos literarios concernientes al tema de puentes.
- Mediante la norma AASTHO.
- Se realizó un estudio del comportamiento del puente de forma curva con el programa CSBRIDGE v15.

3.9. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS.

Compuesto principalmente de algoritmos deterministas de análisis desarrollado a partir de consideraciones teóricas y/o datos empíricos y análisis de correlaciones (CSBRIDGE V15 Software). Como herramientas para efectuar la computación de los modelos de asignación se utilizará y desarrollará en el software de simulación y optimización basado en los siguientes fundamentos:

1. El concepto de grupo de carriles.
2. El radio de curvatura v/s como una medida de la demanda.
3. Capacidad y conceptos de saturación de flujo.
4. Conceptos de nivel de servicio criterios.
5. Tiempo efectivo de conceptos verdes y pérdida de tiempo.
6. Con el software propuesto para analizar el comportamiento de puentes de forma curva en carreteras de tramos curvos en la provincia de Angaraes permitirá:
7. Reducir el tiempo de resolución y eliminar la posibilidad de cometer un error en la resolución de un problema de análisis de escenarios de transporte urbano.

8. Resolver modelos de simulación y optimización de transporte.
- 9 Hallar las características del modelo de puentes (probabilidad de que haya un tiempo medio de espera de un vehículo en la cola, intensidad de tráfico del modelo).
- 10 Analizar la influencia de la variación de algunos parámetros de entrada del modelo en los parámetros de salida y ayudar a la toma de decisiones (en caso de que se trate de un modelo real)
- 11 Proporcionar una respuesta mediante simulación a aquellos modelos que no tienen una solución analítica.
- 12 Fomentar la enseñanza y el aprendizaje de la simulación de sistemas en un ámbito académico e institucional.

CAPITULO IV

RESULTADOS

4.1 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

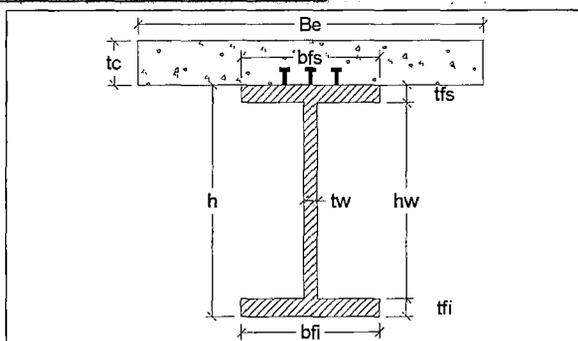
ANÁLISIS DE RESULTADOS DE PUENTE MIXTO (RECTO)

Este capítulo consiste en comparar los resultados estructurales obtenidos de los procedimientos de análisis y diseño tradicionales (procedimientos manuales) con los resultados obtenidos utilizando el CSIBridge.

4.1.1 Resultados para la Propuesta estructural #1. (PUENTE RECTO)

A continuación se detallan los resultados obtenidos de los análisis realizados para la obra de paso con largueros de acero.

DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA METALICA



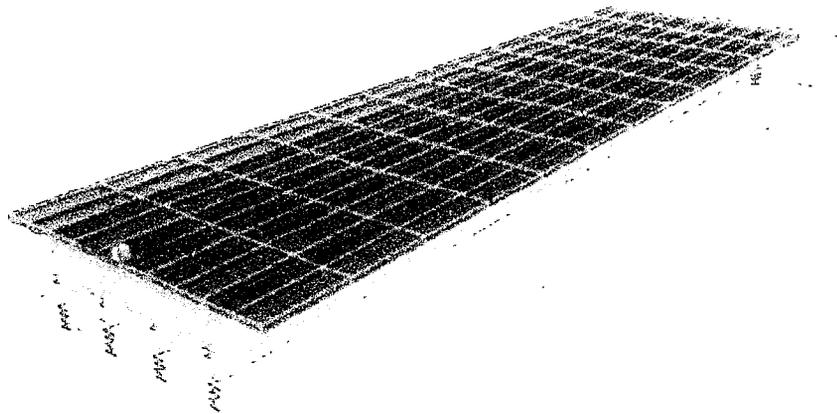
PROPIEDADES DE LA VIGA METALICA

bfi	=	55.00	cm
tfi	=	3.80	cm
hw	=	155.00	cm
tw	=	2.00	cm
bfs	=	55.00	cm
tfs	=	2.50	cm

Puente con largueros de acero:			
Larguero Exterior.			
Caso de carga	Análisis tradicional	Análisis con el CSIBridge	Observación.
Peso propio:	V_{max} : 41.93 Ton M_{max} : 314.51Ton-m	V_{max} : 28.54 Ton M_{max} : 211.90Ton-m	Existe variación de Resultados ya que en el análisis tradicional sea sobre estimado la carga proveniente de los diafragmas.
Vereda	V_{max} : 10.5 klb M_{max} : 90.24 klb.ft	V_{max} : 11.81 Ton M_{max} : 91.12Ton - m	Variación mínima
Baranda	V_{max} : 1.05 Ton M_{max} : 5.05 Ton-m	V_{max} : 1.05 Ton M_{max} : 6.05 Ton-m	Variación mínima
Superficie de rodadura	V_{max} : 3.77 Ton M_{max} : 28.27 Ton-m	V_{max} : 3.28 Ton M_{max} : 26.04 Ton-m	Variación mínima
Carga viva	V_{max} : 44.305 Ton M_{max} : 338.6Ton-m	V_{max} : 34.05 Ton M_{max} : 231.66Ton-m	Existe diferencia de Resultados ya que el análisis con el CSI Bridge se han utilizado 2 tipos de cargas la carga HL-93K y la HL-93M.

Se puede observar que existen dos amplias variaciones en los casos de carga analizados para el diseño del larguero interior, el primero corresponde al caso de carga del peso propio de la estructura esto se da ya que en el análisis tradicional es común asumir un porcentaje del peso de cada larguero, mientras que en el CSIBridge se ha

especificado exactamente el tipo de perfil utilizado para el diafragma. La segunda variación que se puede observar es para el caso de carga correspondiente a la carga viva en este caso el análisis con el CSIBridge se han evaluado las dos cargas de diseño especificadas por el código la carga correspondiente al camión de diseño (HL-93K) y al tandem de diseño (HL-93M), creando una envolvente para las solicitaciones de ambas cargas ,mientras que en el análisis tradicional solamente se ha evaluado el camión de diseño.

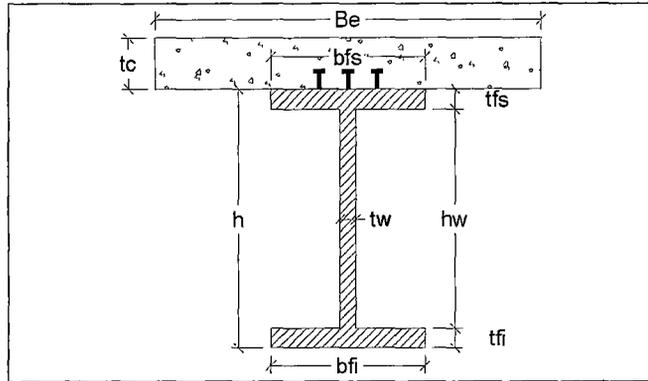


PUENTE MIXTO RECTO

4.1.2 Resultados para la Propuesta estructural #2. (PUENTE CURVO)

A continuación se detallan los resultados obtenidos de los análisis realizados para la obra de paso con largueros tipo AASHTO.

DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA METALICA



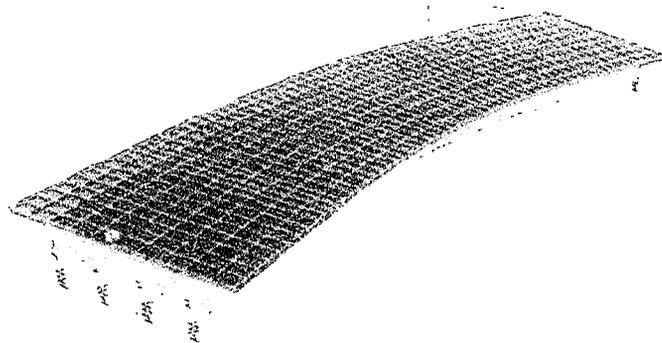
PROPIEDADES DE LA VIGA METALICA

bfi	=	55.00	cm
tfi	=	3.80	cm
hw	=	155.00	cm
tw	=	2.00	cm
bfs	=	55.00	cm
tfs	=	2.50	cm

Puente con largueros de acero:			
Larguero Exterior.			
Caso de carga	Análisis tradicional	Análisis con el CSIBridge	Observación.
Peso propio	V_{max} : 41.93 Ton M_{max} : 314.51Ton-m	V_{max} : 43.37 Ton M_{max} : 365.53Ton-m	Existe variación de Resultados ya que en el análisis tradicional sea sobre estimado la carga
Vereda	V_{max} : 6.8 Ton M_{max} : 48.51Ton-m	V_{max} : 5.72 Ton M_{max} : 42.51 Ton - m	Variación mínima

Baranda	V_{max} : 1.05 Ton M_{max} : 5.05 Ton-m	V_{max} : 1.429 Ton M_{max} : 10.60Ton-m	Variación mínima
Superficie de rodadura	V_{max} : 3.77 Ton M_{max} : 28.27 Ton-m	V_{max} : 5.15 Ton M_{max} : 44.77 Ton-m	Variación mínima
Carga viva	V_{max} : 44.305 Ton M_{max} : 338.6Ton-m	V_{max} : 40.90 Ton M_{max} : 350.83Ton-m	Existe diferencia de Resultados ya que el análisis con el CSIBridge se han utilizado 2 tipos de cargas la carga HL- 93K y la HL-93M.

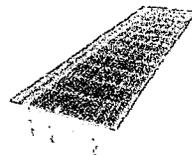
Se puede observar que existen una amplia variación en el caso de carga analizado correspondiente a la carga viva para el diseño del larguero interior, en este caso el análisis con el CSIBridge se han evaluado las dos cargas de diseño especificadas por el código la carga correspondiente al camión de diseño (HL- 93K) y al tándem de diseño (HL-93M), creando una envolvente para las sollicitaciones de ambas cargas, mientras que en el análisis tradicional solamente se ha evaluado el camión de diseño.



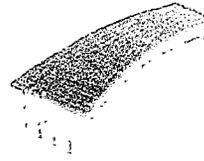
PUENTE MIXTO CURVO

4.2 DISCUSIÓN

- Se analizó un puente mixto recto con tablero de concreto y vigas metálicas por el método LRFD y norma AASTHO por cálculos manuales y comprobando los resultados en el software CSIBRIDGE y se comparó los resultados teniendo resultados próximos.
- Se analizó un puente mixto curvo con tablero de concreto y vigas metálicas por el método LRFD y norma AASTHO por cálculos manuales y comprobando los resultados en el software CSIBRIDGE y se comparó los resultados teniendo resultados próximos, el cual lleva a esta variación por tener vigas curvas los momentos aumentan con relación a la viga interior y obteniendo valores un poco más en vigas exteriores por tener esta geometría.
- El diseño de puente curvo se analizó de forma que el estudiante o lector pueda entender los parámetros utilizados en este tipo de análisis teniendo resultados parecidos al puente recto.
- Se realiza la comparación y se deduce que los momentos y cortantes son muy parecidos.



PUENTE RECTO



PUENTE CURVO

CARGAS	MOMENTOS	CORTANTE	MOMENTOS	CORTANTE	OBSERVACION
PESO PROPIO	806.76	106.94	865.0072	106.94	VARIACION MINIMA
MOVIL	762.86	104	791.0148	105.244	VARIACION MINIMA
PEATONAL	72.9	9.45	77.22	9.71	VARIACION MINIMA
ASFALTO	99	12.83	102.42	12.96	VARIACION MINIMA
VEREDA	91.125	11.81	94.68	11.9	VARIACION MINIMA
BARANDA	22.5	2.916	23.4	2.92	VARIACION MINIMA
RESISTENCIA 1	2761.56	369.87	2863.17	372.84	VARIACION MINIMA
TORSION	226.47		703.73		LA VARIACION SE DA POR EXISTIR TORSION Y RADIO DE CURVATURA

Conclusiones y recomendaciones.

Conclusiones.

- El análisis y diseño estructural realizado con procedimientos manuales como el análisis y diseño estructural realizado con el CSIBridge son muy similares, dando a conocer que ambos análisis dan como resultado valores muy parecidos con variaciones mínimas, por lo tanto se tiene la certeza en destacar que el procedimiento manual se ha realizado de una manera adecuada.
- La propuesta estructural (puente curvo con largueros de acero), es la propuesta con menor costo de construcción, teniendo en cuenta que el montaje de los largueros de acero curvo no generarían problemas con respecto a los largueros de acero recto porque son similares por lo tanto se opta por proponer que la propuesta estructural número uno es la recomendado para la construcción.
- Los diseñadores deben mantenerse en continua actualización respecto a los cambios que se realizan a las normativas técnicas utilizadas en el país. La ingeniería sísmica es un área en constante investigación, gracias a esto las normativas van mejorando y modificándose de una edición a otra.
- .Se concluye que al diseñar con la norma AASHTO LRFD se apliquen parámetros que reflejen las características locales del país. Esta norma está basada en condiciones propias de Estados Unidos y sus parámetros reflejan condiciones propias del lugar.

RECOMENDACIONES

El diseño de puentes es una tarea compleja, difícil de modelar completamente, en la que se aceptan simplificaciones que puedan desviar significativamente el modelo de lo real. Es necesario buscar un equilibrio dentro de las simplificaciones habituales de tal manera que la tarea de elaborar el estudio sea viable y se tengan menores errores.

A continuación pongo algunas recomendaciones para el diseño de puentes de forma curva dentro de los conceptos desarrollados en esta tesis.

- Se recomienda que al diseñar con la norma AASHTO LRFD se apliquen parámetros que reflejen las características locales del país. Esta norma está basada en condiciones propias de Estados Unidos y sus parámetros reflejan condiciones propias del lugar.
- En el proceso de diseño se recomienda poner especial atención en los requisitos de la norma AASHTO LRFD relacionados con el detallado ya que estos permiten alcanzar comportamientos sísmicos satisfactorios aun, cuando no se utilicen herramientas de análisis refinadas.
- Aunque se pueda utilizar la norma AASHTO LRFD, es necesario desarrollar una norma propia del país, ya que en ella se contemplarían las características que tiene El PERU.
- Los programas de diseño estructural solamente son herramientas que facilitan los cálculos estructurales, es el diseñador estructural quien debe de interpretar de manera adecuada estos resultados y tomar las decisiones pertinentes para la realización del diseño y detallado estructural.

BIBLIOGRAFÍA:

• REFERENCIAS

- 1. A. GHALI and A.M., NEVILLE. (1997). **Estructural Analysis – A unified Classical and Matrix Approach**. 4th Edition. E & FN Spon. Thomson Profesional, London.
- 2. AASHTO- (1992). **American Association of State Highway and Transportation Officials, STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES**. 15th Edition, AAHTO, Washington, DC, USA.
- 3. BORESI P. ARTHUR; SCHMIDT, J., RICHARD and SIDEBOTTON M. OMAR. (1993). **Advanced mechanics of materials**. 5th Edition. New York: Wiley & Sons Inc.
- 4. BAKHT, B., and JAEGER, L.G., (1985). **BRIDGE ANALYSIS SIMPLIFIED**, McGraw-Hill, New York, NY USA.
- 5. BARKER, R. M., and PUCKETT, J.A., (1997). **DESIGN OF HIGHWAY BRIDGES BASED ON AASHTO LRFD DESIGN SPECIFICATIONS**, John Wiley / Sons, New York, NY, USA.
- 6. CARNAHAN, B., H. A. LUTHER and WILKES, J.O., (1969). **Applied Numerical Methods**, John Wiley & Sons, New York, NY, USA.
- 7. ECI-Escuela. (1995). **Colombiana de Ingeniería, REFLEXIONES SOBRE NUESTROS PUENTES**, Departamento de Publicaciones, Bogotá, Colombia.
- 8. ESCAMILLA URIBE, Jairo. (1987). **Análisis matricial de estructuras**. 3^a Edición. Bogotá (Colombia): Universidad de los Andes.
- 9. GARCÍA REYES, Luis Enrique, (1998). **Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico**. Bogotá (Colombia): Universidad de los Andes.
- 10. HSU, C. T., Thomas, (1984). **Torsion of Reinforced Concrete**, Van Nostrand Reinhold Company Inc. New York.
- 11. KOMENDANT E., August. (1972). **Contemporary Concrete structures**, USA: McGraw-Hill Book Company.
- 12. MACGREGOR G., James. (1988). **Reinforced concrete Mechanics and design**. New Jersey: Prentice Hall.

- 13. NAKAC Hiroshi and YOO HONG, Chac. (1988). **Análisis and design of curved steel bridges. USA: McGraw-Hill, Inc.**
- 14. NILSON, H., Arthur and WINTER George. (1994). **Diseño de estructuras de concreto. Bogotá (Colombia): McGraw-Hill Interamericana.**
- 15. NOTAS DE CURSO DE VERANO: “Diseño sísmico de puentes”. **Universidad de los Andes. Bogotá (Colombia), 2000.**
- 16. PARK R., and PAULAY T. (1975). **Reinforced concrete structures. John Wiley & sons, Inc.**

- 17. María Graciela Fratelli (1985). **Diseño de Estructuras Metálicas LRFD.**

- 18 **mcgraw-hill - _structural_steel_designer's_handbook_3rd_ed**

ANEXOS

DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA DE PUENTES DE SECCIÓN COMPUESTA

DATOS DE DISEÑO

DATOS GEOMÉTRICOS

L	=	30.00 m	Longitud del puente entre apoyos
Bc	=	7.20 m	Ancho de la calzada
Nb	=	4.00	Numero de vigas principales
Nc	=	2.00	Numero de vias
S	=	2.00 m	Separacion de vigas principales
bv	=	1.20 m	Ancho de vereda
hv	=	15.00 cm	Peralte de tramo extremo de la vereda.
hs	=	20.00 cm	Altura de vereda sobre la calzada
pv	=	5.00 cm	Pendiente horizontal de la vereda
e	=	5.00 cm	Espesor de pavimento
av	=	30.00 cm	Longitud de apoyo de la vereda

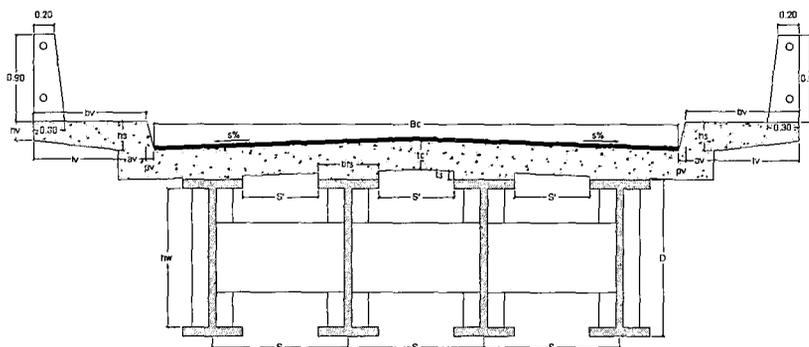
PROPIEDADES MECÁNICAS

f _c	=	280.0 kgf/cm ²	Resistencia del concreto en la losa
f _y	=	4,200.0 kgf/cm ²	Esfuerzo de fluencia de acero de refuerzo
F _y	=	2,530.0 kgf/cm ²	Esfuerzo de fluencia de acero estructural
γ _c	=	2,400.0 kgf/m ³	Peso especifico del concreto
γ _s	=	7,850.0 kgf/m ³	Peso especifico del acero estructural
γ _a	=	2,000.0 kgf/m ³	Peso especifico del pavimento
E _s	=	2,100,000.0 kgf/cm ²	Modulo de elasticidad de acero(estructural y de refuerzo)
E _c	=	275,428.0 kgf/cm ²	Modulo de elasticidad del concreto

CARGAS

P	=	3.57 tn	Carga de 01 rueda en eje delantero (HL-93)
SC _v	=	0.36 tn/m ²	Sobrecarga peatonal en vereda
W _b	=	0.10 tn/m	Peso propio de la baranda
W _{sc}	=	0.96 tn/m	Sobre carga distribuida
Ø	=	0.90	Modificador de resistencia para flexion para losas de concreto.

VERIFICACIÓN DISEÑO DE LOSA DE CONCRETO (AASHTO-LRFD)



PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA METALICA

Peralte minimo de la viga
 $h=L/30$ 1.00 m Asumir $h=$ 1.00 m

Peralte minimo de la viga compuesta
 $hc=L/25$ 1.20 m Asumir $h=$ 1.20 m

Espesor de la losa de concreto
 $tc=hc-h$ 0.200
 $tc=0.1+S/30$ 0.167
 Asumir $tc=$ 0.200 = 20.00 cm

Ancho de ala o patin
 Asumir $bfs=$ 55.0 cm

Espesor de patin

$tfs=$ 2.51 cm
 Asumir $tfs=$ 2.55 cm

Calculo $\frac{bfs}{2tfs} \geq 0.38 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$ $tfs = \frac{bfs}{0.76 \sqrt{Es/Fy}}$

$S'=S-bfs$ = 1.45 m
 $S''=S-bfs/2$ = 1.73 m

DISEÑO DE LOSA EN TRAMO INTERIOR

Armadura principal perpendicular a la direccion del trafico

I) CÁLCULO DE MOMENTOS

Momento debido a camión de diseño HL-93
 $Mcd=(S''+0.61)(2P)/9.74$ $Mcd=$ 1.771 tn.m

Momento debido a sobrecarga distribuida
 $Msd=0.1W(S''^2)$ $Msd=$ 0.285 tn.m

El momento de la sobrecarga vehicular sera la suma de $Mcd+Msd$
 Por continuidad se aplica un factor de 0.80 para momento positivo y de 0.90 para momento negativo si es que número de vigas (Nb) es mayor o igual que tres.

$MII(+)=0.80(Mcd+Msd)$ $MII(+)=$ 1.645 tn.m
 $MII(-)=0.90(Mcd+Msd)$ $MII(-)=$ 1.850 tn.m

Momento debido a cargas permanentes
 Cargas
 Pavimento $Wdw=b(e)(\gamma_a)$ 0.100 tn/m
 Losa $Wdc=b(tc)(\gamma_c)$ 0.480 tn/m

Para obtener los momentos positivos y negativos se considerará un coeficiente de 1/9 para momentos negativos y 1/11 para momentos positivos (recomendaciones del ACI)

$Mdw(+)=1/11(Wdw)S''^2$ 0.027 tn.m
 $Mdw(-)=1/9(Wdw)S''^2$ 0.033 tn.m

$$Mdc(+)=1/11(Wdc)S^2 \quad 0.130 \text{ tn.m}$$

$$Mdc(-)=1/9(Wdc)S^2 \quad 0.159 \text{ tn.m}$$

Momento debido a impacto

Coefficiente de Impacto

$$CI=33\% \quad 0.330$$

$$Mim(+)=CI(Mcd) = 0.467 \text{ tn.m}$$

$$Mim(-)=CI(Mcd) = 0.526 \text{ tn.m}$$

Momento Ultimo

$$Mu=1.25Mdc+1.50Mdw+1.75(MI+Mim) \quad \text{RESISTENCIA I}$$

$$Ms=Mdc+Mdw+1.3(MI+Mim) \quad \text{SERVICIO II}$$

Mu(+)=	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>3.899</td></tr></table> tn.m	3.899		
3.899				
Mu(-)=	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>4.437</td></tr></table> tn.m	4.437		
4.437				
Ms(+)=	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>2.902</td></tr></table> tn.m	2.902		
2.902				
Ms(-)=	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>3.123</td></tr></table> tn.m	3.123	Mmax(ser)	3.123 tn.m
3.123				

II) VERIFICACIÓN DE PERALTE POR SERVICIO

Esfuerzo de compresion del concreto
 $fc=0.4fc = 112 \text{ kgf/cm}^2$

Esfuerzo de tension del acero=0.4fy
 $fy=0.4fy = 1680 \text{ kgf/cm}^2$

Modulo de elasticidad del concreto
 $E_c = 15,000\sqrt{f'c} \quad E_c = 250,998.01 \text{ kgf/cm}^2$

Relacion de modulo de elasticidad
 $n=Es/Ec = 8.37$

Relacion entre la tension del acero y del concreto
 $\gamma=fs/fc = 15$

Factor adimensional
 $k=n/(n+\gamma) = 0.358$

$j=1-k/3 = 0.881$

Peralte util
 $d = \sqrt{\frac{2Ms}{fc.k.j.b}} = 8.410 \text{ cm}$

Recubrimiento (r) = 4.0 cm
 Numero de refuerzo =

4

 1.27

$d=tc-r-dr/2 = 15.37 \text{ cm} \quad \text{OK}$

III) DISEÑO DE ACERO DE REFUERZO POR ROTURA

$$As = \frac{0.85f'_c b d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85\phi f'_c b d^2}} \right)}{fy}$$

A) Refuerzo principal para momento positivo: Mu(+)

Mu(+)= 3.899 tn.m

As(+)= 6.991 cm²

Refuerzo minimo

Asmin=0.03f'c/fy.b.d = 1.68 cm²

Se selecciona el mayor As(+)= 6.991 cm²

Ø= 1/2" s= 18.00 cm

Refuerzo principal Ø 1/2" @ 18 cm

DIMENSIONES DEL ACERO

Nº	# 2	# 3
Ø	1/4"	3/8"
DIAMETRO	6.35	9.52
PERIMETRO	2.00	2.99
PESO (Kg/m)	0.25	0.56
AREA (cm ²)	0.32	0.71

¡OK!

ρ= 0.0046
 As= 7.06 cm²

Refuerzo por reparto

= 83.753 %
 Del acero principal

Asr=%r(As) = 4.684 cm²

$r\% = \frac{110}{\sqrt{S''}} \leq 67\%$ s= 15.00 cm

Refuerzo por reparto Ø 3/8" @ 15 cm

B) Refuerzo principal para momento negativo: Mu(-)

Mu(-)= 4.437 tn.m

As(-)= 8.006 cm²

Refuerzo minimo

Asmin=0.03f'c/fy.b.d = 3.07 cm²

Se selecciona el mayor As(-)= 8.006 cm²

Ø= 1/2" s= 15.50 cm

Refuerzo principal Ø 1/2" @ 15.5 cm

¡OK!

ρ= 0.0046
 As= 8.19 cm²

Refuerzo por reparto

= 83.753 %
 Del acero principal

Asr=%r(As) = 5.364 cm²

$r\% = \frac{110}{\sqrt{S''}} \leq 67\%$ s= 23.50 cm

Ø 1/2" @ 23.5 cm

DIMENSIONES DEL ACERO

Nº	# 2	# 3	# 4
Ø	1/4"	3/8"	1/2"
DIAMETRO	6.35	9.52	12.70
PERIMETRO	2.00	2.99	3.99
PESO (Kg/m)	0.25	0.56	0.99
AREA (cm ²)	0.32	0.71	1.27

C) Refuerzo de temperatura

Ae tomara el menor de los siguientes valores

Ast=0.0018.b.tc = 2 cm²

Astm=2.64cm²/m = 5.28 cm²

En ambas direcciones (AASHTO-LRFD)

Repartiendo en ambos sentidos 2.64 cm^2

$\emptyset = 3/8"$ $s = 26.50 \text{ cm}$

Refuerzo por temp. $\emptyset 3/8" @ 26.5 \text{ cm}$

El refuerzo por reparto se hallará adicionando el acero por temperatura al acero por reparto hallado anteriormente, esto para momento negativo

$Asrt = Asr + Ast/2 = 8.00 \text{ cm}^2$

$Aspt(+) = As(+) + Ast/2 = 9.631 \text{ cm}^2$

$Aspt(-) = As(-) + Ast/2 = 10.646 \text{ cm}^2$

$\emptyset = 1/2"$ $s = 15.50 \text{ cm}$

$\emptyset = 1/2"$ $s = 13.00 \text{ cm}$

$\emptyset = 5/8"$ $s = 18.50 \text{ cm}$

Refuerzo de reparto $\emptyset 1/2" @ 15.5 \text{ cm}$ (incluye temperatura)

Refuerzo Principal (+) $\emptyset 1/2" @ 13 \text{ cm}$ (incluye temperatura)

Refuerzo Principal (-) $\emptyset 5/8" @ 18.5 \text{ cm}$ (incluye temperatura)

D) Verificación de Cuantía

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0.85\beta \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right)$$

$\beta = 0.85$ para $f'_c < 345 \text{ kgf/cm}^2$

Cuantía máxima

$\rho_{max} = 0.75\rho_b =$

0.0217 OK

Cuantía mínima

$\rho_{min} = 0.03f'_c/f_y =$

0.0020 OK

$\rho_b = 0.0289$

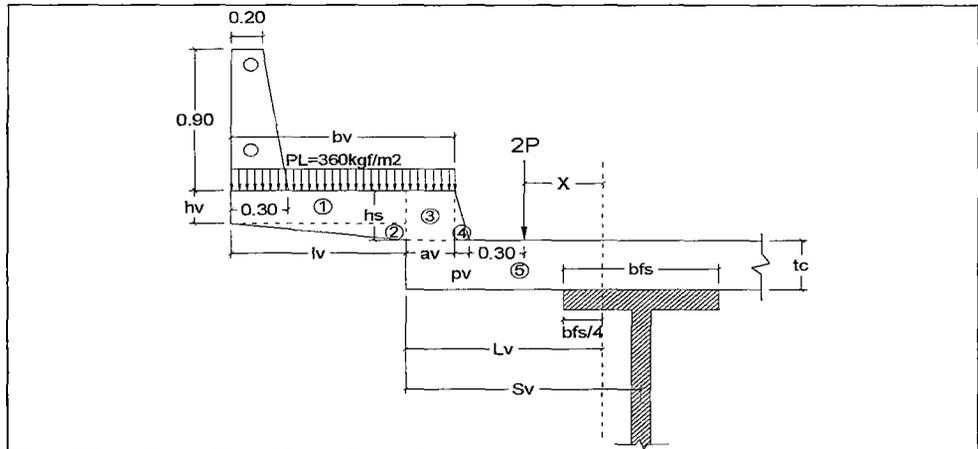
$\rho_{max} \geq \rho \geq \rho_{min}$

El losa fallará por fluencia del acero

RESUMEN DE REFUERZO EN TRAMO INTERIOR

Refuerzo principal positivo +temperatura	$\emptyset 1/2" @ 13 \text{ cm}$
Refuerzo principal negativo +temperatura	$\emptyset 5/8" @ 18.5 \text{ cm}$
Refuerzo por reparto en parte inferior	$\emptyset 3/8" @ 15 \text{ cm}$
Refuerzo por reparto +temperatura (superior)	$\emptyset 1/2" @ 15.5 \text{ cm}$
Refuerzo por temperatura:	
- Sentido Longitudinal	$\emptyset 3/8" @ 26.5 \text{ cm}$

DISEÑO EN TRAMO EXTERIOR



$S_v = [B_c + 2(p_v + a_v) - S(N_b - 1)]/2$	=	0.95 m
$L_v = S_v - b_{fs}/4$	=	0.81 m
$X = L_v - p_v - a_v - 0.30$	=	0.16 m

$$lv=bv-av = \boxed{0.90} \text{ m}$$

I) CÁLCULO DE MOMENTOS

Momento por peso propio

SECCION	DIMENSIONES	CARGA (tn)	BRAZO(m)	MOMENTO(tn.m)
Baranda	wb(kgf/m)	0.100	1.613	0.161
1	(hv)(lv)	0.324	1.263	0.409
2	(hs-hv)(lv)/2	0.054	1.113	0.060
3	(hs)(av)	0.144	0.663	0.095
4	(hs)(pv)/2	0.012	0.496	0.006
5	(Lv)(tc)	0.390	0.406	0.158
TOTAL				0.890

$$M_{cd} = \text{Momento por peso propio} = 0.890 \text{ tn.m}$$

Momento debido al peso del pavimento

$$M_{wd} = \gamma_a(Lv-av-pv)^2/2 = 0.214 \text{ tn.m}$$

Momento debido a sobrecarga de vereda

$$M_{pl} = SCv(bv)(Lv-av+lv/2) = 0.3465 \text{ tn.m}$$

Momento debido a sobrecarga vehicular

Momento debido a camion de diseño HL93

$$X = Lv-av-pv-0.30 = 0.1625 \text{ m}$$

$$E = 0.80(X)+1.143 = 1.273 \text{ m} \quad \text{OK}$$

$$M_{ca} = 2PX/E = 0.911 \text{ tn.m}$$

Momento debido a sobrecarga distribuida

$$M_{sd} = w(Lv-av-pv)(Lv-av-pv)/2 = 0.102 \text{ tn.m}$$

El momento debido a la sobrecarga vehicular será, la suma de camion de diseño HL-93 mas momento debido a sobrecarga distribuida

$$M_{ll} = M_{ca} + M_{sd} = 1.013 \text{ tn.m}$$

Momento debido a impacto

Coefficiente de Impacto (33%)

$$C_{im} = 0.330$$

$$M_{im} = C_i(M_{ll}) = 0.330$$

Momento Ultimo

$$M_u = 1.25M_{dc} + 1.50M_{dw} + 1.75(M_{pl} + M_{ll} + M_{im}) \quad \text{RESISTENCIA I}$$

$$M_s = M_{dc} + M_{dw} + 1.30(M_{pl} + M_{ll} + M_{im}) \quad \text{SERVICIO II}$$

$$M_u(-) = \boxed{4.391} \text{ tn.m}$$

$$M_s(-) = \boxed{3.229} \text{ tn.m}$$

II) DISEÑO DE ACERO DE REFUERZO POR ROTURA

Refuerzo principal para momento negativo: Mu(-)

$$Mu(-) = 4.391 \text{ tn.m}$$

$$As(-) = \frac{0.85 f'_c b d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85 \phi f'_c b d^2}} \right)}{f_y}$$

Refue

Asmin=0.03fc/fy.b.d = 3.07 cm² ¡OK!

Se selecciona el mayor As(-) = 7.917 cm²

Ø = 1/2" s = 16.00 cm

Refuerzo principal Ø 1/2" @ 16 cm ρ = 0.0052
 As = 7.94 cm²

Refuerzo por reparto

= 83.753 %
 Del acero principal

Asr=%r(As) = 5.304 cm²

Ø = 3/8" s = 13.00 cm

Refuerzo por reparto Ø 3/8" @ 13 cm

$$r\% = \frac{110}{\sqrt{S''}} \leq 67\%$$

ntes valores

Ast=0.0018.b.tc = 3.6 cm²

Astm=2.64cm2/m = 5.28 cm²

En ambas direcciones (AASHTO-LRFD)

Repartiendo en ambos sentidos 2.64 cm²

Ø = 3/8" s = 26.50 cm

Refuerzo por temp. Ø 3/8" @ 26.5 cm

El refuerzo por reparto se hallará adicionando el acero por temperatura al acero por reparto hallado anteriormente, esto para momento negativo

Asrt=Asr+Ast/2 = 7.94 cm²

Asp(-)=Asp(-)+Ast/2 = 10.56 cm²

Ø = 5/8" s = 24.50 cm

Ø = 5/8" s = 18.50 cm

Refuerzo de reparto Ø 5/8" @ 24.5 cm (incluye temperatura)

Refuerzo principal (-) Ø 5/8" @ 18.5 cm (incluye temperatura)

DIMENSIONES DEL ACERO

Nº	# 2	# 3
Ø	1/4"	3/8"
DIAMETRO	6.35	9.52
PERIMETRO	2.00	2.99
PESO (Kg/m)	0.25	0.56
AREA (cm ²)	0.32	0.71

Verificacion de Cuantía

Cuantia balanceada

Asmax= 57.8 cm²

$\beta=0.85$ para $f'c < 345 \text{ kgf/cm}^2$

$\rho_b = 0.0289$

Cuantia máxima
 $\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.0217$ OK

Cuantia mínima
 $\rho_{min} = \rho_b = 0.85 \beta \frac{f'c}{f_y} \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right)$ OK

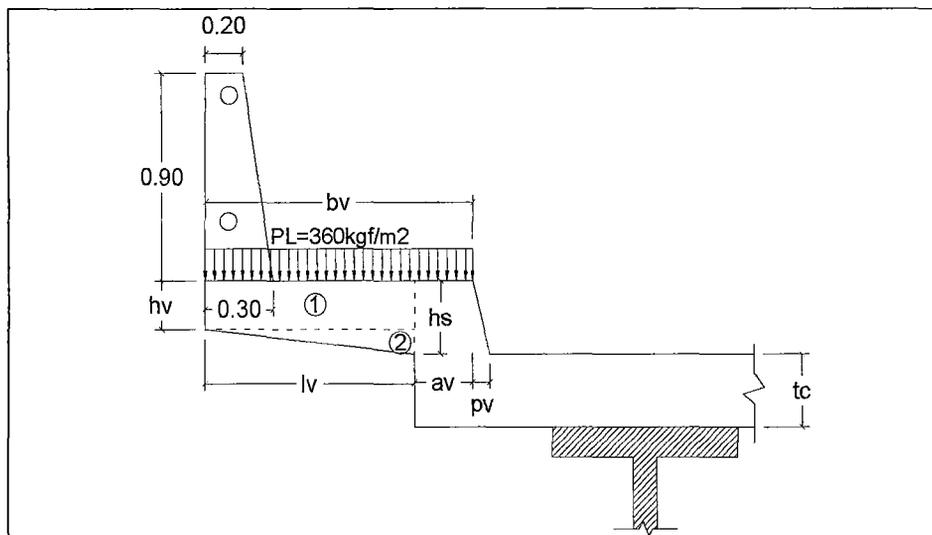
$\rho_{max} \geq \rho \geq \rho_{min}$

El losa fallará por fluencia del acero

RESUMEN DE REFUERZO EN TRAMO EXTERIOR	
Refuerzo principal negativo+temperatura	Ø 1/2" @ 13 cm
Refuerzo por reparto+temperatura (superior)	Ø 5/8" @ 24.5 cm
Refuerzo por reparto en parte inferior	Ø 3/8" @ 13 cm
Refuerzo por temperatura: - Sentido Longitudinal	Ø 3/8" @ 26.5 cm

Como el Momento Ultimo $M_u(-)$ en tramo exterior es menor que el momento negativo del tramo interior, se colocará el refuerzo negativo del tramo interior en el voladizo.

DISEÑO DE VEREDA



Momento por peso propio
 $L_v = b_v - a_v - p_v = 0.900 \text{ m}$

SECCION	DIMENSIONES	CARGA	BRAZO	MOMENTO(tn.m)
Baranda		0.100	0.800	0.080
1	(hv)(lv)	0.324	0.450	0.146
2	(hs-hv)(lv)/2	0.023	0.300	0.007
TOTAL				0.233

Mcd=Momento por peso propio = 0.233 tn.m

El momento debido al peso del pavimento se considera nulo

Momento debido a sobrecarga de vereda

Mpl=SCv(Lv-av)²/2 = 0.065 tn.m

Momento debido a impacto

Se considera el momento de impacto debido a la sobrecarga peatonal
 Coeficiente de Impacto

Cim= 33% 0.330

Mim=Ci(Mll) = 0.021 tn.m

Momento Ultimo

Mu=1.25Mdc+1.75(Mpl+Mim) RESISTENCIA I
 Ms=Mdc+1.30*(Mpl+Mim) SERVICIO II

Mu= 0.442 tn.m

Ms= 0.345 tn.m

DISEÑO DE ACERO DE REFUERZO POR ROTURA

Recubrimiento (r) = 4.0 cm

Numero de refuerzo = 3 0.95

d=tc-r-dr/2 = 10.52 cm

Verificación de Peralte

$$d = \sqrt{\frac{2Ms}{f_c.k.j.b}}$$

d= 2.79 cm OK

DISEÑO DE ACERO DE REFUERZO POR ROTURA

Refuerzo principal

Para momento positivo y negativo

= 1.12 cm²

Refuerzo minimo

Asmin=0.03f'c/fy.b.d 3.51 cm² ¡OK!

Se selecciona el mayor As(±)= 3.51

$$As = \frac{0.85 f'_c b d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85 \phi f'_c b d^2}} \right)}{fy}$$

p= 0.0034
 As= 3.55 cm²

Refuerzo de temperatura

DIMENSIONES DE	
Nº	# 2

VERIFICACION: DISEÑO DE VIGA COMPUESTA

DATOS BÁSICOS

DATOS GEOMÉTRICOS

L	=	30.00 m	Longitud del puente entre apoyos
Bc	=	7.20 m	Ancho de la calzada
Nb	=	4.00	Numero de vigas principales
Nc	=	2.00	Numero de vias
S	=	2.00 m	Separacion de vigas principales
bv	=	1.20 m	Ancho de vereda
hv	=	15.00 cm	Peralte de tramo extremo de la vereda
hs	=	20.00 cm	Altura de vereda sobre la calzada
pv	=	5.00 cm	Pendiente horizontal de la vereda
e	=	5.00 cm	Espesor de pavimento
av	=	30.00 cm	Longitud de apoyo de la vereda
do	=	250.00 cm	Distancia entre atiesadores intermedios
tc	=	20.00 cm	Peralte de la losa de concreto reforzado

PROPIEDADES MECÁNICAS

f'c	=	280.00 kgf/cm ²	Resistencia del concreto en la losa
Fy	=	2,530.00 kgf/cm ²	Esfuerzo de fluencia de acero estructural
γc	=	2,400.00 kgf/m ³	Peso especifico del concreto
γs	=	7,850.00 kgf/m ³	Peso especifico del acero estructural
γa	=	2,000.00 kgf/m ³	Peso especifico del pavimento
Es	=	2,100,000.00 kgf/cm ²	Modulo de elasticidad de acero(estructural y de refuerzo)
Ec	=	275,428.00 kgf/cm ²	Modulo de elasticidad del concreto

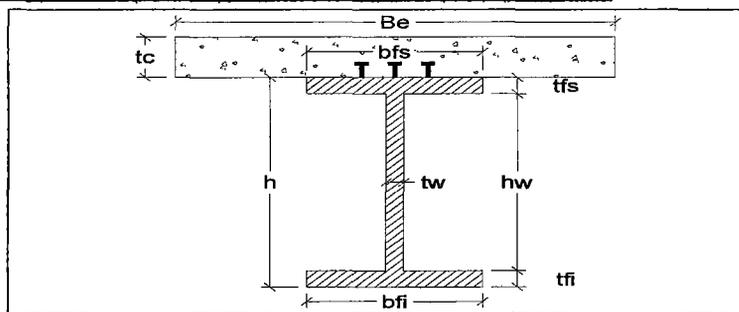
CARGAS

P	=	3.568 tn	Carga de 01 rueda pesada (HL-93)
SCv	=	0.360 tn/m ²	Sobrecarga peatonal en vereda
Wb	=	0.100 tn/m	Peso propio de la baranda
Wsc	=	0.958 tn/m	Sobre carga distribuida
Wpc	=	0.200 tn/m ²	Carga de equipo y personal

OTROS DATOS DE DISEÑO

ηD	=	0.95	Modificador de carga por ductilidad
ηR	=	1.05	Modificador de carga por redundancia
ηI	=	1.05	Modificador de carga por importancia operativa
Øc	=	0.85	Factor de resistencia de conectores de corte
Ø	=	0.90	Modificador de resistencia para flexion para losas de concreto
Øf	=	0.90	Modificador de resistencia para flexion en vigas metalicas
Øv	=	0.85	Modificador de resistencia para corte en vigas metalicas
IMD	=	10.00 veh/dia	Indice Medio Diario
Nd	=	1.00	Direcciones de trafico
S%	=	2.00 %	Bombeo del tablero de concreto

DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA METALICA (SECCION CENTRAL)



PROPIEDADES DE LA VIGA METALICA (SECCION CENTRAL)

bfi	=	55.00	cm
tfi	=	3.80	cm
hw	=	155.00	cm
tw	=	2.00	cm
bfs	=	55.00	cm
tfs	=	2.50	cm

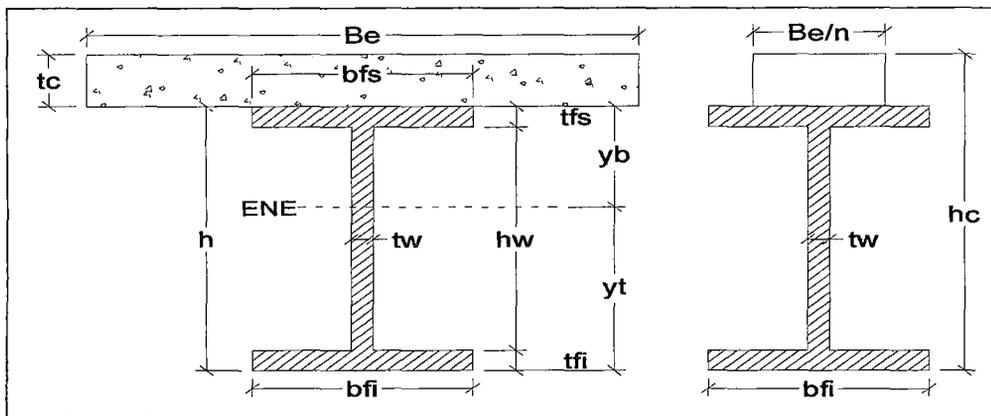
Area de la seccion

$A_s = b_f i (t_f i) + t_w (h_w) + b_f s (t_f s)$ = 656.50 cm²

Peso unitario por metro lineal de viga

$W_{viga} = A_s (\gamma_s)$

0.515 tn/m



CALCULO DE MOMENTO DE INERCIA DE LA VIGA METALICA

bfi =	55.00 cm	tc =	20.00 cm
tfi =	3.80 cm	h =	181.30 cm
hw =	155.00 cm	hc =	181.30 cm
tw =	2.00 cm	ts =	7.20 cm (altura de silleta)
bfs =	55.00 cm	n =	7.60
tfs =	2.50 cm	3n =	22.80

PROPIEDADES GEOMETRICAS VIGA METÁLICA

Seccion	A'(cm ²)	y'(cm)	A'y'	Ay' ²	lo(cm ⁴)	I (cm ⁴)
Patin inferior	209.00	1.90	397.10	754.49	251.50	1,005.99
Alma	310.00	81.30	25,203.00	2,049,003.90	620,645.83	2,669,649.73
Patin superior	137.50	160.05	22,006.88	3,522,200.34	71.61	3,522,271.95
TOTAL	656.50		47,606.98	5,571,958.73	620,968.94	6,192,927.67

$y_t' = \frac{\sum(A'y')}{\sum A'}$ = 72.52 cm Del ENE al borde inferior
 $y_b' = d - y_t'$ = 88.78 cm Del ENE al borde superior

Momento de Inercia
 $I' = I_o + \sum(A'y'^2) - A'y_t'^2$ = 2,740,295.43 cm⁴

Modulo elastico de la seccion
 $S_t' = I'/y_t'$ = 37,785.75 cm³
 $S_b' = I'/y_b'$ = 30,866.13 cm³

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA (n)

Ancho colaborante efectivo

VIGAS INTERIORES

Be=S 2.00 m
 Be=L/4 7.50 m
 Be=12tc+bfs 2.95 m

Be= 300.00 cm

Area equivalente de losa de concreto

$A_c = Be \cdot t_c / n$ = 526.32 cm²

Inercia de la losa

$I_c = Be \cdot t_c^3 / (12n)$ 17,543.86 cm⁴
 $y_c = hc - t_c / 2$ 178.50 cm

23

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA
ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Elemento	A(cm2)	y(cm)	Ay	Ay2	lo(cm4)	I (cm4)
Viga	656.50	72.52	47,609.38	3,452,632.24	2,740,295.43	6,192,927.67
Losa	526.32	178.50	93,947.37	16,769,605.26	17,543.86	16,787,149.12
TOTAL	1,182.82		141,556.75	20,222,237.50	2,757,839.29	22,980,076.79

$$y_t = \frac{\sum(Ay)}{\sum A} = 119.68 \text{ cm}$$

$$y_b = d - y_t = 41.62 \text{ cm}$$

$$y_{bc} = y_b + t_c + h_s = 68.82 \text{ cm}$$

Momento de Inercia

$$I_{sc} = I_o + \sum(Ay^2) - A y_t^2 = 6,034,244.58 \text{ cm}^4$$

Modulos de Seccion Elastico

$$S_t(n) = I / y_t = 50,453.28 \text{ cm}^3 \quad \text{Para esfuerzo del patin en tension}$$

$$S_b(n) = I / y_b = 145,080.46 \text{ cm}^3 \quad \text{Para esfuerzo del patin en compresion}$$

$$S_{bc}(n) = I / y_{bc} = 87,739.73 \text{ cm}^3 \quad \text{Para esfuerzo del concreto}$$

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS SECCION COMPUESTA (3n)

Area equivalente de losa de concreto

$$A_c = B_e \cdot t_c / (3n) = 175.439 \text{ cm}^2$$

Inercia de la losa

$$I_c = B_e \cdot t_c^3 / (12(3n)) = 5,847.95 \text{ cm}^4$$

$$y_c = h_c - t_c / 2 = 178.50 \text{ cm}$$

Elemento	A(cm2)	y(cm)	Ay	Ay2	lo(cm4)	I (cm4)
Viga	656.50	72.52	47,609.38	3,452,632.24	2,740,295.43	6,192,927.67
Losa	175.44	178.50	31,315.79	5,589,868.42	5,847.95	5,595,716.37
TOTAL	831.94		78,925.17	9,042,500.66	2,746,143.39	11,788,644.05

$$y_t = \frac{\sum(A'y)}{\sum A'} = 94.87 \text{ cm}$$

$$y_b = h - y_t = 66.43 \text{ cm}$$

$$y_{bc} = y_b + t_c + h_s = 93.63 \text{ cm}$$

Momento de Inercia

$$I_{sc} = I_o + \sum(A'y^2) - A' y_t^2 = 4,300,933.04 \text{ cm}^4$$

Modulos de Seccion Elastico

$$S_t(3n) = I / y_t = 45,335.02 \text{ cm}^3 \quad \text{Para esfuerzo del patin en tension}$$

$$S_b(3n) = I / y_b = 64,743.84 \text{ cm}^3 \quad \text{Para esfuerzo del patin en compresion}$$

$$S_{bc}(3n) = I / y_{bc} = 45,935.42 \text{ cm}^3 \quad \text{Para esfuerzo del concreto}$$

RESUMEN DE PROPIEDADES GEOMETRICAS VIGA INTERIOR (SECCIÓN CENTRAL)

Seccion	y _t (cm)	y _b (cm)	y _{bc} (cm)	S _t (cm ³)	S _b (cm ³)	S _{bc} (cm ³)
Viga metalica sola	72.52	88.78	-	37,786.75	30,866.13	
Compuesta (n)	119.68	41.62	68.82	50,453.28	145,080.46	87,739.73
Compuesta (3n)	94.87	66.43	93.63	45,335.02	64,743.84	45,935.42

RESUMEN DE PROPIEDADES GEOMETRICAS VIGA EXTERIOR (SECCIÓN CENTRAL)

Seccion	y _t (cm)	y _b (cm)	y _{bc} (cm)	S _t (cm ³)	S _b (cm ³)	S _{bc} (cm ³)
Viga metalica sola	72.52	88.78	-	37,786.75	30,866.13	
Compuesta (n)	116.47	44.83	64.83	48,161.02	125,124.12	86,523.43
Compuesta (3n)	93.35	87.95	107.95	43,889.59	46,584.35	37,953.62

Peso del pavimento

$W_{dw} = e(\gamma_a)(S)$ $DW =$ **0.200** tn/m

Sobrecarga peatonal

$PL = (SC_v)(av)$ $PL =$ **0.216** tn/m

ANÁLISIS DE MOMENTOS Y CORTANTES EN EL CENTRO DE LUZ

MOMENTOS - VIGA EXTERIOR

Cargas permanentes

$M_{DC1} = W_{dc1}(L^2)/8$	=	234.502 tn.m	Viga y losa
$M_{CD2} = W_{dc2}(L^2)/8$	=	5.63 tn.m	Baranda
$M_{DW} = W_{dw}(L^2)/8$	=	19.00 tn.m	Superficie de rodadura

Sobrecarga vehicular

Momento debido a la sobrecarga vehicular HL-93 y sobrecarga distribuida de los cálculos realizados en el ANEXO (01)

$M_{LL} =$	316.362 tn.m	Por carril
$M_{IM} =$	68.131 tn.m	Por carril

Sobrecarga peatonal

$MPL =$ **24.300** tn.m Por viga

Cálculo del Factor de concentración

Factor de Concentración para vigas interiores (Según la sección 5.3.1.2.a)

$$F_{cm} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

Para un carril de diseño

$$K_g = n(I + Ae_g^2)$$

$$F_{cm} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

Para dos carriles de diseño

$I =$	2,740,295.43 cm ⁴	$n =$	7.60
$e_g =$	98.78 cm	$A =$	656.50 cm ²

$K_g =$	69,510,257.9 cm ⁴	Para viga Exteriores
$Ltc^3 =$	24,000,000.00 cm ⁴	
$K_g/Ltc^3 =$	2.896	

$F_{cm} =$	0.423	Para un carril de diseño
$F_{cm} =$	0.593	Para dos o más carriles de diseño

Estos valores calculados son para vigas interiores

Para vigas exteriores

$F_{cm} = e.F_{cm\text{interior}}$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

Para 02 o más carriles
Para un solo carril, aplicar la ley de momento

$d_e =$ Distancia del eje del alma de la viga a la cara interior de la vereda o sardinel

$d_e = [(Bc - (Nb - 1)S)]/2$	$d_e =$	0.600 m
	$e =$	0.954

$F_{cm} =$	0.416	Para un carril de diseño
$F_{cm} =$	0.584	Para dos o más carriles de diseño

Factores de distribución para vigas exteriores

20

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA
ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Aplicando ley de momentos

Fcm=	0.600
Fcm=	0.600

FACTORES DE DISTRIBUCION SELECCIONADOS

Fcm=	0.418	Para un carril de diseño
Fcm=	0.584	Para dos o más carriles de diseño

Momentos por viga

(Mod.)x(Num. De vias cargadas)

$M_{LL}=M_{LL}(F_{cm})$	184.755 tn.m	184.755 tn.m
$M_{IM}=M_{IM}(F_{cm})$	40.372 tn.m	40.372 tn.m
$M_{PL} =$	24.900 tn.m	
$M_{DC1} =$	234.602 tn.m	
$M_{DC2} =$	5.625 tn.m	
$M_{DW} =$	18.000 tn.m	

Momentos de fatiga por carril

MLL=	177.870 tn.m
MIM=	29.651 tn.m

Momentos de fatiga por Viga

MLL=	73.911 tn.m
MIM=	11.087 tn.m

Momentos Calculados

NC	COMBINACIÓN	CARG PERMANENTES		CARGAS VARIABLES		
		DC	DW	LL	IM	PL
1	RESISTENCIA I	240.23	18.00	184.76	40.37	24.30
2	SERVICIO II	240.23	18.00	184.76	40.37	24.30
3	FATIGA	-	-	73.91	11.09	-

Combinacion y factores de cargas

NC	COMBINACIÓN	CARG PERMANENTES		CARGAS VARIABLES		
		DC	DW	LL	IM	PL
1	RESISTENCIA I	1.25	1.50	1.75	1.75	1.75
2	SERVICIO II	1.00	1.00	1.30	1.30	1.30
3	FATIGA	-	-	0.75	0.75	-

Modificadores de Carga

$N1 = \eta_D \eta_R \eta_I$

$N2 = 1 / (\eta_D \eta_R \eta_I)$

NC	COMBINACION	Modificadores de Carga				
		CARG. PERMANENTES		CARGAS VARIABLES		
		η_1	η_2	η_3	η_4	η_5
		DC	DW	LL	IM	PL
1	RESISTENCIA I	1.047	1.047	1.047	1.047	1.047
2	SERVICIO II	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	FATIGA	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Momentos Ultimos

NC	COMBINACIÓN	CARG PERMANENTES		CARGAS VARIABLES		
		DC	DW	LL	IM	PL
1	RESISTENCIA I	314.510	28.279	338.639	73.999	44.540
2	SERVICIO II	240.227	18.000	240.182	52.484	31.590
3	FATIGA	0.000	0.000	55.433	8.315	0.000

NC	COMBINACIÓN	Mu(tn.m)
1	RESISTENCIA I	789.848
2	SERVICIO II	582.483
3	FATIGA	63.749

CORTANTES - VIGA EXTERIOR

Cargas permanentes

$V_{DC1} = W_{dc1}(L)/2$	=	31.280 tn.	Viga y losa
$V_{CD2} = W_{dc2}(L)/2$	=	0.750 tn.	Baranda
$V_{DW} = W_{dw}(L)/2$	=	2.400 tn.	Superficie de rodadura

Sobrecarga vehicular

Momento debido a la sobrecarga vehicular HL-93 y sobrecarga distribuida de los cálculos realizados en el ANEXO (01)

$V_{LL} =$	44.191 tn.m	Por carril
$V_{IM} =$	9.590 tn.m	Por carril

Sobrecarga peatonal

VPL= **3.240** tn.m Por viga

Cálculo del Factor de concentracion

El calculo del Factor de Concentracion para Fuerza Cortante en vigas interiores (Según la seccion 5.3.1.2.a)

$$F_{cc} = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

Para un carril de diseño

$$F_{cc} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2.0}$$

Para dos carriles de diseño

FCC= **0.623**
FCC= **0.721**

Para un carril de diseño
Para dos o más carriles de diseño
Estos valores calculados son para vigas interiores

Para vigas exteriores

FCC=e.FCC_{interior}

$$e = 0.60 + \frac{d_e}{3800}$$

Para 02 o más carriles
Para un solo carril aplicar la ley de momento

d_e=Distancia del eje del alma de la viga a la cara interior de la vereda o sardinel

d_e=[(Bc-(Nb-1)S)]/2 d_e= 0.600 m
e= **0.798**

FCC= **0.472**
FCC= **0.547**

Para un carril de diseño
Para dos o más carriles de diseño
Factores de distribucion para vigas exteriores

Aplicando Ley de Momentos

FCC= 0.600
FCC= 0.600

FACTORES DE DISTRIBUCION SELECCIONADOS

FCC= **0.472** Para un carril de diseño
FCC= **0.547** Para dos o más carriles de diseño

Cortantes por viga

V_{LL}=V_{LL}(Fcm) 24.172 tn.
V_{IM}=V_{IM}(Fcm) 5.410 tn.
V_{PL}= **3.240** tn.
V_{DC1}= **31.280** tn.
V_{DC2}= **0.750** tn.
V_{DW}= **2.400** tn.

(Mod.)x(Num. De vias cargadas)

24.172 tn.m
5.410 tn.m

Cortantes de fatiga por carril

VLL= **41.318** tn.m
VIM= **4.065** tn.m

Cortantes de fatiga por Viga

VLL= **19.502** tn.m
VMIM= **1.919** tn.m

Cortantes Calculados

NC	COMBINACIÓN	CARG PERMANENTES		CARGAS VARIABLES		
		DC	DW	LL	IM	PL
1	RESISTENCIA I	32.03	2.40	24.17	5.41	3.24
2	SERVICIO II	32.03	2.40	24.17	5.41	3.24
3	FATIGA	-	-	19.50	1.92	-

Cortantes Ultimos

NC	COMBINACIÓN	CARG PERMANENTES		CARGAS VARIABLES		
		DC	DW	LL	IM	PL
1	RESISTENCIA I	41.935	3.771	44.305	9.916	5.939
2	SERVICIO II	32.030	2.400	31.424	7.033	4.212
3	FATIGA	0.000	0.000	14.627	1.439	0.000

NC	COMBINACIÓN	Vu(tn)
1	RESISTENCIA I	106.908
2	SERVICIO II	77.099
3	FATIGA	16.066

MOMENTOS - VIGA INTERIOR

Cargas permanentes

$M_{dc1} = W_{dc1}(L^2)/8$	=	193.54	tn.m	Viga y losa
$M_{dc2} = W_{dc2}(L^2)/8$	=	5.63	tn.m	Baranda
$M_{dw} = W_{dw}(L^2)/8$	=	22.50	tn.m	Superficie de rodadura

Cargas Variables

Sobrecarga vehicular

Momento debido a la sobrecarga vehicular HL-93 y sobrecarga distribuida de los cálculos realizados en el ANEXO (01)

$M_{LL} =$	316.362	tn.m	Por carril
$M_{IM} =$	69.131	tn.m	Por carril

Sobrecarga peatonal

$MPL =$	24.300	tn.m	Por viga
---------	---------------	------	----------

Factor de concentracion

Factores de concentración calculados

$F_{cm} =$	0.423	Para un carril de diseño
$F_{cm} =$	0.593	Para dos o más carriles de diseño

Aplicando ley de momento

$F_{cm} =$	0.600
$F_{cm} =$	0.600

FACTORES DE DISTRIBUCION SELECCIONADOS

$F_{cm} =$	0.423	Para un carril de diseño
$F_{cm} =$	0.593	Para dos o más carriles de diseño

Momentos por viga

$M_{LL} = M_{LL}(F_{cm})$	187.603	tn.m
$M_{IM} = M_{IM}(F_{cm})$	40.995	tn.m
$M_{PL} =$	24.300	tn.m
$M_{DC1} =$	193.544	tn.m
$M_{DC2} =$	5.625	tn.m
$M_{DW} =$	22.500	tn.m

(Mod.)x(Num. De vías cargadas)

187.603	tn.m
40.995	tn.m

Momentos de fatiga por carril

$M_{LL} =$	177.670	tn.m
$M_{IM} =$	26.651	tn.m

Momentos de fatiga por Viga

$M_{LL} =$	75.154	tn.m
$M_{IM} =$	11.273	tn.m

Momentos Calculados

NC	COMBINACIÓN	CARG PERMANENTES		CARGAS VARIABLES		
		DC	DW	LL	IM	PL
1	RESISTENCIA I	199.17	22.50	187.60	41.00	24.30
2	SERVICIO II	199.17	22.50	187.60	41.00	24.30
3	FATIGA	-	-	75.15	11.27	-

Momentos Ultimos

NC	COMBINACIÓN	CARG PERMANENTES		CARGAS VARIABLES		
		DC	DW	LL	IM	PL
1	RESISTENCIA I	260.756	35.349	343.859	75.140	44.540
2	SERVICIO II	199.169	22.500	243.884	53.294	31.590
3	FATIGA	0.000	0.000	56.366	8.455	0.000

NC	COMBINACIÓN	Mu(tn.m)
1	RESISTENCIA I	789.843
2	SERVICIO II	550.437
3	FATIGA	64.820

CORTANTES - VIGA INTERIOR

Cargas permanentes

$V_{DC1} = W_{dc1}(L)/2$	=	25.806 tn.	Viga y losa
$V_{DC2} = W_{dc2}(L)/2$	=	0.750 tn.	Baranda
$V_{DW} = W_{dw}(L)/2$	=	3.000 tn.	Superficie de rodadura

Sobrecarga vehicular

Momento debido a la sobrecarga vehicular HL-93 y sobrecarga distribuida de los cálculos realizados en el ANEXO (01)

$V_{LL} =$	44.131	tn.m	Por carril
$V_{IM} =$	9.890	tn.m	Por carril

Sobrecarga peatonal

$V_{PL} =$	3.240	tn.m	Por viga
------------	--------------	------	----------

Cálculo del Factor de concentracion

Factores de concentracion calculados		
$F_{cc} =$	0.623	Para un carril de diseño
$F_{cc} =$	0.721	Para dos o más carriles de diseño

Aplicando ley de Momentos

$F_{cc} =$	0.900
$F_{cc} =$	0.600

FACTORES DE DISTRIBUCION SELECCIONADOS

$F_{cm} =$	0.623	Para un carril de diseño
$F_{cm} =$	0.721	Para dos o más carriles de diseño

Cortantes por viga

$V_{LL} = V_{LL}(F_{cm})$	31.862 tn.	(Mod.)x(Num. De vias cargadas)	31.862 tn.
$V_{IM} = V_{IM}(F_{cm})$	7.131 tn.		7.131 tn.
$V_{PL} =$	3.240 tn.		
$V_{DC1} =$	25.806 tn.		
$V_{DC2} =$	0.750 tn.		
$V_{DW} =$	3.000 tn.		

Cortantes de fatiga por carril

$V_{LL} =$	41.318	tn.m
$V_{IM} =$	4.065	tn.m

Cortantes de fatiga por Viga

$V_{LL} =$	25.741	tn.m
$V_{MIM} =$	2.532	tn.m

Cortantes Calculados

NC	COMBINACIÓN	CARG PERMANENTES		CARGAS VARIABLES		
		DC	DW	LL	IM	PL
1	RESISTENCIA I	26.56	3.00	31.86	7.13	3.24
2	SERVICIO II	26.56	3.00	31.86	7.13	3.24
3	FATIGA	-	-	25.74	2.53	-

Cortantes Últimos

NC	COMBINACIÓN	CARG PERMANENTES		CARGAS VARIABLES		
		DC	DW	LL	IM	PL
1	RESISTENCIA I	34.767	4.713	58.400	13.070	5.939
2	SERVICIO II	26.556	3.000	41.421	9.270	4.212
3	FATIGA	0.000	0.000	19.306	1.899	0.000

NC	COMBINACIÓN	Vu(tn)
1	RESISTENCIA I	119.890
2	SERVICIO II	84.459
3	FATIGA	21.205

Resumen de momentos y cortantes por viga

CARGAS	MOMENTOS (tn.m)		CORTANTES (tn)	
	Exteriores	Interiores	Exteriores	Interiores
CD1 Carga muerta nc	234.602	193.544	31.280	25.806
DC2 Carga muerta compuesta	5.625	5.625	0.750	0.750
DW Pavimento	18.000	22.500	2.400	3.000
PL Carga peatonal	24.300	24.300	3.240	3.240
LL vehicular	184.755	187.603	24.172	31.862
IM Impacto	40.372	40.995	5.410	7.131
Fatiga (LL+IM)	84.998	86.427	21.421	28.273

Resumen de momentos y cortantes últimos por viga

ESTADO LIMITE	MOMENTOS (tn.m)		CORTANTES (tn)	
	Exteriores	Interiores	Exteriores	Interiores
RESISTENCIA I	799.966	759.643	105.865	116.890
SERVICIO II	582.483	550.437	77.099	84.459
FATIGA	63.749	64.820	16.066	21.205

DISEÑO DE VIGAS SECCION COMPUESTA POR RESISTENCIA

Momentos y Cortantes de diseño

Mu=	799.966	tn.m	Vu=	116.890 tn	RESISTENCIA
Ms=	582.483	tn.m	Vu=	84.459 tn	SERVICIO
Mf=	64.820	tn.m	Vu=	21.205 tn	FATIGA

Esfuerzos de Diseño (Vigas Interiores)

MOMENTOS Y ESFUERZOS SIN FACTORAR

Cargas	Seccion	Mom. (tn.m)	ft (kgf/cm ²)	fc (kgf/cm ²)	fcc (kgf/cm ²)
Vigas y tablero (DC1)	nc	193.544	512.201	627.044	0.000
Barandas (DC2)	3n	5.625	12.408	8.688	1.611
Pavimento (DW)	3n	22.500	49.631	34.752	6.445
Viva HL-93 y SCD (LL)	n	187.603	371.835	129.310	28.134
Impacto (IM)	n	40.995	81.253	28.257	6.148
Peatonal (PL)	n	24.300	48.163	16.749	3.644
Fatiga (LL+IM)	n	86.427	171.301	59.572	12.961

MOMENTOS Y ESFUERZOS FACTORIZADOS

Estado limite	Mom. (tn.m)	ft (kgf/cm ²)	fc (kgf/cm ²)	fcc (kgf/cm ²)
RESISTENCIA I	725.283	1.507.397	1.151.846	78.052
SERVICIO II	550.437	1.225.866	897.095	57.360
FATIGA	64.820	128.476	44.679	9.721

Verificación de Proporciones Geométricas

a) Verificación si la seccion es I

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9$$

I_{yc}=Momento de inercia del patín en compresión respecto a un eje vertical (cm⁴)
I_y=Momento de inercia de la viga metálica respecto a un eje vertical (cm⁴)

I _{yc} =tfs.bfs ³ /12	34661.458 cm ⁴	
I _y =(tfi.bfi ³ +hw.tw ³ +tsf.bfs ³)/12	87450.208 cm ⁴	
I _{yc} /I _y =	0.396	OK!

b) Para no utilizara atiesadores longitudinales

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 6.77 \sqrt{\frac{E_s}{f_c}} \leq 200$$

$$D_c = \left[\frac{f_c}{f_c + f_t} \right] h - t_{fs}$$

D_c=Altura del alma en compresión en el rango elástico (cm)
f_c= Esfuerzo de compresión debido a cargas factorizadas en la sección en análisis para la sección sola de acero y cargas permanentes (kgf/cm²)
f_t= Esfuerzo de tension debido a cargas factorizadas en la sección en análisis para la sección sola de acero y cargas permanentes (kgf/cm²)

Tambien: D_c=y'b-tfs

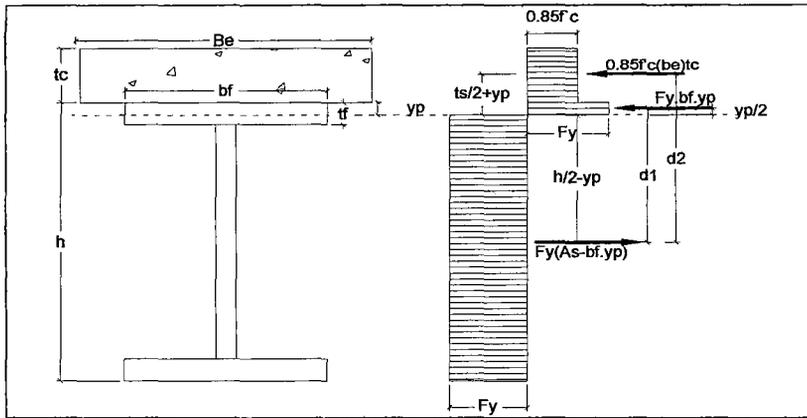
D _c =y'b-tfs	86.28 cm	f _c =1.25(Mdc1)/Sd	783.805 kgf/cm ²
2D _c /t _w =	86.280	f _t =1.25(Mcd1)/St	640.251 kgf/cm ²
6.77√(E _s /f _c)=	350.424		OK!

c) $bfs \geq 0.3Dc$		
bfs=	55.00	
$0.30Dc=$	25.884	OK!
d) $bfi/(2tfi) \leq 12$		
bfi=	55.00	
$2tfi=$	7.60	OK!

CÁLCULO DE MOMENTO PLÁSTICO

Determinación del Eje Neutro Plástico (ENP)

$Pc=0.85(f'c)(be)(tc)$	952,000.00 kgf	
$Pps=Fy(bfs.tfs)$	347,875.00 kgf	
$Pw=Fy(hw.tw)$	784,300.00 kgf	
$Ppi=Fy(bfi.tfi)$	528,770.00 kgf	
$Pps+Pw+Ppi$	1,660,945.00 kgf	ENP EN LA VIGA METALICA
$Pc+Pps$	1,299,875.00 kgf	
$Pw+Ppi$	1,313,070.00 kgf	ENP EN EL ALMA



be=	200.0 cm	As=	656.50 cm ²
tc=	20.00 cm	f'c=	280.0 kgf/cm ²
		Fy=	2,530.0 kgf/cm ²
$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b_e}$		a=	34.894 cm

Si $a < tc$ ENP en la losa de concreto, si $a > tc$ ENP en la viga metalica
¡EJE NEUTRO EN LA VIGA METÁLICA!

$C=0.85f'c.be.tc+AfFy$	=	1,299,875.00
$T=Fy(As-Af)$	=	1,313,070.00

¡ENP EN EL ALMA!

CÁLCULO DE MOMENTOS

Momento Nominal (ENP en la losa de concreto)

$$Mp = F_y A_s \frac{h}{2} + 0.85 f'_c b_e a (t_c - a/2)$$

Mp1=	138,196,770.8 kgf.cm	1381.958 tn.m
------	----------------------	---------------

Momento Nominal (ENP en el patin superior)

$$y_p = \frac{F_y A_s - 0.85 f'_c b_e t_c}{2 F_y b_{fs}}$$

yp= 2.547 cm

$$M_p = 0.85 f'_c b_e t_c \left(\frac{t_c}{2} + y_p \right) + 2 F_y b_{fs} y_p \left(\frac{y_p}{2} \right) + F_y A_s \left(\frac{h}{2} - y_p \right)$$

Mp2= 142,572,226.5 kgf.cm 1,425.722 tn.m

Momento Nominal (ENP en el alma)

$$y_p = t_{fs} + \frac{A_s}{2 t_w} \frac{b_{fs} t_{fs}}{t_w} - \frac{0.85 f'_c b_e t_c}{2 F_y t_w}$$

yp= 3.804 cm

$$M_p = 0.85 f'_c b_e t_c \left(y_p + \frac{t_c}{2} \right) + 2 F_y b_{fs} t_{fs} \left(y_p - \frac{t_{fs}}{2} \right) + F_y t_w (y_p - t_{fs})^2 + F_y A_s \left(\frac{h}{2} - y_p \right)$$

Mp3= 276,519,151.3 kgf.cm 2,765.19 tn.m

Momento plastico de la viga compuesta

Mp= **2,765.192** tn.m

Yp= 3.804 cm
Yp= 23.804 cm
ytc= 43.80 cm

DETERMINACION SI LA VIGA COMPUESTA ES UNA SECCION COMPACTA

$$\frac{2 D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yc}}}$$

Dcp= Altura del alma en compresión en el rango plástico (cm)
Fyc=Esfuerzo del fluencia de patin en compresión (Kg/cm2).

$$D_{cp} = \frac{h_w}{2} \left[\frac{F_y A_t - F_y A_c - 0.85 f'_c A_t}{F_y A_w} + 1 \right]$$

At=bfi.tfi 209.0 cm²
Ac=bfs.tfs 137.5 cm²
At=Be.tc 4000.0 cm²
Aw=hw.tw 310.0 cm²

$$y_p = \frac{t_{fs}}{2} \left[\frac{F_y A_w + F_y A_t - 0.85 f'_c A_t}{F_y A_c} + 1 \right]$$

Dcp= 1.304 cm
yp= 2.547 cm

Dcp=yp-tfs 1.304 cm (Si el ENP se encuentra en el alma yp=0)
2Dcp/tw= 1.304 cm (Si el ENP está en la losa o patin superior Dcp=0)
3.76√(Es/Fyc)= 108.330

OK! LA SECCION ES COMPACTA

DISEÑO POR FLEXION

Mn=1.3RhMy Rh=Factor hibrido, para secciones homogeneas Rh=1.0
My=M_{DC1}+M_{DC2}+M_{AD}

$$M_{AD} = S_n \left(F_y - \frac{M_{DC1}}{S_{nc}} - \frac{M_{DC2}}{S_{3n}} \right)$$

MDC1= 241.930 tn.m
MDC2= 7.031 tn.m

	TENSION	COMPRESION
Snc=	37,786.75	30,866.13
Sn =	50,453.28	145,080.46
S3n=	45,335.02	64,743.84
MADt=	945.615	MADc= 2,517.632
Myt=	1,194.576	Myc= 2,766.593
Mnt=	1,552.949	Mnc= 3,596.571

Mn=Min(Mnt,Mnc)= Mn= **1,552.949** tn-m
Mu= 799.966 tn.m Mnf= **2,766.593** tn-m

Verificacion de D'/Dp (Seccion compacta)

$$M_n = \frac{5M_p - 0.85M_y}{4} + \frac{0.85M_y - M_p}{4} \left(\frac{D_p}{D'} \right)$$

$$D' = \beta \left(\frac{h + tc + ts}{7.5} \right)$$

$$D_p/D' \leq 5.0$$

$$\beta = \dots \quad (Para F_y < 3500 \text{ kgf/cm})$$

Dp= 43.804 cm
D'= 17.593 cm
Dp/D'= 2.490

OK!

Mp= 4,332.377 tn.m Mnfinal= 3,769.192 tn.m

Verificacion Mu ≤ Mr

OK! CUMPLE CON RESISTENCIA

Longitud de Soporte Lateral

$$L_b \leq L_p = 1.76r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$$r_t = \sqrt{\frac{I_t}{A_t}} \quad A_t = b_{fs} \cdot t_{fs} + \frac{D_c t_w}{3} \quad I_t = \frac{t_{fs} \cdot b_{fs}^3}{12} + \frac{1}{3} \left(\frac{D_c t_w^3}{12} \right)$$

It= 34680.632 cm⁴
At= 195.020 cm²
rt= 13.335 cm
Lp= 676.186 cm

¡COLOCAR VIGAS DIAFRAGMA COMO MAXIMO ESPACIADAS A!

$$8.70 \text{ m}$$

Esfuerzo debido al Pandeo Lateral Torsional

$$F_n = R_b R_h F_{cr} \leq F_{yc}$$

$$F_{cr} = \frac{1.904 E}{\left(\frac{b_{fs}}{2 t_{fs}} \right)^2 \sqrt{\frac{2 D_c}{t_w}}} \leq F_{yc}$$

$$\frac{2 D_c}{t_w} \leq \lambda_b \sqrt{\frac{E}{f_c}}$$

$$\lambda_b = 4.64$$

Fcr= 3557.51 kgf/cm²
Fn= 2530.0 kgf/cm²

2Dc/tw= 86.280
λb√(E/fc)= 240.173
Rb= 1.0
Fcr= 2530.00 kgf/cm²

OK! CUMPLE

DISEÑO POR CORTE

$$V_n = C V_p = 0.58 (F_y w) (t_w) h_w \leq V_u$$

$$C = \frac{1.52}{\left(\frac{h_w}{t_w} \right)^2} \left[\frac{E k}{F_{yw}} \right]$$

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h_w} \right)^2}$$

a/tw= 1.613
a= 250.000 cm
k= 6.922
C= 1.454
Vn= 661.425 tn

Vu= 105.865 tn

OK! CUMPLE POR CORTANTE

DISEÑO DE ATIESADORES

Atiesador de apoyo

$$b_t \leq 0.48 t_p \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \lambda = \left(\frac{kh_w}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E_s} \leq 2.25 \quad I_s = \left[t_p (2b_t + t_w)^3 + 18 t_w^4 \right] / 12$$

$$A_s = t_p (2b_t + t_w) + 18 t_w^2 \quad r_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} \quad Pr = \phi r P_n \quad k = 0.75$$

bt= 15.00 cm tw= 2.00 cm
tp= 1.20 cm hw= 155.00 cm

0.48tp√(E/Fy)= 16.595 cm OK! CUMPLE

Is= 39345.6 cm4
As= 110.4 cm2 rt= 18.878 cm OK! CUMPLE

λ= 0.00004 OK! CUMPLE CON REACCIÓN

Pn= 279.307 tn

Atiesador transversal intermedio

¡NO REQUIERE ATIESADORES INTERMEDIOS!

bt= 20.00 cm tw= 2.00 cm
tp= 1.60 cm hw= 155.00 cm
do= 250.00 k= 6.92

$$h_w/t_w \leq 150 \quad do \leq h_w \left(\frac{260}{h_w/t_w} \right)^2 \quad C_v = \frac{1.52}{\left(\frac{h_w}{t_w} \right)^2} \left[\frac{Ek}{F_{yw}} \right] \quad bt \geq 2.0 + h_w/30$$

$$I_t = t_p b_t^3 / 12 \geq a t_w^3 J_1 \quad 16t_p \geq b_t \geq 0.25b_{fs}$$

$$J_1 = \frac{2.5 h_w^2}{a^2} - 2 \geq 0.5 \quad A_{adm} = \left[0.15 B \frac{h_w}{t_w} (1 - C_v) \frac{V_u}{V_n} - 1.8 \right] \frac{F_{yw} t_w^2}{F_{cr}} \quad F_{cr} = \frac{0.311 E}{(b_t/t_p)^2} \leq F_{ys}$$

hw/tw= 77.5 OK!
hw(260/(hw/tw))²= 1744.5161 cm OK!
2.0+hw/30= 7.1666667 OK! CUMPLE
16tp>bt 16tp= 25.6 OK! SI CUMPLE
(bt>0.25bfs) 0.25bfs= 13.75 OK! SI CUMPLE

Cv= 1.4540206 B= 1.0
J1= -1.039 J1= 0.500

lmin= 1000.000 cm4
Is= 1066.667 cm4 OK! CUMPLE
Fcr= 4179.84 kgf/cm2 =====> Fcr= 2530.00 kgf/cm2
Asmin= -10.57909 cm2
As= 32.00 cm2 OK! CUMPLE

DISEÑO DE CONECTORES DE CORTE

Se diseñaran conectores tipo esparrago

DISEÑO POR FATIGA

$$p \leq \frac{n(Z_r)I}{(V_{lf})Q} \quad Z_r = 10 \alpha d_c^2 \geq 170 d_c^2 \quad \alpha = 238 - 29.5 \log(N_1)$$

$$Q = \frac{t_c \cdot B_e}{n} \left(y_b + t_s + \frac{t_c}{2} \right) \quad N_1 = 365(1MD)(Nd)Tp$$

p ≥ 6dc, p ≤ 60cm

11

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA
ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

DATOS A INGRESAR

n=	3	Numero de filas de conectores por viga	hcc=	7.620	cm
IMD=	5.00	Indice medio diario vehicular en ua de tráfico	dc=	1.910	cm
TP=	75	Periodo de dieño por fatiga			
VLL=	25.74	tn			
VIM=	1.90	tn	VLLf=	20,730.000	kgf

I=	4,300,933.04	cm ⁴	Q=	44,015.79	cm ³
ts=	7.20	cm	N1=	136,875.0	
yb=	66.43	cm	q=	86.48	
Be=	200.00	cm	Zr=	3,154.82	kgf
			Zrmin=	620.18	kgf/cm
				OK! CUMPLE	
p=	44.612	cm	Aproximando p=	44.00 44.00	cm
p≥6dc	11.46	cm		OK! CUMPLE	
p≤60cm				OK! CUMPLE	

Numero de conectores requeridos por fatiga **102.00 A AMBOS LADOS POR VIGA**

DISEÑO POR RESISTENCIA

$Q_r = \phi_{sc} Q_n$	$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_y$	$N = \frac{V_h}{Q_r}$	
$P_1 = A_s F_y$	$P_2 = 0.85 f'_c A_c$	$\phi_{sc} =$	0.85
Qn=	12,580.84	kgf	AsFy= 7,248.98
			Qr= 6,161.64
P1=	1,660,945.00	kgf	Vh= 952,000.00
P2=	952,000.00	kgf	N= 154 A AMBOS LADOS POR VIGA

====> **GOBIERNA EL DISEÑO POR RESISTENCIA**

DISEÑO POR SERVICIO Y FATIGA DE VIGAS PRINCIPALES

Mu=	64.820	tn.m	Momento debido a cargas de fatiga
ftf=	128.476	kgf/cm ²	Esfuerzo de fatiga (tension)
			$(\Delta F)_n = 10.194 (A / N_1)^{1/3}$
			$N_1 = 365(Td)(Nd)(IMD)$
			A= 1.44E+12 (Mpa) ³
N1=	273,750.0		IMD= 10.00
			Nd= 1.00
			Td= 75
(ΔF)n=	1772.636 1772.636	Kg/cm ²	OK! CUMPLE POR FATIGA

Esfuerzos de Flexion

Los esfuerzo de flexión y corte resulten de la carga de fatiga, deberán tomarse como el doble del calculado usando la combinación de cargas

fct=Esfuerzo máximo de compresión por flexión elástica en el ala de compresión debidos a las cargas permanentes no factorada y la carga de fatiga. Tomada como indicación del esfuerzo máximo de flexión en el alma.

$$\text{si } \frac{2D_c}{t_w} \leq 5.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} : f_{ct} \leq R_h F_{yc}$$

$$\text{si } 5.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq \frac{2D_c}{t_w} \leq 6.43 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} : f_{ct} \leq R_h F_{yc} \left[3.58 - 0.448 \left(\frac{2D_c}{t_w} \right) \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \right]$$

$$\text{si } \frac{2D_c}{t_w} \geq 6.43 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} : f_{ct} \leq 28.9 R_h F_{yc} E \left(\frac{t_w}{2D_c} \right)^2$$

Dc= 86.28 cm
Rh= 1

fcn1=2(fc)fatiga	89.358 kgf/cm ²	Esfuerzo de fatiga
fcn2=	670.484 kgf/cm ²	Esfuerzo debido a carga permanente (sin factorizar)
fcfn=fcn1+fcn2	759.842 kgf/cm ²	

2Dc/tw=	86.28	Caso 1	fcf1=	2,530.00 kgf/cm ²
5.76√(E/Fy)=	165.9479417	Caso 1	fcf2=	-2,808,404.54 kgf/cm ²
6.43√(E/Fy)=	185.8271223	Caso 1	fcf3=	8,152.61 kgf/cm ²
		SELECCIONADO	fcf=	2,530.00 kgf/cm ²

OK! ESFUERZO DE FLEXION POR FATIGA

Esfuerzos de Corte

$v_{ct} \leq 0.58CF_{yw}$	Vuf=	21.205 tn	vcf=2Vuf/Aw=	136.805 kgf/cm ²
---------------------------	------	-----------	--------------	-----------------------------

vct=Esfuerzo de corte máximo elástico en el alma debido a la carga sin factorar y la carga de fatiga especificada

$si \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} : C = 1$	$si 1.10 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \leq \frac{h_w}{t_w} \leq 1.38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} : C = \frac{1.1}{h_w/t_w} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$
---	---

$si \frac{h_w}{t_w} \geq 1.38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} : C = \frac{1.52}{(h_w/t_w)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}} \right)$	$k = 5 + \frac{5}{(d_o/h_w)^2}$
---	---------------------------------

Vdc)=	34.430 tn
vc(dc)=V(dc)/Aw	111.065 kgf/cm ²
vct(n)=vcf+vc(dc)	247.87 kgf/cm ²

do=	250.000 cm	hw/tw=	77.5
k=	6.922	Fy=	2,530.00 kgf/cm ²
		Es=	2,100,000.00 kgf/cm ²

1.10√(Ek/Fy)=	83.379	Caso 1	C=	1.000
1.38√(Ek/Fy)=	104.603	Caso 2	C=	1.076
		Caso 3	C=	1.454
		SELECCIONADO	C=	1

vct=0.58CFy=	1,467.400 kgf/cm ²	OK! ESFUERZO DE CORTE POR FATIGA
--------------	--------------------------------------	---

Esfuerzos de Servicio

Esfuerzos en el acero

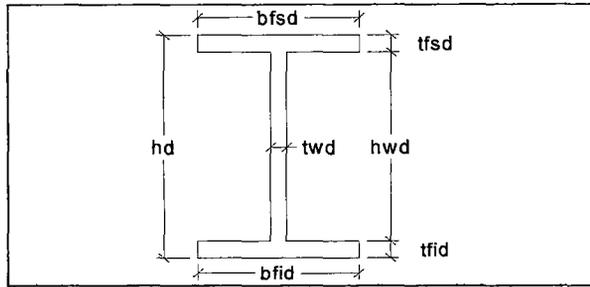
ff≤0.95Fy	ff=esfuerzo en el acero para el estado limite de servicio y combinacion de cargas SERVICIO II
ff1=ft	1,347.960 kgf/cm ² Tension NO CUMPLE====>VERIFICAR
ff=fc	1,069.925 kgf/cm ² Compresion NO CUMPLE====>
Fy=	2,530.000 kgf/cm ²
0.95Fy=	2,403.500

Esfuerzos en el concreto

fcc≤fc	fcc=Esfuerzo en el concreto para el estado limite de servicio y combinacion de cargas SERVICIO II
fcc=	57.500 kgf/cm ²
fc=	280.000 kgf/cm ² OK! CUMPLE

DISEÑO DE VIGA DIAFRAGMA

Ld= 6.70 m Distancia maxima entre vigas diafragma



P= 3.568 tn
dt= 4.3 m
w= 0.958 tn/m

bfid= 25.00 cm
tfid= 1.20 cm
twd= 0.90 cm
hwd= 75.00 cm
bfsd= 25.00 cm
tfsd= 1.20 cm

hd= 77.40 cm
L=S= 2.00 m
h/3 = 53.7667 cm
hd ≥ h/3 **OK! CUMPLE**

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA VIGA DIAFRAGMA

Seccion	A'(cm2)	y'(cm)	A'y'	Ay'2	lo(cm4)	I (cm4)
Patin inferior	30.00	0.60	18.00	10.80	3.60	14.40
Alma	67.50	38.70	2,612.25	101,094.08	31,640.63	132,734.71
Patin superior	30.00	76.80	2,304.00	176,947.20	3.60	176,950.80
TOTAL	127.50		4,934.25	278,052.08	31,647.83	309,699.91

yt' = Σ(A'y') / ΣA' = 38.70 cm Del ENE al borde inferior
yb' = d - yt' = 38.70 cm Del ENE al borde superior

Momento de Inercia
I' = lo + Σ(A'y'²) - A'y'² = **118,744.43 cm⁴**

Modulo elastico de la seccion
St' = I' / yt' = **3,068.33 cm³** Z= **3,551.63 cm³**
Sb' = I' / yb' = **3,068.33 cm³**

ANALISIS POR CARGA MUERTA

Cálculo de cargas, momentos y cortantes
WDC= 100.0875 kgf/m Peso propio
MDC= 33.363 kgf.m
VDC= 100.088 kgf

ANALISIS POR CARGA VIVA

Analisis Longitudinal

$$R_1 = 4.14 P + \left(\frac{L_d - d_t}{L_d} \right) (4.14 P) + \left(\frac{L_d - 4.30}{L_d} \right) P \quad R_2 = wL_d$$

R1= 21.341 tn Camion HL-93
R2= 6.419 tn Sobrecarga distribuida
RL= 27.760 tn MIM= 14.085 tn.m

Analisis Transversal

CASO I

R1= 13.294 tn Camion HL-93
R2= 1.916 tn Sobrecarga distribuida
MIM= 8.774 tn.m

CÁLCULO DE MOMENTOS

MDC= 0.0334 tn.m VDC= 0.100 tn
MLL= 32.923 tn.m VLL= 15.185 tn
MIM= 8.352405 tn.m VIM= 3.852 tn
Mu= **72.274 tn.m** Vu= **33.440 tn**

VERIFICACION SI LA SECCION ES COMPACTA

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad h_w/t_w = 83.333$$

$$3.76 \sqrt{(E/F_y)} = 108.327$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 0.38 \sqrt{E/F_y}$$

10.417
 10.948

OK! LA SECCIÓN ES COMPACTA

OK! LA SECCIÓN ES COMPACTA

Longitud de soporte lateral

$$L_b \leq L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq S$$

At= 127.50 cm
 Iy= 3,129.56 cm⁴
 ry= 4.954 cm
 Lp= 251.199 cm

OK! CUMPLE

VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA POR FLEXION Y CORTE

Mn=ZFy 89.856 tn.m (SECCION COMPACTA)
 Mu ≤ φMn
 φMn= 80.8704 tn.m

OK! CUMPLE POR MOMENTOS

Fuerza cortante
 Vn=0.58(Fy)(tw)(hw) 99,050 tn
 φVn= 84.193 tn

OK! CUMPLE POR CORTE

CÁLCULO DE DEFLEXIONES

DEFLEXION POR CARGA MUERTA

Debida a carga muerta aplicada a la viga sola

$$\Delta(x) = \frac{wx}{24EI} (x^3 - 2Lx^2 + L^3)$$

$$\Delta_{max} = \frac{5 wL^4}{384 EI}$$

w=wdc1 2.485 tn/m
 Δdc1= 4.555 cm

(viga metálica, concreto fresco y sobrecarga de equipo-personal)

Debida a carga muerta aplicada a la viga compuesta
 w=wdc2 0.210 tn/m (barandas y pavimento)
 Δdc2= 0.245 cm

Deflexion total debida a carga muerta (contraflecha de la viga metalica en la sección central)

Δ=Δdc1+Δdc2 4.8 cm 15

DEFLEXION POR CARGA VIVA

$$\Delta_{max} = \frac{Pab}{6EIL} (L^2 - b^2 - a^2)$$

$$\Delta(x) = \frac{Pbx}{6EIL} (L^2 - b^2 - x^2)$$

Camión de diseño HL-93

EJE	X (m)	P (tn)	Fcm	b (m)	P(1+IM)(Fcm)	Δ (cm)
Delantero	10.70	3.568	0.584	19.30	2.771	1.035E-02
Central	15.00	14.772	0.584	15.00	11.473	5.089E-02
Posterior	15.70	14.772	0.584	14.30	11.473	5.067E-02

0.1119

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA
ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Sobrecarga distribuida y sobrecarga peatonal

wLL= 0.479 tn/m
wPL= 0.180 tn/m
w= 0.659 tn/m
 $\Delta(LL+PL)=$ 0.548 cm

Deflexion total debido a carga viva $\Delta_{LL}=$ ~~0.650~~ cm
L/800= 3.750 cm

OK CUMPLE

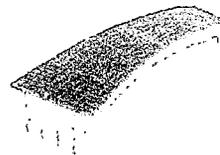
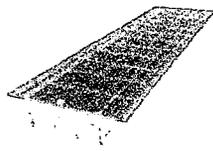
ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA HIPÓTESIS

HIPÓTESIS

- **H₁** La propuesta de diseño de un puente mixto de forma curva en planta en la provincia de Angaraes será una alternativa de estructuración en las vías de comunicación que une nuestros pueblos. y que servirá como un texto guía para los estudiantes, ingenieros involucrados en proyectos de puentes.

- **H₀** La propuesta de diseño de puente mixto de forma curva en planta en la provincia de Angaraes **No** será una alternativa de estructuración en las vías de comunicación que une nuestros pueblos. y que servirá como un texto guía para los estudiantes, ingenieros involucrados en proyectos de puentes

- Cuadro de comparación de resultados de acuerdo a la hipótesis.



CARGAS	PUENTE RECTO		PUENTE CURVO		OBSERVACION
	MOMENTOS	CORTANTE	MOMENTOS	CORTANTE	
PESO PROPIO	806.76	106.94	865.0072	106.94	VARIACION MINIMA
MOVIL	762.86	104	791.0148	105.244	VARIACION MINIMA
PEATONAL	72.9	9.45	77.22	9.71	VARIACION MINIMA
ASFALTO	99	12.83	102.42	12.96	VARIACION MINIMA
VEREDA	91.125	11.81	94.68	11.9	VARIACION MINIMA
BARANDA	22.5	2.916	23.4	2.92	VARIACION MINIMA
RESISTENCIA	2761.56	369.87	2863.17	372.84	VARIACION MINIMA
TORSION	226.47		703.73		VARIACION MINIMA

INTERVALO DE CONFIANZA DE LA MUESTRA

Se toma una muestra de momentos de 2 puentes uno curvo y uno recto en la provincia de Angaraes y se pregunta si el puente curvo funciona de igual manera que el recto. El porcentaje de aprobación fue del 47%, el cual representa a 235 tn- m de momento flexionante de la muestra original. ¿Cuál es el intervalo de confianza del 98% para la parte del momento flexionante funcione correctamente? ¿En este momento, parece que el puente no funcionaría o no sería un propuesta técnica?

Solución

El tercer intervalo de confianza se usa para medias de proporciones.

The keypad sequence shown is: \rightarrow STAT 6 ENTER 3 ENTER 2 3 5 ENTER 5 0 0 ENTER 0

 . 9 8 ENTER

figura 15: Introducir los valores

CONF. INT.: 1 P
 x: 235.00
 n: 500.00
 c: 0.98
 Sample success count
 EDIT HELP CANCEL OK

FIGURA 16: MUESTRA LOS VALORES

98.00% Confidence interval
 Critical Z = ± 2.33
 n min = 0.42
 n max = 0.52
 HELP GRAPH CANCEL OK

MATRIZ DE CONSISTENCIA:

TEMA: PROPUESTA TÉCNICA DE DISEÑO DE PUENTE MIXTO DE FORMA CURVA EN PLANTA EN LA PROVINCIA DE ANGARAES

PROBLEMA	OBJETIVOS	MARCO TEÓRICO	HIPÓTESIS	VARIABLES E INDICADORES	METODOLOGÍA
<p>PROBLEMA PRINCIPAL</p> <p>El arte de construir puentes tiene su origen en la misma prehistoria. Puede decirse que nace cuando un buen día se le ocurrió al hombre prehistórico derribar un árbol en forma que, al caer, enlazara las dos riberas de una corriente sobre la que deseaba establecer un paso.</p> <p>La cual conlleva a esta investigación de puentes curvos en planta, ya que muchos estudios de puentes de forma curva fueron investigados en los últimos 20 años y que es puesta en práctica en nuestro país y peor aún en nuestro medio.</p> <p>El ministerio de transportes y comunicaciones del Perú en su reglamento MTC no especifica sobre el Análisis y diseño de este tipo de estructuras solo hace una referencia de que existen este tipo de puentes.</p>	<p>OBJETIVOS GENERALES</p> <ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Realizar una propuesta técnica de diseño de puente mixto de forma curva en planta contemplada en la norma AASTHO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y aplicar el método de diseño LRFD (load reduction factor design) con la utilización del programa CSIBRIDGE V15 a la propuesta técnica de un puente mixto de forma curva en planta. <input type="checkbox"/> Resolver el problema utilizando un modelo convencional de puente mixto de forma curva en planta. <p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</p> <ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Evaluar el comportamiento de puentes mixtos de forma curva en planta. <input type="checkbox"/> Establecer los parámetros necesarios para solicitaciones de carga bajo las cuales estará sometida la estructura. <input type="checkbox"/> Analizar los diferentes estados de carga para puentes mixtos siguiendo la normativa del AASTHO y método LRFD en puentes de forma curva en planta. <input type="checkbox"/> Aplicar el software CSIBRIDGE V15 para el diseño estructural según las solicitaciones y parámetros del modelo matemático. <input type="checkbox"/> Evaluar la propuesta técnica de vigas de acero de forma curva en planta. 	<p>BASES TEÓRICAS</p> <p>Si nos remontamos en el tiempo, el primer trabajo publicado sobre el comportamiento de la viga curva es por San Venant (1843). Sin embargo esto no se encontró su camino en la corriente principal de investigación hasta la segunda mitad de la 20 siglo. Cuando se iniciaron las vigas curvadas para ser utilizado en, una amplia investigación de 1960, dinero fue invertido por el gobierno de EE.UU. Además de los Estados Unidos de América, Japón es otro país dedicada al estudio de los puentes de vigas curvadas.</p> <p>Hanshin Highway Corporaciones Públicas códigos de diseño de puente de acero estructuras se publicó en Japón en 1980, de manera similar en los EE.UU., guía de especificaciones AASHTO (1983) fueron el resultado del trabajo puesto en la última parte del siglo 19.</p> <p>SISTEMA CONCEPTUAL</p> <p>El diseño de puentes curvos para carga horizontal y gravitacional es diferente a puentes rectos. Esta diferencia está por acciones de torsión debido a la curvatura del eje longitudinal del puente. Si las fuerzas de torsión son reemplazadas por fuerzas equivalentes en vigas rectas equivalentes, una solución aproximada puede ser obtenida. Las fuerzas equivalentes son desarrolladas de equilibrio y son una función de radio del puente, Las siguientes subdivisiones explican el método de análisis.</p>	<p>HIPÓTESIS PRINCIPAL</p> <p>Ho.- La propuesta técnica de diseño de puente mixto de forma curva en planta no constituirá una herramienta alternativa al método clásico de diseño de puentes rectos en ciudades como Lircay. El plantear la propuesta técnica de diseño utilizando un método adecuado para el análisis de este tipo de estructuras, además de representar una solución mejora la circulación de los vehículos en carreteras.</p> <p>Hi.- La propuesta técnica de diseño de puente mixto de forma curva en planta constituye una herramienta alternativa al método clásico de diseño de puentes rectos en ciudades como Lircay. El plantear la propuesta técnica de diseño utilizando un método adecuado para el análisis de este tipo de estructuras, además de representar una solución mejora la circulación de los vehículos en carreteras.</p>	<p>VAR.INDEPENDIENTES (I)</p> <p>Propuesta técnica de diseño de puentes mixtos de forma curva en planta</p> <p>X= Cargas Aplicadas en el Puente sometida al análisis. Esta función objetivo es la suma de valores concernientes al puente en mención.</p> <p>VAR. DEPENDIENTES: (Y)</p> <p>Y = A partir de la red viaria real, se selecciona un tramo curvo, que garantice todos los posibles itinerarios coherentes entre cada par de centroides. El ajuste de la red consiste en comprobar que los itinerarios se corresponden con la realidad, a través de la obtención de caminos de coste /tiempo /distancia mínimos desde una serie de centroides seleccionados.</p> <p>DEFINICIÓN DE TÉRMINOS</p> <p>Bermas.- Una berma es la porción contigua al carril que sirve de apoyo a los vehículos que se estacionan por emergencias.</p> <p>Veredas.- Utilizadas con fines de flujo peatonal o mantenimiento. Están separadas de la calzada adyacente mediante un cordón barrera, una barrera para el tráfico vehicular) o una baranda combinada. El ancho mínimo de las veredas es 0.75 m.</p> <p>Losas de transición.- Son losas de transición con la vía o carretera, apoyada en el terraplén de acceso. Se diseñan con un espesor mínimo de 0.20 m.</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1) TIPO DE INVESTIGACIÓN Investigación Científica 2) NIVEL DE INVESTIGACIÓN Descriptivo -Aplicativo 3) DISEÑO Propuesta técnica.