

# INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL

## ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

### UNIDAD ZACATENCO

Alumna: Aguilar Torrejón Adriana Nayeli ✓

Grupo: 8CV4

Asignatura: Puentes.

Profesor: Esteban Luciano Rojas Guerrero

En proceso de revisión por: ing. FILIBERTO RIVERA AGUILAR

## Fundamentación de la asignatura.

Tomando en cuenta que nuestro país atraviesa por momentos de cambio y modernización al estar en el nuevo orden económico mundial que obliga a modernizar la infraestructura de caminos y puentes para poder competir internacionalmente en el transporte multimodal, además de satisfacer las necesidades de una población en pleno desarrollo, construyendo vías de comunicación dinámicas y eficientes para el transporte de personas y bienes de consumo.

Por esas razones la modernización de caminos y ferrocarriles ha obligado a un acelerado avance en las técnicas de proyecto y construcción en puentes, por lo que se requiere de profesionistas con los conocimientos de técnicas avanzadas para el análisis, diseño y construcción de puentes, que forman parte importante de las vías de comunicación y es ahí donde se requiere de la responsabilidad de los futuros Ingenieros Civiles.

## Objetivos de la asignatura.

El alumno investigará y aplicará los estudios de campo y los elementos técnicos y económicos en el diseño de proyecto de puentes.

## UNIDAD I "Introducción"

Objetivos particulares de la unidad: El alumno realizará una investigación documental de la historia de los puentes en el mundo y México para tener un amplio panorama de la asignatura que desarrollará durante el curso.

### TEMA

- 1.1 Presentación del programa del curso
- 1.2 Antecedentes históricos de los puentes en México y en el mundo



## UNIDAD II "Estudios de campo"

Objetivos particulares de la unidad: El alumno investigara documentalmente e interpretara los estudios de campo para elegir el tipo de puente.

### TEMA

- 2.1 Estudios topográficos
  - 2.1.1 Reconocimiento preliminar de la zona de los cruces posibles
  - 2.1.2 Levantamiento general de la zona de los cruces posibles
  - 2.1.3 Levantamiento configurado de cada cruce
  - 2.1.4 Levantamiento detallado de cada cruce
  - 2.1.5 Levantamiento de las secciones transversales de cruces
  - 2.1.6 Estudio de los tramos de liga (terraplenes y cortes de acceso)
- 2.2 Estudios hidráulicos
  - 2.2.1 Levantamiento de 3 secciones hidráulicas, la del cruce y 2 auxiliares indicando el NAME, el NAMO, NAMI y el NAE
  - 2.2.2 Levantamiento de la pendiente geométrica o hidráulica del río.
  - 2.2.3 Determinación de la velocidad media del agua, gastos y niveles del río por medio de aforos directos.
  - 2.2.4 Cálculo del gasto máximo de la corriente apoyándose en boletines hidrológicos e isoyetas aplicando los métodos de Creager, Racional, Horton y Chow.
  - 2.2.5 Cálculo de la velocidad del río por método de sección y pendiente.
  - 2.2.6 Investigación de la socavación y divagación de los ríos en avenidas.
- 2.3 Estudios de cimentación
  - 2.3.1 Estudios simplificados
  - 2.3.2 Exploraciones de carácter preliminar
  - 2.3.3 Exploraciones de carácter definitivo
  - 2.3.4 Diferentes tipos de sondeo
  - 2.3.5 Socavación de los ríos
  - 2.3.6 Tipos de cimentación que se usara en el puente
  - 2.3.7 Longitud de los claros parciales del puente
  - 2.3.8 Tipos de superestructuras



## TEMA

- 2.4 Estudios de construcción
- 2.4.1 Investigación de los materiales disponibles en el sitio donde se localiza el puente.
- 2.4.2 Investigación de los caminos de acceso al cruce
- 2.4.3 Sueldos y jornales de la región
- 2.4.4 Otras condiciones dominantes de la región
- 2.5 Estudios de tránsito
- 2.5.1 Estudios de ancho de calzada del puente
- 2.5.2 Número de carriles de circulación
- 2.5.3 Guarniciones y banquetas
- 2.5.4 Tipos de parapeto
- 2.5.5 Velocidad de proyecto
- 2.5.6 Galibos y espacio libres
- 2.5.7 Alineamiento horizontal y vertical
- 2.5.8 Tipo de tránsito y número

## Unidad III "Elección del tipo de puente"

Objetivos particulares de la unidad: El alumno elegirá la superestructura que mejor se adapte a las condiciones del lugar donde se va a construir el puente de acuerdo a los estudios de campo

## TEMA

- 3.1 Elección del tipo de puente (determinación de la longitud mínima a partir de las condiciones topohidráulicas)
- 3.2 Profundidad de desplante de la cimentación del puente
- 3.3 Longitud de los claros parciales del puente
- 3.4 Elevación de la rasante
- 3.5 Diferentes tipos de infra-estructura, superestructura y subestructura
- 3.6 Elaboración de ante-proyectos para elegir el proyecto definitivo
- 3.7 Clasificación general de los puentes



## UNIDAD IV "Especificaciones y normas para el proyecto del puente"

Objetivos particulares de la unidad: El alumno interpretará las diferentes normas y especificaciones para el proyecto de puentes.

### TEMAS:

- 4.1 Nomenclatura de las normas y especificaciones
- 4.2 Tipos de cargas vivas en puentes carreteros y de ferrocarriles
- 4.3 Especificaciones y normas para el proyecto de puentes

## UNIDAD V "Análisis y diseño de puentes"

Objetivos particulares de la unidad: El alumno analizará y diseñará los diferentes elementos del puente

### TEMA:

- 5.1 Análisis de líneas de influencia, de reacción, cortante y momento flexionante para la superestructuras de puentes.
- 5.2 Análisis y diseño de una losa plana de concreto reforzado para salvar un claro
  - 5.2.1 Cálculo de los elementos mecánicos de la losa por carga muerta y carga viva
  - 5.2.2 Cálculo del peralte necesario de la losa de acuerdo a los elementos mecánicos
  - 5.2.3 Cálculo del área de acero necesaria por flexión, distribución y temperatura, así como la separación de las varillas
  - 5.2.4 Cálculo de la garnición y su voladizo (viga marginal)
- 5.3 Análisis y diseño de una losa plana con volados de concreto reforzado
  - 5.3.1 Cálculo de los elementos mecánicos de la losa
  - 5.3.2 Cálculo del peralte necesario para el alma de la losa y sus volados
  - 5.3.3 Cálculo del área de acero por flexión, distribución y temperatura para el alma y los volados



## TEMA

- 5.4 Analisis y diseño de una losa sobre traveses de concreto armado o concreto presfuerzo
- 5.4.1 Calculo de los elementos mecánicos de las traveses
- 5.4.2 Calculo del peralte necesario para la losa y las traveses.
- 5.4.3 Calculo del area de acero necesaria por flexión, distribución necesaria para la losa y traveses.
- 5.4.4 Calculo del area de presfuerzo y número de torones (claves)
- 5.5 Directrices para el analisis de estructuras mecánicas.
- 5.6 Calculo de los apoyos de neopreno para los puentes
- 5.7 Analisis y diseño de un estribo de mampostería para un puente carretero
- 5.8 Analisis y diseño de una pila o caballete de mampostería o de concreto armado.

HASTA AQUI LUN 9 AG-10

construaprende.com



## Antecedentes históricos de los puentes en México y en el mundo.

### DEFINICIÓN:

Es una construcción por lo general artificial, que permite salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico como un río, un cañón, un valle, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua o cualquier obstrucción. Otro uso de los puentes es el de transportar tuberías y líneas de distribución de energía.

El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que el puente es construido.

So proyecto y cálculo pertenecen a la Ingeniería Civil siendo numerosos los tipos de diseño que se han aplicado a lo largo de la historia, influidos por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores.

Este tipo de estructura solo se considera como puente si la separación entre apoyos supera los 10m, si esta estovicia comprendida entre los 3 y 10m, se trataría de un "pontón", y de una "tajea" si fuera menor de 3m. Un puente es llamado viaducto cuando sus dimensiones son desproporcionadas con respecto al cauce en la vía de comunicación.





## LOS PRIMEROS PUENTES

Es probable que los primeros puentes se realizaran colocando uno o mas troncos para cruzar un arroyo o atando cuerdas y cables en valles estrechos. Este tipo de puentes todavia se utiliza. Los puentes de un tramo son un desarrollo de estas formas elementales. El metodo de colocar piedras para cruzar un rio, mejorando con troncos situados entre las piedras para comunicarlos, es el prototipo de puentes de multiples tramos. Los postes de madera clavados en el fondo del rio para servir de apoyo de troncos o vigas, permitieron atravesar corrientes mas anchas y caudalosas. Estos puentes, llamados de caballete se utilizan todavia para atravesar valles y rios en los que no interfieran con la navegacion. El uso de pilas de piedra como apoyo para los troncos o maderos, fue otro avance importante en la construccion en la construccion de puentes con viga de madera. La utilizacion de flotadores en lugar de apoyos fijos, creó el puente de pontones. Los puentes de viga de madera han sido los mas utilizados desde la antigüedad, aunque segun la tradicion se construyo un puente de arco de ladrillos hacia 1800 a.C. en Babilonia. Otros tipos de construccion, como los puentes colgantes y los cantilever, se han utilizado en la India, China y Tibet. Los puentes de pontones los utilizaban los reyes persas Dario I y Jerjes I en sus expediciones militares.

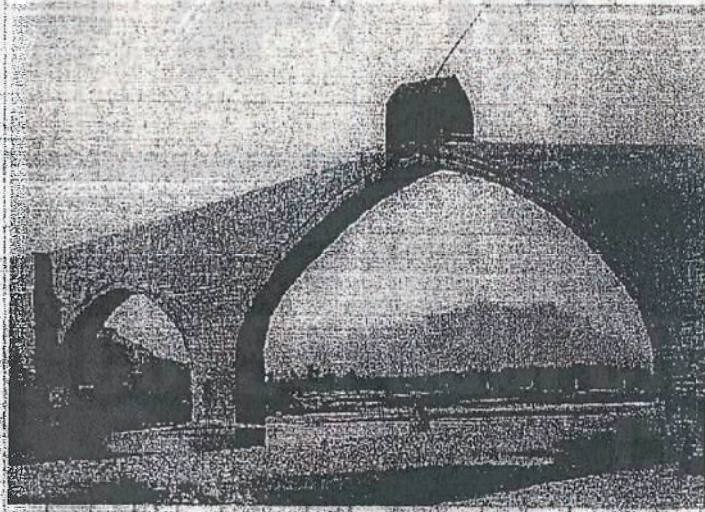
Los Romanos construyeron muchos puentes de caballete con madera, uno de los cuales se describe con detalle en la obra "Comentarios sobre la guerra de las Galias" de Julio Cesar. Sin embargo, los puentes Romanos que se mantienen en pie suelen sustentarse en uno o mas arcos de piedra, como el puente de Martorell, cerca de Barcelona, en España, construido hacia el 219 a.C. y el Ponte de Augusto en Rimini, Italia, de siglo I a.C. El Pont du Gard en Nimes, Francia tiene tres niveles de arquerias que elevan el puente a 48m sobre el rio Gard, con una longitud de 261m; es el ejemplo mejor conservado del gran puente Romano.

La utilizacion de arcos de medio punto derivó mas tarde en la de arcos apuntados. Los arcos modernos suelen ser escaizados o con forma semi-eliptica, ya que permiten tramos mas largos.



sin interrumpir la navegabilidad y con altura moderada. El puente sobre el río Tweed (1803) en Kelso, Escocia, ejemplo de puente semielíptico, fue diseñado por el Ingeniero Británico John Rennie.

Los puentes de vigas tienen limitada la longitud de los tramos por la resistencia de las vigas. Esta limitación se supera ensamblando las vigas en triángulos. Leonardo Da Vinci esbozó puentes de este tipo, y el arquitecto Italiano Andrea Palladio probablemente construyó varios. En Suiza se construyeron dos puentes de vigas triangulares en 1760. Sin embargo, la construcción de este tipo de puentes no se desarrolló a gran escala hasta después de 1840.



Además de los puentes de madera, los Romanos crearon los puentes de piedra.

Su diseño consistía en uno o varios arcos de medio punto (semicirculares) apoyados sobre pilares alineados. El eje de esta estructura de arcos discurre la vía que atraviesa el río. A menudo construyeron en los pilares, tajamares salientes contra corriente, para reducir la erosión producida por el agua.



Empleaban en la construcción bloques grandes, escuadrados en forma de sillares, que formaban los parámetros externos, y rellenaban el interior de mortero cementado con puzolana. Para izar los bloques empleaban gruas, movidas por esclavos situados dentro de una rueda.

Extraían la piedra en cancheros proximas, donde cuadrillas de canteros especializados tallaban con cinceles los sillares. Las cuadrillas de obreros se encargaban del transporte en carreños hasta la obra.



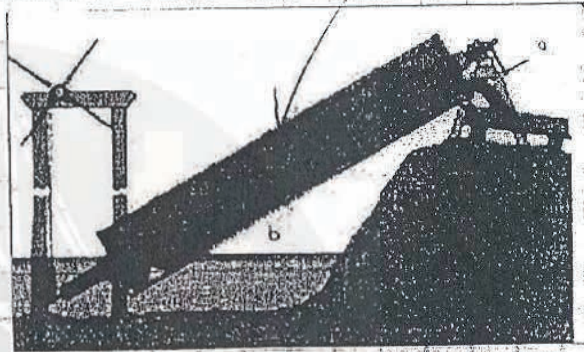
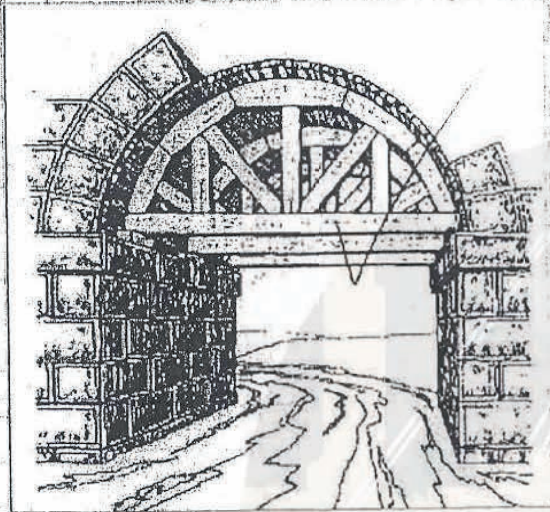
La construcción del puente empezaba por los cimientos, en la vez seleccionado el terreno más firme y comprobando la resistencia del subsuelo. El problema más importante era el agua. Para resolverlo utilizaban ataguías.

Las ataguías eran empalizadas dobles, cilíndricas o prismáticas, hechas de troncos, firmemente clavados en el suelo, unidos e impermeabilizados mediante arcilla, de cuyo interior estanco extraían el agua mediante un tornillo de Arquímedes.

En el interior de las ataguías se procedía a la construcción de los pilares. Los canteros los construían hasta el nivel de las impostas, repisas salientes que marcaban el comienzo de los arcos.



Dejaban entonces paso, durante algún tiempo, a los carpinteros que colocaban las cimbras, la tablaron que servía de apoyo a los arcos y se reforzaba una vez terminados. Sobre la cimbra se construían los arcos, disponiendo las dovelas hasta completar la curva.



Terminados los arcos, se terminaba la superficie de la calzada, se construían las enjutas, se levantaban los parapetos para la seguridad de los usuarios y se consagraba el puente por el pontífice.

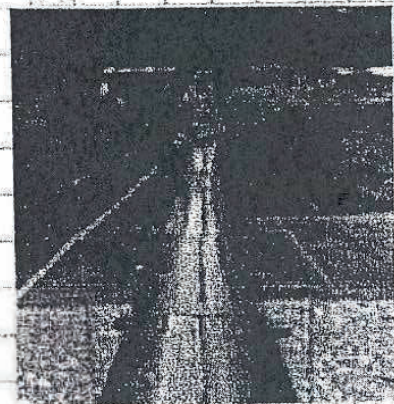
### ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LOS PUENTES EN EL MUNDO

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 vado. La genial ocurrencia le eximía 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 poca anchura cuando no había árboles a la mano. En cuanto a la ciencia de erigir puentes, los principios que permitían conformar cada componente a las fatigas a que le sometieran las cargas.



El puente es una de las construcciones de orígenes más remotos, más remotos en la historia.

Hoy en día existen en la selva amazónica puentes colgantes fabricados con caña mada de lianas y hierbas que posiblemente sean semejantes a los que se construían en la prehistoria. Alrededor de año 70 a.d. se construyeron en China los primeros puentes colgantes (puentes de cuerda doblados de tablas que facilitan el paso) que fueron sustituidos por puentes colgantes de hierro hacia el 250 de nuestra era.

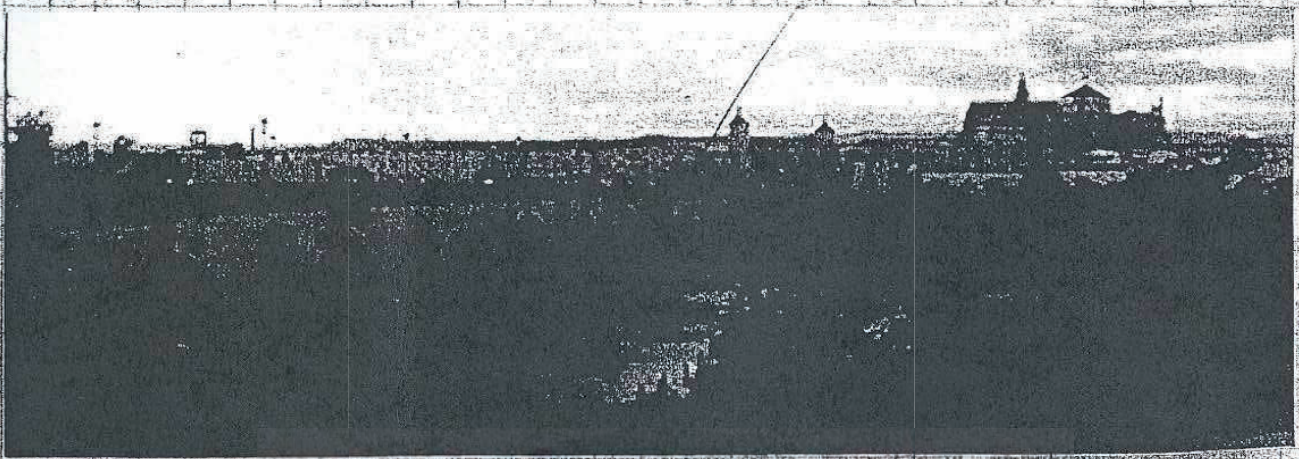


El arco fue utilizado por primera vez por el Imperio Romano para puentes, algunos de los cuales todavía se mantienen en pie. Estos puentes podían soportar condiciones que antes se habrían llevado por delante a cualquier puente.

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 a como lo 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 construían sus calzadas pavimentadas, alzaron puentes de piedra labrada. La red de comunicación del Imperio Romano llegó a sumar 90 000 km de excelentes carreteras.

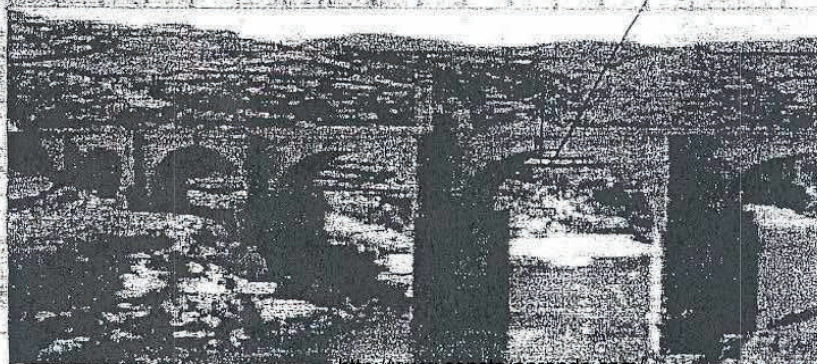




A la caída del Imperio se vivió el arte en gran retroceso, que duró más de seis siglos. Si los romanos tendieron puentes para salvar obstáculos a su expansión, el hombre medieval veía en los ríos una defensa natural contra la invasión.

El puente era, por tanto, un punto débil en el sistema de defensa feudal. Por tal motivo muchos puentes fueron demantelados 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 benedicta. El progreso continuó intermitentemente hasta comienzos del siglo XIX.

Un ejemplo de estos es el puente de Alcantara, construido sobre el Río Tago, cerca de Portugal. En su construcción no se empleó argamasa, y consta de seis grandes arcos que cruzan el río a una altura de casi cincuenta metros, mientras que el puente en sí mide casi doscientos metros de longitud.





Mide 48 metros de altura desde el borde del río hasta la carretera. Cualquiera diría que es excesivo, pero cuando se ve el río en plena crecida no hay más remedio que dar la razón a su arquitecto Jollo Lacer.

La mayoría de los puentes anteriores habrían sido barridos por la fuerte corriente. Los romanos también usaban cemento, que reducía la variación de la fuerza que tenía la piedra natural. Un tipo de cemento llamado póvolana, consistía de agua, limo, arena y roca volcánica. Los puentes de ladrillo y mortero fueron construidos después de la era romana, ya que la tecnología del cemento se perdió y más tarde fue redescubierta.

Posterior a esta época, existen en España puentes de piedra románicos, mudéjares, góticos y renacentistas. En 1741, se terminó el primer puente europeo colgante de cadenas sobre el río Tees, al noreste de Inglaterra. Presenta 24.5 m de longitud y una anchura de 0.7 m, pues estaba destinado únicamente al paso de peatones. Para los técnicos de la época era más fácil calcular la estática de un puente colgante que la de un puente de arco, que los ingenieros de entonces no se atrevían a realizar aun.

En 1780, se construyó en Inglaterra el primer puente metálico, de arco y realizado en fundición, dotado de cinco costillas de hierro fundido, que configuran un único arco redondo de 30 m de anchura. Desde esta fecha, los "puentes metálicos" se multiplicaron, se pasó de la fundición al hierro laminado, y más tarde al acero.

En 1803 se construyó en París el primer puente de hierro francés. Se calculó con la mayor de las precisiones posibles, el juego de fuerzas en este tipo de construcciones abovedadas y se determinaron, a su vez, los valores correspondientes a los materiales mediante ensayos de tracción, cizalladura y rotura.

En 1809 el ingeniero británico Walter concibió por primera vez un puente metálico giratorio.



Los puentes metálicos pueden ser con celosía y alma llena. Los primeros están formados por un entramado de piezas rectas (triangulación), unidos por sus extremos por roblones o soldaduras, donde cada pieza es un perfil laminado o combinación de ellos. Los de alma llena constan de una gran viga de sección parecida a la **I**, lograda por la combinación de chapas planas, o de perfiles laminados y chapas planas.

En 1809 finalizó en Massachusetts la construcción del primer puente colgante destinado al paso de la circulación, con una longitud de 68m.

En 1816 el ingeniero Lee construyó en Gran Bretaña el primer puente suspendido de cables metálicos.

En 1826 después de siete años de trabajo, finalizó la construcción de un puente colgante de 176m de longitud, tendido sobre el estrecho Menai Strait, al noroeste de Gales. Este está soportado por cadenas formadas por un total de casi 18.000 eslabones. Para su construcción se ha requerido el empleo de más de 2000 toneladas de hierro.



A partir de 1850, la construcción de puentes conoció la aplicación de dos nuevos principios constructivos, el de los arcos de puente empotrados y el de las vigas cuadrangulares o en cajón.



Además se construyeron por primera vez cementos de puentes mediante el empleo de un procedimiento de inyección a presión.

Un puente de viga sobre pilares fue construido en la primera línea de ferrocarril tendida en España, línea Madrid - Aranjuez.

Durante esta época apareció, sobre todo en Alemania y Estados Unidos, una nueva serie de sistemas de soporte que, por lo general, recibieron el nombre de sus inventores y que dieron lugar a formas de puentes muy característicos.

En 1855, se construyó el primer puente de cable de acero, que servía para atravesar el río Niagara. Años más tarde, en 1874, J. B. Eads construyó el puente de St Louis, primer puente importante que siguió el método de construcción libre en voladizo. En la década de los años 80 del siglo XIX, se construyeron ejemplos superlativos de puentes en Gran Bretaña y Los Estados Unidos.

Con la revolución industrial en el siglo XIX, los sistemas de celosía de hierro forjado fueron desarrollados para puentes más grandes, pero el hierro no tenía la fuerza elástica para soportar grandes cargas. Con la llegada del acero que tiene un alto límite elástico, fueron construidos puentes mucho más largos, muchos utilizando las ideas de Gustave Eiffel.

A principios del siglo XX, comenzó a utilizarse el concreto en la construcción de puentes, como material de relleno primero y luego formando la estructura, sobre todo en puentes de arco.

Hoy en día se aplican en gran escala las técnicas de prefabricación y postensado. A su vez, a principios de este siglo se construyeron los primeros puentes móviles del tipo giratorio, que se utilizan para el paso de trenes.

Los primeros modelos que se montaron en Alemania se continuaron en el año 1907 con la construcción del puente



En 1937 se dio por finalizada la construcción del Golden Gate, en San Francisco, puente colgante realizado con concreto armado, el cual está soportado por dos gigantes torres de acero de 227 m de altura. La longitud total de esta construcción es de 2824 m con una luz en su parte central de 1280 m.

Muchos años más tarde, en 1962, finalizó la construcción del puente más largo realizado con concreto pretensado, con sus 8674 m de longitud, cruza el lago Maracaibo en Venezuela.

Como ejemplo de la construcción de grandes puentes construidos con vigas cuadrangulares o en cajón, se puede citar el inaugurado en 1963 en el norte de Alemania que une tierra firme con la isla Fehmarnsund, con una longitud de 983 m.

El mayor puente giratorio del mundo se construyó en 1965 para salvar el canal de Suez a la altura de al-Ferdan, su sección central mide 167 m.

Todos los avances técnicos tienen una consecuencia común: el que la estructura sea cada vez más ligera, aérea y desprovista de elementos ajenos a la misión puramente resistente del puente.

La rápida expansión de las líneas 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 administraron los medios económicos necesarios para su financiación y en solo unas décadas se construyeron más obras notables de esta clase que en cualquier siglo anterior.

El gran número de accidentes ocasionados por los cruces y pasos a nivel estimula la creación de diferencias de nivel, que tanto en los pasos elevados como en los inferiores requieren el empleo de puentes.

En una autopista moderna todos los cruces de carreteras y pasos a nivel son salvados por este procedimiento.



puente más grande de Europa, levantado en los Países Bajos. Se trata de un puente situado en la línea férrea que discorre entre Ámsterdam y Zandam y que cruza el canal del mar del norte.

Los puentes basculantes se instalaron por primera vez en 1907, un ejemplo es el construido en el canal costero de Frieswythe, en Alemania.

Por otra parte, los puentes levadizos se aplicaron mucho más tarde para salvar los obstáculos fluviales y marinos en las vías férreas.

Mientras que los puentes corredizos nunca han tenido importancia en este campo.

En 1914 finalizó la construcción del viaducto de Langiwei en Suiza, se trata del mayor puente de arco de cemento armado del mundo.

Diez años más tarde, en Lindau, sobre el río Schlier, se construyó el mayor puente basculante construido hasta el momento (en los años 1950 y 1954 se construyeron nuevos puentes de este tipo).

Hasta 1930, los empalmes entre piezas siempre eran roblados, pero al aparecer la soldadura, se impuso este método de unión.

También a finales del siglo XIX se perfeccionó la técnica de fabricación de cables metálicos y comenzó la construcción de grandes puentes colgantes.

En los primeros años de la década de los 30 del siglo XX, se establecieron nuevos records en la construcción de puentes, así en Sidney, se inauguró el puente colgante más grande construido con piezas prefabricadas, con una luz de 503 m, mientras que en Estados Unidos finalizó la construcción, sobre el río Hudson, de un puente colgante de más de 1000 m de longitud.



## ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LOS PUENTES EN MÉXICO

Al desarrollarse la tecnología del concreto reforzado, empezaron a construirse estructuras complejas con este material. Al principio únicamente losas planas de 10m de claro máximo y, posteriormente, losas sobre varios nervaduras hasta de 15m de claro. Para claros mayores se seguía recurriendo al acero estructural.

Sin embargo, pronto se observó que el concreto era un material mucho más económico que el acero, porque se fabricaba al pie de la obra con elementos locales.

La Secretaría de Comunicaciones fue pionera en México en la instalación de laboratorios para el control de calidad de los materiales de la construcción y para la implantación de las normas correspondientes. El desarrollo de esta tecnología permitió obtener concretos de mayor resistencia y de mayor confiabilidad.

Lo anterior favoreció la construcción de varios puentes de concreto reforzado, como el arco del puente Belisario Domínguez, que vino a sustituir el puente colgante sobre el río Grijalva, en Chiapas, en el año de 1954.

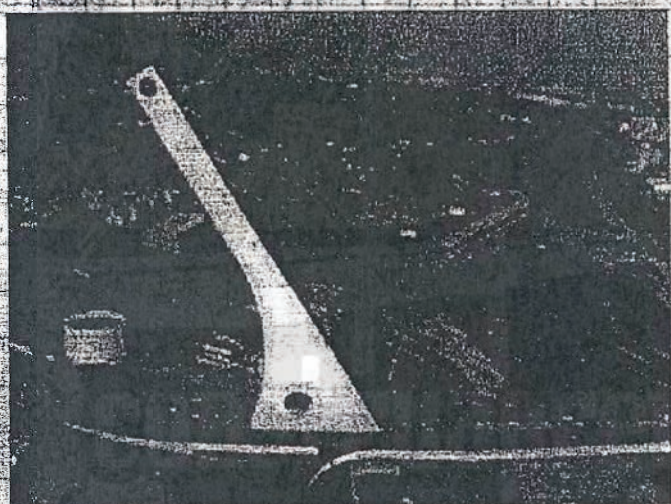
Por otra parte, la aplicación del concreto reforzado en los puentes comunes de claros pequeños y modernos, se hizo, prácticamente, general. Al observarse la gran influencia que los moldes tenían en el precio unitario del concreto surgió la superestructura de solo dos nervios, innovación nacional respecto a la práctica de la época.

Aunque la idea del concreto prefabricado es muy antigua, no pudo materializarse en las obras de Ingeniería civil mientras no se desarrollaron los concretos y aceros de alta resistencia que, por una parte, permitían la aplicación de grandes fuerzas externas y, por la otra, reducían las pérdidas que esas fuerzas experimentaban, como consecuencia de las deformaciones diferenciales.



La aplicación del concreto prestresado a los puentes se da, por primera vez en Europa, al término de la segunda guerra mundial y se ve expandida en este continente, por la necesidad de reconstruir numerosos puentes destruidos por la guerra.

En México, la aplicación de esta nueva tecnología fue relativamente temprana, el puente Zaragoza, sobre el río Santa Catarina, en la ciudad de Monterrey, fue el primer puente de concreto prestresado del continente Americano, construido en 1953 bajo la dirección exclusiva de ingenieros mexicanos, que idearon un sistema original para el sistema de anclaje de los cables de pretensado y comprobaron la validez de sus cálculos con la realización de una prueba de carga sobre una viga de escala natural.



Pocos años después en 1950, se construyó el puente sobre el río Tuxpan, en el acceso al puerto del mismo nombre, en el estado de Veracruz que constituye otra primicia de la Ingeniería mexicana en el continente americano, ya que fue la primera obra de este tipo del occidente en que se aplicó el sistema de dóvelas en doble voladizo.

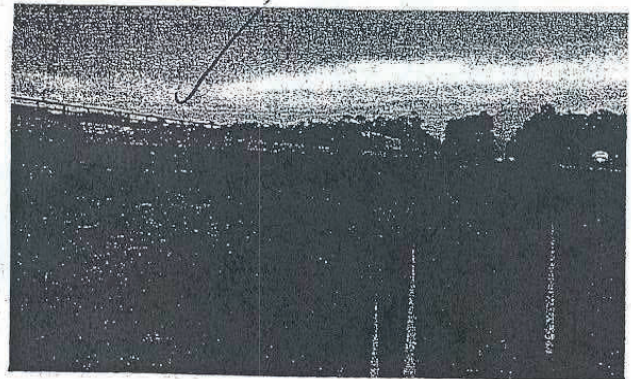
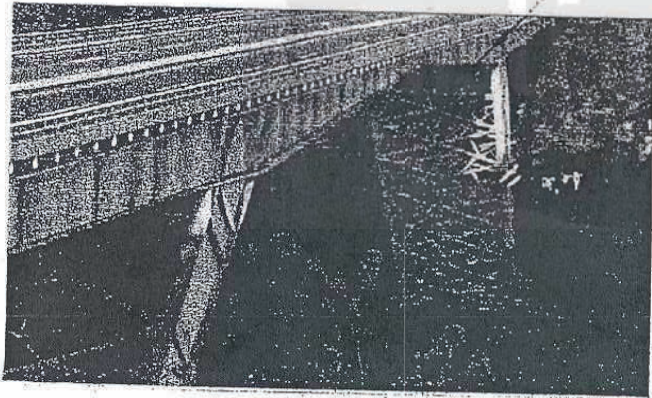
El puente tiene claros de 92m y es del tipo Gerber, con articulaciones metálicas al centro del claro. El concreto se prestresó con barras de acero redondo y, durante la construcción, se tuvieron diversos problemas por la falta de experiencia en este sistema de construcción, al grado que para la primera dóvela



En lo que se refiere a los puentes de acero estructural, se tiene un avance importante cuando se empieza a aplicar la soldadura en la ejecución de juntas, como lo ocurrió a mediados de la década de los 50's que permitió la construcción de estructuras más ligeras, en el puente de Chimpas del ferrocarril Chihuahua-Pacífico, se construyeron uniones remachadas y soldadas en una armadura de tres tramos continuos de paso superior y con un sistema ingenioso de montaje.

Otro avance en estructuras de acero se tuvo al introducir en ellas un presfuerzo exterior, que permite la optimización de la sección transversal, reduciendo el peso propio de la superestructura. El puente de Tuxtepec está constituido por tramos libremente apoyados formados por losas de concreto reforzado sobre traveses de acero soldados, presfuerzados.

Especialmente sobresaliente dentro de las estructuras de acero son los puentes Fernando Espinosa y Mariano García Sela, que fueron los primeros en que se diseñó en México un sistema de piso con placa ortotrópica.





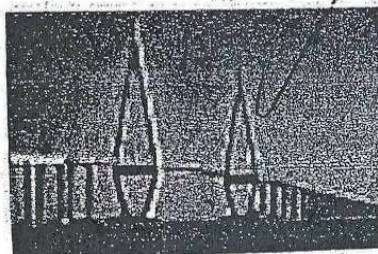
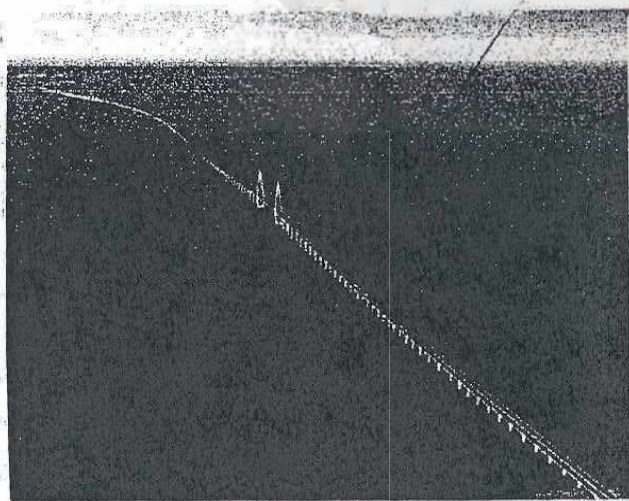
Este tipo de estructuras permite una considerable reducción del peso propio, ya que la placa de la calzada, además de recibir las cargas vivas, trabaja como patín superior de las costillas, las piezas del puente y las traves maestras.

El sistema es, además, altamente eficiente y optimiza el empleo del acero. En estos puentes las conexiones fueran remachadas en las traves maestras construidas por segmentos en voladizo y soldadas en el sistema de piso ortotrópico.

### Puentes impresionantes del mundo.

El puente de la bahía de Hangzhou, Zhejiang China de 36.8 kilómetros de largo conecta la provincia de Shanghai y Ningbo y es el segundo más largo del mundo, y el mayor sobre el mar.

Es un puente colgante. La duración de la estructura se estima en 100 años.





El puente sobre el **Lago Ponchartrain** comunica las localidades de Mandeville y Metairie en el estado norteamericano de Louisiana.

Esta compuesto por dos calzadas paralelas y, con 38.4 Kilometros de longitud es considerado el puente de mayor longitud total del mundo.

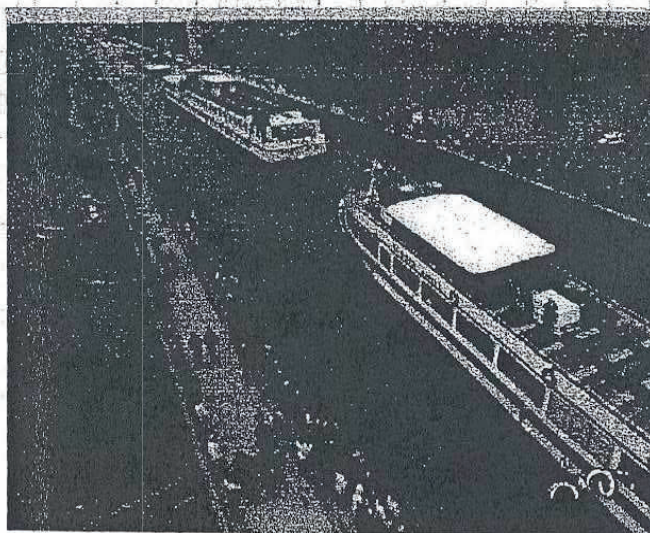
El puente tiene un tramo levadizo cerca de la parte central, para permitir la navegación por el lago a través de un canal dragado de mayor profundidad.

El puente descansa sobre 9000 pilares de concreto.



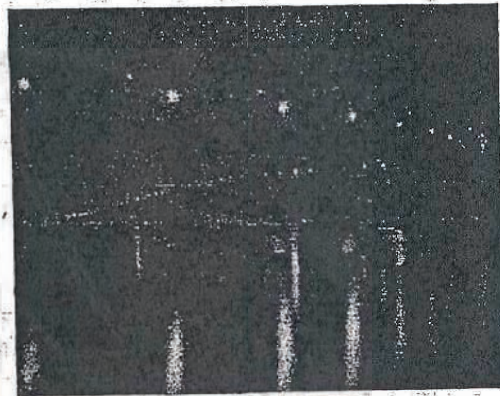
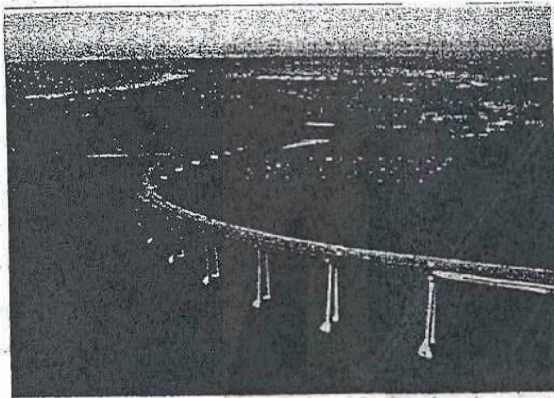
El puente acueducto **Magdeburgo**, construido para enlazar el canal Elba-Havel y el Mittellandkanal, en Alemania, es un asombroso puente por el que circula agua y cuya función es que las embarcaciones crucen el río Elba de un extremo a otro.

De 918 metros de longitud, se tardaron 6 años en ponerlo en funcionamiento, desde 1997 hasta 2003 y fueron necesarios unos 500 millones de euros.



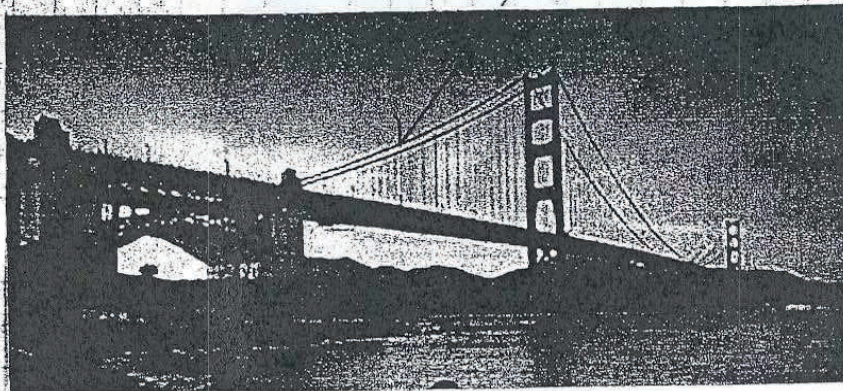


El puente de San Diego Coronado, en California E.U., cuya construcción finalizó en 1969 después de dos años, tiene como particularidad la curva de  $90^\circ$  que presenta su recorrido y por ser tan alto que incluso podría pasar un portaaviones.



El Golden Gate, terminado en 1937, fue en su época el puente colgante más largo del mundo. Con 1280 metros de longitud, cuelga de dos torres de 227 metros de altura y deja 67 metros de altura para el paso de los barcos. Fue construido para unir San Francisco con Marin, está situado en California, Estados Unidos.

El puente además de vehículos también transporta de un lado a otro del canal gran cantidad de energía necesaria para el desarrollo de la zona en tendidos eléctricos y conducciones de combustible.





El puente levadizo De La Torre es uno de los lugares mas visitados en Londres.

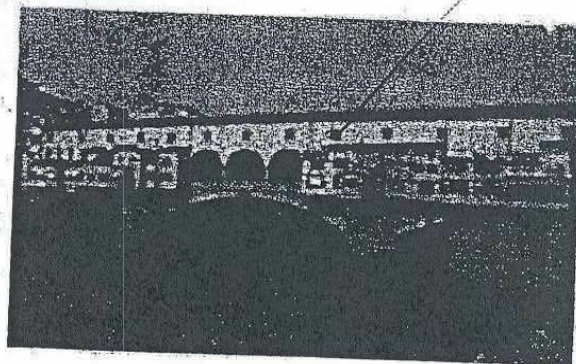
Este puente cruza el rio Tamesis, tiene casi 250 metros de longitud y esta y esta salvaguardado por dos torres de 65 metros de alto cada una. Tiene como peculiaridad que se abre por el centro, hasta  $83^\circ$  para dejar paso al tráfico de embarcaciones que recorren el rio.



El Ponte Vecchio (puente viejo) es uno de los lugares mas visitados en Florencia Italia, que se cree es el mas antiguo construido en piedra y que se mantiene aun en pie y en funcionamiento.

El puente se sostiene sobre tres arcos, el principal tiene una envergadura de 30 metros y los otros dos de 27 metros.

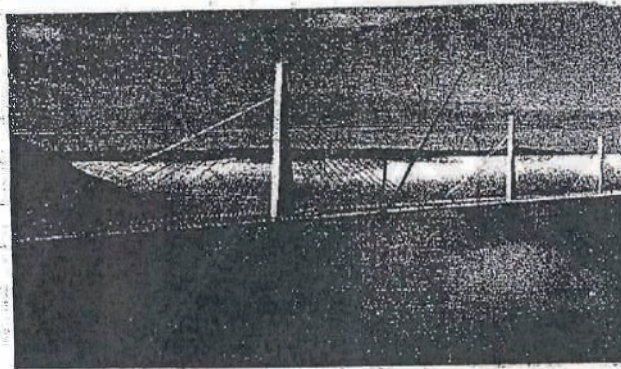
Tiene una longitud de 67m y un ancho de 32m.





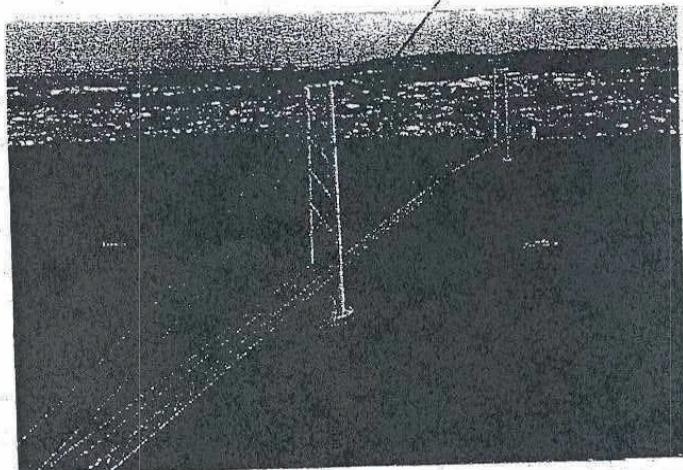
El puente de Millau, construido en Aveyron, Francia, es el más alto del mundo.

Se levanta a 343 metros de altura sobre el río Tarn y tiene una longitud de 2 460 metros uniendo Causse du Larzac y el Causse Rouge. Está sostenido por siete pilares de concreto.



El puente de Anashi - Kankyo, Japón, enlaza la ciudad de Kobe con la isla de Awaji recorriendo de un lado a otro uno de los estrechos que más tráfico de embarcaciones soporta en el mundo.

Tiene una longitud de 3 911 metros y su tramo central, colgante, mide 1 911 metros por lo que es el puente colgante más largo del mundo.



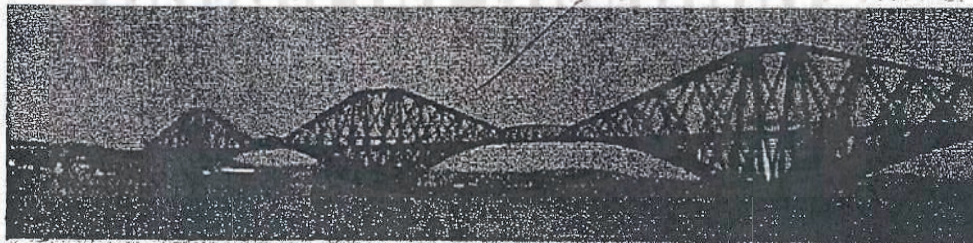


Es conocido como El cisne por la forma de la torre, que le sirve de apoyo al puente de Erasmo, en Rotterdam, Países Bajos, y une el norte con el sur de la ciudad.

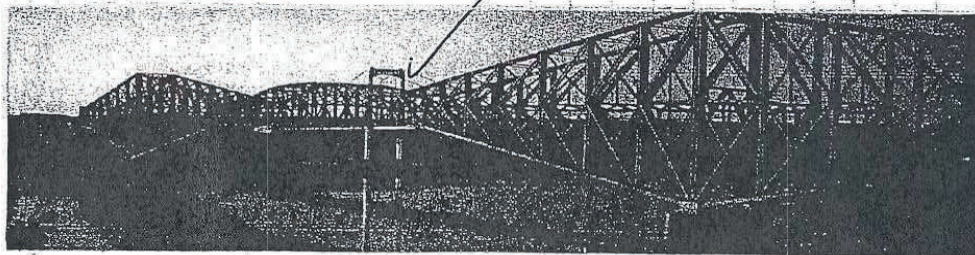
Es el puente levadizo más largo de Europa, con sus 800 metros de largo y su torre de casi 140 metros de alto.



El puente de Forth, en Queensferry, Escocia, es un puente ferroviario de acero con dos tramos principales de 520 metros cada uno, y una longitud de 1.6 kilómetros.



El puente de Quebec, sobre el río San Lorenzo, Canadá tiene un tramo principal de 550 m.





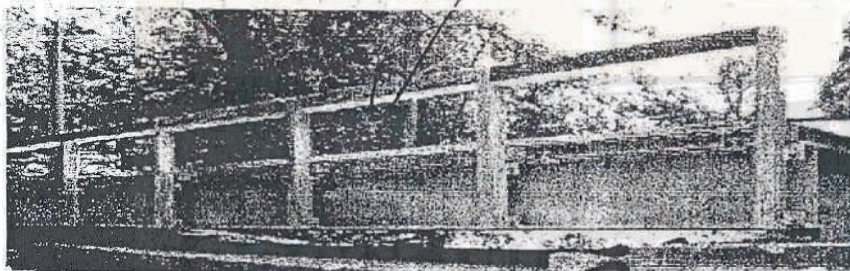
## TIPOS DE PUENTES

### • PUENTES DE VIGA

Están formados fundamentalmente por elementos horizontales, que se apoyan en sus extremos por soportes o pilares.

Mientras que la fuerza que se transmite a través de los pilares es vertical y hacia abajo, y por lo tanto, estos 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.



### • PUENTES DE TIRANTES

Este tipo de puentes se caracteriza porque los tramos no se sujetan por sus extremos, sino cerca del centro de sus vigas.

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 atirantados trabajan partes a tracción y otras a compresión.

Este tipo de puentes se empezó a usar a mediados del siglo XX y sustituyeron a los puentes en mensula.



### • EL PUENTE DE MENSULA

Es el puente donde una o mas vigas principales trabajan como ménsula o voladizo. Normalmente, las grandes estructuras se construyen por la técnica de volados sucesivos, mediante ménsulas consecutivas que se proyectan en el espacio a partir de la ménsula previa.

Los puentes de mayor importancia se construyen con grandes estructuras reticulares de acero o vigas tipo cajón de concreto postensado, o mediante estructuras colgadas.

Un ejemplo de este tipo de puente es el de Quebec, ya ilustrado anteriormente.

### • PUENTE EN ARCO.

Es un puente con apoyos a los extremos de la luz, entre los cuales se halla una estructura con forma de arco por donde se transmiten las cargas.

Los puentes en arco trabajan transmitiendo el peso propio del puente y las sobrecargas de uso hacia los apoyos mediante la compresión del arco, donde se transforma en un empuje horizontal y una carga vertical.

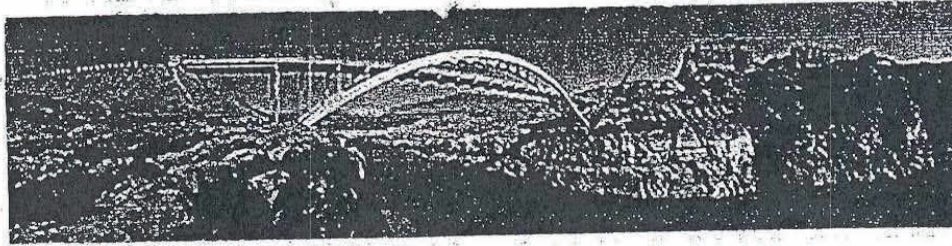
Cuando la distancia vertical es grande pueden estar hechos con una serie de arcos, aunque ahora es frecuente utilizar otras estructuras mas económicas.

Las estructuras con multiples arcos ya eran usadas por los antiguos romanos para construir acueductos.

Este tipo de puentes fueron inventados por los antiguos griegos, quienes los construyeron en piedra. Mas tarde los romanos usaron cemento en sus puentes de arco.

Los romanos solo usaron puentes de arco con forma semi circular, pero se pueden construir puentes mas largos y delgados mediante figuras elípticas o de catenaria invertida.





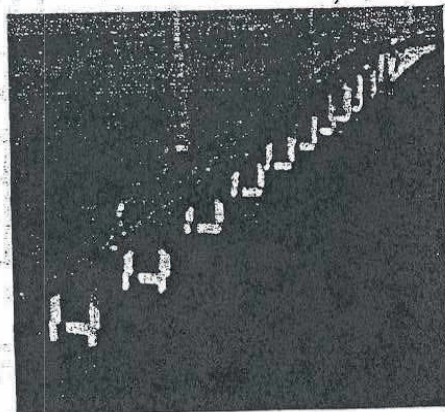
### • Puentes de Vigas Trianguladas

La construcción de puentes con vigas de acero trianguladas o reticuladas se han empleado mucho por su bajo costo.

Desarrollos recientes han aumentado la longitud de los tramos, así como la utilización de estructuras reticuladas continuas.

En los últimos años se han realizado la llamada construcción ortotrópica, en la cual unas planchas de acero de refuerzo actúan al mismo tiempo como soporte de la calzada y como soporte de las vigas transversales y de las vigas maestras longitudinales.

El mayor puente de este tipo es el de San Mateo-Illawood en San Francisco, Estados Unidos.





### • Puentes de Pontones <sup>de tablas</sup>

Son puentes flotantes permanentes, a diferencia de las estructuras temporales militares, que se instalan en lugares donde las condiciones locales lo hacen necesario.

Un puente flotante de 466m atraviesa el río Hoogly, en Calcuta, la India; soporta una carretera a 8.2 metros sobre el agua con 14 pares de pontones de hierro, de 48 metros de largo y 3.1 metros de ancho.



### • Puente Levadizo

Es un tipo de puente móvil que originalmente se construía con un carácter defensivo, para evitar la circulación sobre él o cerrar el paso.

Actualmente se construyen sobre canales navegables a fin de facilitar el paso de embarcaciones por debajo sin necesidad de elevar la traza de la carretera.

Estos puentes son más complicados de construir que los fijos, y tienen un presupuesto más elevado, se suelen construir en los pasos de embarcaciones para que los barcos pasen por debajo de ellos.

El primer tipo de puente levadizo fue el ala abatible de madera que servía para cruzar el foso de los castillos y que se elevaba con cadenas desde el interior.



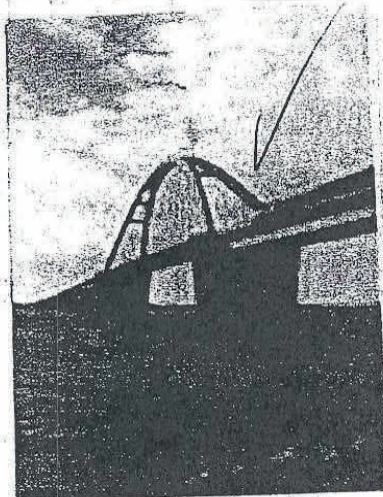
Este tipo de puente, con uno o dos tramos de bisagra y contrapesados, es apropiados para vías navegables estrechas con mucho tráfico.

El puente DE LA TORRE es el ejemplo mas famoso de este tipo de construcción.

Los puentes giratorios tienen un tramo móvil montado sobre un pivote o plataforma giratoria en su centro. El tramo mas largo de este tipo de puente con 166m, es el de un puente para trenes y automoviles, terminado en 1927 que cruza el río Mississippi en Fort Madison, Iowa. Estados Unidos.

Los puentes de elevación vertical se utilizan para tramos largos donde es necesario despejar toda la anchura del canal y a una altura considerable.

El tramo de elevación vertical mas largo transporta una vía de tren sobre Arthur Kill, entre Staten Island y Elizabeth Nueva Jersey, Estados Unidos; se construye en 1959. El tramo mide 170 metros y tiene un margen de altura de 9.5 metros cerrado y 41 metros levantado.





## CRONOLOGIA DE LOS MATERIALES EN LA CONSTRUCCION DE PUENTES

	COMPRESION	FLEXION	TRACCION
Pre historia	Arcilla (tapial, adobe, ladrillo)	Madera	Cuerdas
Historia clasica	Piedra	Madera	Madera
Siglo XIX	Fundición	Madera	Cadenas de Hierro
Primera mitad siglo XX	Concreto, Acero laminado	Concreto armado, Acero laminado	Cables de acero
Segunda mitad siglo XX	Concretos especiales, Acero laminado	Madera, Concreto pretensado, Acero laminado, Aleaciones ligeras	Cables de acero de alta resistencia, alto límite elástico y baja relajación

La aparición de nuevos materiales en la construcción de puentes ha ido dando lugar a innovaciones y la construcción de puentes y a una evolución de su tipología para adaptarse a sus características, adecuándose los materiales, las estructuras y las formas.

El material es esencial en la concepción de un puente, porque sus características de resistencia son las que determinan las dimensiones de cada uno de los elementos que lo componen e influye decisivamente en la organización de su estructura.

Además de ello, el material tiene unas posibilidades tecnológicas determinadas en lo que se refiere a fabricación, uniones, formas



de los elementos básicos, etc. que son fundamentales a la hora de proyectar un puente. No obstante, los materiales no determinan únicamente los tipos de puentes, ya que cada tipo de material permite distintos tipos y formas de puentes.

El desarrollo de las tecnologías de los distintos materiales ha hecho que las estructuras de los puentes tengan cada vez más posibilidades, lo que ha permitido una mayor diversidad de formas de hacer puentes de concreto y acero, hasta el grado de que a veces es difícil a distancia saber de qué material están hechos, especialmente en las vigas continuas con sección en cajón de alma llena, metálicas o de concreto, que se pueden confundir con facilidad si su color es análogo.

Cronológicamente los puentes metálicos siempre han ido por delante de los de concreto, ya que el concreto hizo su aparición casi un siglo después.

Peró, además, el acero al ser un material de mayor resistencia específica también permite salvar claros mayores los que a su vez permiten que los puentes tengan mayores dimensiones.

Actualmente se prueban nuevos materiales para construir puentes con mayor resistencia específica que el acero. Son los denominados materiales compuestos, formados por fibras unidas con una matriz de resina y que se vienen utilizando desde hace años en diversos tipos de industrias.



## Introducción de los Estudios de Campo

En todo problema de ingeniería hay que atender en general a dos aspectos fundamentales: el técnico y el económico. Este principio es aplicable al proyecto y a la construcción de puentes.

Las actividades del ingeniero son aplicaciones de conocimientos mas generales como son: topografía, hidráulica, hidrología, geología, mecánica de suelos, análisis y diseño de estructuras, procedimientos de construcción y organización de obras. Apesar que la ingeniería de puentes es una especialidad, es muy amplio su campo.

De poco servirán los conocimientos de topografía, hidráulica, geología, etc. si quien deba resolver un problema de puentes no obra con buen sentido y con interés por lo que está haciendo, aconteciendo necesarios que lo conduzcan a buscar soluciones satisfactorias, tanto técnicamente como económicamente.

Los estudios de campo sirven de base al proyecto y este a la construcción. Por lo que los estudios de campo deben ser investigados con cuidado y buen criterio. De nada sirve un proyecto existente en el, que este basado en los datos de campo erróneos o incompletos. La experiencia en la construcción de puentes y la buena organización de los trabajos no son suficientes para asegurar una obra adecuada y económica, si el proyecto esta fundado en un proyecto de campo deficiente o si el proyecto es malo en si.

Los estudios de campo destinados a investigar los datos necesarios para hacer un proyecto de puente, comprenden como es natural trabajos de naturaleza diferente, que pueden clasificarse en la siguiente forma.

Estudios de campo

- Estudios topográficos
- Estudios hidráulicos
- Estudios de cimentación
- Estudios de construcción
- Estudios de tránsito



## Estudios topográficos.

La ubicación del puente y las características (en planta y elevación) del terreno en que deben construirse obligan a realizar estudios topográficos.

En cuanto a la ubicación del cruce, el ingeniero a cuyo cargo este estudio tiene que hacer un reconocimiento preliminar de la zona en la que deba construirse el puente, para darse cuenta de las condiciones generales del terreno, tanto en relación con el puente en sí, como en relación con el trazo general del camino o ferrocarril, es decir, este reconocimiento preliminar tiene por objeto investigar los posibles lugares de cruzamiento, en los cuales deberá considerar las ventajas y desventajas que presenten. Estas ventajas y desventajas deben estimarse en general desde los puntos de vista: técnico y económico.

Técnicamente un sitio de cruce conviene que se encuentre hasta donde sea posible un buen alineamiento general de trazo en las proximidades del puente y un buen perfil de la línea (especialmente en el caso de un ferrocarril). Además de las condiciones de cimentación para el puente deben ser satisfactorias. Si el obstáculo por salvar es un río, que es el caso más general, es siempre conveniente que el cauce en el lugar del cruce sea bien definido (no divagante) alejado de curvas horizontales y de caídas o rápidos en su curso.

Todas estas circunstancias técnicas y otras más, debe considerar el ingeniero en su reconocimiento preliminar para decidir los lugares que deben estudiarse para una posible ubicación del puente.

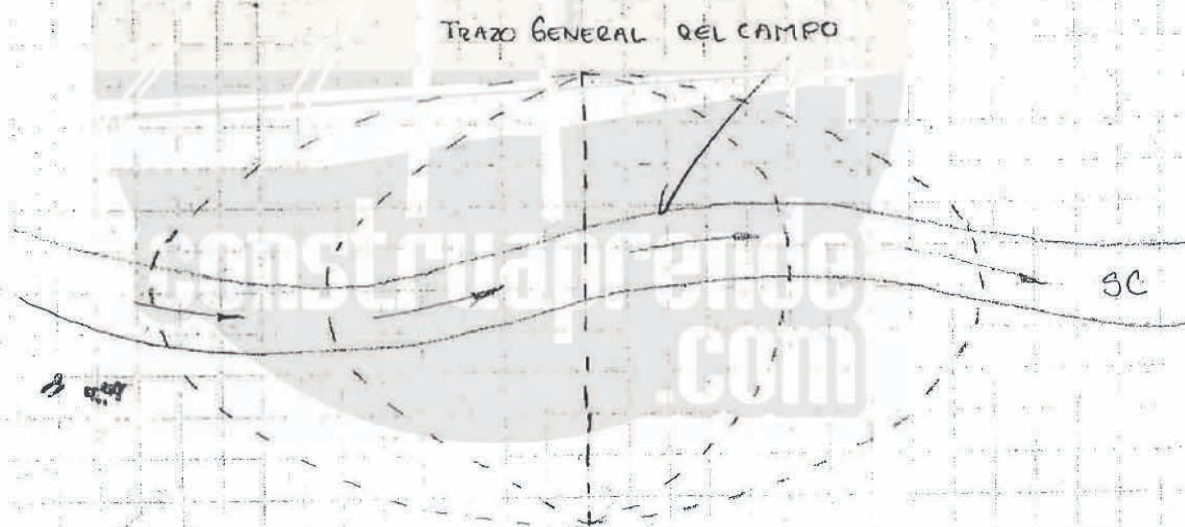
Desde el punto de vista económico, hay que tener presente que un puente es una parte del camino o ferrocarril, es decir, en general habrá más de un lugar viable para construir un puente y no debe juzgarse que el cruce más económico sea aquel que solo exija el puente más económico.

Puede suceder que tal cruce exija en su trazo, en sus accesos, que la construcción sea antieconómica por el elevado costo de esos tramos de acceso. Un caso típico sería en el que se incentivara un lugar de cruce en que fuera posible construir un puente muy económico (lengüeta y alfileras reducidas, excelente cimentación, etc.) pero



que estuviera tan retirado del trazo general, que el costo de los tramos de acceso fuera excesivo y también el costo de operación del ferrocarril en esos accesos, si el puente forma parte de una línea férrea. Es posible en cambio, que exista un cruce que requiera un puente costoso (ya sea por su longitud, altura o cimentación), pero que los tramos de acceso del camino o ferrocarril sea reducido. Esto hace ver claramente que no debe en general compararse únicamente el costo de los puentes necesarios para cada cruce, sino el costo de conjunto de cada puente y de los tramos de acceso necesarios.

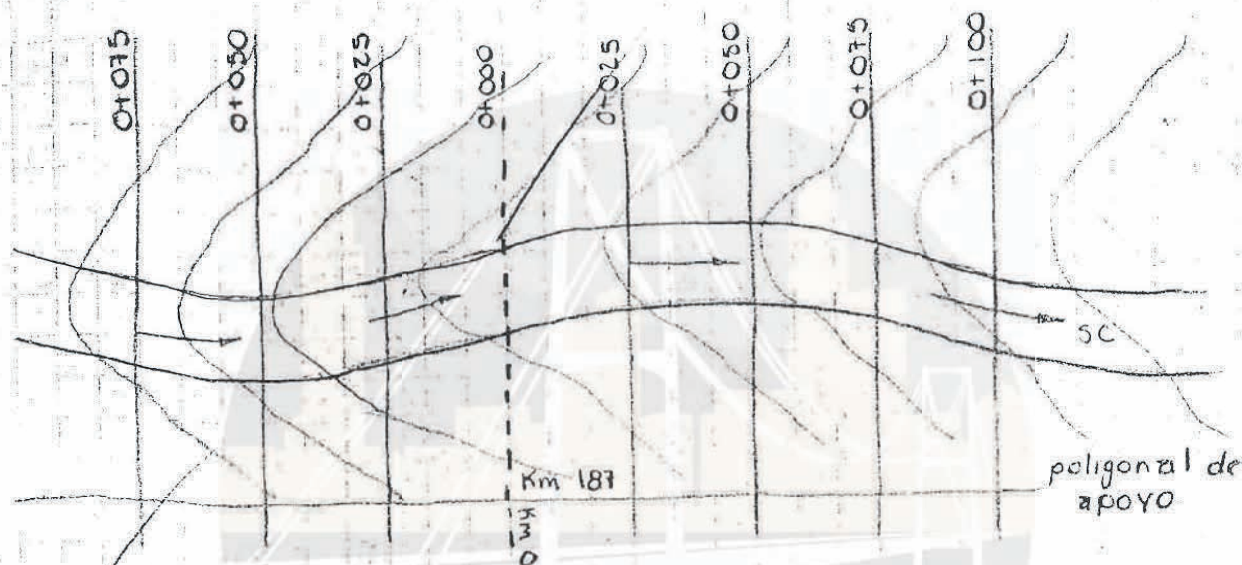
Al hacer el reconocimiento preliminar, el ingeniero debe dibujar un croquis en el que aparezca la zona recorrida mostrando la configuración aproximada del terreno, el curso del río, arroyo o barranca por salvar, así como la parte de la línea ya construida o trazada a uno y a otro lado de la corriente que debe salvarse.



En ciertos casos no bastará este croquis aproximado, sino que será necesario hacer un levantamiento general, en curvas de nivel que revelen la configuración del terreno de una zona más o menos extensa en que estén comprendidos los diversos cruces posibles. Este levantamiento general debe hacerse una vez que se han estudiado al detalle varios cruces (tres o cuatro), y se consignarán en él los trazos que cada cruce requiere, con los datos de las curvas y de las tangentes que integran estos trazos. Es aconsejable en todos los casos investigar si en la zona de los cruces posibles ya existen fotografías de vuelos altos y/o imágenes de satélite que nos



permite hacer estudios fotogramétricos para localizar los cruces posibles. Ciertos problemas de elección de cruces posibles justifican hacer el levantamiento aerofotográfico de una zona mas o menos amplia según sea el caso.

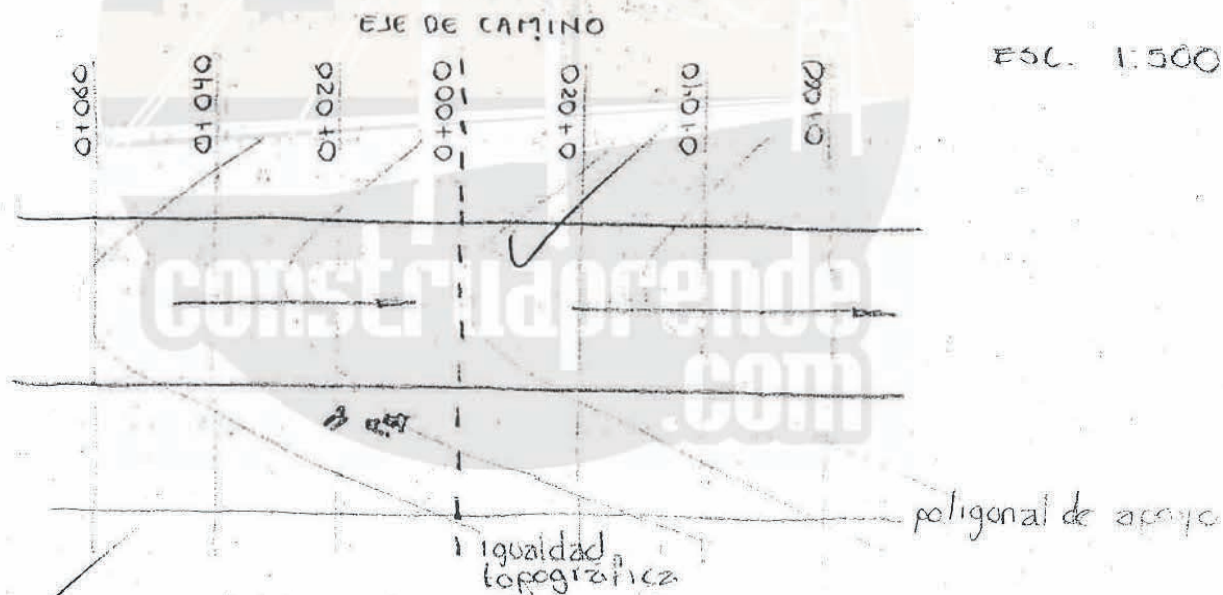


A partir de los datos obtenidos en el levantamiento general cuyas principales observaciones conviene consignar en un croquis o plano, se debe proceder a hacer los estudios topográficos de cada cruce viable, estos levantamientos deben cumplir fundamentalmente una planta configurada que abarque toda la zona de cruce y muestre el cruce del río o arroyo a uno y otro lado del eje ~~propuesto~~, en una extensión variable según las condiciones de cada caso. Estos levantamientos configurados tienen por objeto entre otras cosas estudiar ciertos aspectos de funcionamiento hidráulico del río en avenidas. Parte más efectiva del cauce, dirección general de la corriente, zona de inundación (por las que escurre solo una parte mínima del gasto), si alguna margen está mas o menos a ser erosionada, etc.

Para el levantamiento configurado de la zona de cada cruce, conviene por lo general trazar poligonales de apoyo, con tránsito y cinta o estación total, que se llevara por una y otra margen. En algunos casos puede convenir hacer una triangulación con vértices en ambas ~~marginas~~ margenes. Con apoyo en los vértices de la poligonal o triangulación, se trazan secciones transversales que se nivelen con nivel de mano o nivel fijo o estación total, este último conviene si las secciones son de gran longitud (ríos muy



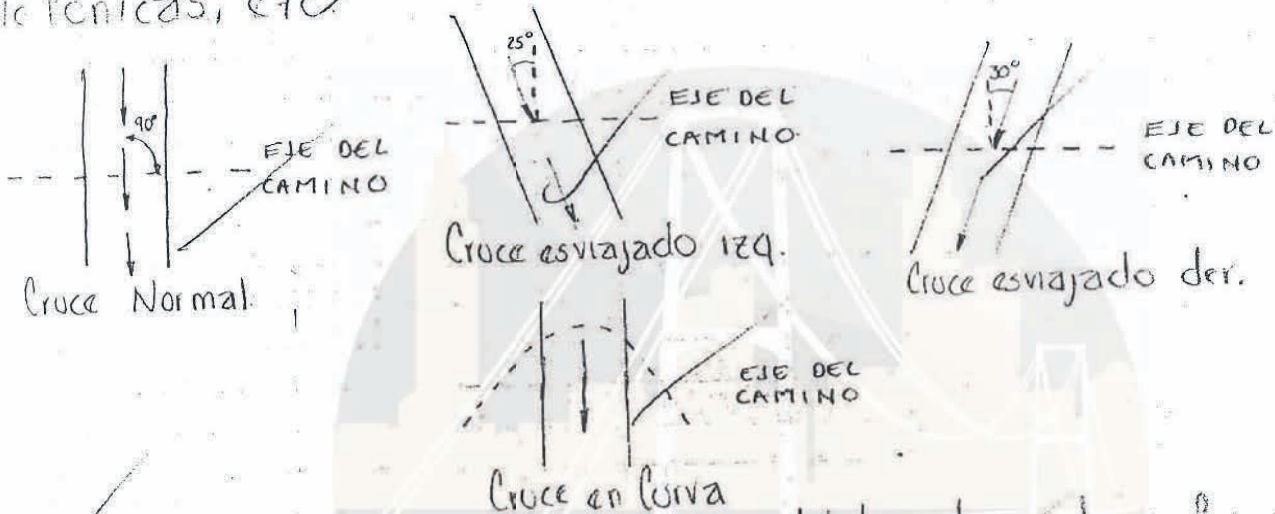
anchos) o si el terreno es muy plano, o si ambas circunstancias con-  
 corren simultáneamente. En levantamientos de extensiones reducidas  
 (zonas de  $100 \times 50$  m aproximadamente) o en terrenos con fuertes  
 desniveles (barrancas, zonas de lomelío, etc.), pueden emplearse  
 ventajosamente la estadia para hacer la configuración de la  
 zona del cruce en estudio. Desde luego, cada planta configurada  
 debe quedar referida a la elevación de los bancos de nivel  
 del trazo general de la línea (camino o ferrocarril). ~~Des~~ <sup>Des</sup> ~~cons~~  
 tituya una verdadera torpeza referir tales levantamientos a bancos  
 arbitrarios. Las plantas configuradas pueden dibujarse a una  
 escala de 1:500 o 1:1000, según la extensión o importancia de la  
 zona levantada. Las curvas de nivel conviene trazarlas a una  
 equidistancia de 5 a 10 m de acuerdo al tipo de terreno; si este  
 es muy plano, la equidistancia debe ser reducida para revelar  
 los accidentes del terreno, si es muy quebrado puede ser una equi-  
 distancia mayor para revelar las formas del terreno.



Con apoyo en esta planta configurada de cruce se define mejor el  
 eje conveniente del mismo, escogiendo la dirección más adecuada  
 por regla general y salvo en casos especiales se prefieren los  
 cruces normales, es decir, que el eje de cruce forme un ángulo  
 de  $90^\circ$  con el eje de la corriente o de la barranca. Sea nunca  
 debe perderse de vista el buen alineamiento general del camino  
 o ferrocarril de acuerdo a las especificaciones adoptadas y las  
 necesidades reales. Por lo que cuando el alineamiento lo requiera  
 se deberán localizar cruces esvrajados, de jerte e izquierdo para  
 no afectar el alineamiento del camino o ferrocarril.

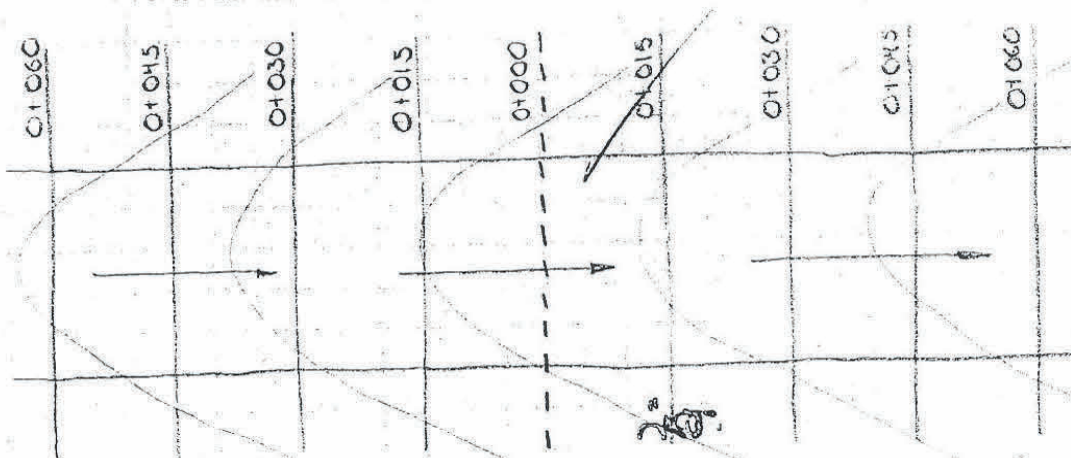


En la planta configurada de la zona de los cruces deben figurar las construcciones y los detalles que pudieran tener relación con el puente o con su funcionamiento, tales como: casas, cielos, canales, presas, puentes ya existentes, vías de ferrocarril, caminos, tuberías de conducción, líneas de transmisión eléctrica, líneas telefónicas, etc.



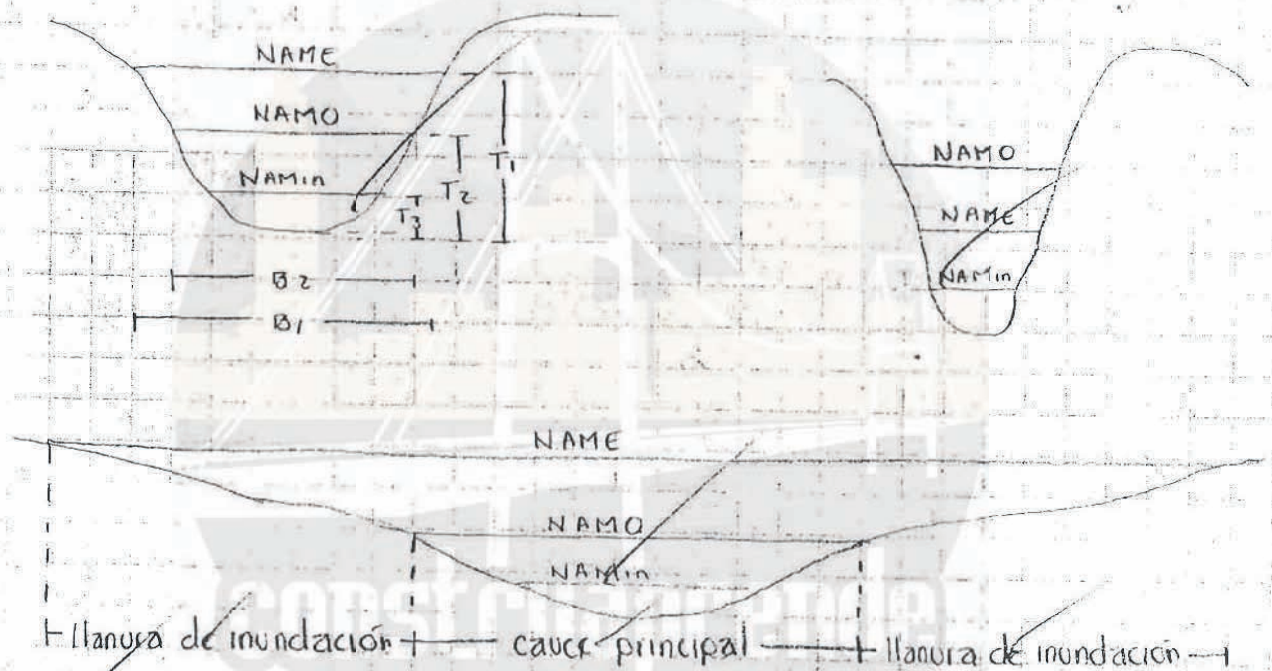
Es necesario por lo común que además del levantamiento configurado de la zona del cruce que suele dibujarse a escala reducida (1:500 o 1:1000) hacer un levantamiento detallado de una faja de terreno de 25 a 50 m a cada lado del eje de cruce que se dibuja a escala mayor (1:300 o 1:500) y en la que la equidistancia de las curvas de nivel conviene que sea menor que la equidistancia de las mismas adoptadas en el levantamiento configurado.

ESC. 1:300





No basta con levantar las plantas acotadas en la zona del cruce, (configurado y la de detalle) sino que es indispensable levantar la sección transversal del río o de la barranca según el eje del cruce. En esta sección debe indicarse sistemáticamente el nivel alcanzado del agua del NAME (que se presentan con periodos de retorno de 5, 10, 20 o más años) el NAMO (que se presentan cada año) y las avenidas del NAMin o estiaje. En el levantamiento configurado del cruce debe indicarse los límites de la zona inundada en avenidas.



Generalmente sería necesario hacer un estudio de los tramos de liga para poder comparar los costos de la solución integral según cada caso (puente y tramo de liga con la línea general del camino), levantar datos de campo suficientes para esto. De manera que además de hacer los levantamientos (configurado y de detalle) de cada cruce, debe hacerse un levantamiento más o menos detallado, según el caso, lo regular, que permita estimar el costo de los tramos del camino o del ferrocarril que deban servir de liga entre el puente y el resto de la línea ya localizada y trazada.

Si el caso lo amerita, se hará un trazo preliminar, para los tramos de liga de cada cruce, apegado a las especificaciones de curvatura y pendiente que se hayan fijado. Debe levantarse y dibujarse el perfil del terreno según el eje del trazo y las secciones transversales con la equidistancia que se juzgue necesaria a fin de ubicar los monumentos



de tierra que este trazo requiera. Es importante que el ingeniero haga en el campo las observaciones necesarias a fin de estimar (en forma aproximada) los porcentajes de tierra fija, suelta y de tierra que se pudiera tener en las excavaciones.

## Estudios Hidráulicos.

La importancia de los estudios hidráulicos de la corriente por salvar es muy grande como es fácil comprender. El caudal o gasto máximo durante las avenidas, la velocidad que alcanza el agua cuando estas tienen lugar, la frecuencia con que se presentan las avenidas, la duración de las mismas, la época en que se presentan, el nivel a que llega el agua, las zonas que inunda, la dirección general de la corriente en crecientes, la socavación del río en la sección del cruce en estudio, el alineamiento del río y otras muchas circunstancias son factores que influyen en las características del puente por construir y el costo del mismo, así como su funcionamiento hidráulico una vez construido.

En realidad la mejor manera de investigar la magnitud del gasto y la velocidad de las avenidas máximas extraordinarias, máximas ordinarias y estiaje; así como los niveles alcanzados; la frecuencia de las avenidas, la duración y época de estas es por medio de estaciones de aforo (método directo), cuyos datos se obtienen a lo largo del tiempo. Normalmente no es posible por lo general contar con este acopio de datos relativos a un río o arroyo en particular y además en una sección determinada de la Comisión Nacional del Agua ha investigado y publicado datos hidrométricos muy valiosos, relativos a los principales ríos de diversas cuencas hidrográficas en los llamados boletines hidrológicos. Estos datos se investigan en estaciones de aforo ya sea que contengan limnigrafos (aparatos que registran automáticamente los niveles de las aguas), de sistemas de claves, molinete o simplemente de escalas que son registrados diariamente por un encargado.

no.



## Aparatos en una estación de aforo.

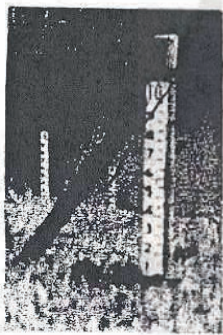
### MOLINETE:

El molinete hidráulico, consiste esencialmente en un cuerpo hidrodinámico compuesto de dos partes principales que son: Un rotor provisto de un dispositivo, mediante el cual en agua en su movimiento hace girar, y un mecanismo que permite contar el número de revoluciones que da el citado rotor, al generar un impulso eléctrico.



### REGLA DE MAREAS

Consiste en una regla o escala graduada, sobre la que visualmente un observador lee las variaciones del nivel del mar. Es el instrumento más simple para medir los niveles del mar y se fija en un lugar apropiado como puede ser el pilote de un muelle o algún macizo rocoso. La longitud de la regla quedará en función de la variación máxima que la marea pueda tener en el sitio de estudio.

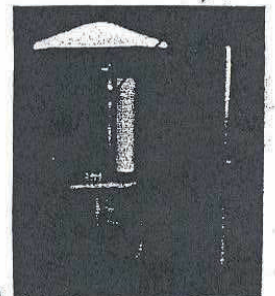


### LIMNIGRAFOS

Se instalara uno o más limnigrafos para la obtención de los niveles del mar durante los periodos de medición, tomando como base el alcance y los objetivos de los estudios que se realizarán en un sitio determinado.

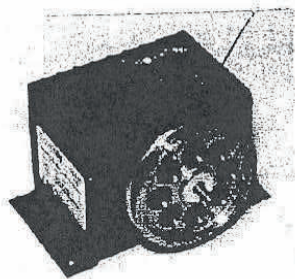
### LIMNIGRAFO DE FLOTADOR

Es un aparato cuyo mecanismo registra automáticamente las variaciones del nivel. Consta de dos partes, el sistema destinado al registrador la variación del nivel del mar y el registrador mismo; el primero consiste en un flotador de latón unido por medio de un alambre a una pluma, que va registrando los movimientos ascendentes y descendentes del flotador sobre un papel milimétrico enrollado a un tambor, el cual gira sobre su eje accionado por el reloj, dando una vuelta completa cada 24 horas.





Para definir la ubicación del limnigráfico, el ingeniero hará una visita previa de reconocimiento del sitio de estudio y precisará su sitio de instalación, asegurando que sea un lugar protegido de la acción del oleaje, con la finalidad de que las mediciones de las variaciones del nivel de agua no se modifiquen significativamente.



### SENSOR DE FLOTADOR

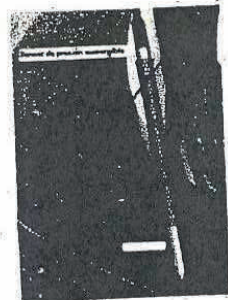
Se instala sobre un tubo de PVC de 15cm cuya parte inferior se apoyará en el fondo del mar para evitar movimientos indeseables que causen mediciones erróneas en los niveles del mar. Con objeto de asegurar la medición de los niveles mínimos y máximos del nivel del mar, se preverá que el sistema de fijación de flotador tenga una longitud suficiente para que se registren los niveles antes señalados. En la parte superior del tubo de PVC se localizará una caja

donde se fija el sensor; y el sensor a su vez se conecta a un gabinete donde estarán el dispositivo de almacenamiento de datos Data logger, el radio transmisor, la antena transmisora y los componentes eléctricos que se requieren y que estarán en función del tipo de equipo que se utilice y que garantice la correcta transmisión de la información de los niveles del agua. Los datos serán transmitidos a una estación receptora vía radio OHE.

### SENSOR DE PRESION SUMERGIBLE

De tipo piezoresistivo o equivalente, con cable sumergible y totalmente impermeable, con carga hidrostática de 15m o más. En términos generales, el rango de medición de este tipo de equipos varía de 0 a 0.52 MPa. El sensor, se instalará dentro de un tubo con las características de un sensor de flotador. La profundidad y el sitio de instalación se determinará durante la visita de reconocimiento. El sensor operará perfectamente en forma continua a una temperatura ambiente de  $-20^{\circ}\text{C}$  a  $+50^{\circ}\text{C}$  o mayor.

La información registrada con el sensor es transmitida cada 5s. vía radio frecuencia UHF, hasta la estación receptora. Para la recepción de datos, la estación contará con antena, radio receptor y equipo de cómputo con el software correspondiente para la recepción y almacenamiento de datos.





Hay algunos ríos y arroyos en la república de los que no se tienen datos de aforos directos, que permitan conocer su gasto o caudal en avenidas máximas extraordinarias, en nivel de aguas máximas ordinarias y en estiaje. En estos casos el ingeniero tiene que valerse de los métodos indirectos para estimar de la mejor manera posible los gastos o caudales en los ríos en avenidas. Dos son los métodos indirectos más usados en nuestro país para estimar los caudales máximos de un río o un arroyo: las fórmulas de escurrimiento y el método de sección y pendiente. (p. 51)

### Formulas de escurrimiento

Para la aplicación de este método se debe conocer las características fisiográficas de la cuenca en estudio, el área de esta se determina con base en fotografías aéreas o de satélite con una escala de 1:50 000. Con ayuda de las fotos se identifican y remarcan en las cartas topográficas todos los cauces, canalización y almacenamientos de agua existentes que tengan influencia en el puente que se proyecte. Además se deberá trazar el parte aguas que delimita la cuenca como se muestra en la figura siguiente.



Para determinar el gasto que ha de utilizarse en el diseño hidráulico del puente de acuerdo con los periodos de retorno que se establece el Ingeniero debe realizar los estudios hidrológicos que correspondan según el tipo y la información disponible pudiendo aplicar los métodos que se describen a continuación.



<http://normas.int.mx/pjnuevpoes.htm>

## METODO DE CREAGER VER M-PRY-CAR-1-06-004/00 p.1

Este método es el más utilizado que se basa en la asociación gráfica de los gastos máximos por unidad de área con diferentes periodos de retorno. Los puntos gráficos quedan comprendidos abajo de una curva envolvente de todos ellos, cuya fórmula es la sig.

$$q = 0.2075 CA^{1.048}$$

$q$  = gasto unitario ( $m^3/s/Km^2$ )

$A$  = área en la cuenca en ( $Km^2$ )

$C$  = Parametro adimensional que depende de la región hidrológica de la cuenca en estudio, que puede obtenerse en las publicaciones del CONAGUA.

Para calcular el gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno se procede como sigue: con el área en  $Km^2$ , se entra en la gráfica correspondiente a la región hidrológica en estudio, hasta cortar verticalmente la curva correspondiente al periodo de retorno ( $Tr$ ) establecido, desde este punto una horizontal permite determinar el gasto unitario ( $q$ ) correspondiente. Con el gasto unitario obtenido y el área determinada se calcula el gasto máximo para el tiempo de retorno considerado en la siguiente fórmula.

$$Q_{Tr} = qA$$

$Q_{Tr}$  = gasto máximo para el periodo de retorno establecido en  $m^3/seg$

$q$  = gasto unitario para un periodo de retorno establecido obtenido para la región hidrológica en estudio en  $m^3/s/Kg$

$A$  = área de la cuenca en  $Km^2$

## METODO RACIONAL ver. p.3

Para calcular con este método el gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno se procede como sigue. Con la longitud ( $L$ ) y la pendiente media del cauce principal ( $Sc$ ) se calcula el tiempo de concentración ( $t_c$ ) que es el tiempo requerido para que el agua escurra desde el punto más lejano de la cuenca hasta el sitio donde se construya el puente mediante la fórmula de Kirpich.



$$t_c = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S_c^{1.385}}$$

$t_c$  = tiempo de concentración en hrs.  
 $L$  = longitud del cauce principal en Km  
 $S_c$  = pendiente media del cauce principal

Con el tiempo de concentración en horas se entra verticalmente en las curvas de intensidad - duración - periodo de retorno, hasta la curva correspondiente al periodo de retorno establecido y se determina horizontalmente la intensidad de lluvia en mm/hr.

El gasto máximo a un tiempo de retorno se calcula de la sig. forma

$$Q_{Tr} = 0.278 CIA$$

$Q_{Tr}$  = gasto máximo para el tiempo de retorno en  $m^3/s$

$C$  = coeficiente de escurrimiento de la cuenca en estudio

$I$  = Intensidad de lluvia para una velocidad de tormenta igual al tiempo de concentración ( $T_c$ ) para el  $Tr$  establecido en mm/hr

$A$  = área de la cuenca determinada en  $km^2$

### METODO DE HORTON pag. 4

Para calcular con este método el gasto máximo correspondiente a un tiempo de retorno establecido se procede como sigue: Se determina el coeficiente de retorno ( $n'$ ), de acuerdo con las características de la cuenca. Si existen varias zonas con características superficiales diferentes, para cada una de ellas se determina su coeficiente de retorno ( $n_i'$ ) así como su área ( $A_i$ ) y se obtiene el coeficiente de retardo de toda la cuenca aplicando la siguiente fórmula.

$$n' = \frac{\sum_{i=1}^K n_i' A_i}{A}$$

$n'$  = coeficiente de retardo de la cuenca

$n_i'$  = coeficiente de retardo de la zona  $i$

$A_i$  = área de la zona  $i$  en  $km^2$

$A$  = área de la cuenca determinada en  $km^2$

$K$  = número de zonas identificadas

Con el coeficiente de retardo de la cuenca ( $n'$ ) y con base en la longitud ( $L$ ) convertida a metros (longitud efectiva) y la pendiente media del cauce principal ( $S_c$ ), se determina con la gráfica, la longitud equivalente



(L"). Conocida esta se obtiene la duración de la tormenta que corresponde a la intensidad de lluvia que produce el gasto máximo de nominada duración crítica ( $t_c'$ ) en minutos usando la grafica de duración crítica en minutos.

Con la duración crítica en minutos se entra verticalmente a las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno obtenidas como se indico anteriormente hasta la curva correspondiente al tiempo de retorno establecido y se determina horizontalmente la intensidad de lluvia en mm/hr que se transforma en cm/hr.

Determinada la duración crítica se calcula el coeficiente de infiltración  $\phi$ , en cm/hr de acuerdo con los suelos y las características de la superficie de la cuenca. Si existen varias zonas con suelos y características superficiales diferentes, para cada una de ellas se determina su coeficiente de infiltración ( $\phi_i$ ), así como su área ( $A_i$ ) y se obtiene el coeficiente de infiltración de toda la cuenca con la siguiente formula.

$$\phi = \frac{\sum_{i=1}^K \phi_i A_i}{A}$$

$\phi$  = coeficiente de infiltración de la cuenca en estudio en cm/hr

$\phi_i$  = coeficiente de infiltración de la zona i en cm/hr

$A_i$  = área de la zona i en Km<sup>2</sup>

$A$  = área total de la cuenca en Km<sup>2</sup>

$K$  = número de zonas identificadas

En seguida se calcula la intensidad de lluvia en exceso ( $I_e$ ), asociada con la duración crítica ( $t_c'$ ) con la siguiente formula.

$$I_e = I - \phi$$

$I_e$  = intensidad de lluvia en exceso para el periodo de retorno en cm/hr.

$I$  = Intensidad de lluvia para la duración de la tormenta igual a la duración crítica ( $t_c'$ ) para el periodo de retorno establecido en cm/hr.

$\phi$  = coeficiente de infiltración de la cuenca en estudio en cm/hr.

Se calcula el gasto unitario de la cuenca ( $q$ ), por hectarea, para el periodo de retorno establecido con la formula de horton.



$$q = 0.0275 I_e \tan h^2 \left[ 0.3194 \sqrt{t_c'} \left( \frac{I_e}{n' L} \right)^{0.50} S_c^{0.25} \right]$$

$q$  = gasto unitario de la cuenca para el periodo de retorno establecido en  $ha$ .  
 $I_e$  = intensidad de lluvia en exceso para el periodo de retorno establecido en  $cm/hr$ .  
 $n'$  = coeficiente de retardo de la cuenca.  
 $L$  = longitud del cauce principal en  $km$ .  
 $S_c$  = pendiente media del cauce principal.

Con el gasto unitario determinado y el area en hectareas, se calcula el gasto máximo para el tiempo de retorno considerado con la formula:

$$Q_{Tr} = qA$$

$Q_{Tr}$  = gasto máximo para el periodo de retorno establecido en  $m^3/seg$ .  
 $q$  = gasto unitario en hectareas.  
 $A$  = area total de la cuenca en  $km^2$ .

## METODO DE CHOW p. 7

Para calcular el gasto máximo con este metodo correspondiente a un tiempo de retorno se deben conocer las características del suelo de la cuenca en estudio segun el tipo de suelo clasificado y de acuerdo a las características de la superficie de la cuenca, se determina el número de escurrimiento ( $\eta$ ) si existen varias zonas con suelos diferentes, para cada una de ellas se determina el número de escurrimientos ( $\eta_i$ ) así como su área y con la formula siguiente.

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \eta_i A_i}{A}$$

$\eta$  = número de escurrimiento de la cuenca en estudio.  
 $\eta_i$  = número de escurrimiento de la zona  $i$ .  
 $A_i$  = área de la cuenca  $i$  en  $km^2$ .  
 $A$  = área total de la cuenca en  $km^2$ .  
 $n$  = número de zonas identificadas.

Con la duración de la tormenta ( $t$ ), seleccionada en minutos u horas segun se requiera, se entra a la grafica de curvas de intensidad-duración-periodo de retorno, para determinar la intensidad de lluvia en  $mm/hr$ . Conocida esta se calcula la altura de precipitación ( $p$ ) y se determina la precipitación en exceso ( $P_e$ ) con la formula siguiente.



$$Pe = \frac{\left[ p - \frac{508}{n} + 5.08 \right]^2}{p + \frac{2032}{n} - 20.32}$$

$Pe$  = Precipitación en exceso para la duración de tormenta seleccionada y el  $Tr$  establecido en cm.

$p$  = altura de precipitación para la duración de la tormenta seleccionada y el tiempo de retorno establecido en cm.

$n$  = número de escurrimiento de la cuenca en estudio con base en la precipitación en exceso ( $Pe$ ) y la duración de la tormenta ( $t$ ) seleccionada se determina el factor de escurrimiento ( $x$ ) en cm/hr con la fórmula

$x$  = factor de escurrimiento en cm/hr  
 $t$  = duración de la tormenta  
 $Pe$  = precipitación en exceso.

$$x = \frac{Pe}{t}$$

Con la longitud del cauce principal ( $L$ ) convertida a metros y su pendiente media ( $Sc$ ) en porcentaje se calcula el tiempo de retardo ( $tr$ ) mediante la fórmula siguiente:

$$tr = 0.00505 \left( \frac{L}{\sqrt{Sc}} \right)^{0.64}$$

$tr$  = tiempo de retardo en horas

$L$  = longitud del cauce principal en metros

$Sc$  = pendiente media del cauce principal en porcentaje

En seguida se calcula la relación entre la duración de la tormenta y el tiempo de retardo ( $t/tr$ ) y con ayuda de la gráfica de esta relación, se obtiene el factor de duración del pico ( $Z$ ). El gasto que producirá la precipitación con la duración de la tormenta seleccionada para el tiempo de retorno establecido se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q = 2.78 AXZ$$

$Q$  = gasto para la duración de la tormenta seleccionada y el  $Tr$  establecido en  $m^3/s$

$A$  = área total de la cuenca en  $Km^2$

$x$  = factor de escurrimiento cm/hr

$Z$  = factor de reducción del pico



## METODO DE SECCION Y PENDIENTE

Aplicando la fórmula de Chezy que relaciona la velocidad media del agua en un canal con la pendiente de este, su perímetro mojado y su área hidráulica se tiene.

$$V = C \sqrt{r s}$$

$r$  = radio hidráulico

$s$  = pendiente del río

$V$  = velocidad del río m/s

$C$  = valor determinado por Manning.

Por su parte Manning estableció la fórmula empírica siguiente.

$$C = \frac{49 r^{2/3}}{n}$$

$n$  = coeficiente de rugosidad

Sustituyendo el coeficiente de Manning en la fórmula de Chezy se tiene.

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

→

M-PRY-CAR 1-06-005/00

## FORMULAS DE SIEDECK

$$V = \frac{T \sqrt{s}}{B \sqrt{0.001}}$$

$$V = \frac{31.6 T \sqrt{s}}{\sqrt{B}}$$

$B$  = ancho del río

## FORMULAS DE HERMANEK

$$V = 3.07 \sqrt{T - \sqrt{TS}} \text{ , para } T \leq 1.5 \text{ m}$$

$$V = 34.0 \sqrt{T - \sqrt{TS}} \text{ , si } 1.5 \text{ m} < T \leq 6.0 \text{ m}$$

$$V = (50.2 + 0.5 T) \sqrt{TS} \text{ , si } T > 6.0 \text{ m}$$

$T$  = tirante

$S$  = pendiente.

La estimación del gasto por el método de sección y pendiente ya sea que se use la fórmula de Manning, de Hermanek o Siedeck, es necesario levantar la pendiente hidráulica ( $S$ ) que se considera en todas las fórmulas para calcular la velocidad. Conocida así el gasto o caudal de la corriente se calcula con la fórmula siguiente.

$$Q = VA$$

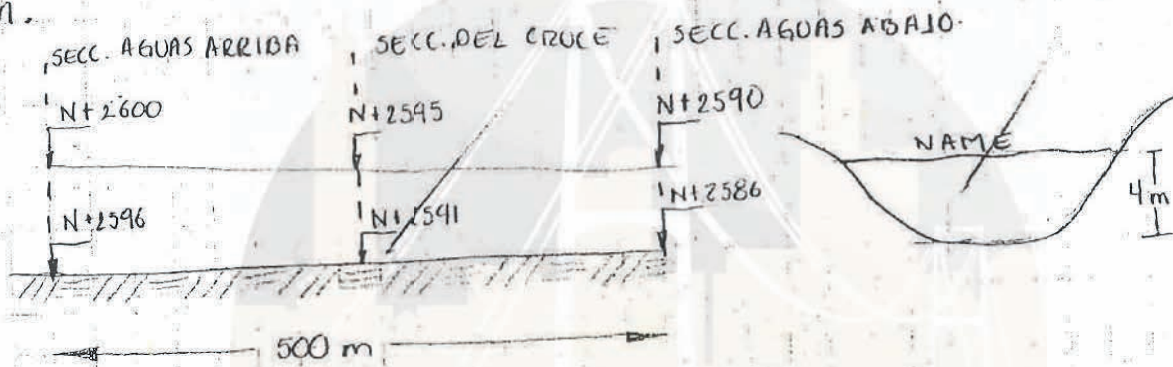
$Q$  = gasto  $\text{m}^3/\text{s}$

$V$  = velocidad m/s

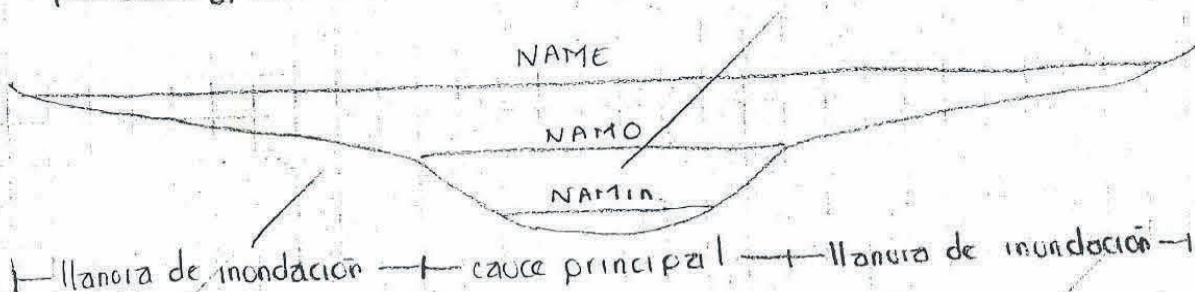
$A$  = área  $\text{m}^2$



En avenidas la pendiente de la superficie libre del agua (pendiente hidráulica) es senciblemente igual a la pendiente geométrica del eje del río a lo largo del curso de este. Por ello, para fines de la estimación de la velocidad del agua en avenidas, es suficiente levantar esta pendiente del fondo del río. En consecuencia el Ingeniero debe levantar el perfil longitudinal del fondo del río en la zona en que pretenda hacer el estudio. Se recomienda que la longitud de este perfil no sea menor de 500 m.



Debe levantarse también las secciones transversales del río en cada una de ellas se indica el NAME, el NAMC, el NAMM o estriaje.



Desde luego conviene que el tramo de río que se elija para levantar los datos de sección y pendiente sea largo, en alineamiento recto, sección constante y que el fondo no tenga rapidas ni resallos en dicho tramo.



También el ingeniero puede investigar con precisión el NAME, ya sea por las basuras que se aforan en los arbustos o en los árboles próximos al río o por huellas de humedad en las márgenes o construcciones cercanas, etc. Esta investigación se debería complementar consultando a los moradores de la región que no siempre es precisa ni concordante.

Hay un fenómeno que no siempre se toma en cuenta al estimar el gasto de los ríos durante las avenidas y que puede ser causa de que los valores calculados para estas magnitudes difieran enormemente de la realidad, este fenómeno se conoce como socavación de los ríos.

La socavación es el fenómeno que ocurre cuando una avenida remueve, arrastra y deposita las partículas sólidas que constituyen el lecho del río (arena, grava, bolco).

Este fenómeno se puede presentar como socavación general o socavación local en el cauce donde se localiza el cruce.

Para determinar la socavación aproximada es haciendo excavaciones a cielo abierto, en caso de encontrar material delto indica que el río si socava.



### Socavación general

Es un fenómeno de largo plazo, se da en la parte alta de las cuencas hidrográficas, donde la pendiente que une los puntos de mayor profundidad a lo largo de un curso de agua es elevada. Como consecuencia, la velocidad del agua y la capacidad de arrastre de la corriente es elevada. En medida que el flujo arrastra más



material, el flujo alcanza rápidamente su capacidad potencial de arrastre, el mismo que es función de la velocidad. En ese punto ya no produce socavación, la sección, márgenes y fondo son estables. A medida que se avanza en el curso del río o arroyo, la pendiente disminuye, consecuentemente disminuye la velocidad, y la corriente deposita el material que transportaba.

### Socavación local

Es el fenómeno de arrastre de partículas sólidas provocada por el agua y la velocidad de esta en lugares particulares como puede ser al pie de un talud, provocando su derrumbe; alrededor de pilares, o debajo de la cimentación de la cabecera de un puente pudiendo provocar la caída del mismo. Y también se podría dar inmediatamente aguas abajo de un embalse.

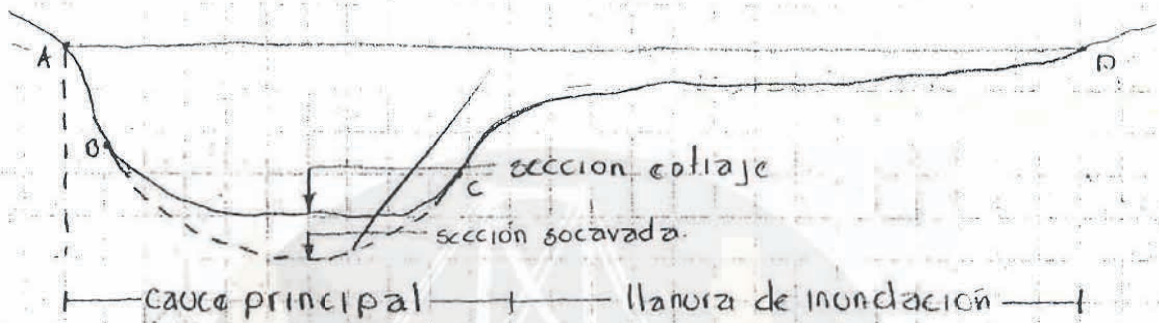
Si la sección o secciones hidráulicas que se estudian en estriaje permanecen constantes durante las avenidas, la aplicación de las formulas para calcular la velocidad y el gasto es real. Partiendo del área hidráulica y el perímetro mojado que se han estudiado. Es decir el método es aplicable a verdaderas secciones de control, pero si la velocidad alcanzada por la corriente durante las avenidas es capaz de socavar el lecho del río evidentemente las formulas tendrían que aplicarse a la sección socavada, no a la sección de estriaje.

El principal peligro de fracaso de un puente es la socavación. En un puente si el desplante de la subestructura (pilas, estribos y caballetes) no queda a salvo de la socavación, se producirá la falla de la estructura por esto mismo y la pérdida total o parcial de la inversión. Si por desconocer la profundidad de la socavación y temiendo sus efectos, se profundiza exageradamente la cimentación, se hace una inversión innecesariamente grande que nunca retribuirá.

En todo caso no solamente para conocer con mayor aproximación el gasto y la velocidad de la corriente en avenidas, sino para elegir acertadamente la elevación del desplante de la cimentación del puente, cosa de importancia capital, debe procurarse hacer el estudio de la socavación con el mayor cuidado posible.

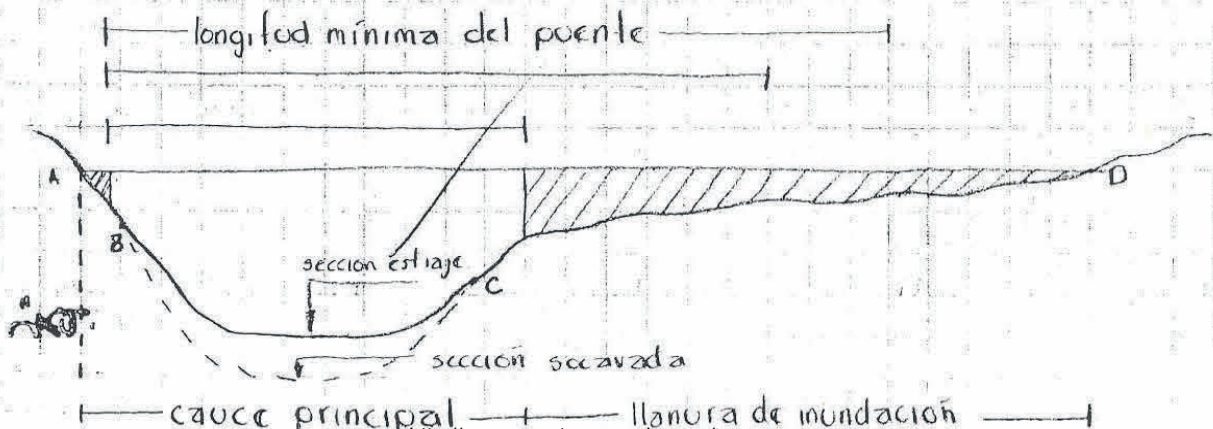


Al calcular la velocidad y el gasto de un río en avenidas es necesario tomar en cuenta que la sección transversal de una corriente amenodo presenta dos partes bien diferentes: el cauce principal y la llanura de inundación como se muestra en la figura siguiente:



Por regla general, la velocidad del agua en las llanuras de inundación (que suelen sostentar vegetación más o menos espesa) es menor que la velocidad en el cauce principal, como fácilmente se comprende. El coeficiente de rugosidad ( $N$ ) en el cauce principal es menor que las llanuras de inundación o mientras que en aquel puede ser por ejemplo  $N=0.033$ , en estas valdrá quizá  $N=0.085$ . Por otra parte, para el cauce principal el perímetro mojado es ABC y para la llanura de inundación es CD.

Se comprende también que si es absurdo tratar de terraplenar el cauce principal (aunque sea parcialmente) para acortar la longitud del puente, si es posible obstruir parcialmente o totalmente las llanuras de inundación, siempre que con ello no se provoque una excesiva velocidad en el cauce obstruido, que a su vez fuera causa de socavación excesiva o de sobre-elevación inconveniente o de ambas cosas.





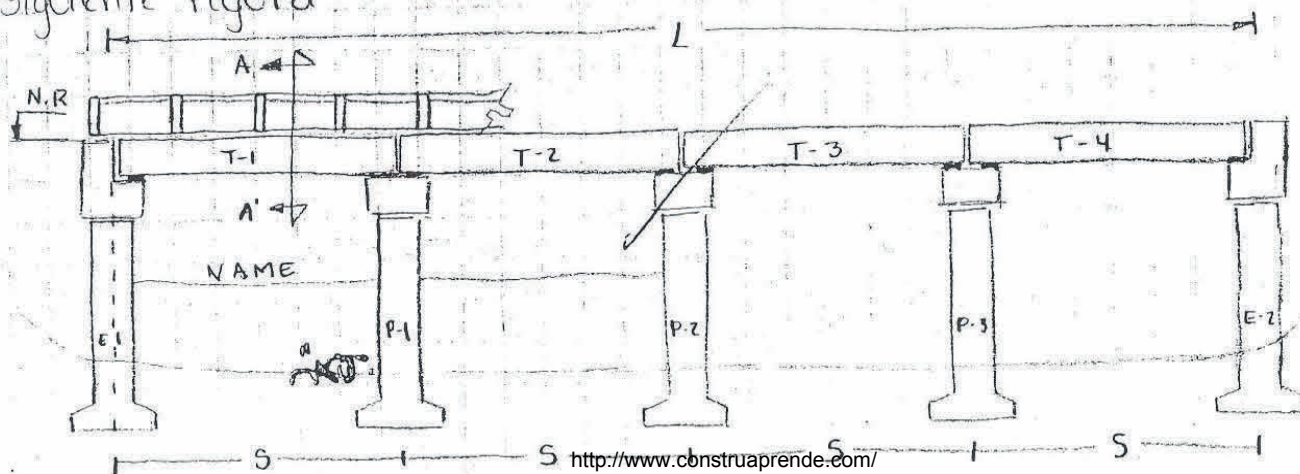
Se deberá investigar también las dimensiones máximas de los cuerpos flotantes.  
Se deberá investigar las dimensiones máximas de los cantos rodados.

## Estudios de cimentación

Las condiciones de cimentación de un cruce son trascendentales para decidir el tipo de puente por construir ya que tienen influencia en:

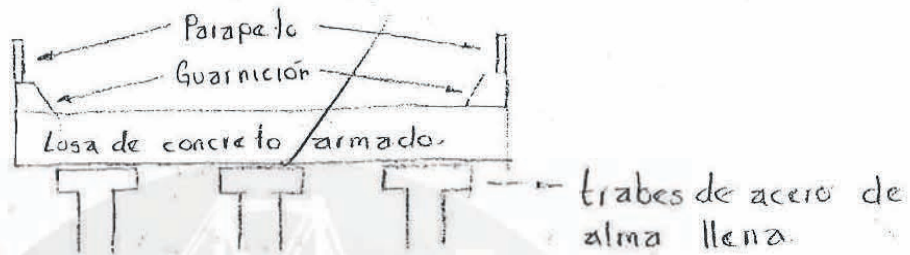
- El sistema de cimentación: por superficie, con pilotes incrustados o colocados en sitio, con cilindros, etc.
- La longitud de los claros parciales del puente: a medida que las pilas o caballetes son más costosos por su cimentación conviene emplear claros más grandes.
- El tipo de superestructura: puesto que para una elevación dada de la razzante, para diferentes claros conviene en general emplear diferentes superestructuras: traveses de concreto armado, de concreto pretensado, de acero, armaduras metálicas, superestructuras atirantadas y de acero, etcétera.

Para dar una idea más clara de la influencia que pueden tener las condiciones de cimentación en las características de un puente consideremos un caso muy sencillo: se supone que las pilas o caballetes tienen aproximadamente la misma altura total e igual cimentación por superficie como se muestra en la siguiente figura.





La superestructura se considerara que estara constituida por una losa de concreto reforzado sobre traveses de acero de alma llena, en tramos iguales libremente apoyados como se muestra en la figura.



El costo de una pila (C.P) incluyendo su cimentación es sensiblemente constante aunque la separación (S) entre ellas varíe entre límites amplios.

En cuanto al costo de la superestructura debe observarse que la losa de piso, las guarniciones y los parapetos son idénticos y cuestan lo mismo por metro aunque la longitud de los claros (S) se haga cambiar. Este costo por metro de puente del sistema de piso se designa por (K). En cambio el costo de las traveses de acero es muy sensible a las variaciones del claro (S). El peso propio de las traveses (y por ello su costo) es aproximadamente proporcional al momento flexionante máximo que deben resistir y como este es proporcional al cuadrado del claro (S) el costo mismo de las traveses (C.T) puede considerarse muy aproximadamente proporcional al cuadrado del claro.

El costo de un estribo (incluida su cimentación) se designa por (E). Si la longitud total del puente es (L), el costo total del puente (T) puede expresarse de la siguiente manera:

$$T = 2E + \left(\frac{L}{S} - 1\right)CP + \frac{L}{S}CS^2 + KL$$

Derivando el costo del puente con respecto a (S) se tiene:

$$LC = \frac{LCP}{S^2}$$

Como la derivada de  $\frac{LC}{S^2}$  es función creciente de (S) la función (T) es mínima

$$CP = CS^2$$



De aquí la siguiente regla: la solución más económica (dentro del tipo supuesto) es aquella en la cual el costo de una pila, incluido el de su cimentación es igual al costo de la parte variable (trabes) de un tramo de la superestructura.

Esta regla ha sido mal aplicada en ocasiones, pues se ha querido lograr una solución económica buscando que el costo total de un tramo incluido el sistema de piso, sea igual al costo de una pila.

A medida que la cimentación de una pila sea más costosa (si exige el empleo de excavaciones profundas, bombeo intenso o de pilotes o de cilindros) obligará a construir tramos de mayor longitud.

Así podrá ser económicamente necesario proyectar superestructuras con losas de concreto sobre nervaduras o trabes, losas de concreto sobre trabes de acero o concreto pretensado, trabes continuas o semi continuas de concreto, de acero, de pretensado, etc.

Lo anterior es solo uno de los aspectos de influencia de las condiciones de cimentación en el costo y el tipo de puente. Se comprende fácilmente que es muy importante tratar de conocer la mejor manera posible, cuáles son las condiciones de cimentación de un cruce determinado.

Para determinar las características geológicas del sitio donde se construirán los puentes se ejecuta para definir los aspectos geológicos que puedan influir en el diseño del puente, establecer los posibles procedimientos constructivos y evaluar el costo aproximado de su construcción determinando los siguientes aspectos:

A) Investigar las características de los materiales que forman el cruce y sus riveras.

B) Determinar el corte geológico que indique con claridad los materiales que forman el subsuelo indicando también el NAF e informar la cantidad de agua que se puede presentar al efectuar las excavaciones. Las muestras deben enviarse al laboratorio con los distintos materiales que forman el subsuelo, indicando el método que se emplea para hacer los sondeos.



- c) Esfuerzos de seguridad que se proponen para los diferentes lechos de cimentación y el procedimiento para determinar esos esfuerzos.
- d) Indicar en las excavaciones en donde será necesario el uso de ataguas, ademes, etc.
- e) Investigar si existen otros puentes aguas arriba y aguas abajo, indicar el tipo de cimentación que lo sustentan y las condiciones en que se encuentran.

## Diferentes tipos de sondeos

- 1.- **Estudios simplificados:** Se refieren a los datos obtenidos por observaciones directas, los que pueden ser suficientes cuando afloran materiales cuyas características son conocidas, tales como roca, arenas o gravas cementadas, arcillas compactas, y en general materiales que resistan capacidades de carga entre 2 y 10  $\text{kg/cm}^2$  y en los cuales se pueden proyectar obras con cimentación por superficie a base de mampostería, concreto ciclopico o concreto armado.
- 2.- **Exploración de carácter preliminar:** En caso de insuficiencia de información de los estudios simplificados, es conveniente ejecutar trabajos de exploración del subsuelo. Entre los más comunes están:
  - Pozos a cielo abierto con muestras alteradas o inalteradas
  - Perforaciones con postcarga o barrenos helicoidales
  - método de penetración estándar
  - método de penetración cónica

### Pozos a cielo abierto

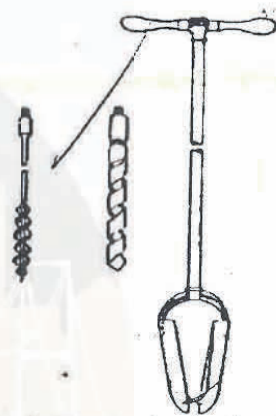
Estos sondeos se realizan utilizando generalmente en los márgenes del río, hasta la profundidad máxima que le permita el agua del subsuelo. Como la mayoría de los ríos son de cauce permeable la profundidad de estos sondeos es muy limitada a menos que se instalen bombas y así poder abatir el nivel de agua dentro de la excavación, lo que permitiría profundizar un poco más el sondeo.



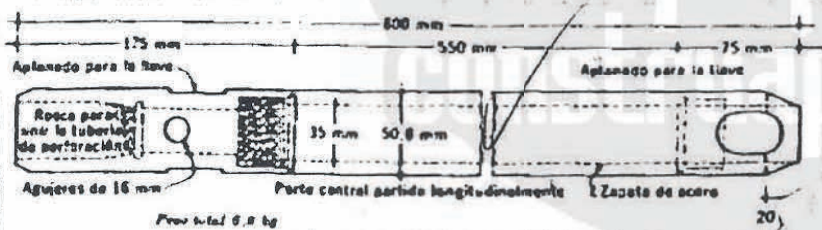
Para el caso referente a puentes, este procedimiento tiene pocas aplicaciones principalmente si el río tiene un tirante considerable, por lo que no será posible efectuarlo sobre el cauce mismo, ni en las márgenes a poca profundidad.

## Perforación con posteadora o barrenos helicoidales

El barreno es un instrumento que tiene en su parte inferior una punta, con aristas afiladas, el manubrio del barreno se puede acoplar según la profundidad que se requiera; para extraer la muestra debemos girar el manubrio en movimiento rotatorio y vertical simultáneamente, penetrando en el terreno. Este método suele hacerse en márgenes del río o hasta cierta profundidad del lecho. Siempre y cuando la corriente tenga poco gasto o sea nulo.



## Penetración Estandar.



Este es el procedimiento con mejores resultados con información más útil entorno al subsuelo, como la capacidad de los mantos, resistencia a la compresión

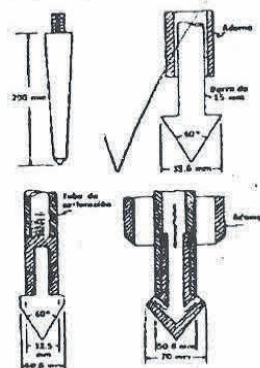
simple, ángulo de fricción interna. El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador llamado penetrómetro que regularmente es de media caña, debe de entrar 30cm.

## Penetración Cónica.

Este método consiste en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece.

Este método se divide en estático, que se hincia a presión con un gato apropiado. Y el dinámico, donde el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae.

Son pruebas muy problemáticas en su interpretación.





Por medio de estos procedimientos se obtienen muestras alteradas no representativas, generalmente en cruces pequeños. es necesario que complementes la exploración a base de pozos a cielo abierto.

Mediante estos se pueden obtener muestras representativas inalteradas o alteradas a una profundidad mayor a la de excavación estimada, si el NAF lo permite se podría fijar la profundidad de desplante y la capacidad de carga utilizando los parámetros de resistencia que se obtengan de las muestras estudiadas en el laboratorio.

**3.- Exploración de caracter definitivo:** Si se estima que los procedimientos de caracter preliminar son insuficientes, dada la importancia de la obra, la magnitud de la corriente o las características mecánicas de los materiales del lugar (trátese de arcillas blandas, arenas limosas sueltas susceptibles de licuarse o depósitos fluviales que puedan ser excavados), sea conveniente utilizar una máquina de exploración a fin de obtener muestras a mayor profundidad que permitan la elevación de la excavación y la comparación de las diversas alternativas de cimentación, ya sea por superficie, pilotes apoyados por punta o fricción, celos en sitio o mixtas, cilindros de cimentación.

Las exploraciones de caracter definitivo se realizan por medio de:

- pozos a cielo abierto con muestreo inalterado
- métodos con tubo de pared delgada
- métodos relativos para roca.

## Estudios de Construcción

<http://normas.imnt.mx>  
N. CTR. CAR. 1-06-005/01

T-4

T-4

Tanto los datos topográficos, como los hidráulicos y los de cimentación, determinan algunas de las características básicas del puente que se proyecte: Ubicación del puente, longitud total necesaria, longitud mínima de los claros parciales fijada por las dimensiones máximas de los cuerpos flotantes, elevación de la rasante, tipo y dimensiones de la cimentación. Pero al formular el proyecto deben tenerse en cuenta otras circunstancias que son también muy importantes y que se refieren a lo siguiente:

- 1) Materiales disponibles en calidad, cantidad y costo.
- 2) Accesibilidad en la obra (vías de comunicación).



- 3) Sueldos y jornales de la región para personal de obreros calificados y para peones.
- 4) Otras condiciones dominantes.

### MATERIALES DISPONIBLES

Fundamentalmente interesa investigar si existen bancos de grava, arena y piedra en algún lugar cercano al cruce, en cantidad y calidad que puedan explotarse económicamente en la construcción del puente. Además se debe anotar si existen caminos o brechas para transportarlos al sitio de la obra. Es importante también tomar muestras de los agregados para el concreto y enviarlos al laboratorio para investigar si son adecuados para la elaboración de concretos de diferentes resistencias.

Es importante investigar muestras de agua disponible para estudiar en el laboratorio, si se puede utilizar, para fabricar el concreto. Debe consignarse en el informe que se formule si se dispone en el lugar mismo del cruce del agua necesaria o hay que transportarla de algún lugar más o menos próximo e indicar las distancias de acarreo.

También se deberán investigar datos del comercio más próximo al lugar donde se construirá el puente, cantidades disponibles y precios locales así como su procedencia de los materiales siguientes: acero de refuerzo, acero estructural, mortero, cemento y madera.

### ACCESO A LA OBRA

Debe investigarse de los medios de transporte disponible para llevar al sitio del cruce los materiales de construcción, el equipo y la herramienta necesaria. En algunos casos llega a ser necesario construir caminos de acceso especiales para llegar al sitio del cruce ya sea porque la construcción de la línea no llega o por otra causa. El costo de la construcción y de la conservación de estos caminos provisionales de acceso deben grabar el presupuesto del puente. El ingeniero encargado del estudio de campo debe informar detalladamente de las vías de transporte existentes para llegar al sitio de cada cruce: caminos, ferrocarriles, brechas, etcétera.



## SUELDOS Y JORNALES DE LA REGIÓN

Este aspecto se comprende es de fundamental importancia, por lo que es necesario investigar sobre los sueldos y jornales de la región a obreros calificados y peones.

## CONDICIONES GENERALES DE LA REGIÓN

Se deben investigar si existen talleres mecánicos en lugares próximos al cruce, en donde puedan hacerse ciertas reparaciones al equipo o a la maquinaria empleada, si hay alguna población cercana en cuyo comercio se pueden conseguir refacciones, combustibles, lubricantes o algunas herramientas.

Las condiciones del clima también pueden ser determinantes del programa de trabajo, no solo por la época de avenidas en el río, sino por otras circunstancias. Así, habrá que investigar si en la región donde se construirá el puente llega a nevar en una época del año, para planear las operaciones de colado para otro periodo o considerar sobre precios en el concreto por las operaciones complementarias y precauciones que se deban tomar.

## Estudios de tránsito

Por lo general debe suponerse que cuando se decide la construcción de un camino, se han estudiado y fijado las características básicas de él, por lo que se refiere al tránsito para al que debe proyectarse velocidad de operación del camino en sus diferentes tramos, ancho de la calzada, número de carriles, ancho de cotes, tipo de guardarríos y banquetas, tipo de vehículos que deben considerarse para el proyecto, etcétera.

Un camino que tenga por primordial objeto servir a pequeñas comunidades (rancherías, fincas rústicas), para permitir el transporte económico de personas y de bienes de consumo, lógicamente es de esperarse que deba soportar solo un tránsito moderado de 25 o 50 veh/día. Tal tipo de camino puede obviamente diseñarse para los dos carriles de tránsito, con lugares de crecimiento mas o menos próximos siempre y cuando el camino pueda recorrerse con seguridad a velocidad de 40 km/hr.



H-20-44

INDICA TONELAJES CORTAS = 0.907 Toneladas métricas

http://www.construaprende.com/

64

H15

H10

$$20 \times 0.907 = 18$$

$$15 \times = 13.5$$

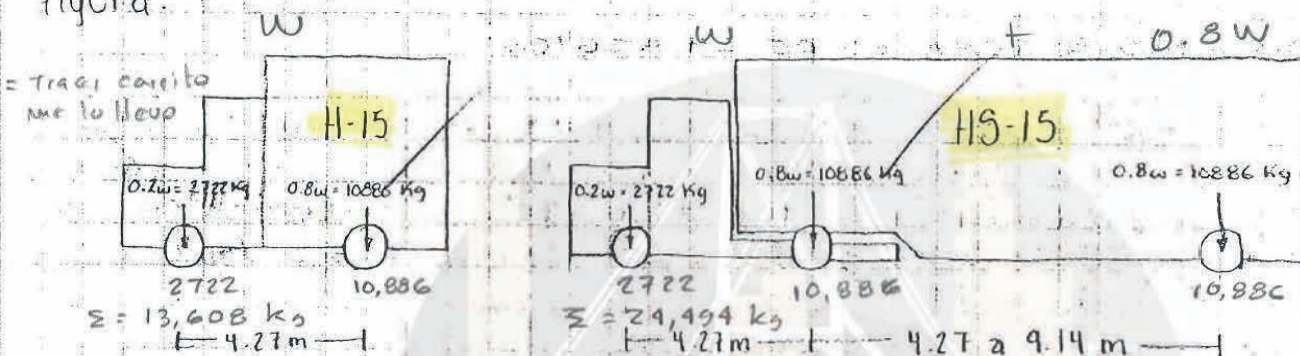
$$10 \times = 9$$

M-18

M-13.5

M-9

Para un camino como el que se acaba de describir seguramente que sus puentes deben proyectarse para permitir el tránsito de uno o dos carriles de vehículos procurando que haya buena visibilidad en los tramos del camino cercano al puente. Es de esperarse, que los camiones de carga que lo transiten en este tipo de caminos sean un H-15 o HS-15 como se muestra en la siguiente figura.



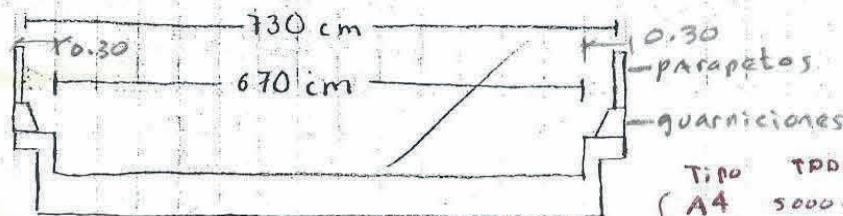
Si las condiciones son las descritas los puentes pueden proyectarse para uno o dos carriles de tránsito de 3.05 m de ancho para cada carril para vehículos ligeros.

(10')  
bot 3.66 (12') 3.05 SCT  
3.66

A medida que el camino sirva a comunidades mas importantes y que deba soportar un tránsito mas intenso (carga y frecuencia) se hara necesario que sus puentes tengan características mas generosas.

Este tipo de caminos (E) deben proyectarse para dos carriles de tránsito, por ejemplo un puente para dos carriles de tránsito y velocidad de proyecto de 40 a 60 km/hr, basta en general que tenga 6.70 m de ancho de calzada, siempre que los parapetos queden suficientemente retirados de las guarderías que limitan la calzada, es decir, que el ancho libre del puente arriba de las guarderías, no sea inferior a  $6.70 + 2(0.30) = 7.30$ . El tipo de camión que se considera para puentes de estos caminos es el H-20 o el HS-20 de 32.7 toneladas incluyendo su peso propio.

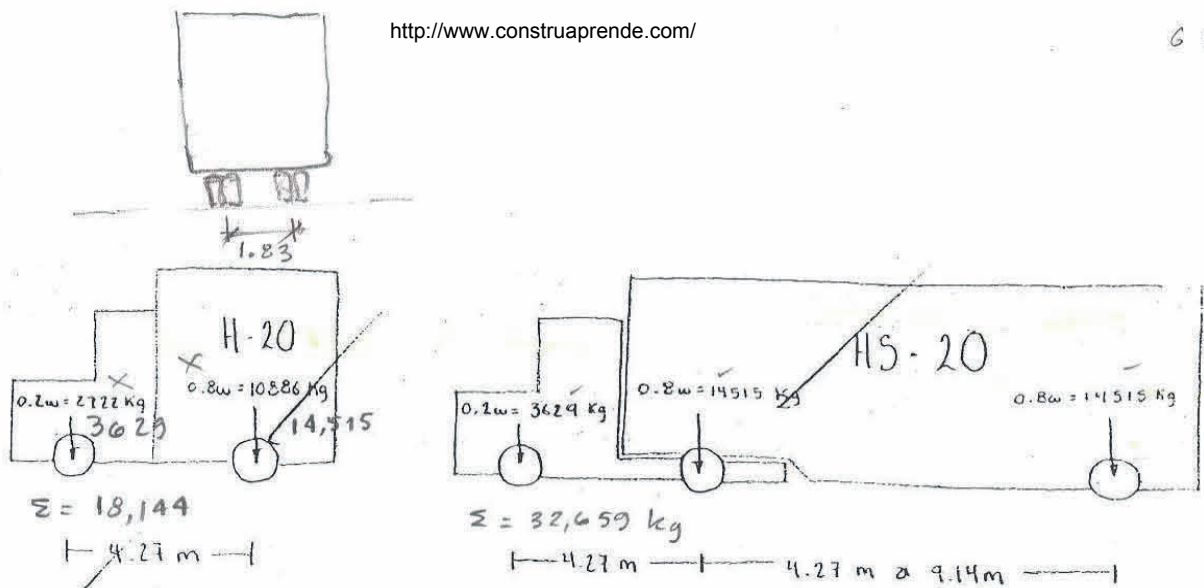
5? 100m  
Tarea de Práctica  
Medir la Sección Transversal del puente.



http://www.construaprende.com/

Tipo	TPDA
A4	5000 - 20,000
A2	3000 - 5,000
B	1500 - 3,000
C	500 - 1,500
D	100 - 500

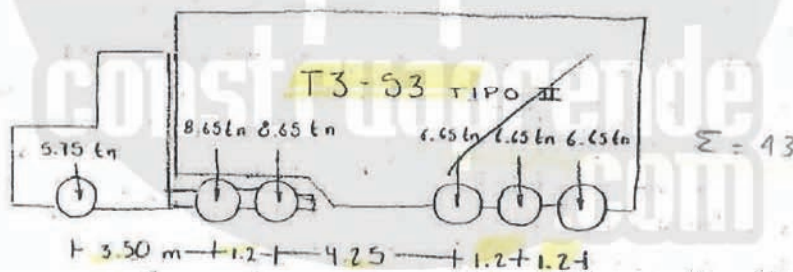




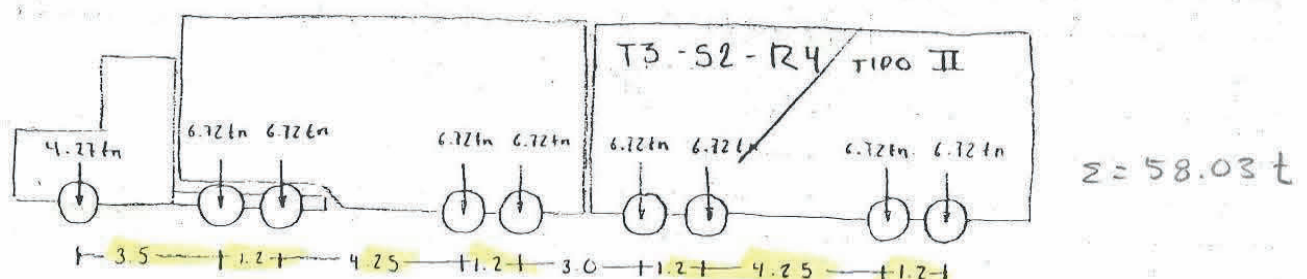
Hay caminos troncales en los cuales la experiencia enseña que soportan, si estan en proyecto cargas y transito intenso, camiones con remolques y circulacion de 3000 a 10000 veh o mas al dia donde el ancho de calzada debe ser de 7 a 12 metros o mas segun el caso, estos anchos permiten cruzamientos dentro de los puentes de 70 a 110 km/hr.

El tipo de camiones que se considera para el proyecto de puentes es de acuerdo al tipo de camine:

Para caminos del tipo (D) se considera un carril cargado con un camion T3-53 tipo II y el otro carril con un camion HS-20.

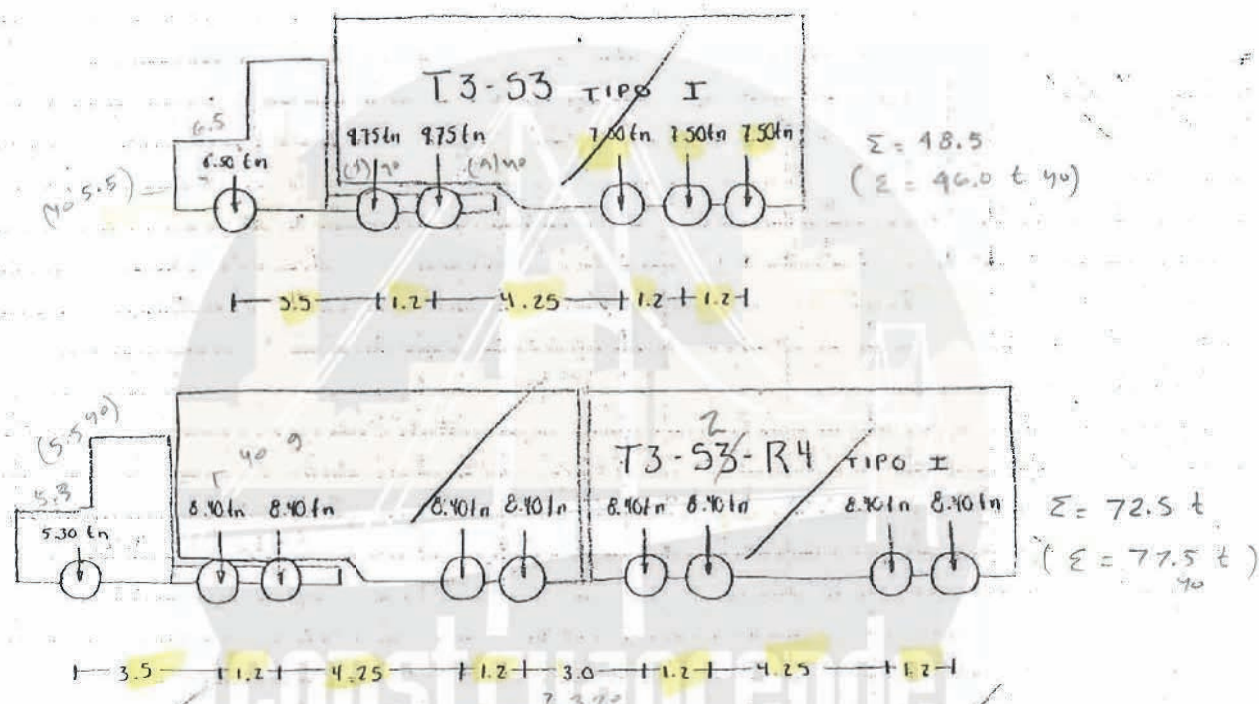


Para caminos del tipo (C) sus puentes se analizaran y disenaran considerando un carril cargado con un camion T3-53 tipo II (de 43 ton en total) o un camion T3-52-R4 (de 58 ton) y para el segundo carril un camion HS-20.





Para caminos del tipo (B2), sus puentes se analizarán considerando un carril cargado con un camión T3-S3 tipo I (18.5 ton) o un T3-S2-R4 tipo I (72.5 ton) y en el segundo carril un camión H5-20.



Para caminos del tipo (A4, A2 y B4) sus puentes se analizarán con la condición más desfavorable que resulte de aplicar la carga del camión T3-S2 tipo I o T3-S2-R4 tipo I en todos los carriles de tránsito.

BAJAR LA NORMA PROY-NOM-012-SCT-2-2003, SOBRE EL PESO Y DIMENSIONES MÁXIMAS CON LAS QUE PUEDEN CIRCULAR LOS VEHÍCULOS DE AUTOTRÁNSPORTE

### Elección del tipo de puente

El tipo de puente que se elija debería ser el más económico pero teniendo en cuenta no solo el costo de la construcción sino también los costos de conservación y operación, siendo un factor importante el tiempo y los métodos de construcción, pues todos estos factores interviene a la economía del puente.

Una vez determinada la longitud del puente, se elaboran varios ante proyectos según sea necesario tomando en cuenta principalmente:



TOMANDO  
EN  
CUENTA

- 1.- Funcionamiento hidraulico
- 2.- Tipo de cimentación
- 3.- Tipo de subestructura
- 4.- Tipo de la superestructura
- 5.- Costo
- 6.- Apariencia estética
- 7.- Impacto ambiental.

La elaboración de anteproyectos para la elección del tipo de puente es un factor determinante a la vida útil de un puente, la elección de su tipo pues para un mismo cruce comúnmente hay más de un modelo de estructura que cumple con su cometido, sin embargo, como se acento anteriormente atendiendo a los claros predeterminados y la cimentación necesaria, la variación en las formas del puente es relativamente restringida en la igualdad de estabilidad y su vida útil.

Normalmente podemos considerar dos clases de corrientes hidraulicas, la de montaña con velocidades altas, cauce definido y lecho rocoso, y la de llanura con corriente de velocidad baja, cauce extendido a veces divagante y lecho socavable, entre estas dos clases de corrientes pueden presentarse cauces con características combinadas.

Para el primer caso el puente correspondiente en general emplea una cimentación por apoyo directo (por superficie) y a sea que contenga varios claros o uno solo. La altura de la superestructura es considerable por razones de rasante y terreno accidentado resultando por este motivo los claros económicos también muy grandes.

Para el segundo caso de llanura es frecuente que la cimentación sea por apoyo indirecto (pilotes), sin embargo en algunos casos se emplea también el apoyo directo sobre estratos de terreno resistente. Si se registran socavaciones en las capas superiores, pues los fondos de los rios frecuentemente estan formados por depositos de aluvión que provocan movimientos en avenidas, los apoyos podran cimentarse en las capas resistentes no socavables profundizando el nivel de desplante abajo del nivel de socavación.

Asi mismo en la porción de los rios cercanos a su se presentan llanuras de inundación con divagaciones en los cauces resultando un problema difícil la localización del puente y la elección del tipo más conveniente. En estos casos la longitud económica



Eg 72

de los claros puede ser corta si la cimentación es indirecta o si la rasante es elevada.

Para un mismo cruce se eligen varias alternativas de puentes, variando su claro o claros, entre cierto límite, el número y clase de apoyos, y los materiales que se emplearán en su construcción.

### Determinación de la longitud mínima de puente

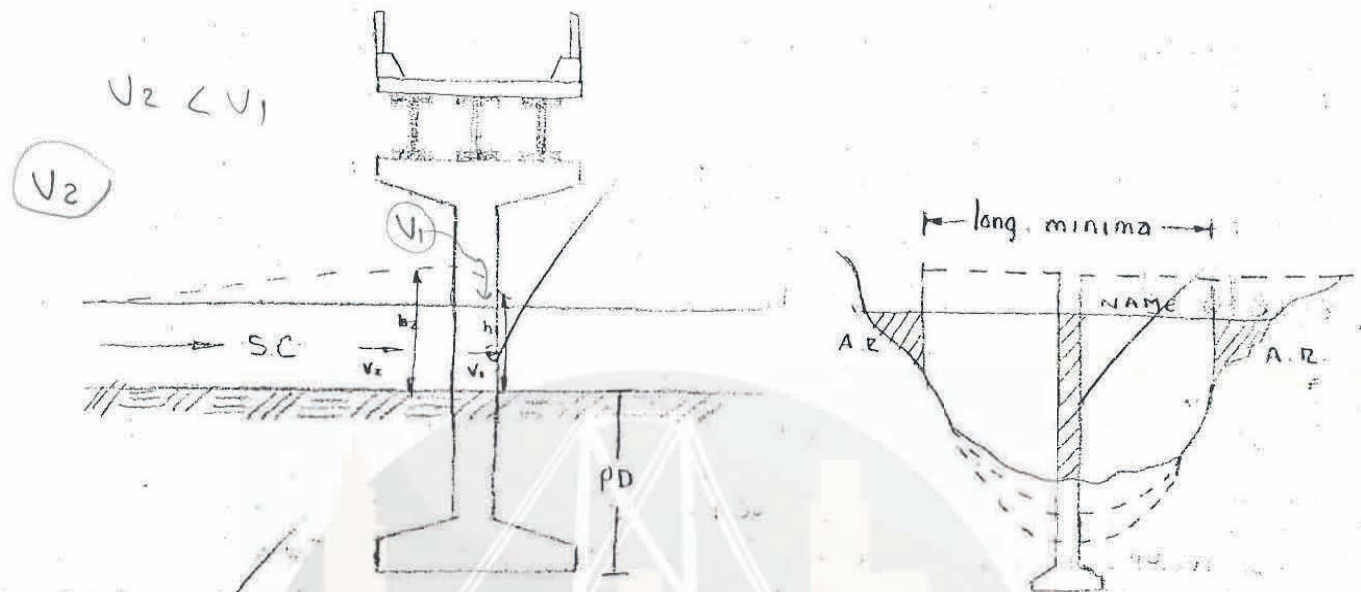
Conviene advertir que el régimen hidráulico de un río influye en gran manera en el proyecto de un puente. Desde luego, la longitud total de este estará sujeta a las necesidades de capacidad hidráulica; en cuanto a la corriente natural no puede estrecharse más allá de ciertos límites, como se ha dicho. Al estrechar un río con los terraplenes de acceso y al obstruir parte del área hidráulica con las pilas o caballetes, lo que se tiene 3 consecuencias inmediatas.

- 1- Se incrementa la velocidad bajo el puente
- 2- Se produce un remanso aguas arriba del puente con la siguiente sobre-elevación del N.A.M.E.
- 3- Se incrementa el poder de socavación de la corriente bajo el puente.

La sobre-elevación del agua puede estar limitada por el peligro de inundar propiedades valiosas: terrenos de cultivo, casas, etcétera.

Al aumentar el poder de socavación de la corriente es posible que sea necesario hacer una cimentación profunda, lo que recarecerá sensiblemente el costo del puente.





Puesto que el desnivel del fondo del río entre una sección bajo el puente y una inmediatamente aguas arriba de este es despreciable, aplicando el teorema de Bernoulli a una y a otra sección se tiene.

$$\frac{V_2^2}{2g} + h_2 = \frac{V_1^2}{2g} + h_1$$

Despejando  $h_2$  y  $h_1$  se tiene:

$$\Delta h = h_2 - h_1 = \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \quad \text{siendo } h_2 - h_1 \text{ la sobreelevación del agua.}$$

En la cual significa:

$H_2$  = carga de altura en la sección aguas arriba del puente

$H_1$  = carga de altura en la sección bajo el puente

$V_2$  = velocidad del agua en el área hidráulica sin obstáculo

$V_1$  = velocidad del agua en el área hidráulica estrangulada

$g$  = aceleración de la gravedad =  $9.81 \text{ m/s}^2$

$V_2$  por estimación de aforo se obtiene  $r = \frac{A}{P}$

y por fórmula de Manning  $\frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} = V_2$

$$V_1 = \frac{Q_T}{A_{BP} \text{ puente}}$$

$$A_{BP} = A_T - A_R$$



Ex 1

Expt

y quien presenta  
nada, me la  
le explica.  
y si algun alumno  
lo explica.

Calcular la longitud mínima de puente para salvar un río que se muestra en la siguiente figura.



ancho pilas = 1.20m

pendiente hidráulica  $S = 2.7\%$   
coeficiente de rugosidad  $= 0.075$

$$A = \left( \frac{68 + 12}{2} \right) \times 4$$

$$A = 160 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} = \frac{1}{0.075} (2.33)^{2/3} (0.027)^{1/2} = 3.85 \text{ m/s}$$

• calculo del radio hidraulico  $r = \frac{A}{p} = \frac{160 \text{ m}^2}{68.58 \text{ m}} = 2.33 \text{ m}$

• cálculo del perímetro mojado ( $P$ ) =  $24.33 + 32.25 + 12 = 68.58 \text{ m}$



Calculo del gasto del puente

$$Q = VA = 3.85 \text{ m/s} (160 \text{ m}^2) = \boxed{616 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Estrechando la margen izquierda  
se proponen 8m

Estrechando la margen derecha  
se proponen 5m

Se calculan los tirantes.

$$T_1 = \left(\frac{4}{32}\right) 8 = \boxed{1 \text{ m}}$$

$$T_3 = \left(\frac{4}{24}\right) 22 = \boxed{3.67 \text{ m}}$$

$$T_2 = \left(\frac{4}{32}\right) 26 = \boxed{3.25 \text{ m}}$$

$$T_4 = \left(\frac{4}{24}\right) 5 = \boxed{0.83 \text{ m}}$$

Calculo del área reducida

$$A_{r\bar{r}} = \frac{1.00 (8.00)}{2} + 1.20 (3.25) + 1.20 (3.67) + \frac{5.00 (0.83)}{2} = \boxed{14.38 \text{ m}^2}$$

Calculo del área bajo el puente

$$A_{BP} = A_T - A_{r\bar{r}} = 160 \text{ m}^2 - 14.38 \text{ m}^2 = \boxed{145.62 \text{ m}^2}$$

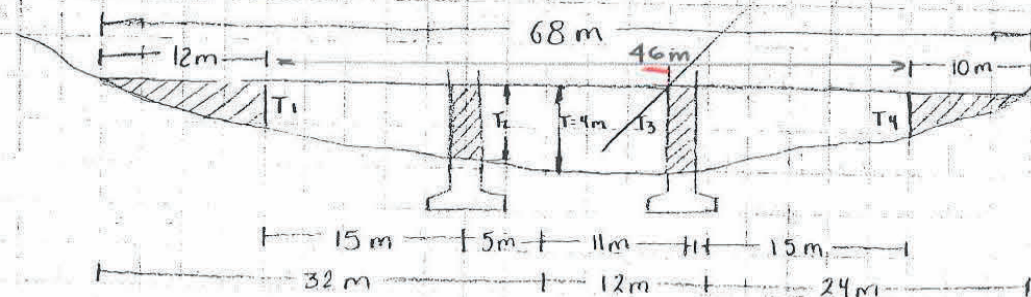
Calculo de  $V_1$  y sobre elevacion ( $\Delta H$ )

$$V_1 = Q/A = 616 \text{ m}^3/\text{s} / 145.62 \text{ m}^2 = \boxed{4.23 \text{ m/s}}$$

< 4.80 ok

$$\Delta H = \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} = \frac{(3.85)^2 - (4.23)^2}{2(9.81)} = \boxed{0.16 < 0.25}$$

• Segundo tanteo del calculo de la longitud mínima del puente





Estrechamiento margen izquierdo = 12m

Estrechamiento margen derecha = 10m

$$A_T = 160 \text{ m}^2$$

$$V_2 = 3.85 \text{ m/s}$$

$$Q_T = 616 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_1 = \frac{4}{32} (12) = 1.5 \text{ m}$$

$$T_3 = 4.0 \text{ m}$$

$$T_2 = \frac{4}{32} (27) = 3.38 \text{ m}$$

$$T_4 = \left(\frac{4}{24}\right) 10 = 1.67 \text{ m}$$

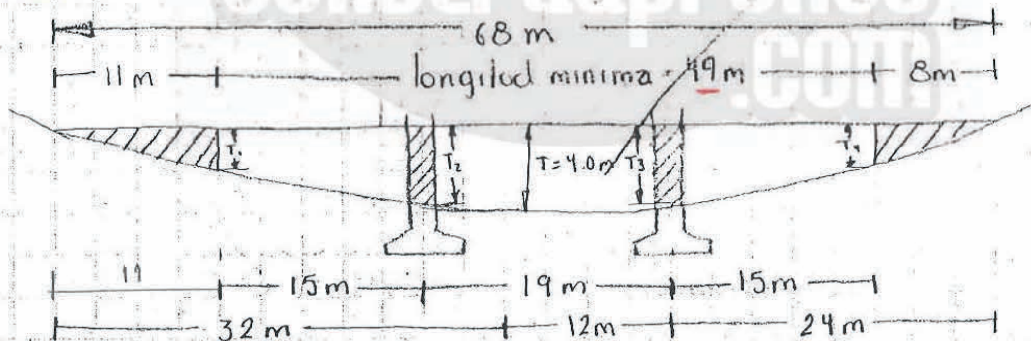
$$A_{RT} = \frac{12.00(1.50)}{2} + 1.20(3.38) + 1.20(4.00) + \frac{10.00(1.67)}{2} = 26.21 \text{ m}^2$$

$$A_{BP} = 160 \text{ m}^2 - 26.21 \text{ m}^2 = 133.79 \text{ m}^2$$

$$V_1 = \frac{Q}{A} = 616 / 133.79 = 4.6 \text{ m/s} < 4.80 \text{ m/s} \checkmark$$

$$\Delta H = \frac{(3.85)^2 - (4.60)^2}{2(9.81)} = 0.32 \text{ m} > 0.25 \text{ m} \times$$

• Tercer tanteo de longitud mínima



$$T_1 = \frac{4}{32} (11) = 1.38 \text{ m}$$

$$T_3 = \frac{4}{24} (23) = 3.85 \text{ m}$$

$$T_2 = \frac{4}{32} (26) = 3.25 \text{ m}$$

$$T_4 = \frac{4}{24} (8) = 1.33 \text{ m}$$

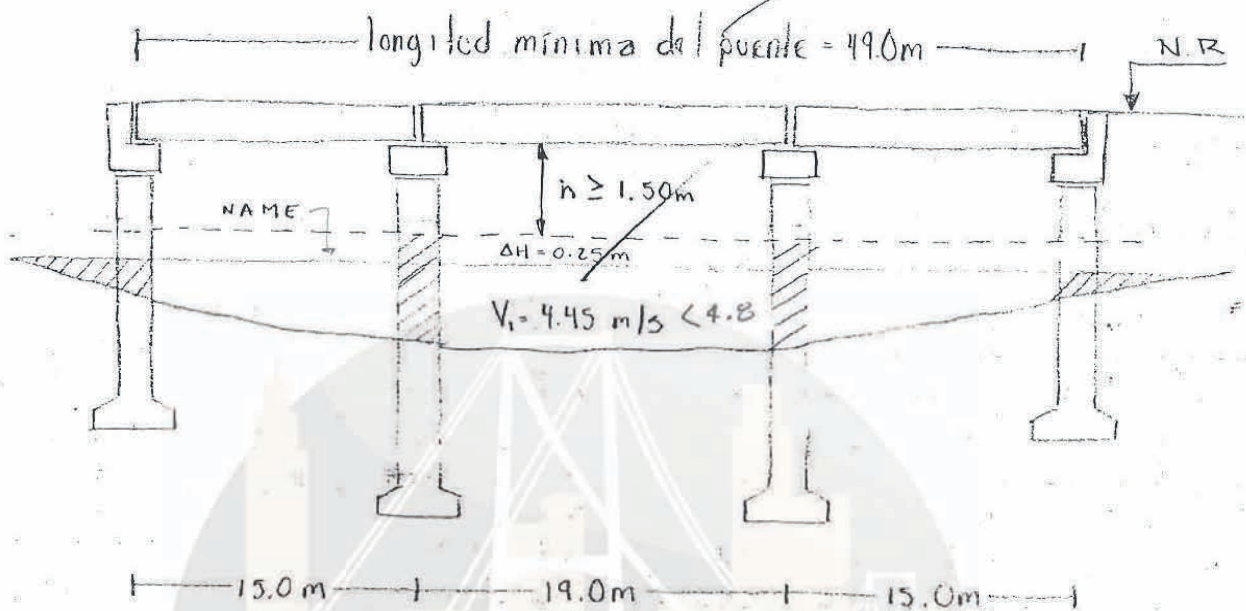
$$A_{BP} = 160 - 21.43 = 138.57 \text{ m}^2$$

$$A_{RT} = \frac{11(1.38)}{2} + 1.2(3.25) + 1.2(3.85) + \frac{1.33(8)}{2} = 21.43 \text{ m}^2 ; V_1 = \frac{Q}{A} = \frac{616}{138.57} = 4.45 \text{ m/s}$$

$$\Delta h = \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} = \frac{(4.45)^2 - (3.85)^2}{2(9.81)} = 0.25 = 0.25 \checkmark$$



## • Diseño final



Cuando se tienen ríos con diferentes tramos de velocidad media la velocidad  $V_1$  se calcula con la siguiente fórmula.

$$V = \sqrt{(V_2)^2 + (h_2 - h_1)2g}$$

$$V_1 = \sqrt{(V_2)^2 + 2g \Delta H}$$

Donde la sobreelevación se deberá suponer de 5 en 5cm hasta igualar los gastos de la corriente sin puente con el gasto bajo el puente, además se deberá igualar una de las restricciones de velocidad máxima o sobreelevación máxima al mismo tiempo que se igualan los gastos.

## Segundo ejemplo de longitud mínima

Calcular la longitud mínima de puente para salvar un río de 4 tramos diferentes de velocidad media como se muestra en la siguiente figura.

DATOS

$$\Delta h_{\text{max}} = 0.15\text{m}$$

$$V_{\text{max}} = 4.50\text{ m/s}$$

$$\text{claro min} = 15.00\text{m}$$

$$\text{claro max} = 30.00\text{m}$$

$$\text{ancho pilas} = 1.20\text{m}$$

$$V_{2I} = 2.50\text{ m/s}$$

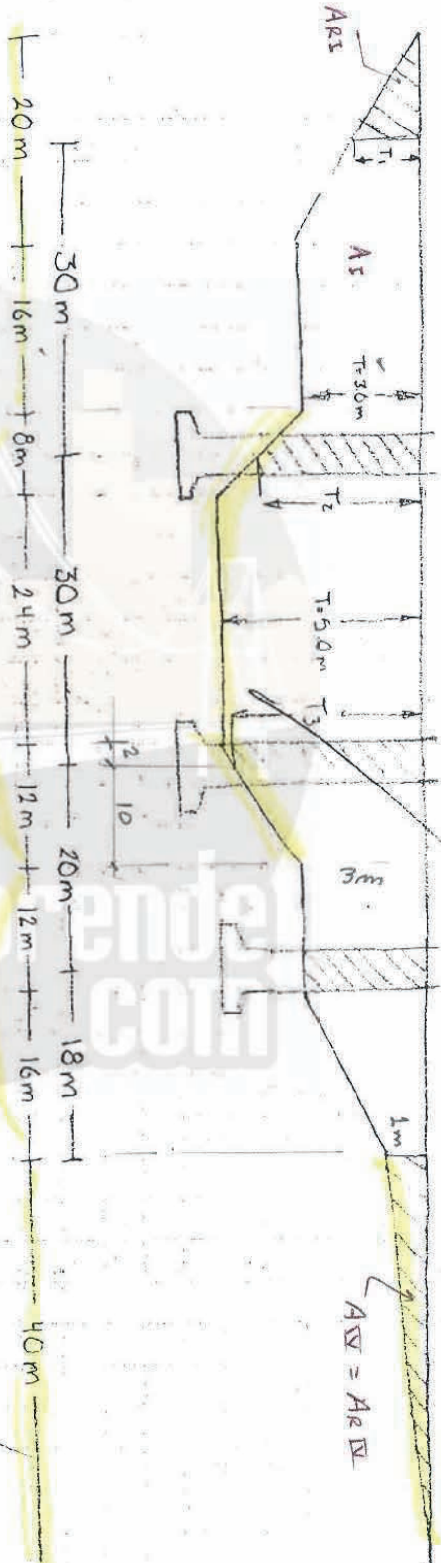
$$V_{2II} = 3.80\text{ m/s}$$

$$V_{2III} = 2.30\text{ m/s}$$

$$V_{2IV} = 1.20\text{ m/s}$$



Tramo I = 36.0m Tramo II = 44.0m Tramo III = 28.0m Tramo IV = 10m  
 Primer intento de longitud mínima = 98.0m



Calculo de las areas hidraulicas.

$$A_I = \left( \frac{36+16}{2} \right) 3 = 78.0 \text{ m}^2$$

$$A_{II} = 44(3) + \left( \frac{44+24}{2} \right) 2 = 200 \text{ m}^2$$

$$A_{III} = 28(1) + \left( \frac{28+12}{2} \right) 2 = 68 \text{ m}^2$$

$$A_{IV} = \frac{40(1)}{2} = 20 \text{ m}^2$$

Con estrichar margen rda = 10m y der = 40m.

TRAMO	AREAS	VELOCIDAD	GASTO
I	78.00	2.50	195.00
II	200.00	3.80	760.00
III	68.00	2.30	156.40
IV	20.00	1.20	24.00

$$\Sigma = 1135.40 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_1 = 1.5 \text{ m} = \frac{3}{20} \text{ m} \quad A_{R_I} = \frac{10(1.50)}{2} = 7.5 \text{ m}^2$$

$$T_2 = 4 \text{ m} = \frac{3}{5} \text{ m} \quad A_{R_{II}} = 1.20(4) + 1.20(4.67) = 10.40 \text{ m}^2$$

$$T_3 = 4.67 \text{ m} \quad A_{R_{III}} = 1.20(3) = 3.60 \text{ m}^2$$

$$T_4 = 3 + \frac{2}{12} \times 10 \quad A_{R_{IV}} = \frac{40(1.60)}{2} = 20 \text{ m}^2$$

TRAMO	AREA	A <sub>R</sub>	A <sub>0</sub>	V <sub>1</sub>	GASTO
I	78.0	7.5	70.5	2.64	189.65
II	200.0	10.4	189.6	3.93	745.13
III	68.0	3.6	64.4	2.28	146.83
IV	20.0	20.0	0.0	0	0

$$\Sigma = 1081.61 < 1135.40$$

TRAMO	AREA	A <sub>R</sub>	A <sub>0</sub>	V <sub>1</sub>	GASTO
I	78.0	7.5	70.5	2.87	202.34
II	200.0	10.4	189.6	4.05	767.88
III	68.0	3.6	64.4	2.69	173.24
IV	20.0	20.0	0.0	0	0

$$\Sigma = 1143.46 > 1135.40$$



148

tramo I = 36.0 m tramo II = 44.0 m tramo III = 28.0 m tramo IV = 40.0 m  
 Segundo tanteo de longitud mínima = 86.0 m



28 m 16 m 8 m 24 m 30 m 12 m 12 m 16 m 40 m

$$T_1 = 1.8 \text{ m} = 3/20 (12)$$

$$T_2 = 1.0 + 3.0 = 4.0 \text{ m}$$

$$T_3 = 1.67 + 3.0 = 4.67 \text{ m}$$

$$T_4 = 1.25 + 1.0 = 2.25 \text{ m} = 1 + \frac{2}{14} \times 10$$

$$A_{R I} = \frac{12(1.8)}{2} = 10.80 \text{ m}^2$$

$$A_{R II} = 4(1.20) + (4.67)(1.20) = 10.40 \text{ m}^2$$

$$A_{R III} = \left( \frac{2.25(1.0)}{2} \right) 10 = 16.25 \text{ m}^2$$

$$A_{R IV} = \frac{40(1.0)}{2} = 20 \text{ m}^2$$

Se calcula  $V_i$  con la  $A_R$  debido al 2do tanteo de estrechamiento con  $\Delta H = 10$ .

TRAMO	AREA	AR	ABP	$V_i$	$Q$
I	78.0	10.20	67.20	2.87	192.86
II	200.0	10.40	189.60	4.05	767.88
III	68.0	16.25	51.75	2.69	139.21
IV	20.0	20.00	0	0	0

$$Z = 1099.95 \text{ m}^3/s$$

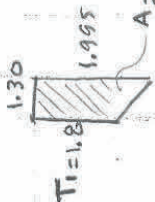
I	78.0	10.80	67.20	3.03	203.62
II	200.0	10.40	189.60	4.17	790.63
III	68.0	16.25	51.75	2.87	148.52
IV	20.0	20.00	0	0	0

$$Z = 1142.77$$

el  $\Delta H$  es igual al  $\Delta h_{max}$  se mantiene la  $V_i$

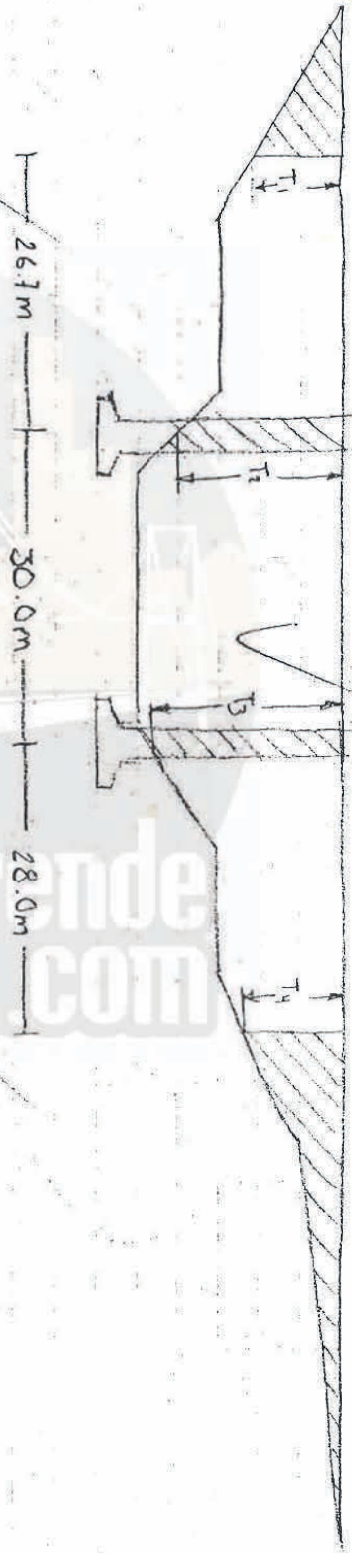
$$1142.77 - 1135.40 = 7.37 \text{ m}^3/s$$

$$Q = VA \quad A = \frac{Q}{V} = \frac{7.37}{3.03} = 2.43 \text{ m}^2$$





longitud mínima = 84.70 m



Como solo fallan 2.43 m<sup>2</sup> se pueden agregar solo al margen izquierdo y mediante tanteos sacar el nuevo margen que sea = 13.30 m.

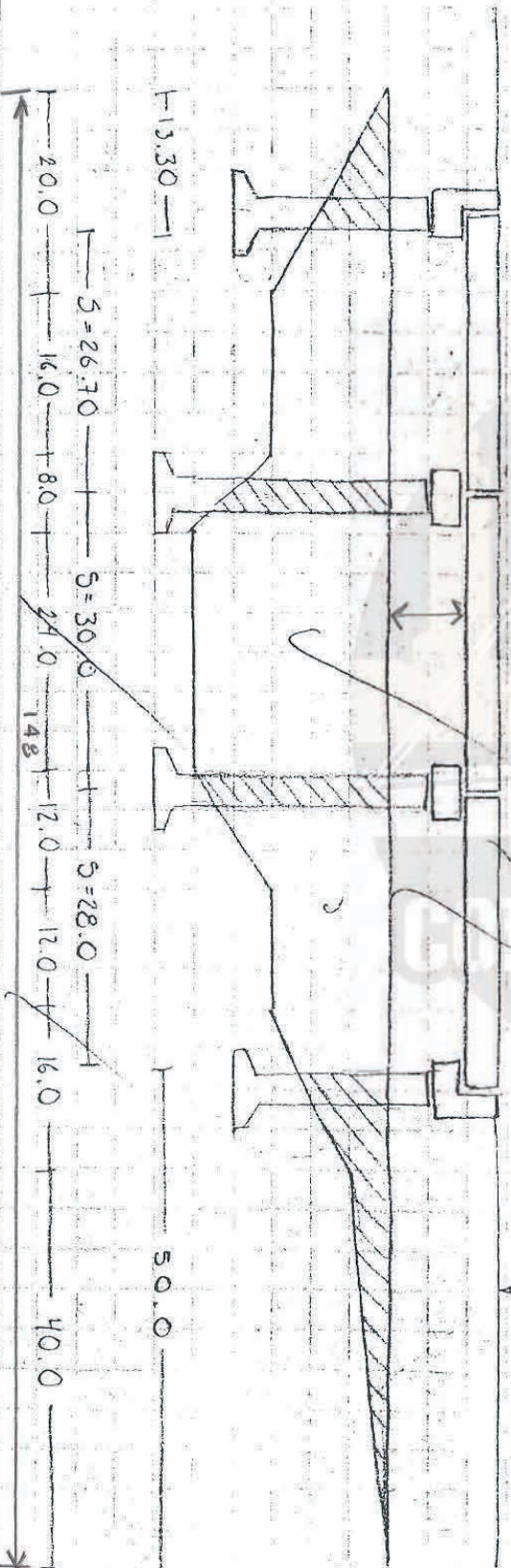
$$T_1 = \frac{2}{20} (13.30) = 1.33 \text{ m}$$

$$A_{R1} = \frac{13.30(1.33)}{2} = 13.24 \text{ m}^2$$

TRAMO	AREA	AE	ABP	V	QBP
I	78.0	13.24	64.76	3.03	196.22
II	205.0	10.90	189.60	4.17	790.63
III	68.0	16.25	51.75	2.87	148.52
IV	20.0	20.00	0.0	0.0	0.0

$$\Sigma = 1135.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

N.R





Eg. 3

## Profundidad de desplante de la cimentación

Para determinar la profundidad de la cimentación donde se construirá el puente se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Investigar las características de los materiales que forman el cauce y sus riveras.
- Determinar el corte geológico que indique con claridad los materiales que forman el subsuelo indicando también el NAF e informar la cantidad de agua que se puede presentar al efectuar las excavaciones. Las muestras deben enviarse al laboratorio con los distintos materiales que forman el subsuelo, indicando el método que se empleó para hacer los sondeos.
- Esfuerzos de seguridad que se proponen para los diferentes lechos de cimentación y el procedimiento para determinar esos esfuerzos.
- Indicar las excavaciones donde será necesario el uso de ataguas, ademes, etc.
- Investigar si existen otros puentes aguas arriba y aguas abajo, indicar el tipo de cimentación que los sustentan y las condiciones en que se encuentran.

## Longitud de los claros parciales del puente.

Para un cauce extendido a veces diagonalmente el puente correspondiente en general emplea una cimentación por apoyo directo, ya sea que contenga varios claros o uno solo. La altura de la superestructura es considerable por razones de rasante y terreno accidentado resultando por este motivo los claros económicos también muy grandes.

Los ríos que presentan llanuras de inundación con divergencias en los cauces resultan un problema difícil para la localización del puente y la elección del tipo más conveniente. En estos casos la longitud económica de los claros puede ser corta si la cimentación es indirecta y si la rasante es elevada.



Para un mismo cruce se eligen varias alternativas de puentes variando su claro o claros entre cierto límite, el número y clase de apoyos y los materiales que se emplearán en su construcción.

## Diferentes tipos de rasante

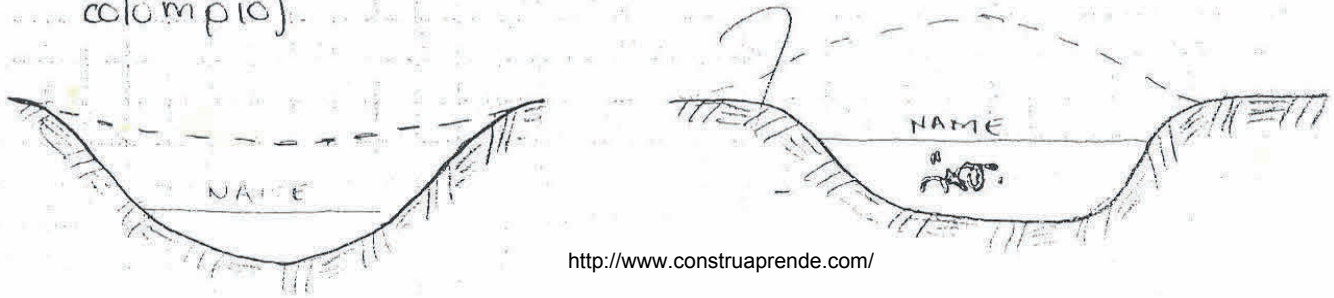
1.- Rasante en tangente sin pendiente como se muestra en la siguiente figura



2.- Rasante en tangente con pendiente positiva o negativa (lomo o montaña)

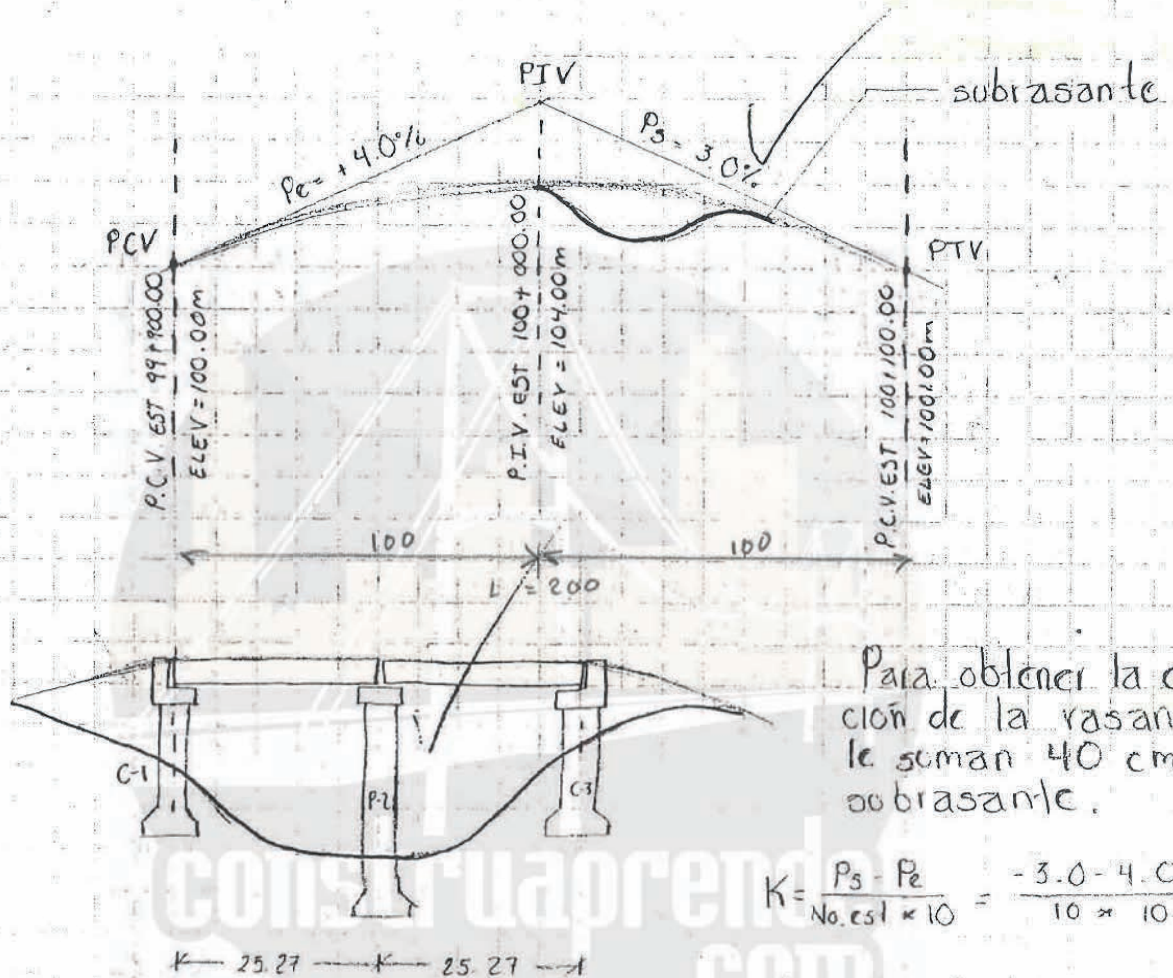


3.- Rasante en curva circular o parabólica (en cresta o en colompio).





### 3. Razante en curva horizontal con pendiente o sin pendiente



Para obtener la elevación de la rasante, se le suman 40 cm a la subrasante.

$$K = \frac{P_3 - P_2}{\text{No. est} \times 10} = \frac{-3.0 - 4.0}{10 \times 10} = \frac{-7}{100}$$

$$K = -0.07$$

Punto	X	$\frac{X}{20}$	$\left(\frac{X}{20}\right)^2$	$P_2 \frac{X}{100}$	$K \left(\frac{X}{20}\right)^2$	$P_2 \frac{X}{100} + K \left(\frac{X}{20}\right)^2$	$Z_0$ $ELEV \text{ P.C.V.} + 0.40$ $+ P_2 \left(\frac{X}{100}\right) + K \left(\frac{X}{20}\right)^2$
C-1	100.00	5.00	25.0	4.00	-1.75	2.25	102.65 m (+100 + 0.40)
P-2	125.27	6.26	39.23	5.01	-2.75	2.26	102.66 m
C-3	150.54	7.53	56.66	6.02	-3.97	2.05	102.45 m
P.T.V	200.00	10.00	100.0	8.00	-7.00	1.00	101.40 m

$$ELEV \text{ P.C.V.} = 100.00$$

$$ELEV \text{ RAS} + 0.40 = 0.40$$

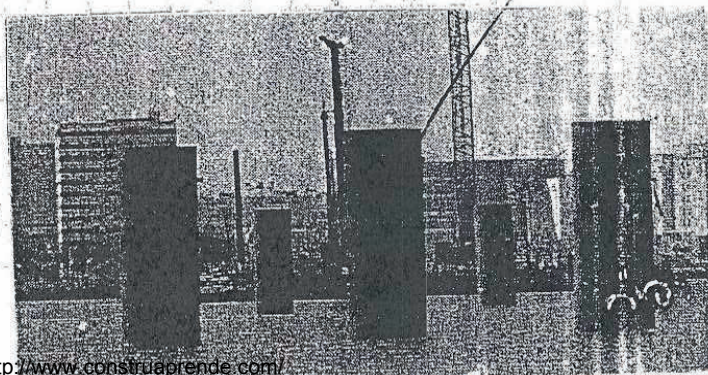
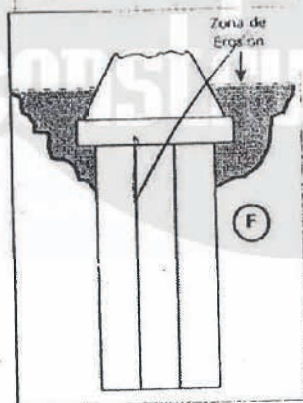
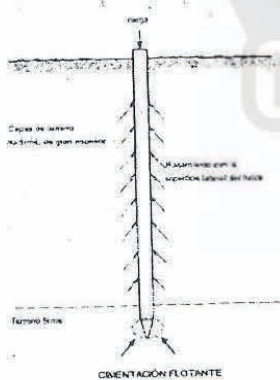
$$Z_n = Z_0 + \left( \frac{P_1}{100} - \frac{A \ell}{200} \right) \ell = Z_0 + \frac{P_1 \ell}{100} - \frac{A \ell^2}{200}$$



## Diferentes tipos de infraestructura, subestructura y superestructura

### • INFRAESTRUCTURA O CIMENTACIÓN

La forman los elementos de apoyo de la superestructura como son: cimentaciones por superficie, cimentaciones con pilotes (incados de fricción y de punta), pilotes colados en sitio, cilindros o cajones. Los pilotes incados pueden ser normalmente huecos o llenos, con sección transversal circular o poligonal, pilotes colados en sitio con sección circular o poligonal; en cuanto a material pueden ser de madera, de concreto reforzado, de concreto presforzado o de acero. Los cajones generalmente son de concreto reforzado y cuchilla de penetración de acero en su borde inferior; los cilindros se construyen también de concreto reforzado con cuchilla de penetración de acero, con o sin forro de placa interior y exterior. Indistintamente los dos tipos de apoyo; directo (por superficie) o indirecto (sobre pilotes, cilindros, etc.) se presentan al cimentar un puente dependiendo del suelo sobre el que se cimentan.





E9 4

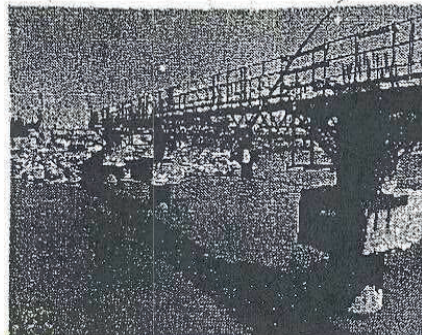
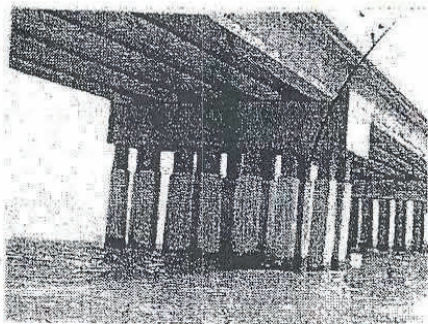
## • SUBESTRUCTURA

La constituyen elementos de apoyo de la superestructura como los bancos (puentes provisionales), los estribos, pilas y caballetes.

Los estribos son apoyos extremos de un puente, y comúnmente soportan las fuerzas horizontales, longitudinales de todo el puente o parte de él y se proyectan de diversas formas: con pilotes verticales o en "V", invertida (caballetes), cajones, muros con aleros, muros en "T" o en "U" dependiendo de la elección de su altura, longitud del claro y claros adyacentes y del tipo de cimentación requerida. Los materiales que normalmente se emplean en su construcción son: de madera (puentes provisionales) la mampostería, concreto simple, concreto reforzado o prefabricado, concreto ciclopico y el acero.

Las pilas y caballetes son los apoyos intermedios y se proyectan con la forma adecuada a su función, siendo la más común para las pilas: de cilindro, elipse, pirámide truncada y puede ser de sección variable o constante. Los caballetes se integran con grupos de pilotes incados en el terreno, pilotes colados en sitio o con columnas apoyadas en zapatas, por apoyo directo o indirecto, estas estructuras pueden adoptar la posición vertical, inclinada o curvada.

Los bancos comúnmente en posición vertical trabajan como estribos y pilas; se forman con pilotes incados o trabajando como columnas apoyadas en el terreno sobre vigas de madera o zapatas de concreto (puentes provisionales). Normalmente se contravientean de dos en dos para formar torres estables. Los bancos y caballetes se ligan en su extremo superior con una pieza horizontal llamada cabezal; sobre este descansan la superestructura en dispositivos especiales (placas de neopreno).



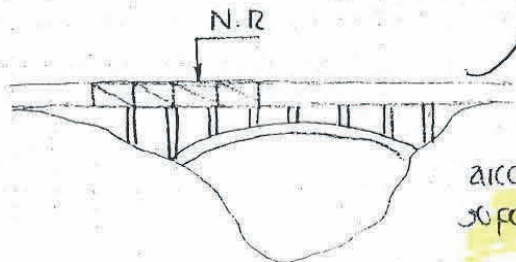




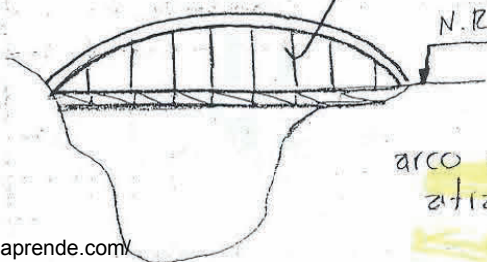
### • SUPERESTRUCTURA

Es la parte del puente que cubre los claros entre apoyos y sobre la que transita la carga rodante. Y se proporcionala con vigas de madera (puentes provisionales); losas de concreto armado, traveses de concreto armado o pretensado; traveses de acero estructural de alma llena con o sin pretensado en los patines inferiores, traveses de acero estructural o de concreto pretensado con cubierta de concreto reforzado trabajando de conjunto y traveses de este mismo tipo con pretensado en el patín inferior. Resulta económico emplear para claros superiores a los 35m armaduras de acero estructural de paso superior o a traves a la que se soporta un sistema de piso a base de piezas de puente (elemento transversal) y largueros conectados a dichas piezas.

Cuando un puente está obligado a un solo claro (100m o mas) y si los estribos quedan cimentados en material resistente, la estructura en paso superior o a traves con sistema de piso para el primer caso apoyado en montantes o suspendido de colgantes, para el segundo caso resulta una solución económica.



arco paso superior



arco paso a traves



En el caso de claros muy grandes pueden utilizarse sistemas de piso suspendidos de cables de acero de diámetro variable, los que a su vez se apoyan en torres de altura conveniente siempre y cuando se proporcione la rigidez requerida del piso suspendido.

Los cables se anclan en grandes masas de concreto o coladas en ambos lados del cruce.

También para claros muy grandes pueden utilizarse superestructuras atirantadas.

### Elaboración de anteproyectos para elegir el proyecto definitivo.

El tipo de puente que se elija deberá ser el más económico, no solo tomando en cuenta el costo propio sino su construcción y operación, siendo un factor importante el tiempo y los métodos de construcción.

Se elaboraran diferentes anteproyectos tomando en cuenta:

- Funcionamiento hidraulico: considerando dos clases de corrientes: con velocidad alta y velocidad baja.
- Tipo de cimentación: por apoyo directo (por superficie) o por apoyo indirecto (pilotes)
- Tipo de subestructura
- Tipo de superestructura
- Costo
- Apariencia estética
- Impacto ambiental



## Clasificación general de los puentes

Por su tamaño

alcantarillas  
puentes  
viaductos

madera  
mampostería  
concreto armado  
acero

Por su altura

altos  
medios  
bajos

Por la forma de efectuar el cruce

normal  
esquinado  
en curva

Por su alineamiento

en tangente  
en curva  
con pendiente

Según el material empleado

madera  
mampostería  
acero  
concreto armado  
concreto pretensado

concreto ciclope  
piedra  
tabique  
concreto simple

Por su uso

para caminos  
para ferrocarriles  
mixto (cam y ferr)  
puentes canal  
para peatones

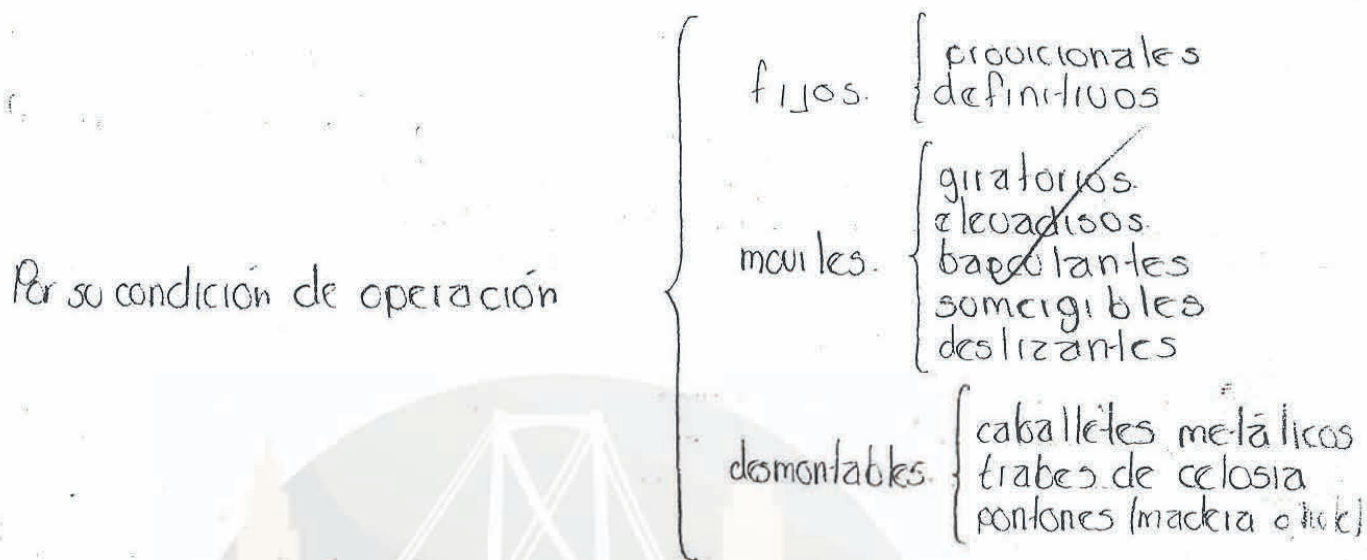
de riego  
para embarcaciones

Por su duración

provisionales  
definitivos

madera  
metálicos





## Especificaciones y Normas para puentes

### Nomenclatura de las normas y especificaciones

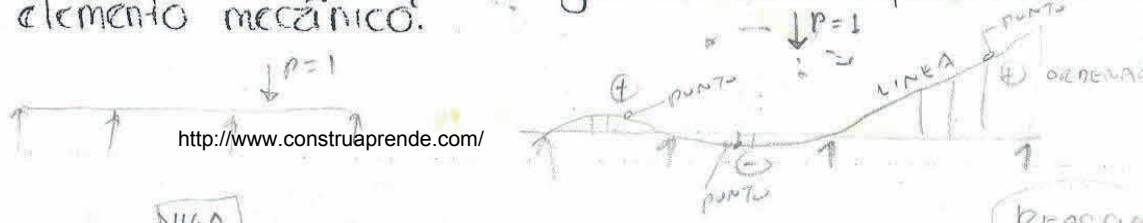
- Tipos de C.V en puentes carreteros y de ferrocarriles
- Especificaciones y normas para el proyecto de puentes

### Análisis y diseño de puentes

Análisis de líneas de influencia, de reacción, cortante y momento flexionante para superestructuras de puentes carreteros y de ferrocarriles.

El problema mayor que se presenta al analizar una estructura bajo el efecto de una carga móvil es conocer los valores que adquieren los elementos mecánicos como: momentos flexionantes, cortantes, fuerzas normales para diferentes posiciones de la carga a fin de determinar los valores máximos de diseño. Este análisis se facilita con el método de las líneas de influencia.

Se podría definir como línea de influencia de un elemento mecánico determinado a la línea cuyas ordenadas en cada punto de la estructura donde se aplique una carga unitaria representan el valor del elemento mecánico.





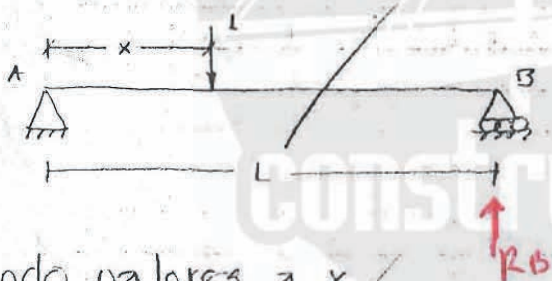
Osea que podemos trazar líneas de influencia de reacción, de corte, de momento flexionante en cualquier sección de la estructura que necesitemos investigar.

Línea de influencia de reacción en una viga libremente apoyada como se muestra en la siguiente figura.



Cuando se coloca una carga unitaria en distintas posiciones sobre la viga, la reacción en el apoyo B va adquiriendo diferentes valores de acuerdo con la posición de la carga.

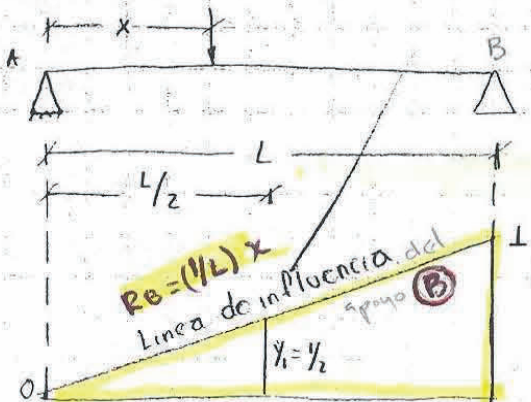
El valor de la reacción B cuando una carga unitaria está colocada en un punto cualquiera de la viga es:



$$\begin{aligned}\sum M_A &= 0 \\ 0 &= R_B L - 1 \cdot x \\ \therefore R_B &= 1 \cdot \frac{x}{L}\end{aligned}$$

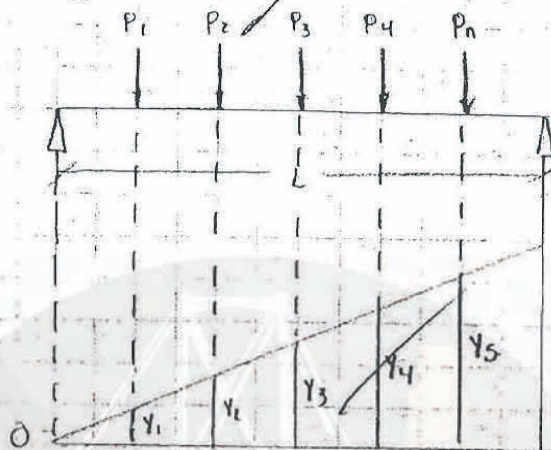
Dando valores a  $x$

$$\begin{aligned}\text{Si } x &= 0 & R_B &= 0 \\ x &= L & R_B &= 1 \cdot \frac{L}{L} = 1 \\ x &= L/2 & R_B &= 0.5\end{aligned}$$



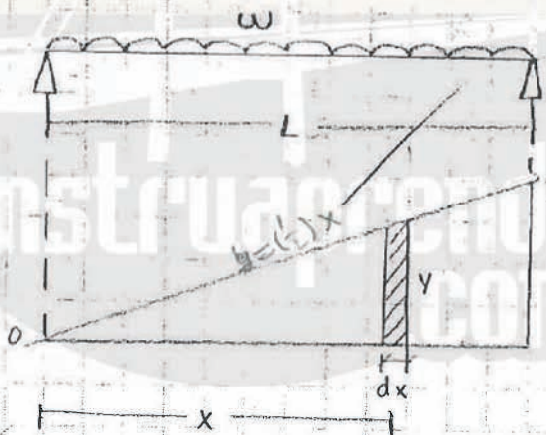


Si se trata de calcular la reacción en el apoyo B producida por un tren de cargas  $P_1, P_2, P_3, P_4, P_n$ .



$$R_B = y_1 P_1 + y_2 P_2 + y_3 P_3 + y_4 P_4 + y_n P_n$$

Si necesitamos calcular la reacción en el apoyo B producida por una carga uniforme  $w$  se tiene:



El valor de una carga diferencial será  $dP = w dx$  y la reacción B debida a la carga diferencial es  $dR = y(w dx)$  de modo que la reacción producida por la carga  $w$  es:

$$R_B = \int_0^L y(w dx)$$

$$R_B = w \int_0^L y dx = w \left[ \text{Area de línea de influencia en el intervalo de la carga} \right]$$

Siendo la  $\int_0^L y dx$  = área bajo la línea de influencia.

$$\therefore R_B = wA$$

$$A = 1 \cdot \frac{L}{2}$$

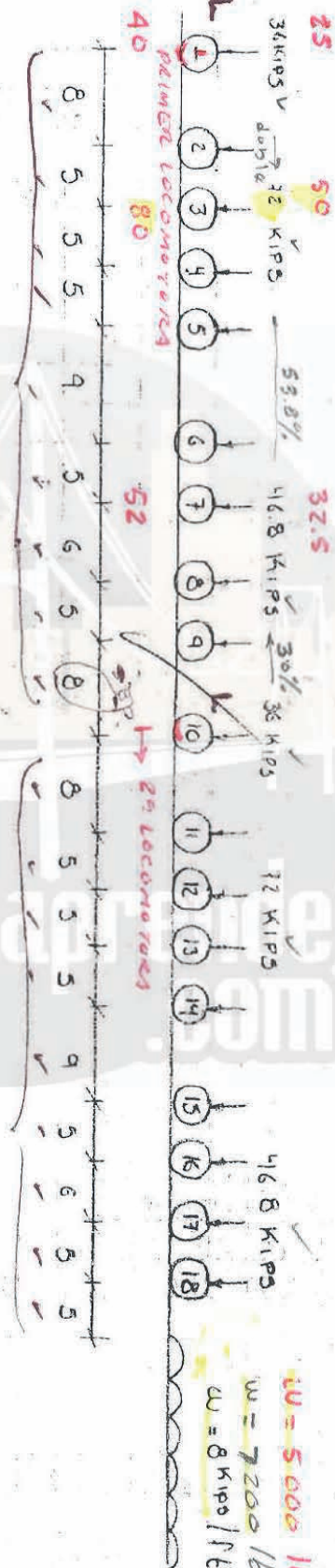
$$R_B = \frac{wL}{2}$$



# EJEMPLO:

Calcular la reaccion maxima en una viga libremente apoyada de 20 ft entre centros de apoyo producida por una carga cooper E-72 como se muestra en la figura siguiente.

SECC. 4.2 tipos de cargas vivas en puentes de ferrocarril.



COOPER E-50  $\rightarrow 50/72 \times 36 = 25 \text{ KIPS}$  ;  $50/72 \times 72 = 50 \text{ KIPS}$  ;  $50/72 \times 46.8 = 32.5 \text{ KIPS}$

COOPER E-60  $\rightarrow 60/72 \times 36 = 30 \text{ KIPS}$  ;  $60/72 \times 72 = 60 \text{ KIPS}$  ;  $60/72 \times 46.8 = 39.0 \text{ KIPS}$

COOPER E-80  $\rightarrow 80/72 \times 36 = 40 \text{ KIPS}$  ;  $80/72 \times 72 = 80 \text{ KIPS}$  ;  $80/72 \times 46.8 = 52.0 \text{ KIPS}$



$Y_2 = 1/20 \times 5 = 0.25$

$Y_3 = 1/20 \times 10 = 0.50$

$Y_4 = 1/20 \times 15 = 0.75$

$Y_5 = 1.0$

$R_B = 0.25 (72) + 0.50 (72) + 0.75 (72) + 1 (72)$

$R_B = 180 \text{ KIPS}$

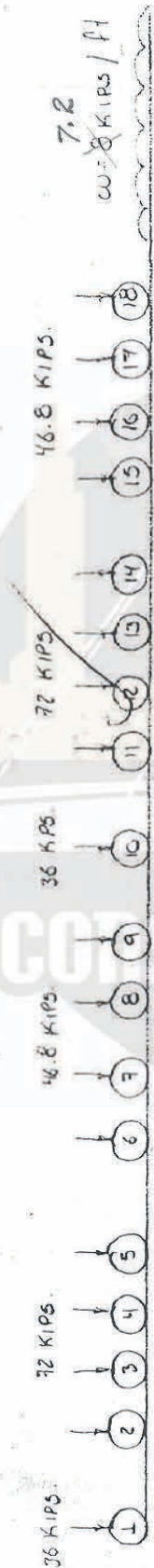
Comprobacion

$R_B = 72 (5 + 10 + 15 + 20) = 180 \text{ K}$

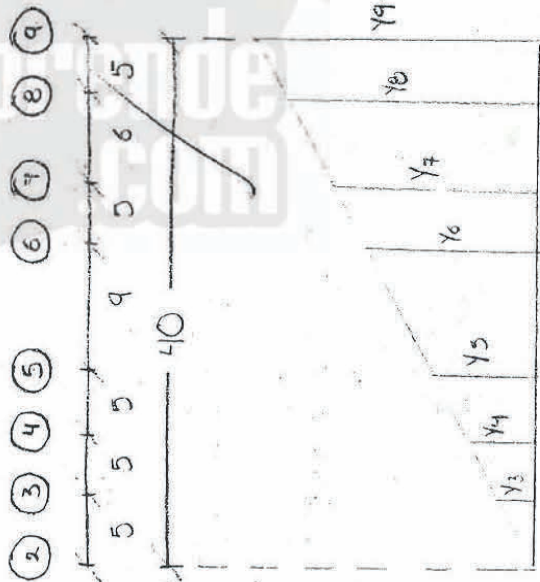


### EJEMPLO

Calcular la reacción máxima en una viga libremente apoyada de 40 ft entre centros de apoyo producida por una carga Cooper E-72 como se muestra en la figura siguiente.



$$\begin{aligned} y_2 &= 0 \\ y_3 &= \frac{1}{40} (5) = 0.125 \checkmark \\ y_4 &= \frac{1}{40} (10) = 0.25 \checkmark \\ y_5 &= \frac{1}{40} (15) = 0.375 \checkmark \\ y_6 &= \frac{1}{40} (20) = 0.50 \checkmark \\ y_7 &= \frac{1}{40} (25) = 0.625 \checkmark \\ y_8 &= \frac{1}{40} (30) = 0.75 \checkmark \\ y_9 &= 1 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} Z_B &= 0.125 (72) + 0.25 (72) + 0.375 (72) \\ &\quad + 0.60 (46.8) + 0.725 (46.8) + 0.875 (46.8) \\ &\quad + 1 (46.08) = 54 + 149.76 \end{aligned}$$

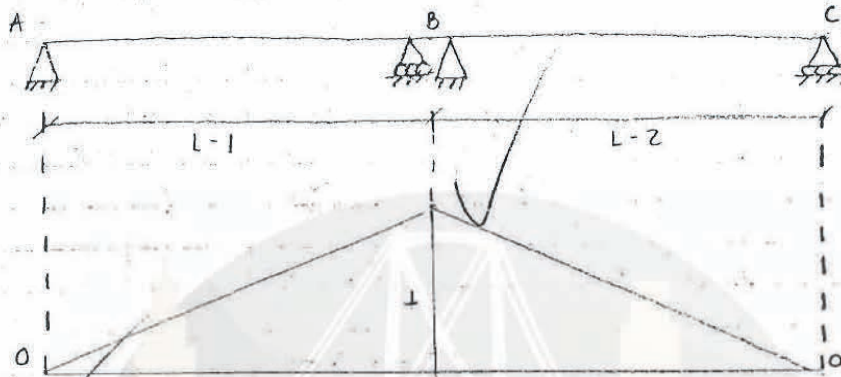
$$Z_B = 203.76 \text{ KIPS}$$

COMPROBACION

$$R_B = [72(0+5+10+15) + 46.8(20+25+30+35+40)] / 40 = 203.76$$



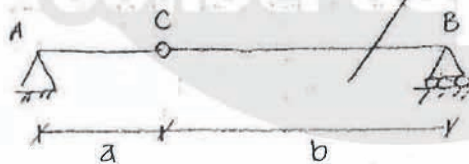
Línea de influencia de reacción en un apoyo común de dos vigas libremente apoyadas como se muestra en la figura siguiente.



La línea de influencia de reacción en el apoyo B se traza en ambas vigas igual que en el caso analizado de reacción en una viga libremente apoyada.

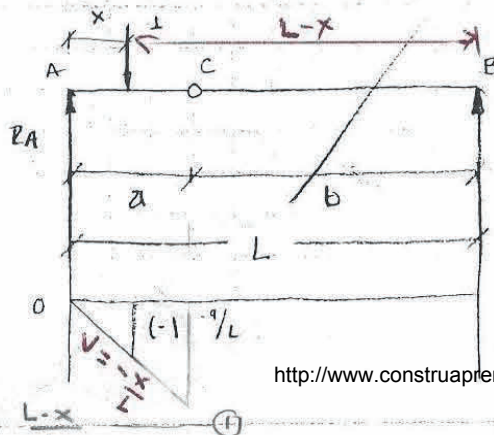
Esta línea de influencia, se aplica para calcular reacciones en pilas o caballetes con los claros adyacentes cargados, reacciones en travesaños de traves de paso a través o de armaduras.

Línea de influencia en cortante en una sección cualquiera de una viga libremente apoyada como se muestra en la sig. figura.



- ① GEOMETRÍA
- ② LÍNEAS DE I.
- ③  $P_i$
- ④  $Y_i, K_i$  acumulada
- ⑤  $\sum P_i Y_i$

1.- carga unitaria moviéndose en el tramo "a", o sea a la izquierda de la sección "C" como se muestra en la sig. figura.



Si  $x < a$

$$R_A = \frac{1 \cdot (L-x)}{L} = \frac{L-x}{L}$$



## Calculo de la reaccion en A

$$\sum M_B = Cb + A(a-x) \quad \therefore \quad A = -Cb / (a-x)$$

Para determinar el cortante en cualquier punto de una viga sera igual a la reaccion izquierda ( $R_A$ ), todas las cargas a la izquierda de la seccion elegida.

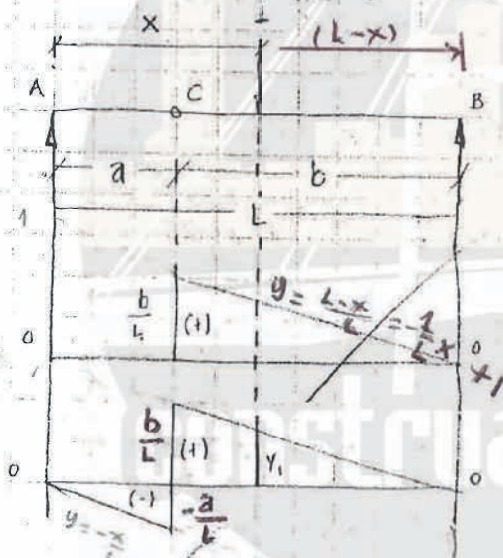
$$V_c = R_A - 1 \quad \dots \quad (1)$$

Sustituyendo  $R_A$  en la ecuacion de la cortante se tiene

$$R_A = \frac{1 \cdot (L-x)}{L} = \frac{L-x}{L} \quad (2)$$

$$V_c = R_A$$

$$V_c = \frac{L-x}{L}$$



$$\begin{aligned} \text{si } x &= 0 & V_c &= -0/L = 0 \\ \text{si } x &= a & V_c &= (L-a)/L = b/L \\ \text{si } x &= L & V_c &= (L-L)/L = 0 \end{aligned}$$

Linea de influencia de cortante de una viga libremente apoyada.

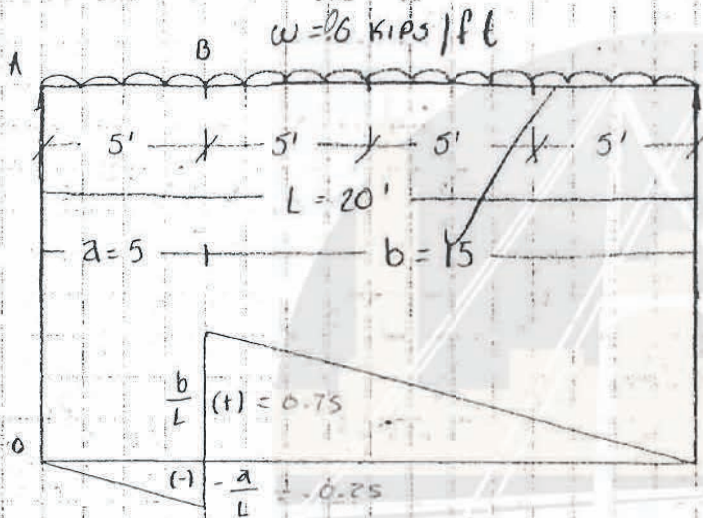
La ordenada  $y_1$  de esta linea de influencia nos representa el valor del cortante en la seccion "C" cuando se coloca una carga unitaria a una distancia "x", se observa tambien que el valor del cortante en "C" es menor cuando la carga esta colocada entre "A" y "C" y mayor cuando la carga se coloca entre "C" y "B".

Se observa tambien que el valor absoluto de las pendientes de ambas rectas es  $1/L$  que es la misma pendiente de la linea de influencia de reaccion.



### EJEMPLO

Calcular el cortante máximo para una carga muerta igual a  $w = 0.6 \text{ kips/ft}$  y una carga viva COOPER-E80 en una sección localizada a 5 ft del apoyo A en una viga libremente apoyada de 20 ft de claro como se muestra en la sig. figura.



$$-\frac{a}{L} = -\frac{5}{20} = -0.25$$

$$\frac{b}{L} = \frac{15}{20} = 0.75$$

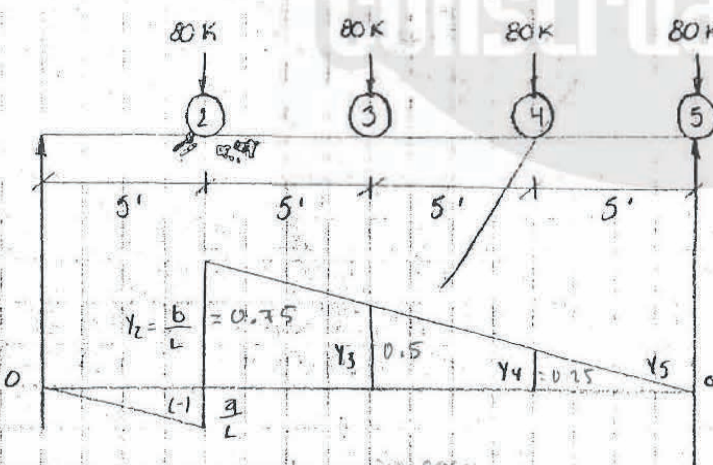
$$V_{CT} = \frac{0.75(5)}{2} (0.6) + \frac{0.75(15)}{2} (0.6)$$

$$= 0.375 + 3.375$$

$$V_C = 3.0 \text{ kips}$$

$$6 - 5 \times 0.6 = 3 \text{ kips}$$

Calculo de la carga viva o movi



$$y_2 = y_2$$

$$y_2 = 0.75$$

$$y_3 = \frac{0.75}{15} (10) = 0.5$$

$$y_4 = \frac{0.75}{15} (5) = 0.25$$

$$y_5 = 0$$

$$V_C = y_1 P_1 + y_2 P_2 + y_3 P_3 + y_4 P_4 + y_5 P_5$$

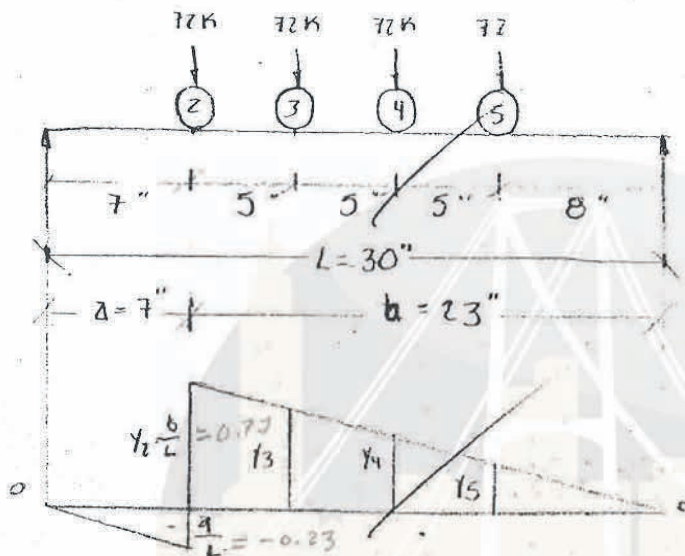
$$V_C = 0.75(80) + 0.50(80) + 0.25(80) = 120 \text{ kips}$$

$$V_{CT} = 3.0 + 120.0 = 123 \text{ kips}$$



EJEMPLO 2

Calcular el cortante máximo para una carga muerta igual a  $w = 0.6$  kips/ft y una carga viva COOPER-E72 en una sección localizada a 7ft del apoyo A en una viga libremente apoyada de 30ft de claro.



$$-\frac{a}{L} = -\frac{7}{30} = -0.23$$

$$\frac{b}{L} = \frac{23}{30} = 0.77$$

$$V_c = -\frac{0.23(71)}{2}(0.6) + \frac{0.77(23)}{2}(0.6) = -0.483$$

$$V_c = 4.83 \text{ Kips} \quad \text{por carga muerta}$$

$$y_2 = 0.77$$

$$y_3 = \frac{0.77}{23}(18) = 0.60$$

$$y_4 = \frac{0.77}{23}(13) = 0.43$$

$$y_5 = \frac{0.77}{23}(8) = 0.27$$

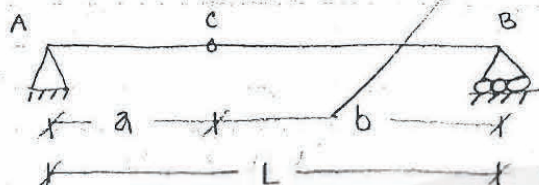
$$V_c = y_1 P_1 + y_2 P_2 + y_3 P_3 + \dots + y_n P_n$$

c.v.  $V_c = 0.77(72) + 0.60(72) + 0.43(72) + 0.27(72) = 149.04 \text{ k}$

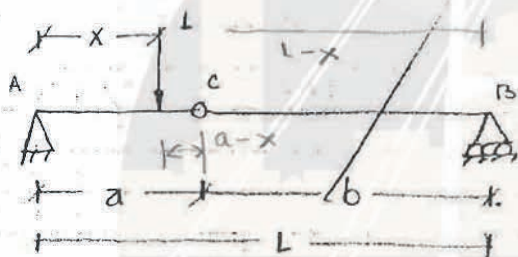
cu + c.v.  $V_c = 149.04 + 4.83 = 153.87 \text{ KIPS}$



Línea de influencia de momento flexionante en una sección cualquiera de una viga libremente apoyada como se muestra en la siguiente figura.



1. - Carga unitaria moviéndose a la izquierda de la sección "C" o sea entre A-C



Calculo de la reacción en "A"  $0 < x < a$

$$\sum M_B = 1(L-x) - R_A L = 0 \quad \therefore R_A = \frac{1(L-x)}{L} = \frac{L-x}{L} = 1 - \frac{x}{L}$$

Calculo del momento en la sección elegida (C)

$$M_C = R_A(a) - 1(a-x)$$

Sustituyendo  $R_A$  en la ecuación de momento se tiene

$$M_C = \left(1 - \frac{x}{L}\right)(a) - 1(a-x)$$

$$M_C = a - \frac{xa}{L} - a + x = -\frac{xa}{L} + x = x\left(-\frac{a}{L} + 1\right) = x\left(1 - \frac{a}{L}\right)$$

$$M_C = \left(1 - \frac{a}{L}\right)x = \frac{L-a}{L}x = \frac{b}{L}x \quad 0 < x < a$$

$$\text{Si } x = 0 \quad M_C = 0$$

$$\text{Si } x = a \quad M_C = a\left(1 - \frac{a}{L}\right)$$

$$M_C = a\left(\frac{L-a}{L}\right) = \frac{ab}{L}$$

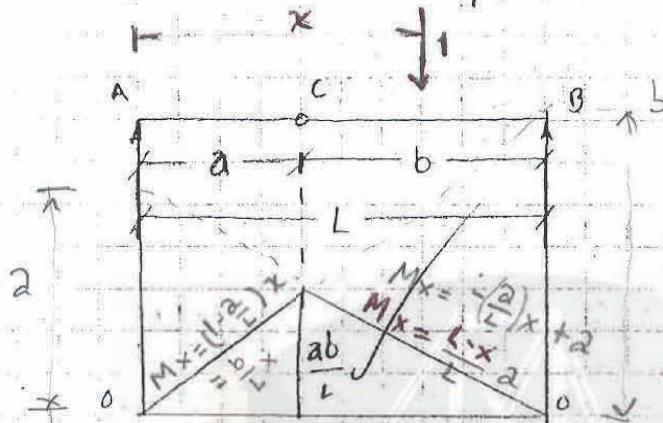


$$M_c = -\frac{a}{L}x + a$$

95

$$x=a \Rightarrow M_c = -\frac{a^2}{L} + a = a \left(1 - \frac{a}{L}\right) = a \left(\frac{L-a}{L}\right) = \frac{ab}{L}$$

2.- Carga unitaria moviéndose a la derecha de la sección "C" hacia entre "C" y "B."



$$a < x < L$$

$$R_A = \frac{L-x}{L} = 1 - \frac{x}{L}$$

$$M_c = R_A(a)$$

Sustituyendo  $R_A$  en  $M_c$

$$M_c = \left(\frac{L-x}{L}\right)a = \left(1 - \frac{x}{L}\right)a = -\frac{a}{L}x + a$$

$$M_c = -\left(\frac{a}{L}\right)x + a$$

si  $x=a$   $M_c = \left(\frac{L-a}{L}\right)a$

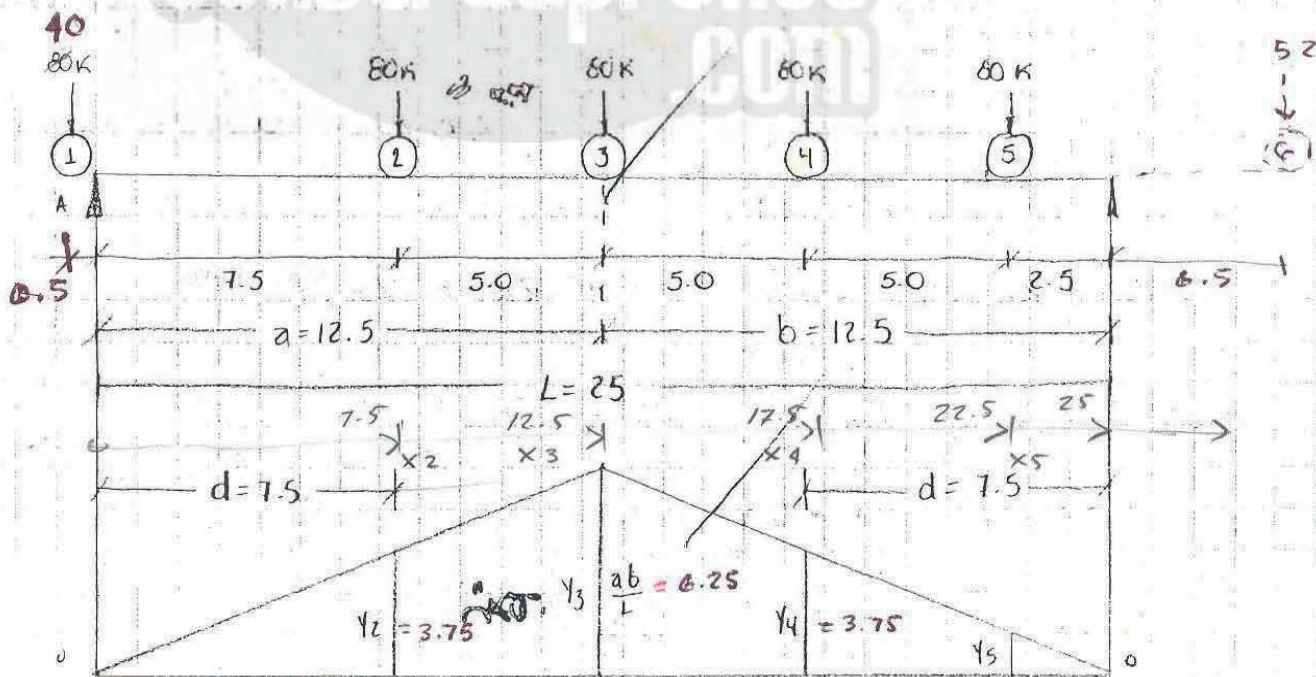
$$M_c = \frac{b}{L}a = \frac{ab}{L}$$

si  $x=L$   $M_c = 0$

Línea de influencia en momento flexionante en viga libremente apoyada

### EJEMPLO

Calcular el momento máximo en el centro del claro de una viga libremente apoyada de 25 ft de claro para una carga COOPER-E80 como se muestra en la siguiente figura.





$$Y_3 = \frac{12.5(12.5)}{25} = 6.25 \checkmark$$

$$Y_4 = Y_2 \therefore = 3.74 \checkmark$$

$$Y_2 = \frac{6.25(7.5)}{12.5} = 3.74 \checkmark$$

$$Y_5 = \frac{6.25(2.5)}{12.5} = 1.25 \checkmark$$

$$M_{\phi} = Y_1 P_1 + Y_2 P_2 + Y_3 P_3 + Y_4 P_4 + Y_5 P_5$$

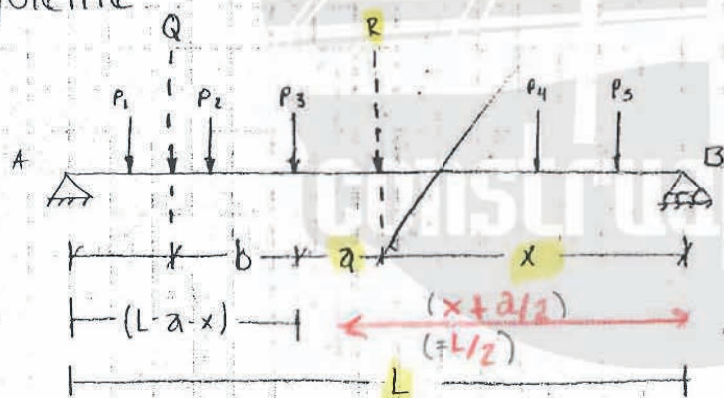
$$= 3.74(80) + 6.25(80) + 3.74(80) + 1.25(80) = 1200 \text{ Kips-ft} \checkmark$$

$$= 14.98(80) = 1,198.4 \quad 3.74$$

Momento máximo maximum en una viga libremente apoyada.

Ver Singer Secc. 4.5 Cargas Móviles. p. 143

Se tiene un tren de cargas  $P_1, P_2, P_3, P_4$  y  $P_5$  donde se quiere encontrar la posición de carga para producir el momento máximo maximum como se muestra en la figura siguiente



$R$  = resultante de todas las cargas

$Q$  = resultante de las cargas  $P_1$  y  $P_2$

primera y segunda carga

$M_{P_3} = R_A(L-a-x) - Qb$ , y para conocer a  $R_A$ , tomamos momentos en (B)

$$\sum M_B = R_A(L) - R(x) = 0 \therefore R_A = Rx/L$$

Sustituyendo  $R_A$  en  $M_{P_3}$  se tiene

$$M_{P_3} = \frac{Rx}{L}(L-a-x) - Qb$$

$$M_{P_3} = Rx - \frac{Rxa}{L} - \frac{Rx^2}{L} - Qb$$



Derivando con respecto a  $x$  se tiene

$$\frac{dM_P}{dx} = R - \frac{Ra}{L} - \frac{2Rx}{L}$$

Iguando a cero se tiene.

$$R - \frac{Ra}{L} - \frac{2Rx}{L} = 0$$

$$\frac{2Rx}{L} = R - \frac{Ra}{L}, \text{ se elimina "R"} \quad x = \frac{\left(R - \frac{Ra}{L}\right) L}{2R}$$

$$x = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{a}{L}\right) = \frac{L}{2} - \frac{a}{2}$$

$$x = \frac{RL - Ra}{2R} = \frac{RL}{2R} - \frac{Ra}{2R} = \frac{L}{2} - \frac{a}{2}$$

$$x = \frac{L}{2} - \frac{a}{2} \quad x + \frac{a}{2} = \frac{L}{2}$$

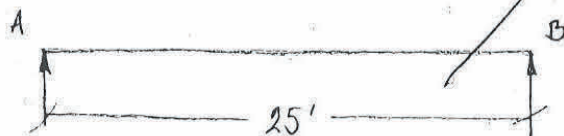
Osea que la posición de la carga  $P_3$  debe ser tal que la distancia entre esta carga y la resultante quede bisectada por el centro del claro de la viga.

El momento máximo maximorum en una viga libremente apoyada debido a un tren de cargas se producirá bajo la carga que provoque mayor momento en el centro del claro en una posición en la que el centro de la viga equidiste de esta carga y de la resultante del tren de cargas.

Para determinar la posición de un tren de cargas que provoque el momento máximo maximorum será cuando la resultante de este tren de cargas y la rueda mas cercana a esta equidisten del centro del claro.

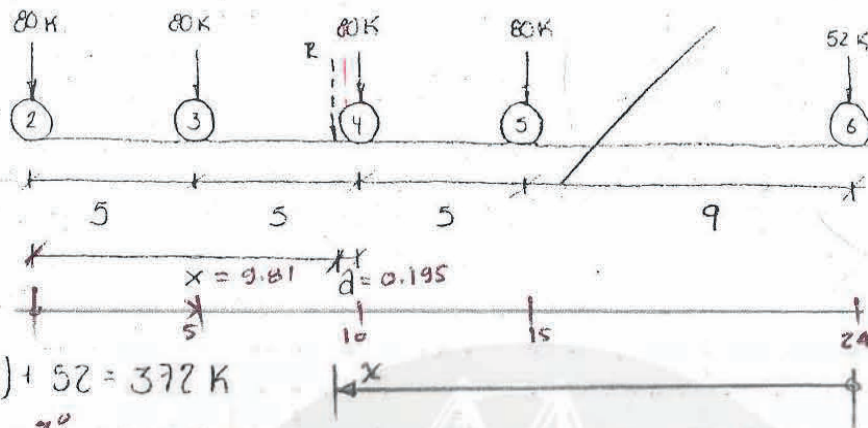
### EJEMPLO 1 (ver p. 95)

Calcular el momento máximo maximorum de una carga viva COOPER-E80 en una viga libremente apoyada de 25' de claro





ver ifeo.



$$R = 80(4) + 52 = 372 \text{ K}$$

$$R_x = 80(0) + 80(5) + 80(10) + 80(15) + 52(24)$$

$$x = \frac{80(5+10+15)}{372} + \frac{52(24)}{372} = 6.45 + 3.35 = 9.80 \text{ f} = \frac{3648}{372}$$

$$x = 9.81'$$

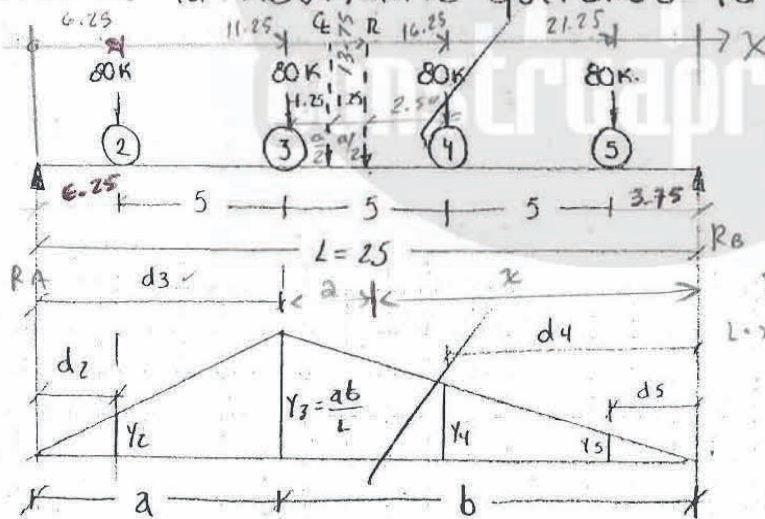
$$d = 10 - 9.81 = 0.19$$

$$d/2 = 0.095'$$

$10 - 0.095 = 9.905 < 12.5 = 25/2 \Rightarrow$  factibilidad de estudio, pero al hacerlo se sale la rueda ⑥

$14 + 0.095 = 14.095 > 12.5 = 25/2 \Rightarrow$  se descarta la rueda ⑥

Calcula de la resultante quitando la rueda 6



$$R_4 = 5 + 1.25 = 6.25 < 12.5$$

$$R_5 = 10 - 1.25 = 8.75 < 12.5$$

$$x = a = 12.5 - 1.25 = 11.25 = a$$

$$L - x = b = 25 - 11.25 = 13.75 = b$$

$$d_2 = 11.25 - 5 = 6.25 = 11.25 - 5 = 6.25$$

$$d_3 = 13.75 - 5/2 = 8.75 = 13.75 - 2.50 = 11.25$$

$$d_4 = 13.75 - 10 = 3.75 = 11.25 - 2.50 = 8.75$$

$$d_5 = 8.75 - 5 = 3.75$$

$$y_3 = \frac{11.25(13.75)}{25} = 6.19$$

$$y_4 = \frac{6.19(8.75)}{13.75} = 3.94$$

$$y_2 = \frac{6.19(6.25)}{11.25} = 3.44$$

$$y_5 = \frac{6.19(3.75)}{13.75} = 1.69$$

$$M = 3.44(80) + 6.19(80) + 3.94(80) + 1.69(80) =$$

$$12208.80 \text{ Kips} \cdot \text{ft}$$

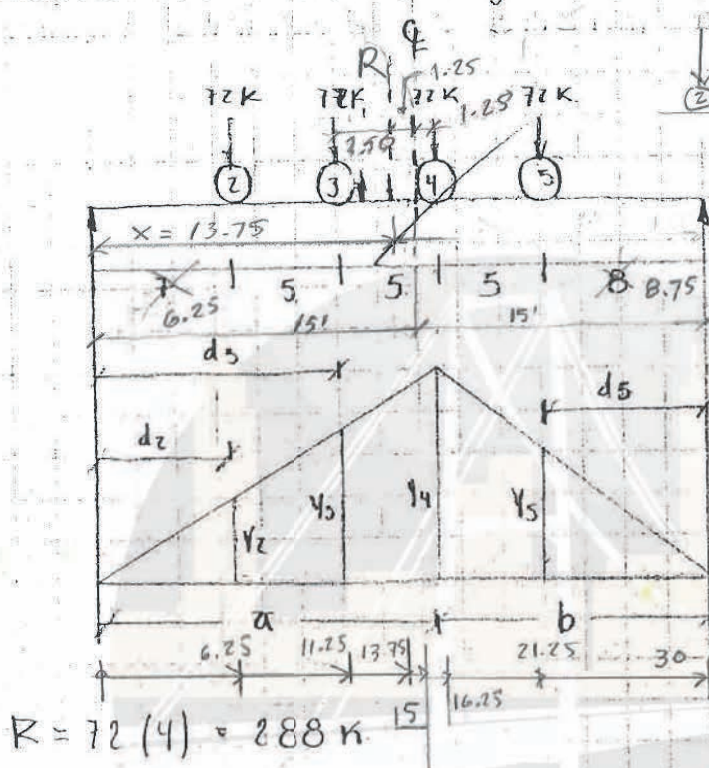
$$1220.88 \text{ Kft}$$

$$R_A = 320 \times 11.25 / 25 = 144 \text{ ton}$$



## EJEMPLO 2

Calcular el momento máximo maximum para una viga de 30 ft de claro con una carga COOPER-E72



$$\begin{aligned}
 &15.00 \\
 &- 1.25 \\
 &X = 13.75 \\
 &- 2.50 \\
 &X_3 = 11.25 \\
 &- 5.00 \\
 &X_2 = 6.25 \\
 &15.00 \\
 &+ 1.25 \\
 &X_4 = 16.25 \\
 &+ 5.00 \\
 &X_5 = 21.25 \\
 &30 - X_5 = 8.75
 \end{aligned}$$

$$R = 72(4) = 288 \text{ K}$$

$$Rx = 72(7) + 72(12) + 72(17) + 72(22)$$

$$x = \frac{4176}{288}$$

$$x = 14.5 \text{ m}$$

$$d = 17 - 14.5 = 2.5$$

$$d/2 = 1.25$$

$$12 + 1.25 = 13.25$$

$$14.5 + 1.25 = 15.75$$

$$a = 30 - 17 = 13$$

$$b = 17$$

$$d_1 = 7.5$$

$$d_3 = 12$$

$$d_5 = 8$$

$$\frac{ab}{L} = \frac{13(17)}{30} = 7.36 = y_4$$

$$y_2 = \frac{7.36}{13} (7) = 3.96$$

$$y_3 = \frac{7.36}{13} (12) = 6.79$$

$$y_5 = \frac{7.36}{17} (8) = 3.46$$

$$M = 72(7.36 + 3.96 + 3.46 + 6.79)$$

$$M = 1553.04 \text{ Kips} \cdot \text{ft}$$

(P)

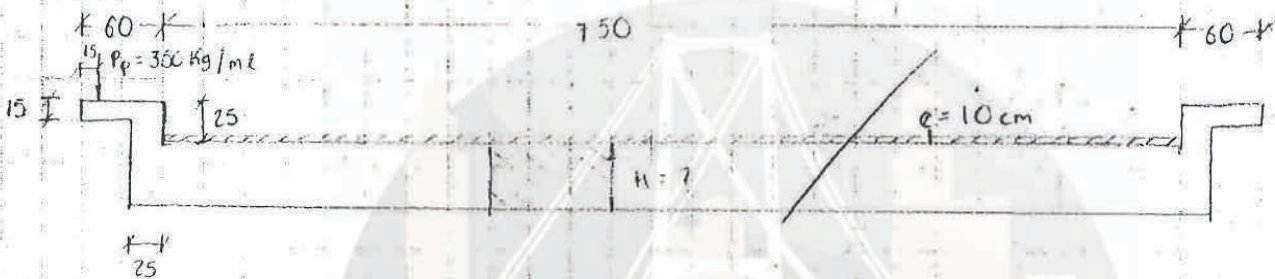
NOTA: Hay otro caso con una rueda (2) a (6) y da un momento mayor



Analisis y diseño de una losa plana maciza de concreto armado para salvar un claro de 11m de centro a centro de apoyos para un puente carretero como se muestra en la siguiente figura.

Material a usar

- acero de refuerzo con un limite elastico  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- concreto  $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$



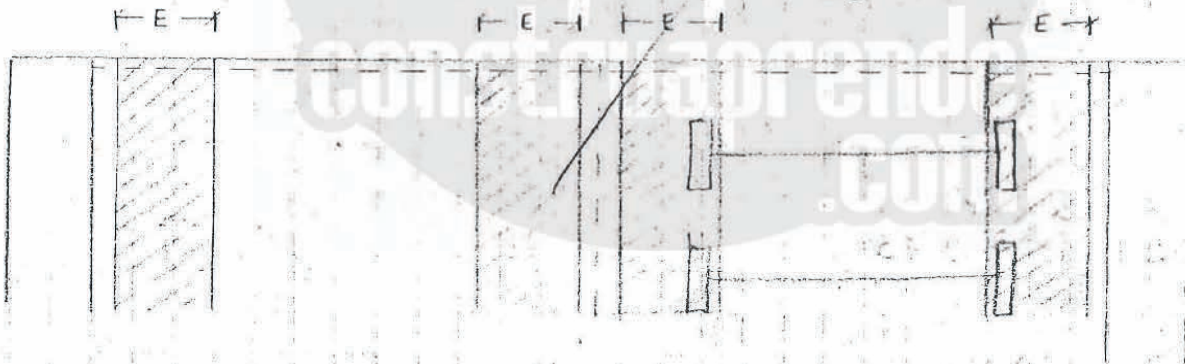
carga movil = 11520 (pag. 38 SCT) (p. 24 AASHTO 2002)

$S = 11.00 \text{ m}$

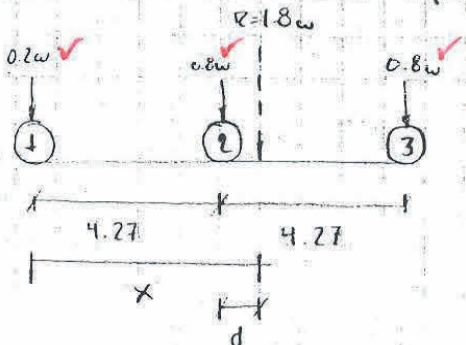
ancho calzada = 7.50m

no. de carriles = 2

Calculo del momento maximo maxmimum por carga viva o carga movil



Calculo del momento por carga viva



momento en 1

$$2 \times 0.8w (4.77) + 0.8w (4.77) = 1.8 (x)$$

$$x = \frac{0.8(4.77) + 0.8(4.77) \times 2}{1.8}$$

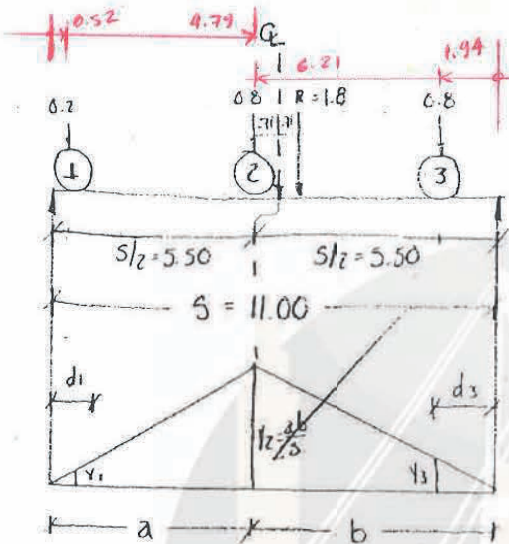
$$x = 5.69 \text{ m}$$



la rueda mas cercana es 2

$$\therefore d = 5.69 - 4.27 = 1.42 \text{ m}$$

$$d/2 = 1.42/2 = 0.71 \text{ m}$$



$$0.71 + 4.27 = 4.98 < 5.50 \text{ m}$$

$$4.27 - 0.71 = 3.56 < 5.50 \text{ m}$$

$\therefore$  queda dentro del claro

$$a = 5.50 - 0.71 = 4.79 \text{ m}$$

$$b = 5.50 + 0.71 = 6.21 \text{ m}$$

$$d_1 = 4.79 - 4.27 = 0.52$$

$$d_3 = 6.21 - 4.27 = 1.94$$

$$y_2 = \frac{4.79(6.21)}{11} = 2.70 \text{ m}$$

$$y_3 = \frac{2.70(1.94)}{6.21} = 0.84 \text{ m}$$

$$y_1 = \frac{2.70(0.52)}{4.79} = 0.29 \text{ m}$$

$$M_{cv} = y_1 P_1 + y_2 P_2 + y_3 P_3$$

$$M_{cv} = 0.29(3629) + 2.70(14515) + 0.84(14515) = 52,435.51 \text{ Kg-m}$$

Las especificaciones AASHTO nos indica que el momento por carga viva se debera incrementar por impacto de acuerdo a la siguiente formula

$$I = \frac{15.24}{5 + 38.10} \leq 0.30$$

(p. 43 SCT) (p. 21 AASHTO)

Sustituyendo se tiene

$$I = \frac{15.24}{11 + 38.10} = 0.31 > 0.30$$

$\therefore$  se toma  $I = 0.30$

$$M_{cv} + I = 52,435.51 (1.30) = 68,166.16 \text{ Kg-m /carril/}$$



Calculo del ancho de distribucion cuando el acero es paralelo al transito.

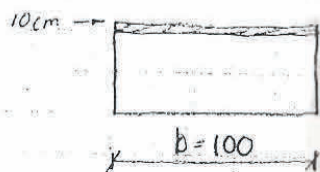
$$E = 0.065 + 1.22 \leq 2.13 \text{ m}$$

(pag. 77 SCT) (p. 36 AASHTO 2002) (p. 17, N-7)  
int

$$E = 0.06(11) + 1.22 = 1.88 < 2.13 \text{ m}$$

$$M_{CV+I} = \frac{M_{\text{carril}}}{2E} = \frac{68\,166.16}{2(1.88)} = 18\,129.30 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$$

Calculo del momento por carga muerta.



$$h = 0.40 \text{ (prop)} \quad \pm \quad \frac{1}{100} \text{ claro}$$

$$\gamma_a = 2200 \text{ Kg/m}^3$$

1- Peso propio carpeta asfáltica

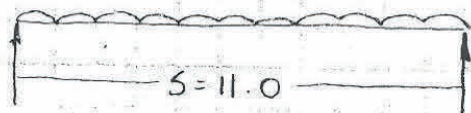
$$0.10(1.0)(1.0)(2200) = 220 \text{ Kg/m}$$

2- Peso propio de la losa

$$0.40(1.0)(1.0)(2400) = 960 \text{ Kg/m}$$

$$Z = 1180 \text{ Kg/m}$$

$$w = 1180 \text{ Kg/m}$$



$$M_{CM} = \frac{wS^2}{8} = \frac{1180(11)^2}{8}$$

$$M_{CM} = 17874.5 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$



Diseño con esfuerzos de trabajo

$$M_0 = M_{cm} + (M_{cv} + I) = 17874.50 + 18129.30 = 35976.80 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Calculo de los esfuerzos permisibles por medio de la formula de Lash

$$f_s = 1343 \left( 1 + \frac{M_{cm}}{M_{cv} + I} \right) \leq 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

comprase con p. 186 SCT  $9400.40 \text{ } f_s = 1406.53 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_s = 1343 \left( 1 + \frac{17874.50}{18129.30} \right) = 2665.12 > 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_s = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2039000}{14000 \sqrt{f'_c}} = \frac{2039000}{14000 \sqrt{250}}$$

$$n = 9.21 \approx 9$$

comprase con  $E_c = 15,100.99 \sqrt{f'_c}$  p. 173 SCT

$$K = \frac{1}{1 + \frac{18000}{9(100)}}$$

$$f_c = 0.4 f'_c = 0.4(250) = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

p. 185 SCT

$$K = 0.333$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.333}{3}$$

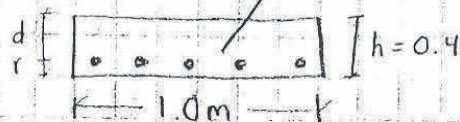
$$J = 0.889$$

$$R = \frac{1}{2} f_c K J = 0.5(100)(0.333)(0.889) = 14.80 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculo del peralte efectivo

$$d = \sqrt{\frac{M_0}{R b}} = \sqrt{\frac{3597680}{1480(1.0)}}$$

$$d = 49.30 \text{ cm}$$



$h = d + \text{recubrimiento}$

$$h = 49.30 + 5 = 54.30 \text{ cm}$$



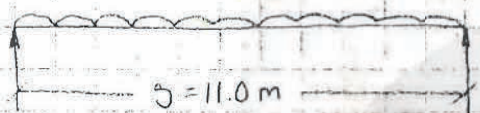
Segundo tanteo suponiendo  $H = 60 \text{ cm}$

• Peso propio carpeta asfáltica =  $220 \text{ Kg/m}$

• Peso propio losa =  $(0.60)(1.00)(1.0)(2400) = 1440 \text{ Kg/m}$

$$Z = 1660 \text{ Kg/m}$$

$$\omega = 1660 \text{ Kg/m}$$



$$M_{CM} = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{1660 (11)^2}{8}$$

$$M_{CM} = 25\,107.50 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$M_D = M_{CM} + (M_{CV} \pm) = 25\,107.50 + 18\,129.30 = 43\,236.80 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$f_s = 1343 \left( 1 + \frac{25\,107.50}{18\,129.30} \right) = 3202.94 > 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ se consideran los mismos valores para  $K$ ,  $J$ ,  $I_c$  y  $R$

$$d = \sqrt{\frac{M_D}{R_b}} = \sqrt{\frac{43\,236.80}{1480 (100)}}$$

$$d = 54.05 \approx 55$$

$$h = d + r$$

$$h = 54.05 + 5 = 59.05 \approx 60 \text{ cm} \checkmark$$

Cálculo del área de acero

$$A_s = \frac{M_D}{f_s J d} = \frac{43\,236.80}{1800 (0.889) (55)}$$

$$A_s = 49.13 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación de las varillas

usando varillas del # 8c  $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$S_r = \frac{a_s b}{A_s} = \frac{5.07 (55)}{49.13}$$

$$S_r = 10.32 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

$$b = 100$$



## Diseño con Factor de carga

$$M_{CM} = 25\,107.50 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{CV+I} = 18\,129.30 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$M_u = 1.30 [M_{CM} + 1.67 (M_{CV+I})]$$

$$M_u = 1.30 [25\,107.50 + 1.67 (18\,129.30)] = 71\,998.50 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$(C-1) \quad M_R = 0.90 [A_s f_y d (1 - 0.6 p \frac{f_y}{f'_c})]$$

(SCT pag. 202) (p. 203, ATSHU)

$M_R$  = momento resistente

$A_s$  = área acero

$f_y$  = esfuerzo acero

$d$  = peralte efectivo

$p$  = porcentaje acero

$f'_c$  = resistencia concreto

$$p b d^2 = A_s d$$

$$(C-3) \quad p_b = \frac{0.85 B_c f'_c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$\beta_1 = \frac{0.05 (29.5)}{6.895} + 0.65 = 0.827$$

$$p = \frac{A_s}{b d}$$

$$p_b = \frac{0.85 (0.85) (250)}{4200} \frac{6000}{6000 + (4200)} = 0.025$$

$$p d = \frac{A_s}{b}$$

$$p_{\max} = 0.75 p_b = 0.75 (0.025) = 0.019$$

$$(2-1) \quad p_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

(p. 148 SCT)

$$p = 0.18 \frac{f'_c}{f_y} = 0.18 \frac{250}{4200} = 0.01$$

$$A_s = p b d = 0.01 (100) (55) = 55 \text{ cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0.90 p f_y b (1 - 0.6 p \frac{f_y}{f'_c})}}$$

$$\text{Sust. } A_s d = p b d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{71\,998.50}{0.90 (0.01) (4200) (100) [1 - 0.6 (0.01) (\frac{4200}{250})]}}$$

Flexión

$$d = 46.02$$



Considerando un porcentaje de 0.008

$$A_s = 0.008 (100) (55) = 44 \text{ cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{7199850}{0.90(0.008)(4200)(100)[1 - 0.6(0.008)(\frac{4200}{250})]}}$$

$$d = 51 \text{ cm}$$

$$h = 51 + 5 = 56 \text{ cm}$$

$$M_R = 0.90[(44)(4200)(51)[1 - 0.6(0.008)(\frac{4200}{250})]]$$

$$M_R = 7798305.72 \text{ kg}\cdot\text{cm} > M_U \quad \checkmark$$

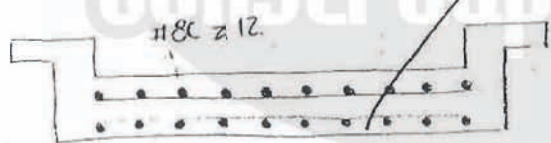
Calculo de la separacion de las varillas

Suponiendo varillas #8C  $a_s = 5.07$

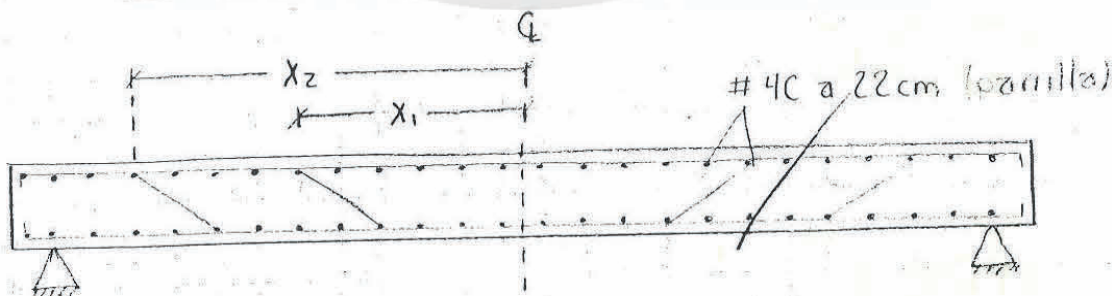
$$S_v = \frac{a_s b}{A_s} = \frac{5.07(100)}{44}$$

$$S_v = 11.52 \approx 12 \text{ cm}$$

Calculo del doblado de las varillas



$$750 \text{ cm} / 12 \text{ cm} = 63 \text{ v} \#8C$$



$$63 / 3 = 21 \text{ v} \#8C$$

$$X = \frac{5}{2} \sqrt{\frac{N}{N_T}} + 15 \phi$$

(see too page 134)

N = numero de varillas por doblar  $N_T$  = numero total varillas



$$X_1 = \frac{1100}{2} \sqrt{\frac{21}{63}} + 15(2.54)$$

$$X_1 = 355 \text{ cm}$$

$$X_2 = \frac{1100}{2} \sqrt{\frac{42}{63}} + 15(2.54)$$

$$X_2 = 487 \text{ cm}$$

Calculo del área de acero por distribución de acuerdo a las especificaciones AASHTO se deberán colocar varillas por distribución en el lecho inferior de la losa que deberán ir perpendicularmente a las varillas de flexión para que se reparta el peso de las ruedas en el ancho de distribución calculado de acuerdo a un porcentaje de acero con la siguiente formula (cuando el acero de flexión sea paralelo al tránsito).

$$P = \frac{55}{\sqrt{5}} \leq 50\%$$

(p. 79 SCT) (A. 21 mt N-7)

$$P = \frac{55}{\sqrt{5}} = 16.58\% < 50\%$$

$$A_{s \text{ distribución}} = 44(0.1658) = 7.29 \text{ cm}^2$$

Calculo de la separación de las varillas

usando varillas #5C  $A_s = 1.98 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{1.98(100)}{7.29} = 27.16 = 28 \text{ cm}$$

Calculo de las varillas por temperatura

$$A_{st} = 0.00125 bh$$

comparar con p. 149 SCT

$$A_s = 0.002 \times bh$$

$$\frac{A_{st}}{2} = 0.00125 bh / \text{lecho} \leq 6.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.00125(100)(56) = 7.0 \text{ cm}^2 > 6.0 \text{ cm}^2$$

$\therefore A_{st} = 6.0 \text{ cm}^2 < 7.29$   $\therefore$  se utiliza el acero por distribución



## Calculo de la separación de las varillas

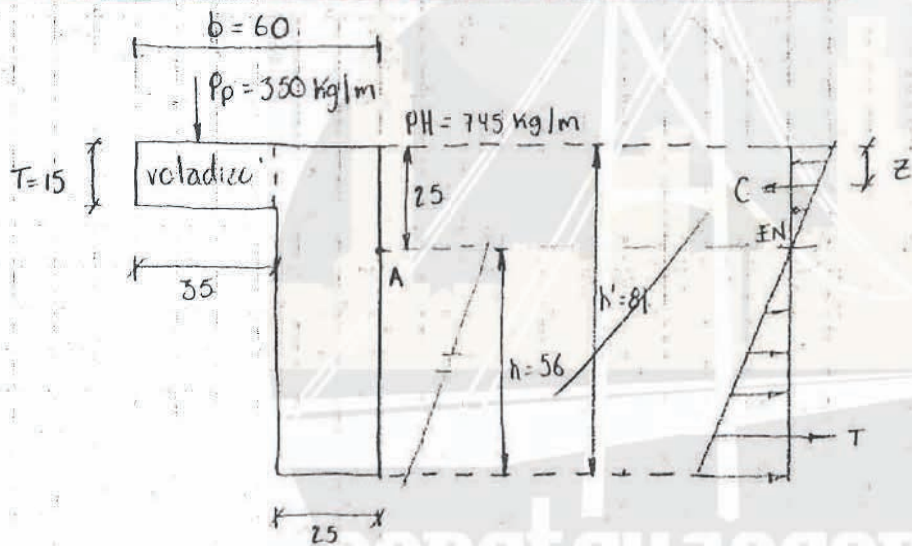
usando varillas # 4C  $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{1.27(100)}{6.0} = 21.17 \approx 22 \text{ cm}$$

en parrilla parte superior ya que existen dos techos.

pasarse a pag. 112 calculo de V

## Calculo de la viga marginal y su voladizo



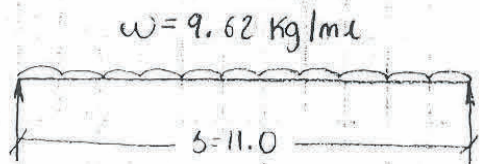
Cuando  $K_d > t$  la viga trabaja como "T"  
 Cuando  $K_d < t$  la viga trabaja como rectangular

Peso propio del parapeto =  $350 \text{ Kg/ml}$  (dato)

Peso propio voladizo =  $0.15(0.35)(1.0)(2400) = 126 \text{ Kg/ml}$

Peso propio de la viga marginal =  $0.25(0.81)(1.0)(2400) = 486 \text{ Kg/ml}$

$$\Sigma = 962 \text{ Kg/ml}$$



$$M_{CM} = \frac{w l^2}{8}$$

$$M_{CM} = \frac{962(11)^2}{8} = 14550.25 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$



Calculo del momento por carga viva.

- De acuerdo a las especificaciones AASHTO el momento por carga viva se calculara de la sig. forma

$$M_{cv} = 0.10 P_5$$

(p.78, SCT) (p.37 AASHTO)

P = peso de la rueda mas cargada del camion de diseño  
S = claro

$$14512 / 2 = 7257.50 \text{ Kg}$$

$$M_{cv} = 0.10 (7257.50) (11) = 7983.25 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

- Incremento por impacto

$$I = \frac{15.24}{S + 38.10} \leq 0.30$$

$$= \frac{15.24}{11 + 38.10} = 0.31 > 0.30 \therefore I = 0.30$$

$$M_{cv} + I = 7983.25 (1.30) = 10378.23 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

- Diseño con esfuerzos de trabajo

$$M_0 = M_{cm} + (M_{cv} + I) = 14550.25 + 10378.23 = 24928.48 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

T

$$K_d = \frac{2n A_s d + b t^2}{2n A_s + 2 b t}$$

ok si  $K_d > t \Rightarrow T$

- Calculo del area de acero aproximada

$$A_s = \frac{M_0}{f_s d} = \frac{2492848}{1800 (0.89) (71)}$$

$$A_s = 21.92 \text{ cm}^2$$

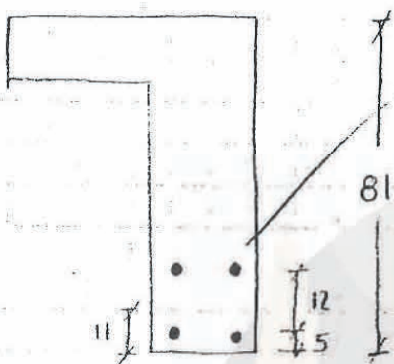
$$K_d = \frac{2(9)(21.92)(71) + 60(15)^2}{2(9)(21.92) + 2(60)(15)}$$

$$K_d = 18.92 > t = (15) \therefore \text{se trabaja como viga "T"}$$



se proponen 4 varillas # 8C  $A_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$A_s = 5.07 (4) = 20.28 \text{ cm}^2$$



$$d = 81 - 11 = 70 \text{ cm}$$

Calculo de  $z$  cuando trabaja como viga "T"

T

$$z = \frac{t}{3} \left( \frac{3kd - 2t}{2kd - t} \right)$$

OK

$$jd = d - z$$

OK

$$f_s = \frac{M_D}{A_s jd}$$

OK

$$f_c = \frac{f_s}{n} \frac{kd}{d - kd}$$

$$z = \frac{15}{3} \left( \frac{3(18.92) - 2(15)}{2(18.92) - 15} \right)$$

$$z = 5.86$$

$$jd = 70 - 5.86 = 64.14$$

$$f_s = \frac{2492848}{20.28(64.14)}$$

$$f_s = 1916.46 > 1800 \text{ Kg/cm}^2 \times$$

Se propone nueva area de acero 4 # 8C y 2 # 5C

$$A_s = 4(5.07) + 2(1.27) = 22.82 \text{ cm}^2$$

$$(2 \times 5.07) 5 + (2 \times 1.27) 5 + (2 \times 5.07) = [(4 \times 5.07) + (2 \times 1.27)] \bar{y}$$

$$\bar{y} = 10.33 \text{ cm}$$

$$\frac{50.7 + 12.7 + 172.38}{22.82} = \bar{y}$$

$$d = 81 - 10.33 = 70.67 \text{ cm} \approx 70 \text{ de antes}$$

$$kd = \frac{2nA_s d + bt^2}{2nA_s d + bt^2} = \frac{2(9)(22.82)(70.67) + 60(15)^2}{2(9)(22.82)(70.67) + 60(15)^2} = \frac{29,028.4 + 13,500}{42,528.4 + 13,500} = 19.237$$



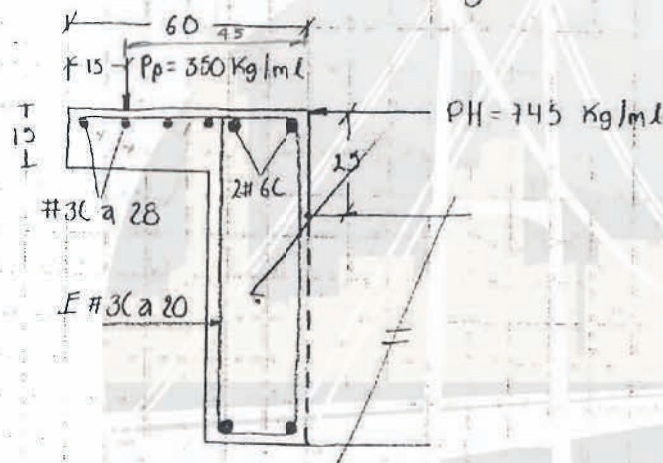
$$f_b = \frac{2492848}{22.82(64.14)} = \frac{1687}{1703} < 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{1703}{9} = \frac{18.92}{70.67(18.92)}$$

$$f_c = \frac{Mkd}{bt(xd - \frac{x}{2})jd} = \frac{2492848 \times 19.24}{60 \times 15 (19.24 - \frac{15}{2}) 64.77} = 70.0$$

$$f_c = 69.18 \text{ Kg/cm}^2 > 0.4 f'_c = 0.4(250) = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

• Cálculo del volado de la garnición



$$M_T = 350(0.45) + [0.15(0.60)(100)(2400)] \frac{0.60}{2} + 745(0.25)$$

$$M_T = 408.55 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_T}{R_b}} = \sqrt{\frac{40855}{14.8(100)}} = 5.25 \text{ cm} \approx 6.0 \text{ cm}$$

↑ ver pag. 103

$$h = d + r = 6.0 + 4.0 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \therefore \text{se dejara el peralte disponible} = 15$$

• Cálculo del área necesaria

$$A_s = \frac{M_T}{f_s j d} = \frac{40855}{1800(0.883)(11)} = 2.83 \text{ cm}^2$$

↑ ver pag. 103

$$A_s = 2.83 \text{ cm}^2$$



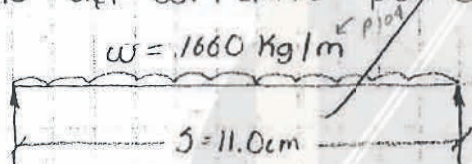
suponiendo varillas #3C se tiene  $as = 0.72 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{asb}{As} = \frac{0.72(100)}{2.33}$$

$s = 30.90 \approx \therefore$  se colocaran  $\nabla$  #3C a 28cm.

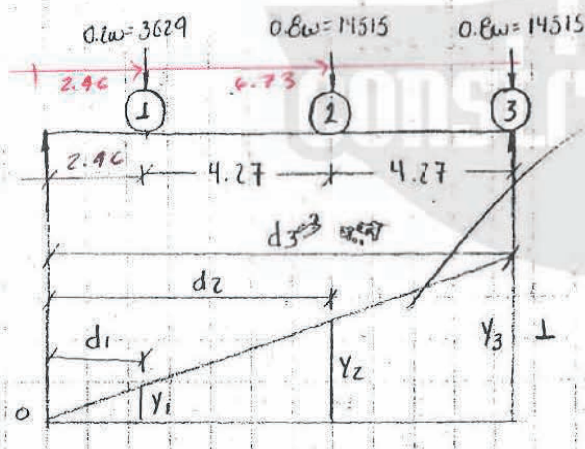
### Verificación del cortante por carga viva. (PARA LA LOSA)

- Cálculo del cortante por carga muerta.



$$V_{CM} = \frac{wl}{2} = \frac{1660(11)}{2} = 9130 \text{ Kg}$$

- Cálculo del cortante por carga viva.



$$d_1 = 11 - (4.27 \times 2) = 2.46$$

$$d_2 = 2.46 + 4.27 = 6.73$$

$$V_1 = \frac{1(2.46)}{11} = 0.22$$

$$V_2 = \frac{1(6.73)}{11} = 0.61$$

$$V_3 = 1$$

$$V_{CV} = V_1 P_1 + V_2 P_2 + V_3 P_3$$

$$V_{CV} = 0.22(3629) + 0.61(14515) + 14515 = 24167.53 \text{ Kg/carril}$$

$$V_{CV+I} = 24167.53 + (1.30) = 31417.79 \text{ Kg/carril}$$



$$\frac{V_{cv+I}}{2E} = \frac{34417.79}{2(1.88) \times 10^2} = 8355$$

$$V_0 = V_{cm} + (V_{cv+I}) = 9130 + 8355 = 17485 \text{ Kg}$$

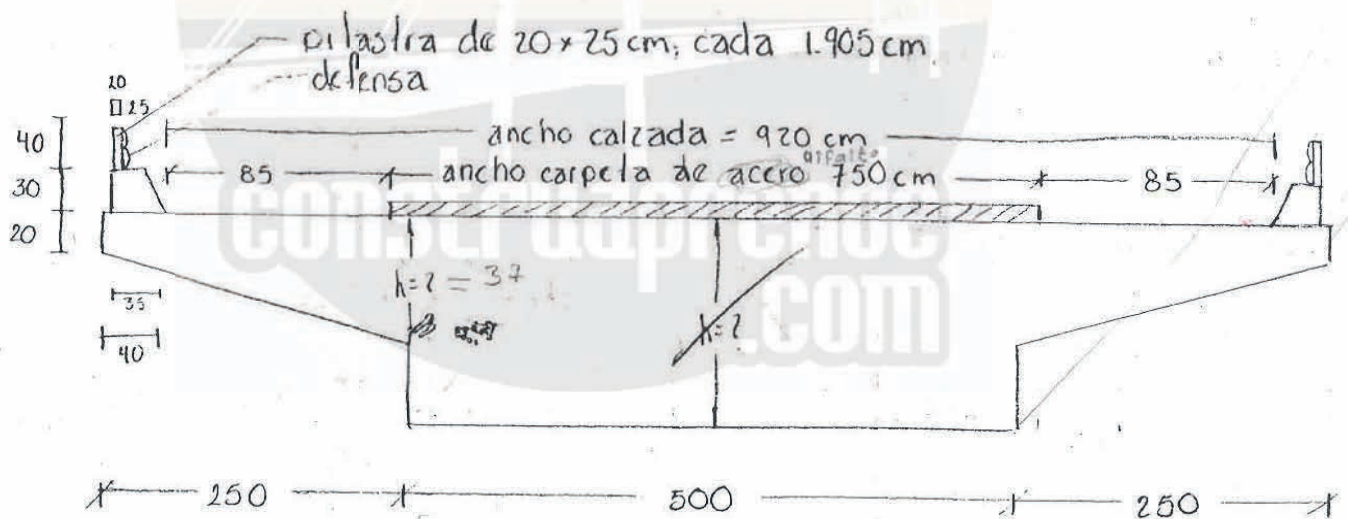
$$V_t = \frac{V_0}{bd} = \frac{17485}{100(55)}$$

$$V_t = 3.18 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{cortante de trabajo}$$

$$V_p = 0.254 \sqrt{f'_c} = 0.254 \sqrt{250} = 4.0 > 3.18 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

(P. 189 SCI) (P. 193 AASHTO)

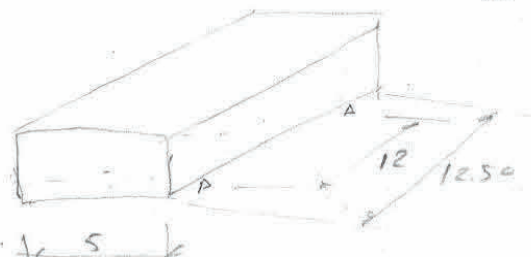
Analisis y diseño de una superestructura a base de una losa plana maciza con volados de un puente carretero como se muestra en la figura.



DATOS:

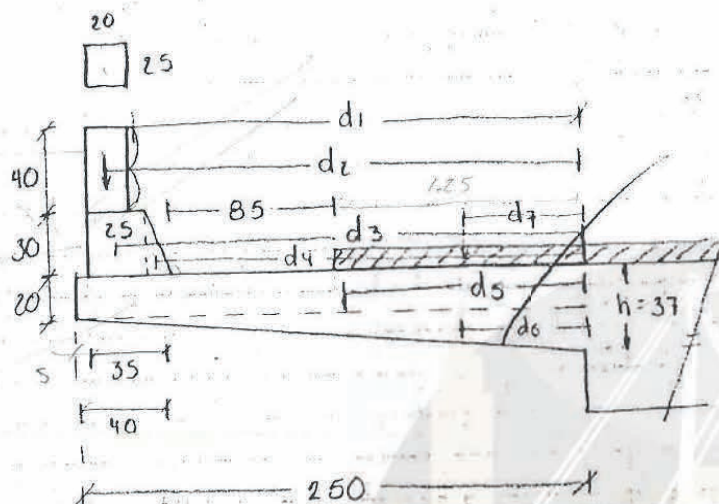
claro centros de apoyo  $\phi = 12.0 \text{ m}$   
 longitud total de losa  $L = 12.50 \text{ m}$   
 ancho total de losa  $= 10.0 \text{ m}$   
 ancho de calzada  $= 9.2 \text{ m}$   
 ancho carpeta asfáltica  $= 7.50 \text{ m}$   
 numero de carriles  $= 2$

carga móvil camión 73-53 tipo II  
 acero refuerzo  $f'_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$   
 resistencia concreto  $= f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$





## Calculo de los volados



• Calculo de volados por carga muerta

ELEMENTO	CALCULO DE LA CARGA	CARGA Kg	BRAZO m	MOMENTO
Defensa	DATO $2 \times 0.40$ e?	12.00	2.22	26.64
Pilastro	$[(0.20)(0.25)(1.0)(2400)] / 1.905$	25.20	2.35	59.22
Guarnición	$(0.20)(0.30)(1.0)(2400)$	180.00	2.325	418.50
	$[(0.1)(0.3)/2](1.0)(2400)$	36.00	2.167	78.012
Losa	$(2.5)(0.20)(1.0)(2400)$	1200.00	1.25	1500.00
	$[(2.5)(0.17)/2](1.0)(2400)$	510.00	0.833	424.83
Asfalto	$(0.10)(1.25)(1.0)(2200)$	275.00	0.625	171.88
$\Sigma M_{cm}$				2670.08

Cortante por carga muerta =  $\Sigma$  cargas

$$V_{cm} = 2238.20 \text{ Kg}$$



$$\begin{aligned}
 d_1 &= 250 - 5 - 20 - 3 = 222 \text{ cm} \\
 d_2 &= 250 - 5 - 10 = 235 \text{ cm} \\
 d_3 &= 250 - 5 - (25/2) = 232.5 \text{ cm} \\
 d_4 &= 250 - 5 - 25 - (10/3) = 216.67 \text{ cm} \\
 d_5 &= 250/2 = 125 \text{ cm} \\
 d_6 &= 250/3 = 83.33 \text{ cm} \\
 d_7 &= 125/2 = 62.50 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

• Cálculo del momento y cortante por carga viva en zona intermedia.

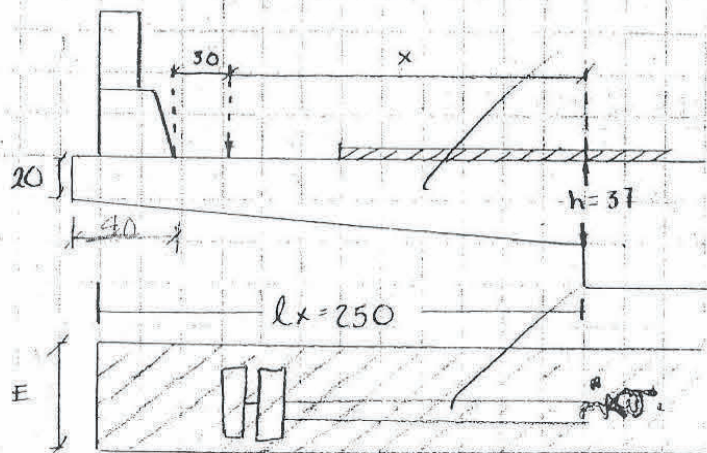
Se consideran 3 condiciones en cuenta, el factor de reducción en la carga viva debido al efecto rigidizante de la guarnición de acuerdo con la revisión del estudio titulado "simplificación de la construcción de puentes de concreto para lograr soluciones mas estrictas"

1ra edición: Con la rueda a 30cm de la guarnición y permitiendo un incremento de esfuerzos del 50%

2da condición: Con la rueda a 60cm de la guarnición y permitiendo un incremento de esfuerzos del 25%

3ra condición: Con la rueda al borde de la carpeta de asfalto

Para estas 3 condiciones se emplearan las formulas del ancho de distribución de las especificaciones AASHTO



1ra condición



$$M_{CV} + I = \frac{P \times I}{E}$$

$$P = \frac{14515}{2} = 7257.5 \text{ Kg} \quad (\text{camion H5-20})$$

$$x = 250 - 40 - 30 = 180 \text{ cm} = 1.80 \text{ m}$$

$$I = \frac{15.24}{x + 38.10} \leq 30 = \frac{15.24}{1.80 + 38.10} = 0.38 > 0.30$$

$$\therefore I = 0.30$$

$$E = 0.8x + 1.143 = 0.8(180) + 1.143 = 2.583 \text{ m}$$

(p. 81 SCI) (p. 18 INT N-7) (p. 36 AAS H-20)

$$M_{CV} + I = \frac{(7257.5)(180)(1.30)}{2.583} = 6574.74 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

Factor de reducción <sup>REDUCCION</sup> rigidez <sup>rigidez</sup> <sup>garantización</sup> <sup>garantización</sup>

$$\alpha = \frac{37}{20} = 1.85 \quad * \quad \frac{x}{l_x} = \frac{1.80}{2.50} = 0.72 \quad *$$

$$l_x = 2.50$$

$$x = 1.80$$

$$\therefore F = 0.75$$

con efecto de reducción se tiene

$$FM_{CV} + I = 0.75(6574.74) = 4931.05 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

$$M_0 = \frac{M_{CM} + FM_{CV} + I}{1.50} = \frac{2679.08 + 4931.05}{1.50}$$

Factor Red.

$$M_0 = 5073.43 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$



• Cálculo de la cortante por carga viva.

$$V_{cv+I} = \frac{P \cdot I}{E}$$

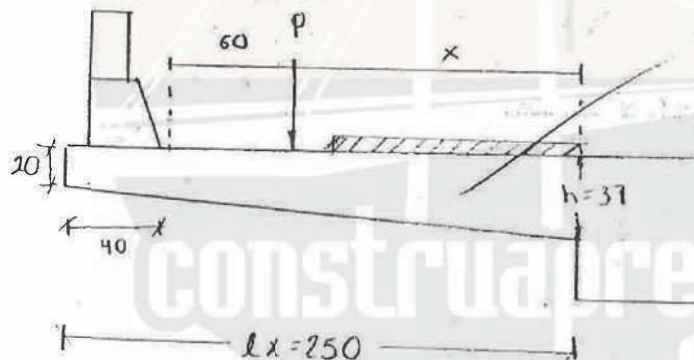
$$V_{cv+I} = \frac{7257.5 (1.30)}{2.583} = 3652.63 \text{ Kg/m}$$

con efecto de reducción se tiene

$$F V_{cv+I} = 0.75 (3652.63) = 2739.47 \text{ Kg/m}$$

$$V_0 = \frac{V_{cm} + F V_{cv+I}}{1.5} = \frac{2238.20 + 2739.47}{1.5} = 3318.45 \text{ Kg/m}$$

2da condición con la rueda a 60cm de la guarnición



Cálculo de momento

$$M_{cv+I} = \frac{P \cdot x \cdot I}{E}$$

$$M_{cv+I} = \frac{7257.5 (1.5) (1.3)}{2.343}$$

$$M_{cv+I} = 6040.17 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

$$P = 7257.5 \text{ Kg}$$

$$x = 250 - 40 - 60 = 150 \text{ m}$$

$$I = \frac{15.24}{x + 38.10} = \frac{15.24}{1.5 (38.10)} = 0.39 > 0.30$$

$$I = 0.30$$

$$E = 0.8x + 1.143$$

$$= 0.8 (1.5) + 1.143 = 2.343 \text{ m}$$



• Cálculo del factor de reducción

$$\alpha = \frac{87}{20} = 1.85$$

$$l_x = 2.50 \text{ m}$$

$$x = 1.50 \text{ m}$$

$$\frac{x}{l_x} = \frac{1.50}{2.50} = 0.60$$

∴ de la gráfica se obtiene  $F = 0.845$

• Con efecto de reducción se tiene

$$FM_{CV+I} = 0.845(6040.17) = 5103.94 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

$$M_0 = \frac{M_{CM} + FM_{CV+I}}{1.25} = \frac{2679.08 + 5103.94}{1.25}$$

$$M_0 = 6226.42 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

• Cálculo de la cortante

$$V_{CV+I} = \frac{P_I}{E} = \frac{7257.5(1.30)}{2.343}$$

$$V_{CV+I} = 4026.78 \text{ Kg/m}$$

• Con efecto de reducción se tiene

$$F V_{CV+I} = 0.845(4026.78) = 3402.63 \text{ Kg/m}$$

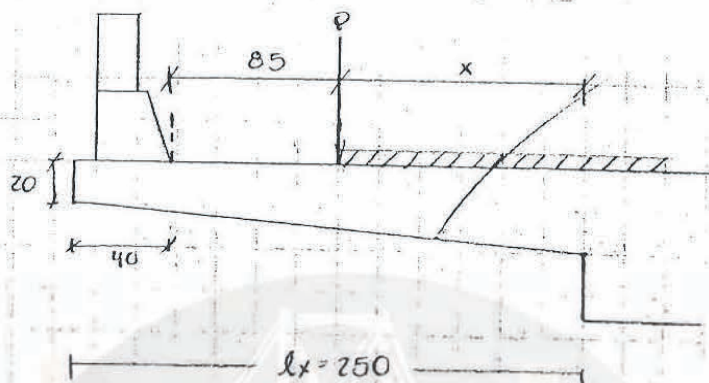
• Cálculo de la cortante de diseño

$$V_0 = \frac{V_{CM} + F_{CV+I}}{1.25} = \frac{2238.2 + 3402.63}{1.25}$$

$$V_0 = 4512.66 \text{ Kg/m}$$



3ra condición con la rueda al borde de la carpeta de asfalto



$$P = 2757.5$$

$$x = 250 - 40 - 85 = 1.25 \text{ m}$$

$$I = 0.30$$

$$E = 0.8x + 1.143 = 0.8(1.25) + 1.143 = 2.143 \text{ m}$$

$$M_{CV+I} = \frac{P \cdot x \cdot I}{E} = \frac{2757.5 \cdot (1.25) \cdot (1.3)}{2.143}$$

$$M_{CV+I} = 5503.24 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

• Cálculo del factor de reducción

$$\alpha = \frac{37}{20} = 1.85$$

$$\frac{x}{L_x} = \frac{1.25}{2.50}$$

$$F = 0.895$$

$$\frac{x}{L_x} = \frac{1.25}{1.50} = 0.50$$

• Con efecto de reducción se tiene

$$F \cdot M_{CV+I} = 0.845(5503.24) = 4897.88 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

• Cálculo del momento de diseño

$$M_0 = M_{em} + F \cdot M_{CV+I} = 2679.08 + 4897.88$$

$$M_0 = 7576.96 \text{ Kg/cm/m}$$



$$V_{cv+I} = \frac{PI}{E} = \frac{7257.5 (1.30)}{2.143}$$

$$V_{cv+I} = 4402.59 \text{ Kg/m}$$

• Con efecto de reducción se tiene

$$F V_{cv+I} = 0.89 (4402.59) = 3918.31 \text{ Kg/m}$$

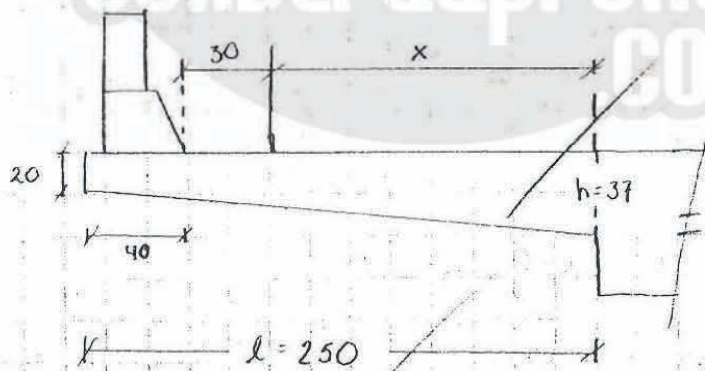
• Cálculo del cortante de diseño

$$V_D = V_{cm} + F V_{cv+I} = 2238.20 + 3918.31 = 6156.51 \text{ Kg/m}$$

∴ como el  $M_D$  y  $V_D$  de la 3ra condición son mayores, entonces la 3ra condición rige.

### Cálculo del volado por carga viva en zona extrema

En las zonas extremas del claro, longitudinalmente se considerará el triple del momento flexible por carga viva más impacto. La longitud considerada para una zona extrema será 1.6 veces el ancho del voladizo.



$$P = 7257.5$$

$$x = 2.50 - 0.40 - 0.30 = 1.80$$

$$I = 0.30$$

$$E = 0.8x + 1.143 = 0.8(1.8) + 1.143 = 2.583 \text{ m}$$



$$M_{cv+I} = \frac{7257.5 (1.80) (1.30)}{2.583}$$

$$M_{cv+I} = 6574.74 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$$

• Cálculo del factor de reducción

$$\alpha = \frac{37}{20} = 1.85$$

$$l_x = 2.50$$

$$x = 1.80 \text{ m}$$

$$\frac{x}{l_x} = \frac{1.80}{2.50} = 0.72$$

$$\therefore F = 0.604$$

• Triplicando y con efecto de reducción se tiene.

$$3 F M_{cv+I} = 3(0.604)(6574.74) = 11913.43 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$$

$$M_0 = \frac{M_{CM} + 3 F M_{cv+I}}{1.50} = \frac{2679.08 + 11913.43}{1.50}$$

$$M_0 = 9728.34 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

• Triplicando y con efecto de reducción en cortante de carga viva

$$V_{cv+I} = \frac{PI}{E} = \frac{7257.5 (1.30)}{2.583} = 3652.63 \text{ Kg/m}$$

$$3 F V_{cv+I} = 3(0.604)(3652.63) = 6618.57 \text{ Kg/m}$$

• Cálculo del cortante de diseño

$$V_0 = \frac{V_{CM} + 3 F V_{cv+I}}{1.50} = \frac{2238.20 + 6618.57}{1.5}$$

$$V_0 = 5904.51 \text{ Kg/m}$$



2da condición con la rueda a 60 cm

$$P = 7257.5$$

$$x = 1.50 \text{ m}$$

$$I = 0.30 \text{ m}$$

$$E = 2.343$$

$$M_{cv+I} = \frac{7257.5 (1.5) (1.3)}{2.343}$$

$$M_{cv+I} = 6040.17 \text{ Kg} \cdot \text{m} / \text{m}$$

• Cálculo del factor de reducción

$$\alpha = \frac{37}{20} = 1.85$$

$$l_x = 2.50 \text{ m}$$

$$x = 1.50 \text{ m}$$

$$\frac{x}{l_x} = \frac{1.50}{2.50} = 0.60$$

$$\therefore F = 0.695$$

• Triplicando y con efecto de reducción

$$3FM_{cv+I} = 3(0.695)(6040.17) = 12593.75 \text{ Kg} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$M_0 = \frac{M_{cm} + 3FM_{cv+I}}{1.25} = \frac{2679.08 + 12593.75}{1.25}$$

$$M_0 = 12218.26 \text{ Kg} \cdot \text{m} / \text{m}$$

• Cálculo del cortante por carga viva mas impacto

$$V_{cv+I} = \frac{PI}{E} = \frac{7257.5 (1.30)}{2.343}$$

$$V_{cv+I} = 4026.78 \text{ Kg} / \text{m}$$

• Triplicando y con efecto de reducción

$$3FV_{cv+I} = 3(0.695)(4026.78) = 8395.84 \text{ Kg} / \text{m}$$

$$V_0 = \frac{V_{cm} + 3FV_{cv+I}}{1.25} = \frac{2238.2 + 8395.84}{1.25}$$

$$V_0 = 8507.23 \text{ Kg} / \text{m}$$



3ra condición con la rueda a 85 cm

$$P = 7257.5$$

$$x = 1.25 \text{ m}$$

$$I = 0.30$$

$$E = 2.143$$

$$M_{cv+I} = \frac{7257.5 (1.25)(1.3)}{2.143}$$

$$M_{cv+I} = 5503.24 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$$

• Cálculo del factor de reducción

$$\alpha = \frac{37}{20} = 1.85$$

$$\frac{x}{l_x} = \frac{1.25}{2.50} = 0.50$$

$$x = 1.25 \text{ m}$$

$$l_x = 2.50 \text{ m}$$

$$\therefore F = 0.77$$

• Triplicando y con efecto de reducción

$$3F M_{cv+I} = 3(0.77)(5503.24) = 12712.48$$

$$M_0 = M_{cm} + 3F M_{cv+I} = 2679.08 + 12712.48 = 15391.56 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$$

• Cálculo del cortante por carga viva más impacto

$$V_{cv+I} = \frac{PI}{E} = \frac{7257.5 (1.30)}{2.143}$$

$$V_{cv+I} = 4402.59 \text{ Kg/m}$$

• Triplicando y con efecto de reducción

$$3F V_{cv+I} = 3(0.77)(4402.59) = 10169.98 \text{ Kg/m}$$

$$V_0 = V_{cm} + 3F V_{cv+I} = 2238.20 + 10169.98 = 12408.18 \text{ Kg/m}$$

∴ como el  $M_0$  y  $V_0$  de la 3ra condición son mayores, entonces la 3ra condición rige.



### Calculo de los esfuerzos permisibles en zona intermedia

$$M_0 \text{ que rigio} = 7576.96 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$V_0 \text{ que rigio} = 6156.51 \text{ kg/m}$$

$$f_s = 1343 \left( 1 + \frac{M_{CM}}{F M_{CV+I}} \right) \leq 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 1343 \left( 1 + \frac{2678.08}{4397.38} \right) = 2077.40 > 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_s = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1800}{9(100)}} = 0.333$$

$$f_c = 0.4 f'_c = 0.4(250) = 100$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.333}{3} = 0.889$$

$$R = \frac{1}{2} f_c K J = 0.5(100)(0.333)(0.889) = 14.8 \text{ Kg/cm}^2$$

### Calculo de los esfuerzos permisibles en zona extrema

$$M_0 = 15391.56 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$V_0 = 12408.18 \text{ kg/m}$$

$$f_s = 1343 \left( 1 + \frac{2678.08}{12712.48} \right) = 1652.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{1652.92}{9(100)}} = 0.356$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.356}{3} = 0.881$$

$$R = 0.5(100)(0.356)(0.881) = 15.68 \text{ Kg/cm}^2$$



## Calculo del peralte efectivo del volado

$M_0$  = el mayor de los anteriores

$$d = \sqrt{\frac{M_0}{R_b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{1534156}{15.68(100)}}$$

$$d = 31.33 \text{ cm}$$

$$h = d + r = 31.33 + 5 = 36.33 \approx 37 \text{ cm}$$

## Verificación del peralte por cortante

$$V_r = \frac{V_0}{bd} = \frac{6156.51}{32(100)} = 1.92 < 4.01$$

$$V_p = 0.254 \sqrt{f_c} = 0.254 \sqrt{250} = 4.01$$

$$V_r = \frac{V_0}{bd} = \frac{12408.18}{100(32)} = 3.88 < 4.0 \text{ kg/cm}^2$$

## Calculo del área de acero en zona intermedia

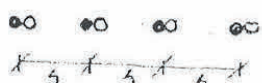
$$A_s = \frac{M_0}{f_y d} = \frac{757696}{1800(0.889)(32)} = 14.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

## Calculo de la separación de las varillas en zona intermedia

usando varillas #4C y #5C  
 $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$        $A_s = 1.98 \text{ cm}^2$

en paquete  $1.27 + 1.98 = 3.25 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{A_s b}{A_s} = \frac{3.25(700)}{14.80} = 21.96 \approx 22 \text{ cm}$$



para calculo



para diseño

∴ se colocaran varillas #4C a 22 cm y #5C a 22 cm



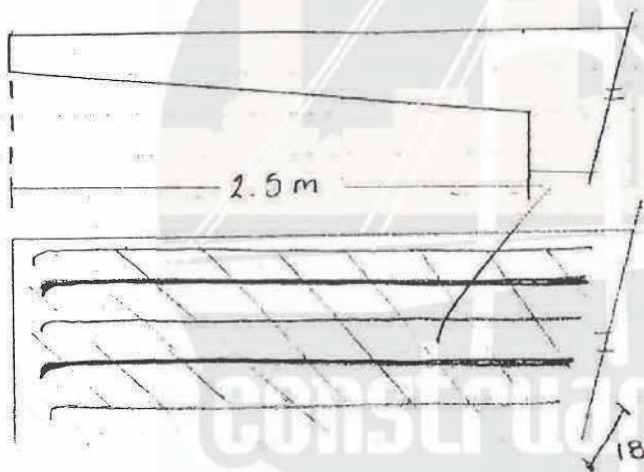
## Calculo del área de acero en zona extrema

En esta zona se pondra una 3ra parrilla en forma diagonal para evitar que se levanten las crillas

$$M_D = 15\,391.56 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_D}{f_s j d} = \frac{15\,391.56}{16\,25.97(0.881)(30)}$$

$$A_s = 33.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$



Usando varillas de #5C en la primera parrilla, varillas #6C en la segunda parrilla y varillas #5C en la tercera parrilla en forma diagonal como se muestra en la figura.

1ra parrilla = #5C

$$a_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

2da parrilla = #6C

$$a_s = 2.87 \text{ cm}^2$$

3ra parrilla diagonal = #5C

$$a_s = 1.98 \text{ cm}^2 \cos 45^\circ = 1.40 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma a_s = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{a_s b}{A_s} = \frac{6.25(100)}{33.58} = 18.61 \approx 18 \text{ cm.}$$





## Revisión de las varillas por adherencia ( $\mu$ )

$$\mu = \frac{V_0}{\sum o_j d}$$

• En zona Intermedia

$$\begin{aligned} V_0 &= 6156.51 \text{ Kg} \cdot \text{m} \\ j &= 0.889 \\ d &= 32 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\mu = \frac{6156.51}{40.91(0.889)(32)}$$

$$\sum o = \frac{b}{s} = \frac{100}{22} \text{ (perimetro)} + \frac{100}{22} (5) = 40.91 \text{ cm}$$

$$\mu = 5.29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_p = \frac{2.29 \sqrt{f_c}}{D_p} = \frac{2.29 \sqrt{250}}{1.59} = 22.72 > 5.29 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{ver p. 103 Hardy})$$

$$D_p = \frac{1.27 + 1.9}{2} = 1.59 \text{ cm}$$

• En zona Extrema.

$$\begin{aligned} V_0 &= 12408.18 \text{ Kg} \cdot \text{m} \\ j &= 0.881 \\ d &= 32 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\sum o = \frac{b}{s} = \frac{100}{18} (5) + \frac{100}{18} (6) + \frac{100}{18} (5) \cos 45^\circ$$

$$\sum o = 80.75$$

$$D_p = \frac{1.6 + 1.9 + 1.6 \cos 45^\circ}{3}$$

$$D_p = 1.54 \text{ cm}$$

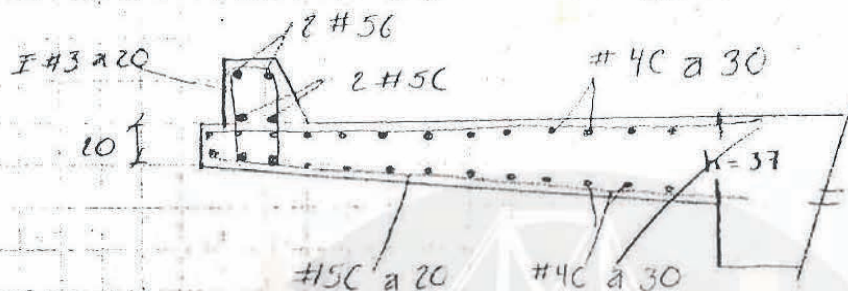
$$\mu = \frac{12408.18}{80.75(0.881)(32)}$$

$$\mu = 5.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_p = \frac{2.29 \sqrt{250}}{1.54} = 23.51 > 5.45 \text{ Kg/cm}^2$$



Calculo del acero por temperatura en lecho inferior "paralelo" al de flexión.



$$A_s = 0.00125 b h \leq 6.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.00125 (100) (37) = 4.63 \text{ cm}^2 < 6.0 \text{ cm}^2$$

$$2 A_{st} = 4.63 (2) = 9.30 \text{ cm}^2$$

° Calculo de la separación de las varillas

usando varillas #5C  $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{a_s (b)}{A_s} = \frac{1.98 (100)}{9.30} = 21.29 \approx 20 \text{ cm}$$

° Calculo del acero por temperatura en lecho inferior paralelo al eje del camino

$$A_{st} = 0.00125 (28.50) (100) = 3.56 \text{ cm}^2$$

$$h = \frac{20 + 37}{2} = 28.50$$

usando varillas #4C  $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{1.27 (100)}{3.56} = 35.67$$



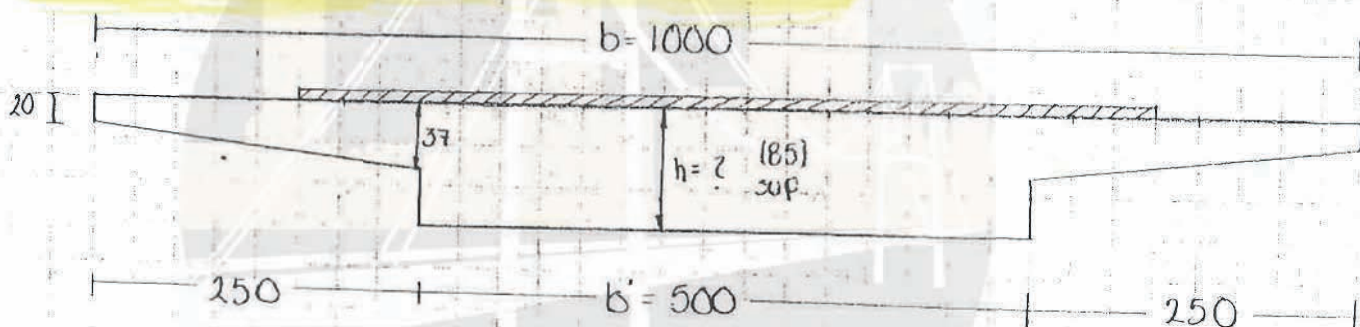
De acuerdo al departamento de puentes esas varillas se colocaran a 30cm debido al efecto rigidizante de la guarnición que reduce al efecto del volado.

Calculo del acero por temperatura en lecho superior paralelo al eje del camino.

Se dejaran las mismas varillas que en el lecho inferior.

TILL HERE 2° P

### Analisis y diseño del alma de la losa



Calculo del momento por carga muerta

1. peso propio del volado =  $2238.2 (2) = 4476.40 \text{ Kg/m}$
2. peso de carpeta de asfalto en el alma =  $5.0 (0.10) (1.0) (2200) = 1100 \text{ Kg/m}$

$$3. \text{ peso propio del alma} = 0.85 (5.0) (1.0) (2400) = 10200 \text{ Kg/m}$$

$$\Sigma = 15776.40 \text{ Kg/m}$$

$$w = 15776.40$$



$$M_{CM} = \frac{w l^2}{8} = \frac{15776.40 (12)^2}{8}$$

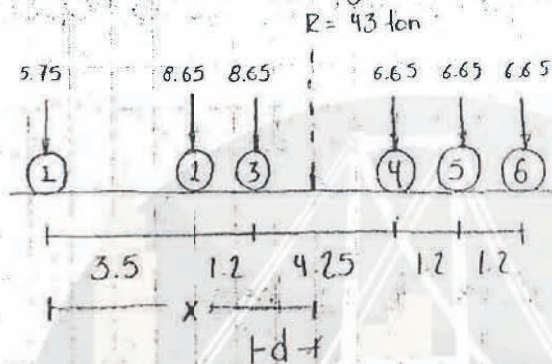
$$M_{CM} = 283975.20 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$



$$V_{CM} = \frac{W_S}{2} = \frac{15\,776.40(12)}{2} = 94\,658.40 \text{ Kg}$$

• Cálculo del momento por carga viva mas impacto

Ver p. 118  
HS-20

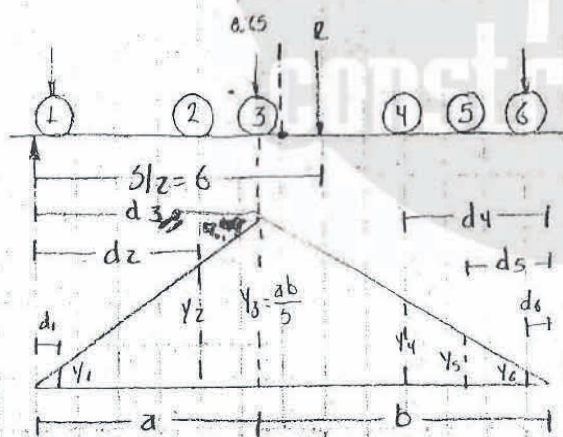


$$8.65(3.50) + 8.65(4.7) + 6.65(8.95) + 6.65(10.15) + 6.65(11.35) = 43x$$

$$x = 273.42 / 43 = 6.36 \text{ m}$$

$$d = 6.36 - 4.70 = 1.66 \text{ m}$$

$$d/2 = 1.66 / 2 = 0.83 \text{ m}$$



$$1 = 4.70 + 0.83 = 5.53 < 6.00 \text{ m}$$

$$6 = 6.65 - 0.83 = 5.82 < 6.00 \text{ m}$$

$$a = 6.00 - 0.83 = 5.17 \text{ m}$$

$$b = 6.00 + 0.83 = 6.83 \text{ m}$$

$$y_3 = \frac{ab}{2} = \frac{5.17(6.83)}{2} = 2.95 \text{ m}$$

$$y_1 = \frac{2.94}{5.17} (0.47) = 0.27$$

$$y_2 = \frac{2.94}{5.17} (3.97) = 2.26$$

$$d_1 = 5.17 - 3.50 - 1.20 = 0.47 \text{ m}$$

$$d_2 = 5.17 - 1.20 = 3.97 \text{ m}$$

$$d_3 = 5.17$$

$$d_4 = 6.83 - 4.25 = 2.58$$

$$d_5 = 6.83 - 4.25 - 1.20 = 1.38$$

$$d_6 = 6.83 - 4.25 - 1.20 - 1.20 = 0.18$$



$$y_4 = \frac{2.94}{6.83} (2.58) = 1.11 \text{ m}$$

$$y_6 = \frac{2.94}{6.83} (0.18) = 0.077 \text{ m}$$

$$y_5 = \frac{2.94}{6.83} (1.38) = 0.59 \text{ m}$$

$$M_{cv} = [0.27(5.75)] + [2.26(8.65)] + [1.11(6.65)] + [0.59(6.65)] + [0.077(6.65)]$$

$$M_{cv} = 58.35 \text{ ton} \cdot \text{m} = 58\,350 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

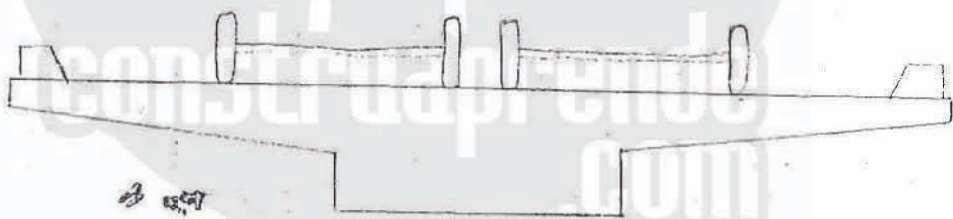
• Cálculo de la carga viva mas impacto

$$I = \frac{15.24}{5 + 38.10} \leq 0.30$$

$$I = \frac{15.24}{12 + 38.10} = 0.30$$

$$\therefore I = 0.30$$

$$M_{cv} + I = 58\,350 (1.30) = 75\,855 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{carril}$$



$$* 2M_{cv} + I = 2(75\,855) = 151\,710 \text{ kg} \cdot \text{m} \longrightarrow 100\%$$

• Cálculo del Momento de diseño

$$M_0 = M_{cm} + 2M_{cv} + I = 283\,975.20 + 151\,710$$

$$M_0 = 435\,685.20 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

\* NOTA: Cuando se tienen 2 carriles en circulación se considera el 100%.  
 Cuando se tienen 3 carriles se considera 90% de los elem. mecánicos.  
 Cuando se tienen 4 carriles o mas se considera el 75%.

(ver pag. 40 scr) (p. 25, AASHTO 2002)



• Cálculo de los esfuerzos permisibles por la fórmula de las h.

$$f_s = 1343 \left( 1 + \frac{MCM}{2MCV+I} \right) \leq 2000 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_s = 1343 \left( 1 + \frac{283\,975.20}{151\,710} \right) = 3856.87 > 2000 \text{ Kg/m}^2$$

$$\therefore f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{9(100)}} = 0.310$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.310}{3} = 0.897 \quad f_c = 0.4 f'_c = 0.4(250) \text{ (p103)}$$

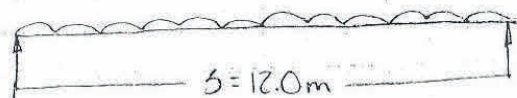
$$R = \frac{1}{2} f_c K J = 0.5(100)(0.310)(0.897) = 13.90 \text{ Kg/cm}^2$$

• Cálculo del peralte efectivo

$$d = \sqrt{\frac{M_o}{R_b}} = \sqrt{\frac{43\,568\,520}{13.90(1000)}} = 55.99 \approx 56 \text{ cm}$$

• Verificación del peralte por cortante.

$$w = 15\,776.40$$



$$V_{cm} = 94\,658.4 \text{ Kg}$$

• Cálculo del cortante por carga viva.

$$d_1 = 0.65 \text{ cm}$$

$$d_2 = 4.15 \text{ cm}$$

$$d_3 = 5.35 \text{ cm}$$

$$d_4 = 9.60 \text{ cm}$$

$$d_5 = 10.80 \text{ cm}$$

$$y_1 = 0.054$$

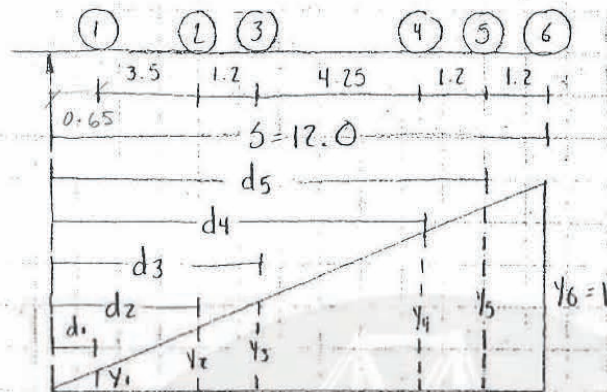
$$y_2 = 0.346$$

$$y_3 = 0.446$$

$$y_4 = 0.800$$

$$y_5 = 0.900$$





$$V_{cv} = [5.75(0.054)] + [8.65(0.346)] + [8.65(0.446)] + [6.65(0.8)] + [6.65(0.9)] + [6.65(1.1)] = 25.11 = 25,116 \text{ Kg}$$

• Cálculo del impacto

$$I = 0.30 \quad V_{cv} + I = 25,116(1.30) = 32,650.80 \text{ Kg /camil.}$$

$$2V_{cv} + I = 32,650.80(2) = 65,302.38 \text{ Kg}$$

• Cálculo del cortante de diseño

$$V_D = V_{cm} + 2V_{cv} + I = 94,658.40 + 65,302.38 = 159,960.78 \text{ Kg}$$

$$\therefore V_t = \frac{V_D}{b'd} = \frac{159,960}{500(56)} = 5.71 \text{ Kg/cm}^2 > 4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_D = 0.254 \sqrt{f'c} = 0.254 \sqrt{250} = 4.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_t = \frac{V_D}{b'd} \quad \text{despejando } d = \frac{V_D}{V_t \cdot b'} = \frac{159,960.78}{(4.0)(500)}$$

$$d = 79.80 \approx 80 \text{ cm.} \quad h = d + r = 80 + 5 = 85 \text{ cm.}$$



• Cálculo del área de acero

$$A_s = \frac{M_D}{f_s \cdot d} = \frac{435685 \cdot 20}{2000 (0.897) (80)} = 303.97 \text{ cm}^2$$

Var # 8C se tiene  $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$S_v = \frac{507 (500)}{303.57} = 8.35 \text{ cm (3)} = 25.05 \approx 25 \text{ cm}$$

• Doblado de las varillas

$$1000 \text{ cm} / 25 \text{ cm} = 40 \text{ v } \# 8C$$

$$40 / 3 = 13 \text{ v } \# 8C$$

$$X = \frac{5}{2} \sqrt{\frac{N}{N_1}} + 15 \phi$$

(sea la página 106)

$$X_2 = \frac{1000}{2} \sqrt{\frac{21}{40}} + 15 (2.54)$$

$$X_1 = 450 \text{ cm}$$

$$X_1 = \frac{1000}{2} \sqrt{\frac{13}{40}} + 15 (2.54)$$

$$X_1 = 200 \text{ cm}$$

• Cálculo del área de acero por distribución

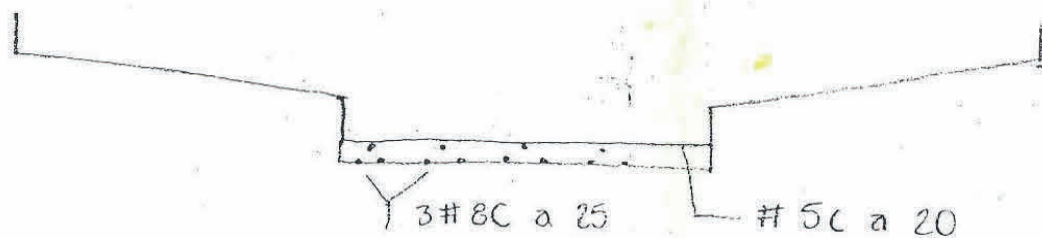
$$\rho = \frac{55}{\sqrt{5}} \leq 50\% \quad \rho = \frac{55}{\sqrt{12}} = 15.88\%$$

$$A_{s_D} = 303.57 (0.1588) = 48.21 \text{ cm}^2$$

usando varillas # 5C  $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$

$$S_v = \frac{1.98 (500)}{48.21 \text{ cm}^2} = 20.24 \approx 20.0 \text{ cm}$$





- Cálculo del acero por temperatura

$$A_{st} = 0.00125 bh \leq 6.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.00125 (100)(85) = 10.63 > 6.00 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{st} = 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Cálculo de la separación de las varillas  $a_s = 1.25 \text{ cm}^2 \phi$

$$s = \frac{1.25(100)}{600} = 21.17 \approx 22.0 \text{ cm}$$

### Análisis de una superestructura a base de una losa

claro entre centro de apoyo  $s = 20.0 \text{ m}$

ancho de calzada =  $9.20 \text{ m}$

ancho de losa =  $10.0 \text{ m}$

no. de carriles = 2

resistencia del concreto en losa  $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

resistencia del concreto en traves  $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

acero de refuerzo en losa  $f'_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

acero de refuerzo en trabe  $f'_s = 19000 \text{ Kg/cm}^2$



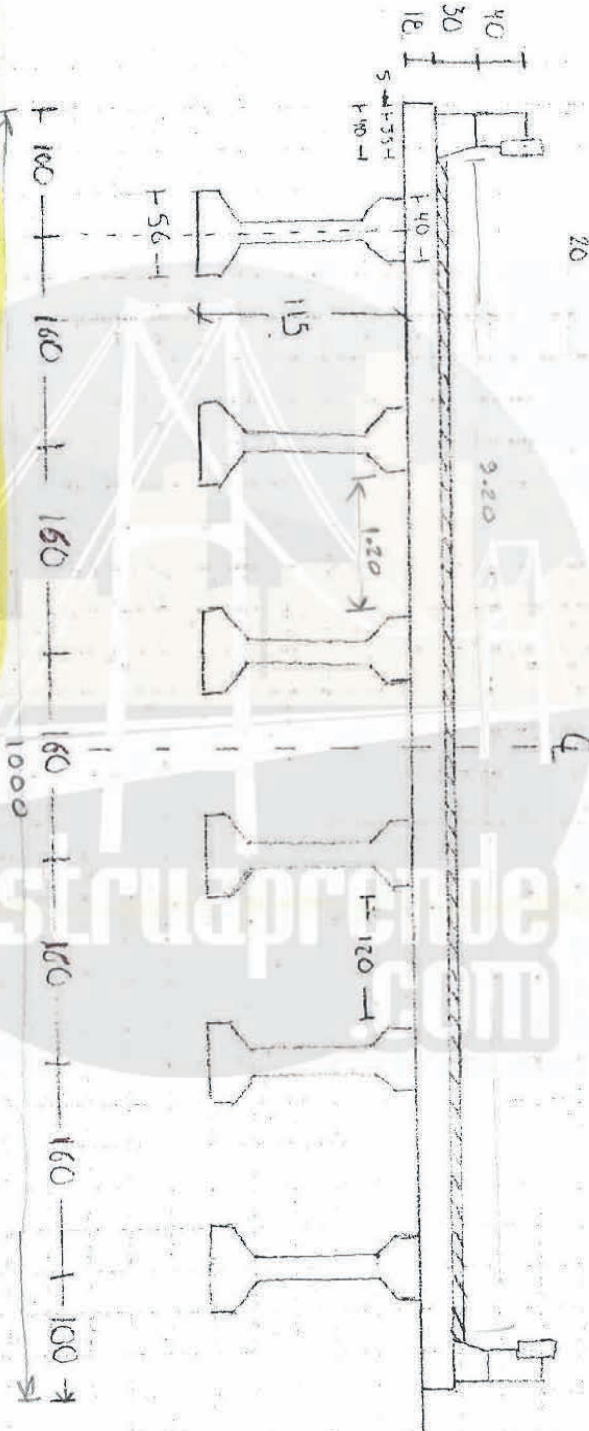
### Calculo de la losa entre trabes

• Calculo de la losa por carga muerta

$$\begin{aligned} \text{P.P. carpeta de asfalto} &= 0.10 (1.20) (1.60) (2200) = 264.00 \text{ kg} \\ \text{P.P. de la losa} &= 0.18 (1.20) (1.60) (2400) = 518.40 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$w = \frac{782.40}{1.20} = 652 \text{ kg/m}$$

$$w = 652 \text{ kg/m}$$



25 pilas de 20 x 27 cm cada 2.0m

$$M_{cm} = \frac{w s^2}{8} = \frac{652 (1.20)^2}{8}$$

$$M_{cm} = 117.36 \text{ kg-m}$$



- Por continuidad se multiplica este momento por 0.8

(ver p. 77)  
(y p. 36 AASHTO)

$$0.8 MCM = 117.36 (0.8) = 93.88 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

- Cálculo del momento por carga viva más impacto

$$MCV = (0.10255 + 0.0625) P$$

$$MCV = \left( \frac{5 + 0.61}{9.74} \right) P$$

(p. 77 S.C.T) (p. 36 AASHTO 2002)

$$MCV = \left( \frac{1.20 + 0.61}{9.74} \right) 1257.5 = 1348.67 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

14515/2 (HS20-44)

$$I = \frac{15.24}{5 + 38.10} = \frac{15.24}{1.20 + 38.10} = 0.39 > 0.30$$

$$\therefore I = 0.30$$

$$MCV + I = 1348.67 (1.30) = 1753.27 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

- Cálculo del momento de diseño

$$M_0 = MCM + (MCV + I) = 93.88 + 1753.27 = 1847.15 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

- Cálculo de los esfuerzos permisibles

$$f_s = 1343 \left( 1 + \frac{0.8 MCM}{MCV + I} \right) = 1343 \left( 1 + \frac{93.88}{1753.27} \right)$$

$$f_s = 1414.91 < 1800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore f_s = 1414.91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 f'_c = 0.4 (250) = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1414.91}{9 (100)}}$$

$$K = 0.388$$



$$J = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.388}{3} = 0.870$$

$$R = \frac{1}{2} k f_c J = 0.5 (0.388) (100) (0.870) = 16.88 \text{ Kg/cm}^2$$

• Cálculo del peralte

$$d = \sqrt{\frac{M_o}{R b}} = \sqrt{\frac{1847.15}{16.88 (100)}} = 10.46 \approx 11 \text{ cm}$$

$$h = d + r = 11.0 + 4.0 = 15.0 \text{ cm} < 18.0 \text{ cm}$$

∴ se dejara el peralte definido por cuestión de rigidez

$$d = 18.0 - 4.0 = 14.0 \text{ cm}$$

• Cálculo del área de acero por flexión

$$A_s = \frac{M_o}{f_s J d} = \frac{1847.15}{1414.91 (0.870) (14)}$$

$$A_s = 10.72 \text{ cm}^2$$

• Cálculo de la separación de las varillas

$$\text{usando varilla } \# 40 \quad a_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{a_s b}{A_s} = \frac{1.27 (100)}{10.72}$$

$$s = 11.85 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$$

∴ se colocaran varillas  
# 40 cada 12 cm

• Diseño con factor de carga

$$\begin{aligned} M_u &= 1.30 (M_{CM} + 1.67 M_{CV+I}) \\ &= 1.30 [93.88 + 1.67 (1753.27)] \end{aligned}$$

$$M_u = 3928.39 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$



$$M_R = 0.90 \left[ A_s f_y d \left( 1 - 0.6 P \frac{f_y}{f'_c} \right) \right]$$

$$\begin{aligned} \therefore P_b &= \frac{0.85 B f'_c}{f_y} \frac{6000}{6000 f_y} \\ &= \frac{0.85 (0.85) (250)}{4200} \frac{6000}{6000 (4200)} = 0.025 \end{aligned}$$

$$P_{max} = 0.75 P_b = 0.75 (0.025) = 0.019$$

$$P_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$P = 0.18 \frac{f'_c}{f_y} = 0.18 \frac{250}{4200} = 0.01$$

$$A_s = P b d = 0.01 (100) (18) = 180 \text{ cm}^2 \quad 10.72$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0.9 P f_y b \left( 1 - 0.6 P \frac{f_y}{f'_c} \right)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{392839}{0.90 (0.01) (4200) (100) \left[ 1 - 0.6 (0.01) \left( \frac{4200}{250} \right) \right]}}$$

$$d = 10.75$$

$$M_{eu} = 0.90 \left[ 180 (4200) (11) \left[ 1 - 0.6 (0.008) \left( \frac{4200}{250} \right) \right] \right]$$

$$M_{eu} = 6880857.98 \text{ Kg} \cdot \text{cm} > M_u \quad \checkmark$$

684 cm



• Cálculo del área de acero por distribución

$$p = \frac{121}{\sqrt{5}} \leq 67\%$$

(p. 79 SCT)  
(p. 37 ASHTO)

cualde el acero de  
flexión sea perpendicular  
al tránsito.

$$p = \frac{121}{\sqrt{120}} = 110.46 > 67\%$$

$$\therefore P = 67\%$$

• Cálculo de la separación de las varillas

$$As_{dist} = 10.72 (0.67) = 7.18 \text{ cm}^2 \quad as = 1.27 \text{ cm}^2$$

usando varillas # 4C se tiene

$$s = \frac{1.27 (100)}{7.18} = 17.69 \approx 18.0 \text{ cm}$$

• Cálculo del acero por temperatura en lecho superior paralelo a la dirección del tránsito

$$As_t = 0.00125 \text{ kh} = 0.00125 (100) (18) = 2.25 \text{ cm}^2$$

• Cálculo de separación de varillas

$$\text{usando varillas \# 3C} \quad as = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{0.72 (100)}{2.25} = 32 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

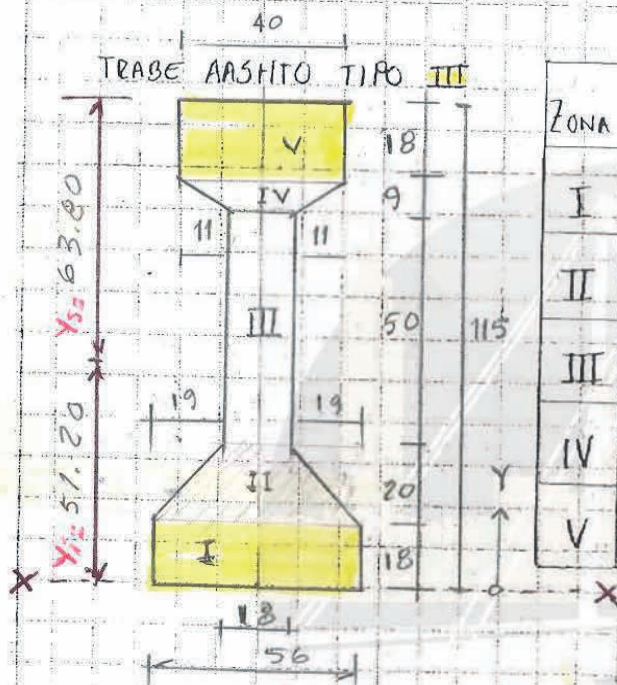
$$\therefore s = 30 \text{ cm por especificación}$$

NOTA: Por temperatura perpendicular al tránsito se corren los casiones.



## Calculo de las trabes prefabricadas

- Calculo de las propiedades geométricas de la trabe de sección simple.



ZONA	AREA cm <sup>2</sup>	Y	AY	AY <sup>2</sup>	I <sub>o</sub>
I	18(56) = 1008 ✓	✓ 9.09	✓ 9072	✓ 81648	✓ 27216
II	$\left(\frac{56+18}{2}\right)20 = 740$ ✓	✓ 26.29	✓ 19462	✓ 511851	✓ 20444
III	50(18) = 900 ✓	✓ 63.00	✓ 56700	✓ 3572100	✓ 187500
IV	$\left(\frac{40+18}{2}\right)9 = 261$ ✓	✓ 93.10	✓ 24299	✓ 2262237	✓ 1539
V	18(40) = 720 ✓	✓ 106.0	✓ 76320	✓ 8089920	✓ 19440
	<b>Σ = 3629 ✓ cm<sup>2</sup></b>		<b>185853</b>	<b>14517756</b>	<b>256139</b>

Centroide trapecio =  $\frac{h}{3} \left( \frac{2b+B}{b+B} \right)$

$I_o = \frac{bh^3}{12}$  (rectángulo)

Y<sub>c</sub> local: Y<sub>c</sub> = 8.29 =  $\left( \frac{2 \times 18 + 56}{18 + 56} \right) \frac{20}{3} = 8.29$

Y<sub>c</sub> de abajo: Y<sub>c</sub> II = 8.29 + 18 = 26.29 ✓

Y<sub>c</sub> = 9 -  $\frac{2}{3} \left( \frac{2 \times 18 + 40}{18 + 40} \right) = 9 - 3.93 = 5.07$ ; 18 + 20 + 50 + 5.07 = 93.07

IV =  $\frac{h}{3} \left( \frac{2B+b}{b+B} \right) = Y_c$

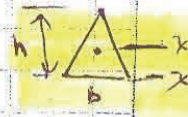


$Y_c = \frac{1}{3} h \left( \frac{2a+b}{a+b} \right)$

p. 280 T.C. HUMB I

$I_{xc} = \frac{bh^3}{36}$

respecto a su C.G. del Δ (triángulo)

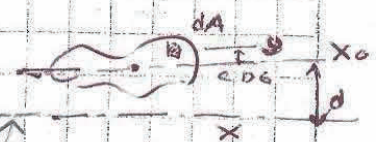


p. 279 T.C. HUMB I

- Calculo del momento de inercia

$I_{xx} = \Sigma AY^2 + \Sigma I_o = 14517756 + 256139$

$I_{xx} = 14773895 \text{ cm}^4$



$I_x = \bar{I}_x + Ad^2$   
TEOREMA DE STEINER

$I_o \text{ de I I} = 2 \left[ \frac{19 \times 20^3}{36} \right] + \frac{18 \times 20^3}{12} = 8444 + 12000 = 20444$

$I_o \text{ de IV} = 2 \left[ \frac{11 \times 9^3}{36} \right] + \frac{18 \times 9^3}{12} = 445.5 + 1093.5 = 1539$



$$y_i = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{185\,853}{3\,629} = 51.20 \text{ cm}$$

$$y_s = 115.0 - 51.20 = 63.80 \text{ cm}$$

◦ Cálculo del momento de inercia en el centro de gravedad de la trabe

$$I_{cg} = I_{xx} - A(y_i)^2$$

$$I_{cg} = 14\,773\,895 - [3\,629(51.20)^2]$$

$$I_{cg} = 5\,260\,689 \text{ cm}^4$$



$$I_{xx} = \bar{I}_x + Ad^2$$

$$\text{si } d = y_{cg} \Rightarrow$$

$$I_{xx} = \bar{I}_x + A(y_{cg})^2$$

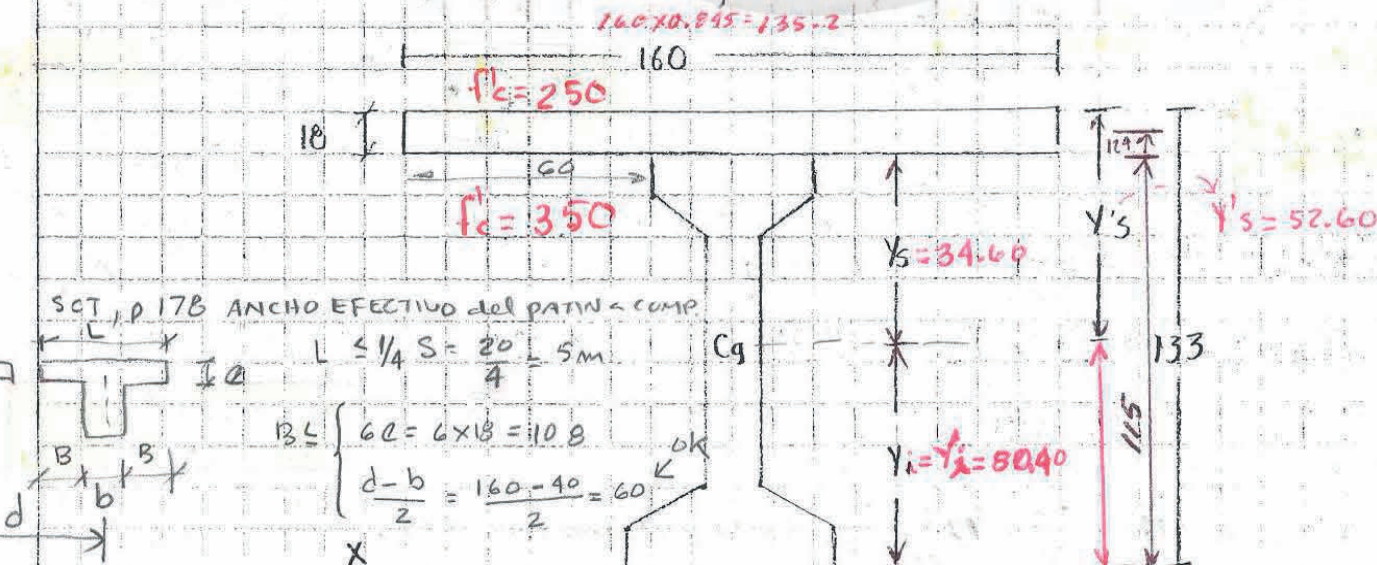
$$\bar{I}_x = I_{xx} - A(y_{cg})^2$$

◦ Cálculo del módulo de sección superior e inferior

$$S_s = \frac{I_{cg}}{y_s} = \frac{5\,260\,689}{63.80} = 82,456 \text{ cm}^3$$

$$S_i = \frac{I_{cg}}{y_i} = \frac{5\,260\,689}{51.20} = 102,748 \text{ cm}^3$$

◦ Cálculo de las propiedades geométricas de la sección compuesta





- Relacion de resistencias a la compresión de los concretos para

$$\begin{aligned} R. \text{concreto losa} & f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \\ R. \text{concreto trabe} & f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$C = \sqrt{\frac{f'c_{\text{losa}}}{f'c_{\text{trabe}}}} = n$$

$$C = \sqrt{\frac{250}{350}}$$

$$= 0.845$$

- Recordar  $n = \frac{E}{E'}$  relacion de modulos = en funcion de la  $\sqrt{f'c}$
- Ver p. 295 A. H. WILSON

ZONA	AREA (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	AY (cm <sup>3</sup> )	AY <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>o</sub> (cm <sup>4</sup> )
losa	18(160)(0.845) = 2434	124	301 816	37 425 184	77 760 (0.845) = 65 707
trabe	Z trabe = 3629	VER PAG 387 (Σ) 141	185 853 3629 x 51.20	14 517 756	156 139
	Σ A = 6063	Σ	487 669	51 942 940	321 846

(Ver hoja Inercias de la trabe no de la losa)

¡ LOS 3 DATOS SON TOMADOS DE HOJA 14

$$I_o = \frac{bh^3}{12} = \frac{160(18)^3}{12} = 77 760$$

$$I_{xx} = \sum Ay^2 + \sum I_o$$

$$= 51 942 940 + 321 846 = 52 264 786 \text{ cm}^4$$

$$Y_i = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{487 669}{6063} = 80.40 \text{ cm}$$

$$Y_s = 115.0 - 80.40 = 34.60$$

$$Y's = 133.0 - 80.40 = 52.60 \text{ cm}$$

- Calculo del momento de inercia en el centro de la trabe

$$I_{cg} = I_{xx} - A(Y_c)^2$$

$$I_{cg} = 52 264 786 - [6063(80.4)^2] = 13 072 584 \text{ cm}^4$$

= 30' 192,202.08

NOTA:  $(Y_{cg})^2 + (Y_1)^2 + (Y_2)^2 + \dots + (Y_n)^2$



### • Cálculo de los módulos de sección

$$Ss_{\text{trabe}} = \frac{I_{cg}}{Y_s} = \frac{13\,072\,584}{34.60} = 377,820 \text{ cm}^3 \checkmark$$

con losa inferior

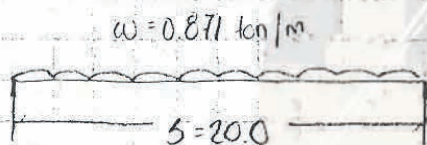
$$Ss_{\text{losa}} = \frac{I_{cg}}{Y_s} = \frac{13\,072\,584}{52.60} = 248,528 \text{ cm}^3 \checkmark$$

superior

$$Sx_{\text{trabe}} = \frac{I_{cg}}{Y_x} = \frac{13\,072\,584}{80.40} = 162,594 \text{ cm}^3 \checkmark$$

### Cálculo de los elementos mecánicos por etapas

• 1ra. etapa; peso propio de trabe



$$w = 0.871 \text{ ton/m}$$

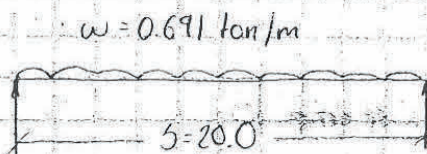
$$\text{area} \downarrow w = 0.3629 \text{ m}^2 (1.0)(2.4) = 0.871 \text{ ton/m}$$

$$M_{cm} = \frac{wS^2}{8} = \frac{0.871(20)^2}{8} = 43.55 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_{cm} = \frac{wS}{2} = \frac{0.871(20)}{2} = 8.71 \text{ ton}$$

• 2da. etapa; peso propio de losa y diafragma

$$(\text{losa}) w = [0.18(1.60)](1.0)(2.4) = 0.691 \text{ ton/m}$$



$$w = 0.691 \text{ ton/m}$$

$$M_{cm} = \frac{wS^2}{8} = \frac{0.691(20)^2}{8}$$

$$M_{cm} = 34.55 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

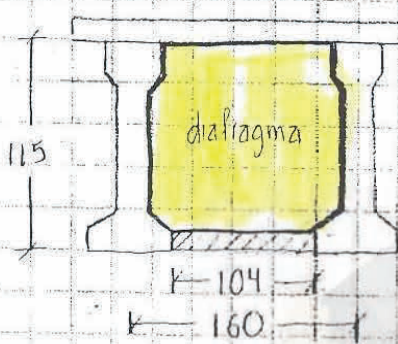
$$V_{cm} = \frac{wS}{2} = \frac{0.691}{2}$$

$$V_{cm} = 6.91 \text{ ton}$$



(diafragma)  $w = [1.15(1.60)] - 0.3629 - [0.18(1.04)](0.25)(2.4)(5)$

6 traves



$P = w = 0.644 \text{ ton}$

$M_{CM} = \left( \frac{0.644}{2} \right) \left( \frac{20}{2} \right)$

$M_{CM} = 3.22 \text{ ton} \cdot \text{m}$

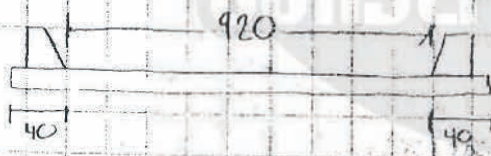
$V_{CM0} = \frac{w}{2} = \frac{0.644}{2} = 0.322 \text{ ton}$

$M_{CM_T} = 34.55 + 3.22 = 37.77 \text{ ton} \cdot \text{m}$

$V_{CM_T} = 6.91 + 0.322 = 7.23 \text{ ton}$

φ 3ra etapa; calculo de los elementos mecánicos de la carpeta asf.

$P.P. \text{ carp. asf} = \frac{0.10(9.20)(1.0)(2.2)}{6 \text{ traves}} = 0.337 \text{ ton/m}$



$M_{CM} = \frac{wL^2}{8} = \frac{0.337(20)^2}{8}$

$M_{CM} = 16.85 \text{ ton} \cdot \text{m}$

$V_{CM} = \frac{wL}{2} = \frac{0.337(20)}{2} = 3.37 \text{ ton}$

φ 4ta. etapa; peso propio guarnicion y parapeto



□ 25 cada 2.0m

Defensa =  $[0.15](0.25)(1.0)(2.4) = 0.09 \text{ ton/m}$

Pilastera =  $\frac{[0.20](0.25)(0.4)(2.4)]}{2} = 0.024 \text{ ton/m}$

Guarnicion =  $\left[ \frac{(0.35 + 0.25)}{2} \right] 30 (1.0)(2.4) = 0.216 \text{ ton/m}$

$\Sigma = 0.33 \text{ ton/m}$

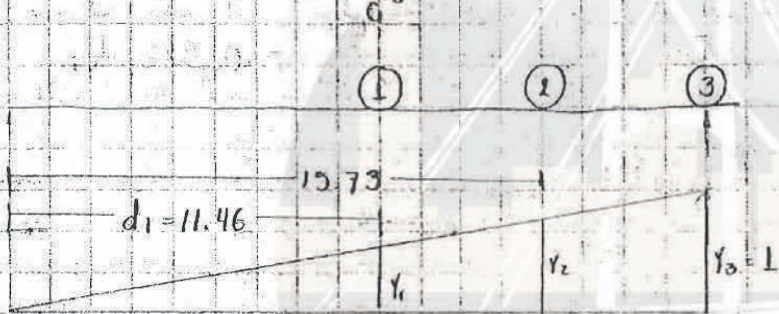


$$\omega = \frac{0.33 (2)}{8 \text{ traves}} = 0.11 \text{ ton/m}$$

$$M_{CM} = \frac{\omega s^2}{8} = \frac{0.11 (20)^2}{8} = 5.5 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$V_{CM} = \frac{\omega s}{2} = \frac{0.11 (20)}{2} = 1.10 \text{ ton}$$

5/2. etapa, carga viva mas impacto

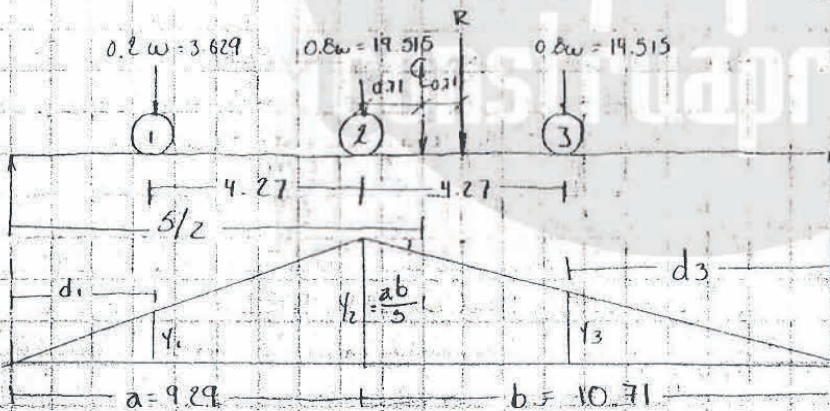


$$y_1 = \frac{1}{20} (11.46) = 0.573$$

$$y_2 = \frac{1}{20} (15.73) = 0.787$$

$$y_3 = \frac{1}{20} (20) = 1$$

$$R_B = 0.573 (3.629) + 0.787 (14.515) + 1 (14.515) = 28.02$$



$$d = 5.69 - 4.27 = 1.42$$

$$d/2 = 1.42/2 = 0.71$$

$$a = 10 - 0.71 = 9.29$$

$$b = 10 + 0.71 = 10.71$$

$$d_1 = 9.29 - 4.27 = 5.02$$

$$d_3 = 10.71 - 4.27 = 6.44$$

$$y_2 = \frac{9.29 (10.71)}{20} = 4.97$$

$$y_1 = \frac{4.97 (5.02)}{9.29} = 2.69$$

$$y_3 = \frac{4.97 (6.44)}{10.71} = 2.99$$

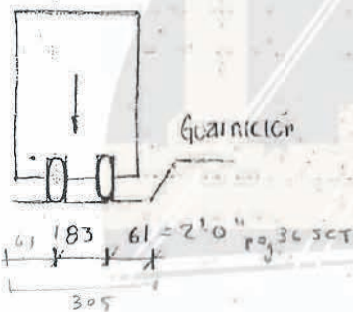
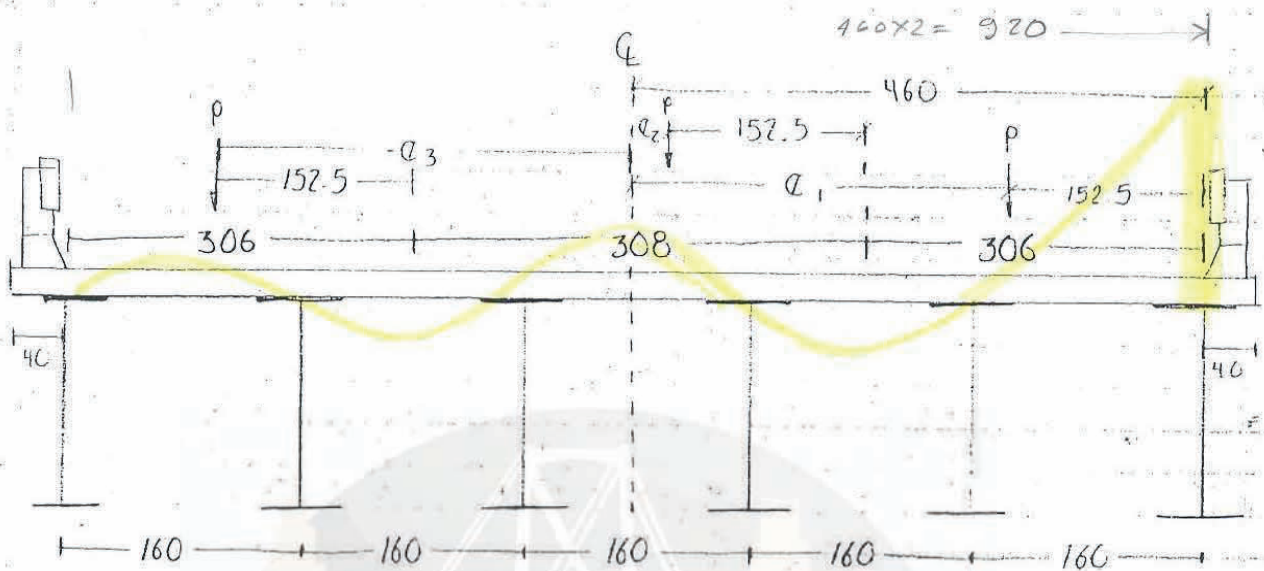
$$0.8w (4.27) + 0.8w (8.54) = 1.8w (x)$$

$$x = \frac{0.8w (4.27 + 8.54)}{1.8w} = 5.69$$

$$M = 2.69 (3.629) + 4.97 (14.515) + 2.99 (14.515)$$

$$M = 125.30 \text{ ton}\cdot\text{m}$$





Formula de Courbon

$$f_c = \frac{1}{n} \left( 1 + 6 \frac{1}{n+1} \cdot \frac{e}{s} \right)$$

$f_c$  = factor de concentración

$n$  = número de traves

$e$  = excentricidad

$s$  = separación de traves

$$d = \frac{183}{2} + 61$$

$$d = 152.5 \text{ cm} = 305/2$$

a la derecha

$$\begin{cases} e_1 = 460 - 152.5 = 307.5 \text{ cm} \\ e_2 = (308/2) - 152.5 = 1.5 \text{ cm} = 460 - 306 - 152.5 \\ e_3 = (308/2) + 152.5 = 306.5 \text{ cm} \end{cases}$$

a la izquierda

$$f_{c1} = \frac{1}{6} \left( 1 + 6 \frac{1}{6+1} \cdot \frac{307.5}{160} \right) = 0.441$$

$$f_{c2} = \frac{1}{6} \left( 1 + 6 \frac{1}{6+1} \cdot \frac{1.5}{160} \right) = 0.168$$

$$f_{c3} = \frac{1}{6} \left( 1 - 6 \frac{1}{6+1} \cdot \frac{306.5}{160} \right) = -0.107$$

NOTA: Cuando el resultado sale negativo no se toma en cuenta.



### ◦ Cálculo del impacto

$$I = \frac{15.24}{5 + 38.10} \leq 0.30$$

$$I = \frac{15.24}{20 + 38.10} = 0.262 < 0.30$$

$$\therefore I = 0.262$$

### ◦ Cálculo del incremento por impacto

$$\dagger Mcv + I = \underbrace{125.419 (1.262) (0.441)}_{\text{impacto / colón}} + 125.419 (1.262) (0.168)_{\text{impacto / tirante}}$$

$$\begin{array}{r} 0.991 \\ 0.168 \\ \hline 0.609 \end{array}$$

$$Mcv + I = 96.39 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\dagger Vcv + I = 28.044 (1.262) (0.441) + 28.044 (1.262) (0.168)$$

$$Vcv + I = 21.55 \text{ ton}$$

### ◦ Cálculo de los esfuerzos en el centro del claro por carga muerta mas carga viva mas impacto

† 1ra etapa; peso propio de tirante

$$p_s = \frac{M}{S_s} = \frac{43.55}{0.082456 \text{ m}^3} = +528.16 \text{ ton/m}^2$$

$$p_x = \frac{M}{S_x} = \frac{43.55}{0.102748 \text{ m}^3} = -423.85 \text{ ton/m}^2$$

† 2da etapa; peso propio de losa y diafragma

$$p_s = \frac{M}{S_s} = \frac{37.77}{0.082456} = +458.06 \text{ ton/m}^2$$

$$p_x = \frac{M}{S_x} = \frac{37.77}{0.102748} = -367.60 \text{ ton/m}^2$$



3ra etapa; elementos mecánicos de la carpeta asfáltica

$$(losa) \quad f_s = \frac{M}{S_s} = \frac{16.85}{0.248528} = + 67.80 \text{ ton/m}^2$$

$$(trabe) \quad \left\{ \begin{aligned} f_s &= \frac{M}{S_s} = \frac{16.85}{0.377820} = + 44.60 \text{ ton/m}^2 \\ f_x &= \frac{M}{S_x} = \frac{16.85}{0.162594} = - 103.63 \text{ ton/m}^2 \end{aligned} \right.$$

4ta etapa; peso propio garinición y parapeto

$$(losa) \quad f_s = \frac{M}{S_s} = \frac{5.50}{0.248528} = + 22.13 \text{ ton/m}^2$$

$$(trabe) \quad \left\{ \begin{aligned} f_s &= \frac{M}{S_s} = \frac{5.50}{0.377820} = + 14.56 \text{ ton/m}^2 \\ f_x &= \frac{M}{S_x} = \frac{5.50}{0.162594} = - 33.82 \text{ ton/m}^2 \end{aligned} \right.$$

5ta etapa; carga viva mas impacto

$$(losa) \quad f_s = \frac{M}{S_s} = \frac{96.39}{0.248528} = + 387.84 \text{ ton/m}^2$$

$$(trabe) \quad \left\{ \begin{aligned} f_s &= \frac{M}{S_s} = \frac{96.39}{0.377820} = + 255.12 \text{ ton/m}^2 \\ f_x &= \frac{M}{S_x} = \frac{96.39}{0.162594} = - 592.83 \text{ ton/m}^2 \end{aligned} \right.$$

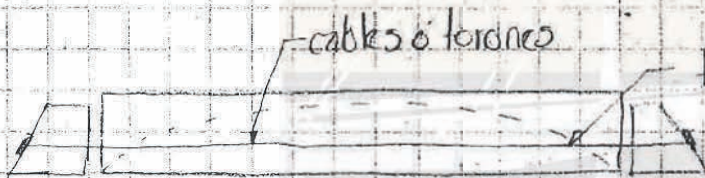


# Resumen de esfuerzos en el centro del claro

CARGAS	Mom ton-m	FIBRA SUPERIOR LOSA		FIBRA SUPERIOR TRABE		FIBRA INFERIOR TRABE	
		PARCIAL	ACUMULADA	PARCIAL	ACUMULADA	PARCIAL	ACUMULADA
1ra etapa <small>p.p. trabe</small>	43.55	—	—	528.16	—	-423.85	—
2da etapa <small>p.p. losa + DIAF.</small>	37.77	—	—	458.06	986.22	-367.60	-791.45
3ra etapa <small>corroto A.E.</small>	16.85	67.80	—	44.60	1030.82	-103.63	-895.08
4ta etapa <small>p.p. separación y rampa</small>	5.50	22.13	89.93	14.56	1045.38	-33.82	-928.90
5ta etapa <small>C.V. + Imp.</small>	96.39	387.84	477.77	255.12	1300.50	-592.83	-1521.73

compresion

tension



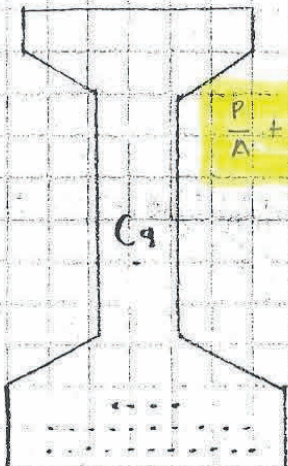
tensado 75% = 14250 Kg/cm²



f's = 19000 Kg/cm²

## Calculo del número de cables en forma aproximada

"Formula para calcular el prefuerzo"



$$\frac{P}{A} + \frac{Pe}{Si} = f_i$$

$$p = \frac{f_i}{\frac{1}{A} + \frac{e}{Si}} \quad \text{Kg}$$

en la trabe solo caben 24 torones de 1/2"

$$\bar{y} = 10 \text{ cables (5cm)} + 10 \text{ cables (10cm)} + 4 \text{ cables (15cm)} = 24 \text{ cables}$$

$$\bar{y} = 8.75 \text{ cm}$$



$$e = y_x - \bar{y} = 51.20 - 8.75 = 42.45 \text{ cm}$$

$$p = \frac{152.173 \text{ Kg/cm}^2}{\frac{1}{3629} + \frac{42.45}{102748}} = 220\,955.36 \text{ Kg}$$

$$0.75 f'_s = 14\,250 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo a someter de los cables)}$$

$$0.60 f'_s = 11\,400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (incluyendo perdidas aproximadas)}$$

$$0.15 f'_s = 2\,850 \text{ Kg/cm}^2 = (0.75 - 0.60) f'_s$$

• Cálculo del área de acero necesaria de los cables

$$A_s = \frac{220\,955.36}{11\,400} = 19.38 \text{ cm}^2$$

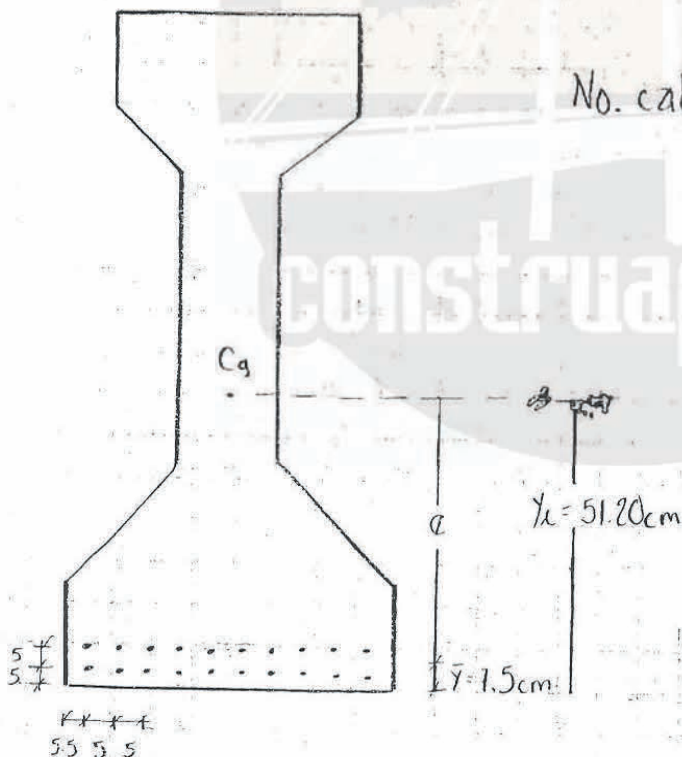
usando torones de  $\frac{1}{2}$ " se tiene  $a_s = 0.987 \text{ cm}^2$

• Cálculo del número de cables

$$\text{No. cables} = \frac{19.38}{0.987} = 19.64 \approx 20 \text{ torones}$$

$$e = 51.20 - 7.5 = 43.7 \text{ cm}$$

$$= 0.437 \text{ m}$$



"Cálculo de las perdidas"

$$\Delta f_s = SH + ES + CR_c + CR_s$$

$$CC + AE + CR_c + CR_s \quad (s < T, p)$$

$\Delta f_s$  = pérdida total por presfuerzo

SH = pérdida por contracción del concreto calculada con un porcentaje de humedad relativa promedio de 70%

ES = pérdida por acortamiento elastico

CR<sub>c</sub> = pérdida por escurrimiento plastico del concreto

CR<sub>s</sub> = pérdida por relajacion del acero de presfuerzo



- Cálculo de la pérdida por contracción del concreto

$$CC = 117.21 - 1.034HR \quad \text{SCT, pag 237}$$

$$SH = 17.000 - 150 \text{ humedad relativa} \quad \text{AASHTO, pag 233, form (9-1)}$$

$$SH = 17.000 - 150(70) = 6500 \text{ lb/plg}^2$$

$$(CC = 117.21 - 1.034 \times 70\% = 44.83 \text{ MPa} = 44.83 \times 10.2 = 457.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$= 457.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{lb/plg}^2 (0.07031) = \text{kg/cm}^2$$

(MMont. p. 925)

- Cálculo del peso por acortamiento elástico.

$$ES = \frac{ESA}{ESC} f_{cr}$$

ESA = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

ESC = Módulo de elasticidad del concreto (varía dependiendo  $f'_c$ )

$$AE = ES/ESC f_{cr} \quad \text{SCT, pag. 238}$$

$$ESA = 1.960.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$ESC = 15.000 \sqrt{f'_c} = 15.000 \sqrt{350} = 280.624 \text{ kg/cm}^2$$

$$ESC = 15.274.7 \sqrt{f'_c} \text{ en kg/cm}^2 \text{ ver pag. 238, SCT}$$

$$\frac{ESA}{ESC} = \frac{1.960.000}{280.624} = 6.98 \approx 7$$

6.85

$f_{cr}$  = esfuerzo medio del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo en el momento de las descargas.

El presfuerzo en cada trabe consistirá de 20 torones de  $\frac{1}{2}$ " de  $\phi$  con un  $A_s = 20 (0.987) = 19.74 \text{ cm}^2$ , cuyo centro de gravedad se localiza a 7.5 cm de la cara inferior por lo que la excentricidad =  $51.20 - 7.5 = 0.437 \text{ m}$ .

$$\text{area total} = 3629 \text{ cm}^2 = 0.3629 \text{ m}^2 \quad \text{p 142}$$

$$\text{modulo sup. } S_x = 82.456 \text{ cm}^2 = 0.082456 \text{ m}^3$$

$$\text{modulo inf. } S_x = 102.748 \text{ cm}^2 = 0.102748 \text{ m}^3$$

Fuerza total en la cama de presfuerzos

$$P = 14250 (20) (0.987) = 281.295 \text{ kg} = 281.295 \text{ ton}$$

(0.75  $f'_c$ ) (No. br) ( $A_s$ )



• Cálculo de los esfuerzos  $f_s$

$$f_s = p \left( \frac{1}{A_t} - \frac{e}{S_s} \right) = p \left( \frac{1}{0.3629} - \frac{0.437}{0.082456} \right)$$

$$f_u = p \left( \frac{1}{A_t} + \frac{e}{S_u} \right) = p \left( \frac{1}{0.3629} + \frac{0.437}{0.102748} \right)$$

$$\therefore f_s = -2.54 P$$

$$f_u = 7.01 P$$

Esfuerzos iniciales en la trabe, debidos al presfuerzo

$$f_s = -2.54 (281.295) = -714.49 \text{ ton/m}^2$$

$$f_u = 7.01 (281.295) = 1971.88 \text{ ton/m}^2$$

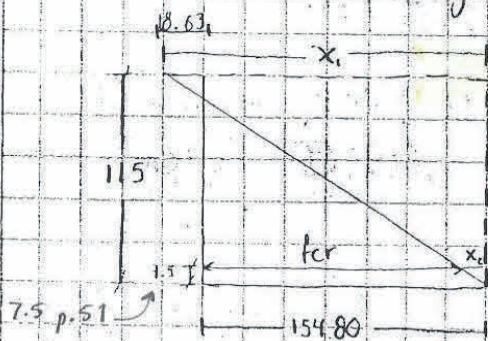
• Cálculo de los esfuerzos en la trabe, en las etapas de construcción.

• Presfuerzo inicial más peso propio de trabe

$$f_s = -714.49 + 528.16 = -186.33 \text{ ton/m}^2 = -18.633 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_u = 1971.88 + (-423.85) = 1548.03 \text{ ton/m}^2 = 154.803 \text{ Kg/cm}^2$$

En el centro de gravedad del acero de presfuerzo se tiene



$$x_1 = 154.80 + 18.63 = 173.43$$

$$\frac{173.43}{115} = \frac{x_2}{7.5} \quad x_2 = \frac{173.4 (7.5)}{115}$$

$$x_2 = 11.31$$

$$f_{cr} = 154.80 - 11.31 = 143.49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore E_s = \frac{E_{SA}}{E_{SC}} f_{cr} = 7 (143.49) = 1004.43 \approx 1005 \text{ Kg/cm}^2$$



### † Pérdida por escurrimiento plástico del concreto

$$C_{rc} = 12 f_{cr} - 7 f_{cd}$$

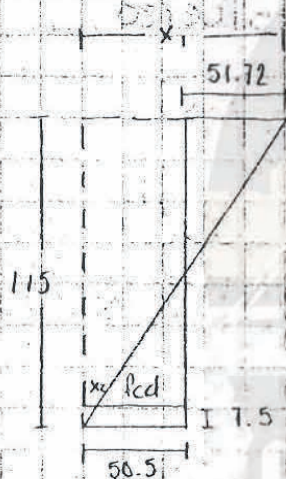
SCT pag 239

$f_{cd}$  = esfuerzo medio de compresión del concreto en el centro de gravedad de Ac presfuerzo bajo carga muerta.

$$f_s = 458.06 + 44.60 + 14.56 = 517.22 \text{ ton/m}^2 = 51.722 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_x = -367.60 - 103.63 - 33.82 = -505.05 \text{ ton/m}^2 = -50.505 \text{ Kg/cm}^2$$

En el centro de gravedad de presfuerzo se tiene.



$$x_1 = 51.72 + 50.5 = 102.22$$

$$x_2 = \frac{102.22 (7.5)}{115} = 6.67$$

$$f_{cd} = 50.50 - 6.67 = 43.87 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo en  $C_{rc}$

$$C_{rc} = 12(143.49) - 7(43.87) = 1415 \text{ Kg/cm}^2$$

### † Pérdida por relajación del acero de presfuerzo

$$C_{rs} = 137.9 - 0.4 E_s - 0.2 (C_c + C_{rc})$$

$$C_{rc} = 1406 - 0.4 E_s - 0.2 (511 + C_{rc})$$

$$C_{rc} = 1406 - 0.4(1005) - 0.2(457 + 1415) = 629.60 \text{ Kg/cm}^2$$

### † Cálculo de las pérdidas totales

$\Sigma$  pérdidas totales

$$\begin{array}{lcl} 1 & = & 457 \\ 2 & = & 1005 \\ 3 & = & 1415 \\ 4 & = & 630 \end{array}$$

$$3507 \text{ Kg/cm}^2$$

pérdidas aproximadas

$$\text{Comparar con p. 240 SCT}$$

$$310.26 \text{ MPa} = 3,169.65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{para } f_c = 34.47 \text{ MPa} = 350 \text{ Kg/cm}^2$$



## Esfuerzos de presfuerzos efectivos en el centro del claro.

\* Esfuerzo total en la cama del presfuerzo

$$= 14.250 \left( \frac{0.987}{0.75 \text{ f's}} \right) \left( \frac{20}{25 \text{ No. tor}} \right) = 281.30 \text{ ton}$$

\* Perdidas. =  $3.507 (0.987) (20) = 69.23 \text{ ton}$

\* Fuerza efectiva =  $281.30 - 69.23 = 212.07 \text{ ton}$  comparase con p. 15 (220.95 ±)

•  $\therefore f_o = -212.07 (2.54) = -538.66 \text{ ton/m}^2$

$f_x = +212.07 (7.01) = 1486.61 \text{ ton/m}^2$

• Esfuerzos finales de flexión en el centro del claro en  $\text{ton/m}^2$   
(Igual a la de pag. 150, but agregamos PRESFZO)

CARGAS	Mom. ton·m	FIBRA SUPERIOR LOSA		FIBRA SUPERIOR TRABE		FIBRA INFERIOR TRABE	
		PARCIAL	ACUMULADA	PARCIAL	ACUMULADA	PARCIAL	ACUMULADA
1ra ETAPA P.P trabe	43.55	—	—	528.16	—	-423.85	—
Presfuerzo	—	—	—	-538.60	+10.50	1486.61	+1062.76
2a ETAPA P.P losa y Da	37.77	—	—	458.06	+447.56	-367.60	+695.16
3a ETAPA Carp. asf	16.85	67.80	—	44.60	+492.16	-103.63	+591.53
4a ETAPA P.P quar y par.	5.50	22.13	89.93	14.56	+506.72	-33.82	+557.71
5a ETAPA CV + I	96.39	387.84	477.77	255.12	761.84	-592.83	-35.12

• Verificación de los esfuerzos finales

Esfuerzo Superior Losa  $f_c = 0.4 f'_c = 0.40 (250) = 100 \text{ kg/cm}^2$  (p. 239)

$= 1000 \text{ ton/m}^2 > 477.77 \text{ ton/m}^2 \checkmark$



Esfuerzo superior trabe  $f_c = 0.4 f'_c = 0.4 (350) = 140 \text{ Kg/cm}^2$  (p. 234, SCT)  
 $= 1400 \text{ ton/m}^2 > 761.84 \checkmark$

El esfuerzo de tensión de servicio de acuerdo a las normas es:

$0.8 \sqrt{f'_c}$   
 (p. 234, SCT)  $0.249 \sqrt{f'_c}$  en MPa, o  $0.79 \sqrt{f'_c}$  (zonas costeras)  
 Esfuerzo inferior  $f_c = 0.8 \sqrt{f'_c} = 0.8 (\sqrt{350}) = 14.97 \text{ Kg/cm}^2$   
 $= 149.7 \text{ ton/m}^2 > 35.12 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \checkmark$

Revisión del concreto cuando no se han presentado las pérdidas por excurrimento plástico  $CR_c$

- 1 - Pérdida por contracción del concreto =  $SH = EC = 457 \text{ Kg/cm}^2$
- 2 - Pérdida por acortamiento elástico =  $E_s = AE = 1005 \text{ Kg/cm}^2$
- 4 - Pérdida por relajación de acero de presfuerzo =  $CR_s = 630 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\Sigma 2092 \text{ Kg/cm}^2$

\* Pérdida en cada cable =  $0.987 (2092) = 2062 \text{ Kg/cm}^2$   
 \* Carga con cada cable =  $14,250 (0.987) - 2062 = 12000 \text{ Kg} = 12 \text{ ton}$   
 \* Carga con 20 cables =  $12 (20) = 240 \text{ ton} > 212.07 \text{ t p. 155}$   
 (FI)  $> 220.45 \text{ t p. 151}$

• Cálculo del momento de presfuerzo

$\sqrt{149.152 (51.20 - 7.5) = 0.437 \text{ m}}$   
 $240 (0.437) = 104.88 \text{ tonm}$

• Cálculo de los esfuerzos

$f_s = \frac{P}{A} - \frac{M}{S_s} = \frac{240}{0.3629} - \frac{104.88}{0.082456} = -610.71 \text{ ton/m}^2$

$f_t = \frac{P}{A} + \frac{M}{S_t} = \frac{240}{0.3629} + \frac{104.88}{0.102748} = 1682.09 \text{ ton/m}^2$



• Incluyendo peso propio de trabe se tiene

$$\begin{aligned} P_s &= \overset{\text{PREFZO}}{-610.71} + \overset{\text{PP TRABE}}{528.16} = -82.55 \text{ ton/m}^2 \\ P_x &= 1682.09 - 423.85 = 1258.24 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Verificación de los esfuerzos con esfuerzos temporales

$$f'_{ci} = 0.80 f'_c$$

$$f_c = 0.6 f'_{ci} \quad \text{--- SCT, p. 233}$$

$$f'_{ci} = 0.80 (350) = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.6 (280) = 168 \text{ Kg/cm}^2 = 1680 \text{ ton/m}^2 > 1258.24 \text{ ton/m}^2 \quad \checkmark$$

Para tensión de acuerdo a la norma el esfuerzo temporal de tensión es:

$$1.909 \sqrt{f'_{ci}} \quad (\text{SCT, pag. 234}) \text{ en Kg/cm}^2$$

$$1.6 \sqrt{f'_{ci}} = 1.6 \sqrt{280} = 26.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= -267.70 \text{ ton/m}^2 > -82.55 \text{ ton/m}^2$$

Verificación de la trabe por el método de factor de carga en el centro del claro.

**RESISTENCIA A LA FLEXION:** Para secciones rectangulares o con patin cuyo eje neutro quede contenido dentro del espesor de dicho patin, el momento resistente último por flexión se determinará por la siguiente fórmula

$$M_{ru} = A_s f_{su} d \left( 1 - 0.06 \frac{p^* f_{su}}{f'_c} \right)$$

(p. 241, SCT)



SECCIÓN CON PATIN: Si el eje neutro cae fuera del patin, (esto ocurre generalmente cuando el espesor del patin es menor que:

$$\text{si } t < \frac{1.4 d p^* f_{su}}{f'_c} \Rightarrow \text{Diagrama T} \quad \text{si } t > \Rightarrow \text{Diagrama Rectangular}$$

pag. 241 SCT

el momento resistente último por flexión se determinara por la siguiente formula:

$$M_{ru} = A_{sr} f_{su} d \left( 1 - 0.06 \frac{A_{sr} f_{su}}{b' d f'_c} \right) + 0.85 f'_c (b - b') t (d - 0.5 t)$$

pag. 241 SCT

$$A_{sr} = A_s - A_{sf}$$

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b - b') t}{f_{su}}$$

$$f_{su} = f_s \left( 1 - 0.5 \frac{p^* f_s}{f'_c} \right)$$

• Calculo del momento ultimo

Comb. I, con  $\beta_0 = 1$  por existir solo flexion

$$M_u = 1.30 (M_{cm} + 1.67 M_{cv} + 1)$$

$$M_u = 1.30 [(43.55 + 37.77 + 16.85 + 5.50) + 1.67 (96.39)]$$

$$M_u = 344.034 \text{ ton}\cdot\text{m} = 34\,403\,400 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

• Calculo del momento resistente ultimo

$$\text{alt. trabe} = 18 + 115 = 133 \text{ cm}$$

$$d = 133 - 7.5 = 125.50 \text{ cm}$$

(con. bresas)

$$A_s = 20 (0.981) = 19.74 \text{ cm}^2$$

$$b = 160 (0.845) = 135.20 \text{ cm}$$

relacion de concretos

$$p^* = \frac{A_s}{b d} = \frac{19.74}{135.2 (125.5)}$$

b = ancho del patin

$$p^* = 0.00116$$



$$f'_s = 19\,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_{su} = 19\,000 \left( 1 - 0.5 \frac{0.00116 (19\,000)}{350} \right) = 18\,401.77 \text{ Kg/cm}^2$$

φ espesor del patin.

$$\frac{1.4 (125.5) (0.00116) (18\,401.77)}{350} = 10.72 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$$

∴ se trabaja como viga rectangular

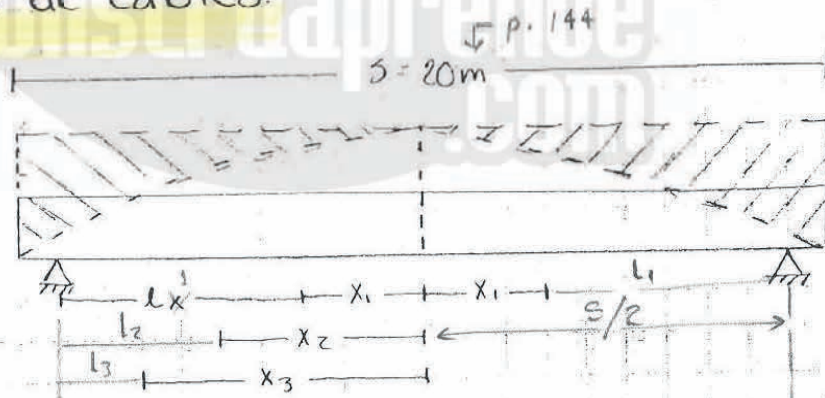
$$M_{ru} = 19.74 (18\,401.77) (125.50) \left[ 1 - 0.06 \frac{0.00116 (18\,401.77)}{350} \right]$$

$$M_{ru} = 45\,421\,171.74 \text{ Kg} \cdot \text{cm} > 34\,403\,400 \text{ Kg} \cdot \text{cm} \checkmark$$

454 > 344 tm (1.31, 31% +)

∴ si pasa por resistencia ultima

Enductado de cables.



La revision de las secciones se hara considerando que el diagrama de momento, producido por la carga tiene una variacion parabolica y que el presfuerzo es constante a lo largo de la trabe.



## a) y b) Esfuerzos temporales

\* Piesfuerzo: solamente se descuentaran las perdidas por acortamiento elástico.

\* Perdidas:  $E_s = 100.5 \text{ Kg/cm}^2 \leftarrow p. 152, 153$

\* Fatigas permisibles:

$$\left. \begin{array}{l} \text{compresion} = + 1680 \text{ ton/m}^2 \\ \text{tension} = - 267.7 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right\} p. 157$$

## c) Esfuerzos finales

\* Piesfuerzo: se descuentaran todas las perdidas

\* Perdidas totales:  $SH + E_s + C_R + C_{RS} = 3507 \text{ Kg/cm}^2 \leftarrow p. 154$

\* Fatigas permisibles:

$$\left. \begin{array}{l} \text{compresion} = 1400 \text{ ton/m}^2 \\ \text{tension} = - 150 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right\} p. 156$$

## • Cálculo de distancias de varillas enductadas

VER RF20

$$X = \frac{S}{2} \sqrt{\frac{\text{No. varillas enduc}}{\text{No. total varillas}}}$$

$$\frac{20}{3} = 6.67 \approx 7 \text{ varillas, debe ser par: 8 varillas}$$

$$X_1 = \frac{20}{2} \sqrt{\frac{2}{20}} = 3.16 \text{ m} \approx 3.0 \text{ m}; \quad l_1 = 7.0 \text{ m}; \quad X_1 + l_1 = \frac{S}{2} = \frac{20}{2}$$

$$X_2 = \frac{20}{2} \sqrt{\frac{4}{20}} = 4.47 \text{ m} \approx 4.50 \text{ m}; \quad l_2 = 5.50 \text{ m}$$

$$X_3 = \frac{20}{2} \sqrt{\frac{6}{20}} = 5.48 \text{ m} \approx 5.50 \text{ m}; \quad l_3 = 4.50 \text{ m}$$

$$X_4 = \frac{20}{2} \sqrt{\frac{8}{20}} = 6.32 \text{ m} \approx 6.30 \text{ m}; \quad l_4 = 3.70 \text{ m}$$

$$X_5 = \frac{20}{2} \sqrt{\frac{10}{20}} = 7.07 \text{ m} \approx 7.0 \text{ m}; \quad l_5 = 3.00 \text{ m}$$

$$X_6 = \frac{20}{2} \sqrt{\frac{12}{20}} = 7.75 \text{ m} \approx 7.75 \text{ m}; \quad l_6 = 2.25 \text{ m}$$



VIER RFZO

$$M_x = M_c \left[ 1 - \left( \frac{x}{\frac{5}{2}} \right)^2 \right]$$

$M_c$  = Momento en el centro del claro de la viga

Para  $x_1$ ;  $M_c \left[ 1 - \left( \frac{3.0}{10} \right)^2 \right] = 0.90 M_c$

Para  $x_2$ ;  $M_c \left[ 1 - \left( \frac{4.50}{10} \right)^2 \right] = 0.80 M_c$

Para  $x_3$ ;  $M_c \left[ 1 - \left( \frac{5.50}{10} \right)^2 \right] = 0.70 M_c$

Para  $x_4$ ;  $M_c \left[ 1 - \left( \frac{6.30}{10} \right)^2 \right] = 0.60 M_c$

Para  $x_5$ ;  $M_c \left[ 1 - \left( \frac{7.00}{10} \right)^2 \right] = 0.50 M_c$

Para  $x_6$ ;  $M_c \left[ 1 - \left( \frac{7.75}{10} \right)^2 \right] = 0.40 M_c$

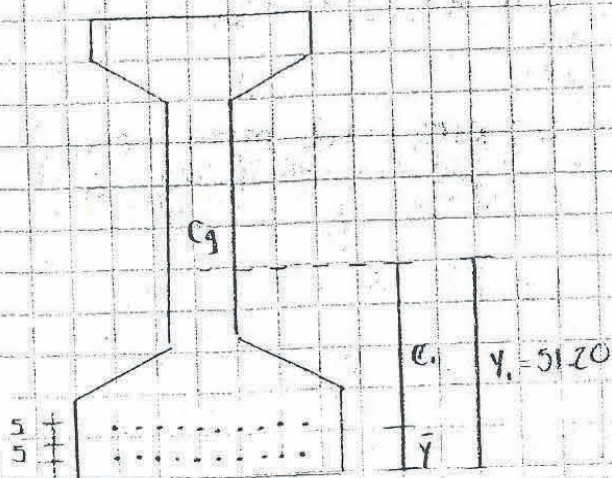
Para 2 torones

a) Cálculo de los esfuerzos temporales considerando presfuerzas mas peso propio de trabe a una distancia  $x_1$

$$10 \text{ torones } (5\text{cm}) + 8 \text{ torones } (10\text{cm}) = 18 \bar{y}$$

$$\bar{y} = \frac{10(5) + 8(10)}{18} = 7.2 \text{ cm}$$

$$e = y_1 - \bar{y} = 51.20 - 7.20 = 44.0 \text{ cm}$$



$$M_{x_1} = 0.90 M_c$$

$$A = 0.3629 \text{ m}^2 \quad \text{p. 141}$$

$$S_s = 0.082456 \text{ m}^3$$

$$S_i = 0.102748 \text{ m}^3$$

$$E_s = 1005 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{p. 160}$$



### • Cálculo de presfuerzo

$$P = \underbrace{(14.25 - 1.01)}_{\substack{\sqrt{P_{151}} \\ (0.715) \text{ Es en ton.}}} \underbrace{(0.987)}_{\text{No. lor}} (18) = 235.26 \text{ ton}$$

$$f_s = \frac{P}{A} - \frac{M}{S_s} = \frac{235.26}{0.3629} - \frac{235.26 \underbrace{(0.44)}_P}{0.082456} = -607.11 \text{ ton/m}^3$$

$$f_x = \frac{P}{A} + \frac{M}{S_x} = \frac{235.26}{0.3629} + \frac{235.26 \underbrace{(0.44)}_P}{0.102748} = 1655.80 \text{ ton/m}^3$$

### • Considerando peso propio de la trabe se tiene

$$M_{x1} = 0.90 M_c = 0.90 \underbrace{(43.55)}_{\sqrt{P_{144}}} = 39.63 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

### • Cálculo de los esfuerzos

$$f_s = \frac{M_{x1}}{S_s} = \frac{39.63}{0.082456} = 480.62 \text{ ton/m}^2$$

$$f_x = \frac{M_{x1}}{S_x} = \frac{39.63}{0.102748} = -385.70 \text{ ton/m}^2$$

### • Cálculo de los esfuerzos totales

$$f_s = \underbrace{-607.11}_{\text{Presfuerzo}} + \underbrace{480.62}_{\text{P.P. trabe}} = -126.49 \text{ ton/m}^2 < 267.70 \text{ ton/m}^2$$

$$f_x = 1655.80 - 385.70 = +1270.10 \text{ ton/m}^2 < 1680 \text{ ton/m}^2$$

### b) considerando esfuerzos temporales; presfuerzo más peso propio de trabe más peso propio de losa y diafragma

$$M_q = \underbrace{(43.55)}_{\text{PP TRABE}} + \underbrace{37.77}_{\substack{\sqrt{P_{145}} \\ \text{PP (LOSA + DIAF.)}}} = 81.32 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{x1} = 0.90 M_q$$

$$M_x = 0.90 (81.32) = 73.19 \text{ ton} \cdot \text{m}$$



### Calculo de los esfuerzos

$$f_s = \frac{M_{x1}}{S_s} = \frac{73.19}{0.082456} = 887.64 \text{ ton/m}^2$$

$$f_x = \frac{M_{x1}}{S_x} = \frac{73.19}{0.102748} = 712.33 \text{ ton/m}^2$$

### Calculo de esfuerzos totales

$$f_s = -607.11 + 887.64 = +280.53 \text{ ton/m}^2 \text{ (com.)}$$

$$f_x = 1655.80 - 712.33 = +943.47 \text{ ton/m}^2 \text{ (com.)}$$

< +1680 ton/m<sup>2</sup>

c) esfuerzos finales considerando presfuerzo mas condicion "b" mas peso propio de carpeta de asfalto, mas peso propio de guarnición y parapeto + CV + I (se descuentan las perdidas)

### Calculo del presfuerzo

$$P = \frac{(14.25 - 3.507)(0.987)(18)}{0.75 f_s} = 190.86 \text{ toni}$$

### Calculo de los esfuerzos

$$f_s = \frac{P}{A} - \frac{M}{S_s} = \frac{190.86}{0.3629} - \frac{190.86(0.44)}{0.082456} = -492.53 \text{ ton/m}^2$$

$$f_x = \frac{P}{A} + \frac{M}{S_x} = \frac{190.86}{0.3629} + \frac{190.86(0.44)}{0.102748} = 1343.24 \text{ ton/m}^2$$

Considerando peso propio de carpeta de asfalto mas guarnición y parapeto mas CV + I

$$M_c = (16.85 + 5.50 + 96.39) = 118.74 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

ASFALTO      GUARNICION

$$M_{x1} = 0.90 M_c = 0.90 (118.74) = 106.84 \text{ ton} \cdot \text{m}$$



$$\left. \begin{array}{l} S_s \text{ trabe} = 0.377820 \text{ m}^3 \\ S_x \text{ trabe} = 0.162594 \text{ m}^3 \end{array} \right\} P.144$$



### Calculo de los esfuerzos

$$f_s = \frac{106.87}{0.377820} = 282.86 \text{ ton/m}^2$$

$$f_x = \frac{106.87}{0.162594} = -657.28 \text{ ton/m}^2$$

### Calculo de los esfuerzos totales

$$f_s = \underbrace{-492.53}_{\text{pretzo}} + \underbrace{887.62}_{\substack{\text{pp. traba} \\ \text{pp. losa + hidrofragma}}} + 282.86 = 677.95 \text{ ton/m}^2$$

$$f_x = 1343.25 - \underbrace{712.33}_{\substack{\text{pp. curado} \\ \text{pp. anticorrosion + proteccion + cotiz}}} - 657.28 = -23.36 \text{ ton/m}^2$$

### Verificacion de los esfuerzos finales

$$f_s = 677.95 < 1400 \text{ ton/m}^2 \quad \checkmark$$

$$f_x = -23.36 < 149.70 \text{ ton/m}^2 \quad \checkmark$$

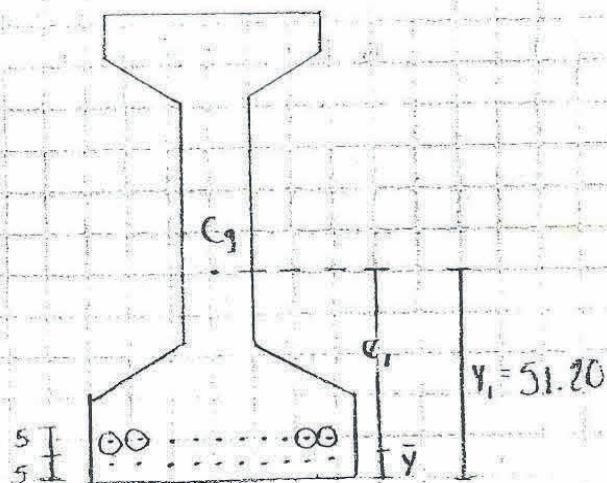
### Para 4 torones

a) Calculo de los esfuerzos temporales considerando pretuerzo mas peso propio de trabe a una distancia  $x_2$

$$10 \text{ torones } (5\text{cm}) + 6 \text{ torones } (10\text{cm}) = 16 \bar{y}$$

$$\bar{y} = \frac{10(5) + 6(10)}{16} = 6.88 \text{ cm}$$

$$e = y_1 - \bar{y} = 51.20 - 6.88 = 44.32 \text{ cm}$$



$$\begin{aligned} M_{x_2} &= 0.80 \text{ Mc} \\ A &= 0.3629 \text{ m}^2 \\ S_x &= 0.082456 \text{ m}^3 \\ S_y &= 0.102748 \text{ m}^3 \\ E_s &= 1005 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$



• Cálculo de presfuerzo:

$$P = (14.25 - 1.01)(0.987)(16) = 209.09 \text{ ton}$$

$$f_s = \frac{P}{A} + \frac{M}{S_s} = \frac{209.09}{0.3629} + \frac{209.09(0.443)}{0.082456} = -547.18 \text{ ton/m}^2$$

$$f_x = \frac{P}{A} + \frac{M}{S_x} = \frac{209.09}{0.3629} + \frac{209.09(0.443)}{0.102748} = 1477.73 \text{ ton/m}^2$$

• Considerando peso propio de la trabe se tiene:

$$M_{x_2} = 0.80 M_c = 0.80(43.55) = 34.84 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

• Cálculo de los esfuerzos:

$$f_s = \frac{M_{x_2}}{S_s} = \frac{34.84}{0.082456} = 422.53 \text{ ton/m}^2$$

$$f_x = \frac{M_{x_2}}{S_x} = \frac{34.84}{0.102748} = -339.08 \text{ ton/m}^2$$

• Cálculo de esfuerzos totales

$$f_s = \overset{\text{PRESF}}{-547.18} + \overset{\text{PP TRABE}}{422.53} = -124.65 < 267.70 \text{ ton/m}^2$$

$$f_x = 1477.73 - 339.08 = 1138.65 < 1680 \text{ ton/m}^2$$

b) considerando esfuerzos temporales; presfuerzo más peso propio de trabe más peso propio de losa y diafragma

$$M_c = \overset{\text{PP TRABE}}{(43.55)} + \overset{\text{PP LOSA + DIAFRAGMA}}{(37.77)} = 81.32 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{x_2} = 0.80 M_c = 0.80(81.32) = 65.06 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

• Cálculo de los esfuerzos

$$f_s = \frac{M_{x_2}}{S_s} = \frac{65.06}{0.082456} = 789.03 \text{ ton/m}^2$$



$$f_x = \frac{M_{x2}}{s_x} = \frac{65.06}{0.102748} = -633.20 \text{ ton/m}^2$$

4 Cálculo de los esfuerzos totales

$$f_s = \overset{\text{PRESFUERZO}}{-547.18} + 789.03 = 241.85 \text{ ton/m}^2 < 1680 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$f_x = 1477.73 - 633.20 = +844.53 \text{ ton/m}^2 \text{ (NO MAY TENSION)}$$

c) esfuerzos finales considerando presfuerzo mas condicion "b" mas peso propio de carpeta de asfalto, mas peso propio de guarnición y parapeto mas CV+I

4 Cálculo de presfuerzo

$$P = (14.25 - 3.507)(0.987)(16) = 169.65 \text{ ton}$$

4 Cálculo de los esfuerzos

$$f_s = \frac{P}{A} - \frac{M}{s_s} = \frac{169.65}{0.3629} - \frac{169.65(0.443)}{0.082456} = -443.97 \text{ ton/m}^2$$

$$f_x = \frac{P}{A} + \frac{M}{s_x} = \frac{169.65}{0.3629} + \frac{169.65(0.443)}{0.102748} = 1198.93 \text{ ton/m}^2$$

4 Considerando peso propio de carpeta asfáltica mas guarnición y parapeto mas CV+I

$$M_g = (16.85 + 5.50 + 96.39) = 118.74 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

carpeta      guarnición      C.V.

$$M_{x2} = 0.80 M_g = 0.80(118.74) = 94.99 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

parapeto

4 Cálculo de los esfuerzos

$$f_s = \frac{M_{x2}}{s_s} = \frac{94.99}{0.377820} = 251.42 \text{ ton/m}^2$$

$$f_x = \frac{M_{x2}}{s_x} = \frac{94.99}{0.162594} = -584.22 \text{ ton/m}^2$$



• Cálculo de los esfuerzos totales

$$I_s = -443.97 + 189.03 + 251.42 = 596.48 \text{ ton/m}^2$$

PP. F20 (PP. F20 + PP. F20) (Carp. asf + guarn. y parap. + C.O.T.)

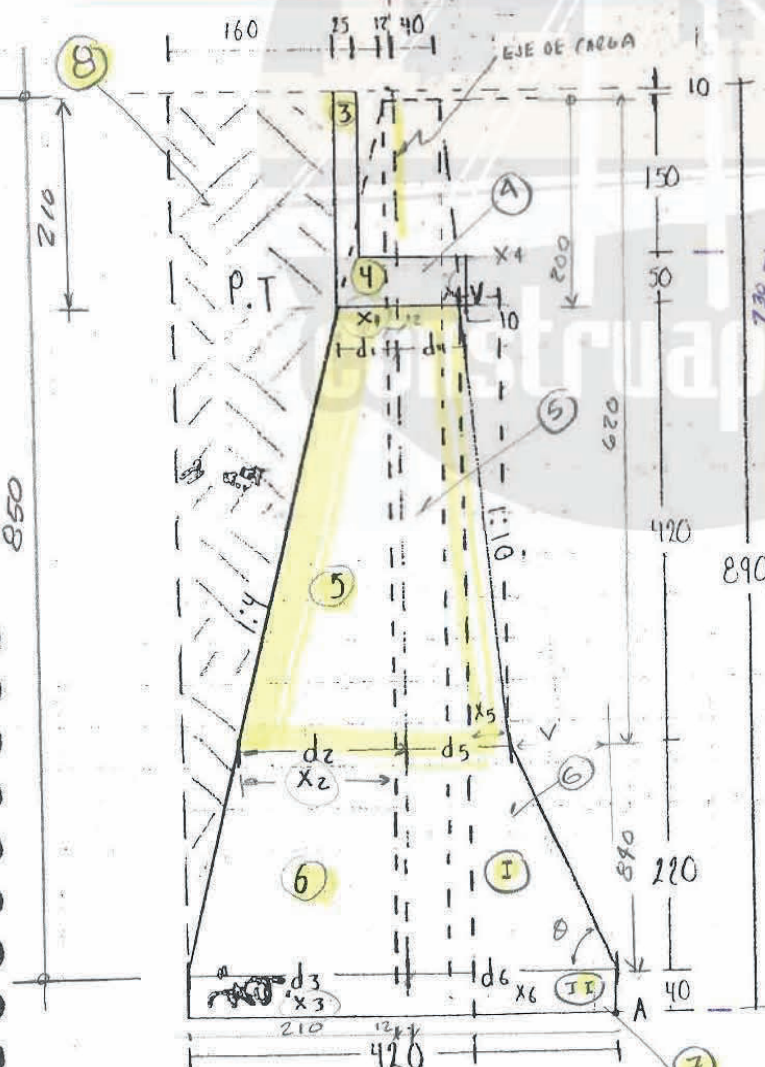
$$I_x = 1198.93 - 633.20 - 584.22 = -18.49 \text{ ton/m}^2$$

• Verificación de los esfuerzos finales

$$596.48 < 1400 \text{ ton/m}^2$$

$$-18.49 < 150 \text{ ton/m}^2$$

Análisis y diseño de una subestructura para un puente carretero como se muestra en la sig. figura.



$$I_{RT} = 40 \text{ ton/m}^2$$

• Dimensionamiento de estribos

$$\phi \frac{1}{4} = \frac{X_1}{200} \therefore X_1 = \frac{200}{4} = 50 \text{ cm}$$

$$d_1 = 50 + 12 = 62 \text{ cm}$$

$$\phi \frac{1}{4} = \frac{X_2}{620} \therefore X_2 = \frac{620}{4} = 155 \text{ cm}$$

$$d_2 = 155 + 12 = 167 \text{ cm}$$

$$\phi \frac{1}{4} = \frac{X_3}{840} \therefore X_3 = \frac{840}{4} = 210 \text{ cm}$$

$$d_3 = 210 + 12 = 222 \text{ cm}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{220}{96} \right) = 66.42^\circ$$

se podría hasta

$$V = \frac{220}{\tan 60^\circ} = 127 \text{ cm} > 96$$



$$\phi \frac{1}{10} = \frac{x_4}{200} \therefore x_4 = \frac{200}{10} = 20 \text{ cm}$$

↓ parte superior

$$d_4 = 20 + 40 = 60 \text{ cm}$$

$$\phi \frac{1}{10} = \frac{x_5}{620} \therefore x = \frac{620}{10} = 62 \text{ cm}$$

$$d_5 = 62 + 40 = 102 \text{ cm}$$

↓ Se propone

$$\phi d_6 = 420 - 222 = 198 \text{ cm}$$

### • Bajada de cargas

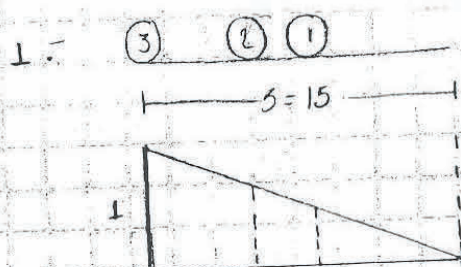
Se calcula el peso de la superestructura por ml y se multiplica por 2.



$$\text{la mitad} = 5.13 \frac{\text{ton}}{\text{ml}} (2) \text{ traves} = 10.26 (15.5) = 159.03 \text{ ton}$$

$$159.03 / 2 \text{ apoyos} = 79.52 \text{ ton}$$

### • Cálculo de la reacción por carga viva



$$\text{reaccion por carril} = 26.45 \text{ ton}$$

$$I = \frac{15.24}{15 + 38.10} = 0.29$$

$$R_{cv} = 26.45 (2) = 52.90 \text{ ton}$$

$$I = 52.90 (0.29) = 15.34 \text{ ton} \quad (\text{dos carriles})$$

2. Rem de la superestructura = 79.52 ton



MURO RESPALDO

$$3 - \text{Peso propio de la fragma} = 0.25 (1.60) (1.00) (2.4) = 0.96 \text{ ton/m}$$

$$4 - \text{Peso propio de corona} = 0.50 (1.32) (1.00) (2.4) = 1.58 \text{ ton/m}$$

$$5 - \text{Peso propio del cuerpo del estribo} = \left[ \left( \frac{1.22 + 2.69}{2} \right) (4.20) \right] (1.0) (2.2) = 18.06 \text{ ton}$$

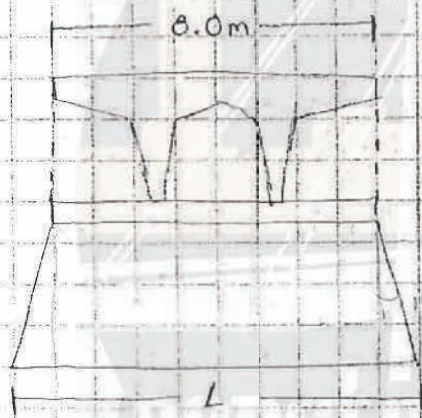
$d_1 + d_4 = 62 + 60 = 122$  ;  $d_2 + d_5 = 167 + 102 = 269$

$$6 - \text{Peso propio del ciemento I} = \left[ \left( \frac{4.20 + 2.69}{2} \right) (2.20) \right] (1.0) (2.2) = 16.67 \text{ ton/m}$$

$$7 - \text{Peso propio del ciemento II} = 4.20 (0.40) (1.00) (2.2) = 3.70 \text{ ton/m}$$

$$8 - \text{Peso propio de tierra} = \left[ \left( \frac{8.50 + 2.10}{2} \right) (1.60) \right] (1.00) (1.6) = 13.57 \text{ ton/m}$$

↑ p.v.



$$L = \text{ancho corona} + 2h' \lg 15^\circ$$

$$h' = 198 - 60 = 138 \text{ cm}$$

$$L = 8.0 + 2(1.38) \lg 15^\circ$$

$$L = 8.74 \text{ m}$$

• Cálculo de cargas verticales

$$1 - RCV = 52.90 \text{ ton}$$

$$\frac{RCV}{L} = \frac{52.90}{8.74} = 6.05 \text{ ton/m}$$

$$2 - RCM = 79.52 \text{ ton}$$

$$\frac{RCM}{L} = \frac{79.52}{8.74} = 9.10 \text{ ton/m}$$



$$G_{po} I = \overset{2}{CVI} + \overset{1}{CM} + \overset{3}{ET} + \overset{4}{S} + \overset{12}{PC} + \overset{8}{FIC} = 100\%$$

(SEE p. 52 y p. 64 SCT)

• Cargas verticales

ELEMENTO	CARGA	BRAZO	MOMENTO
1- RCV	6.05 ✓	1.98 ✓	11.98
2- RCM	9.10 ✓	1.98 ✓	18.02
3- P.P. dial	0.96 ✓	2.48 ✓	2.38
4- P.P. corona	1.58 ✓	1.94 ✓	3.07
5- P.P. cuerpo	18.06 ✓	2.17	39.19
6- P.P. cim I	16.67 ✓	2.20	36.67
7- P.P. cim II	3.70 ✓	2.10 ✓	7.77
8- P.P. tierra	13.57 ✓	3.56 ✓	48.31

$$\sum FV = 69.69$$

$$\sum MV = 167.39$$

$$\text{brazo 3} = 0.62 - \frac{0.25}{2} + 1.98 = 2.48 \text{ m}$$

$$\text{brazo 4} = \frac{1.32}{2} = 0.66 \quad \therefore (1.98 - 0.04) = 1.94 \text{ m}$$

$$1.98 + d_1 - \text{base corona} = 1.98 + 0.42 - \frac{1.32}{2} = 1.94$$

$$\text{brazo 5} \quad X = \frac{B(B+b+v) + b(b+2v)}{3(B+b)}$$

$$v = \frac{d_5 - d_4}{2} = \frac{102 - 60}{2} = 42 \text{ cm}$$

$$\therefore X = \frac{2.69(2.69 + 1.22 + 0.42) + 1.22[1.22 + 2(0.42)]}{3(2.69 + 1.22)}$$

$$X = 1.21 \quad \therefore \text{brazo} = 2.17 \text{ m}$$

"Formula para el calculo de centroide de un trapecio horizontalmente"



$$\text{brazo 6 } x = \frac{4.20 (4.20 + 2.69 + 0.96) + 2.69 [2.69 + 2(0.96)]}{3(4.20 + 2.69)}$$

$$x = 2.20 = \text{brazo}$$

$$V = 1.98 - 1.02 = 0.96 \text{ m}$$

$$\text{brazo 7} = \frac{4.20}{2} = 2.10 \text{ m}$$

$$\text{brazo 8} = \frac{h}{3} \left( \frac{2B + b}{B + b} \right) = \frac{1.60}{3} \left[ \frac{2(8.50) + 2.10}{8.50 + 2.10} \right] = 0.96$$

$$\therefore \text{brazo} = 0.96 + 0.62 + 1.98 = 3.56$$

• Cargas horizontales.

$$Pa = k_a w y$$

Presión de líquido equivalente

Rankine Coulomb

ELEMENTO	CARGA	BRZO	MOMENTO
E.T	19.01	2.96	56.26

$$\sum FH = 19.01$$

$$\sum MH = 56.26$$

Esfera Normal

Esfera Cortada  
Suelos sin cohesión

Suelos con cohesión

$$E_T = \frac{1}{2} \gamma h^2 \lg^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{o} \quad E_T = \frac{1}{2} \gamma h^2 \left( \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

ver (p. 307 y 308 de Noel)

h = altura del muro

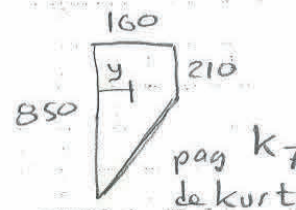
$\phi$  = ángulo de fricción interno

$$\gamma = 1600 \text{ Kg/m}^3 = 1.6 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 32.578^\circ = 32^\circ 33' 44''$$

$$\therefore E_T = (0.5)(1.6)(8.90)^2 \left[ \lg^2 \left( 45 - \frac{32.578}{2} \right) \right] = 19.01 \text{ ton/m}$$

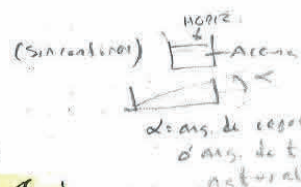
$$\text{brazo } E_T = \frac{h}{3} = \frac{8.90}{3} = 2.96 \text{ m}$$



$$y = \frac{160}{3} \left( \frac{850 + 210}{850 + 210} \right)$$

$$y = 63.899$$

$$\text{brazo} = 420 - 63.899 = 356.1$$





### • Verificación por volteo

$$C_v = \frac{\sum M_v}{\sum M_H} > 2 \quad C_v = \frac{167.39}{56.26} = 2.97 > 2 \quad \checkmark$$

### • Verificación por deslizamiento

$$\mu = 0.6$$

$$C_D = \frac{\mu \sum F_v}{\sum F_H} > 2 \quad C_D = \frac{0.6 (69.69)}{19.01} = 2.20 > 2 \quad \checkmark$$

### • Cálculo de los esfuerzos en el desplante

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_v - \sum M_H}{\sum F_v}$$

ver refuerzo FRA

e = excentricidad de todas las cargas.

B = Base

A = área

e = excentricidad

$$f = \frac{\sum F_v}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

ver p. 345 Alfonso Olvera

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{I}$$

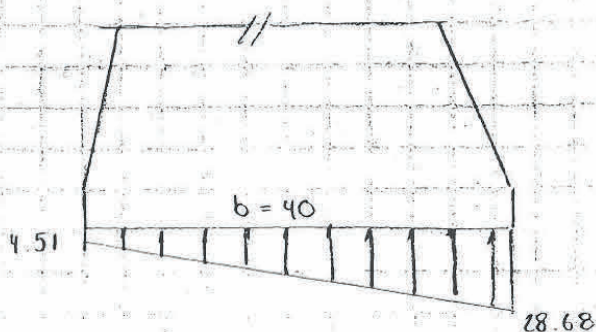
$$\sigma = \frac{P}{bh} \pm \frac{Pe}{bh^2}$$

$$\sigma = \frac{P}{bh} \left( 1 \pm \frac{6e}{h} \right)$$

$$e = \frac{4.20}{2} - \frac{167.39 - 56.27}{69.69} = 0.51 \text{ m}$$

$$f_1 = \frac{69.69}{4.20 (1.0)} \left( 1 + \frac{6(0.51)}{4.20} \right) = 28.68 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2 \quad \checkmark$$

$$f_2 = \frac{69.69}{4.20 (1.0)} \left( 1 - \frac{6(0.51)}{4.20} \right) = 4.50 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2 \quad \checkmark$$



Posibles diagramas



28.68





$$G_{po} II = CM + ET + S + PC + VE$$

125%

### Fuerzas verticales

$$\sum F_v = 69.69 - 6.05 = 63.64$$

 $\sum F_v \text{ GRI} \quad CV \text{ GRI}$ 

$$\sum M_v = 167.39 - 11.98 = 155.41$$

 $\sum M_v \text{ GRI} \quad MCMV \text{ GRI}$ 

### Fuerzas horizontales

ELEMENTO	CARGA	BRAZO	MOMENTO
ET	19.0	2.97	56.21
VER	0.23	7.30	1.68

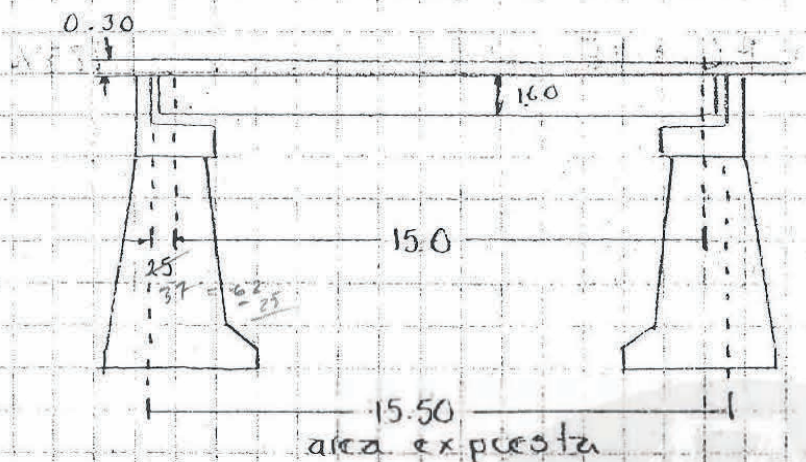
$$\sum F_H = 19.24$$

$$\sum M_H = 57.95$$

- 1 - Viento <sup>normal</sup> sobre la <sup>superestructura</sup> subestructura:  
(A) De acuerdo con las especificaciones AASHTO se considera **244 Kg/m<sup>2</sup>** sobre el área expuesta (pag. 46 SCT) (pag. 47)
- 2 - Viento <sup>LONGITUD</sup> tangencial sobre la <sup>superestructura</sup> subestructura:  
De acuerdo a las especificaciones AASHTO se considera **59 Kg/m<sup>2</sup>** sobre el área expuesta
- 3 - Viento normal sobre la carga viva:  
(A) De acuerdo a las especificaciones AASHTO se considera **149 Kg/m** aplicada a 6 pies (**11.83m**) arriba de la rasante
- 4 - Viento <sup>LONGITUD</sup> tangencial sobre la carga viva:  
De acuerdo a las especificaciones AASHTO se considera **60 Kg/m** aplicada a 6 pies (**11.83m**) arriba del nivel de la rasante.

"Ambos deberán aplicarse simultáneamente..."





$$\begin{array}{r} 1.60 \text{ AN} \\ 0.30 \text{ goarmicon} \\ 0.30 \text{ parapeto} \\ \hline 2.20 \end{array}$$

$$\text{Area} = 2.20 (15.50) = 34.1 \text{ m}^2$$

• Fuerza del viento sobre la estructura

$$FV_T = 59 \text{ Kg/m}^2 = 0.059 \text{ ton/m}^2$$

• Carga total para el ancho del estribo

$$Vet = 0.059 (34.10) = 2.01 \text{ ton}$$

• Convertida en unifaria

$$\frac{Vet}{8.74} = \frac{2.01}{8.74} = 0.23 \text{ ton/m}$$

$$b = 8.90 - 1.60 = 7.30 \text{ m. (hasta la base) sin considerar pasivo}$$

• Revision por volteo

$$C_v = \frac{\sum M_v}{\sum M_H} = \frac{155.41}{57.95} = 2.68 (1.25) = 3.35 > 2 \checkmark$$

(125%)

• Revision por Deslizamiento

$$C_D = \frac{\sum F_v}{\sum F_x} = \frac{0.6 (63.64)}{19.24} = 1.98 (1.25) = 2.48 > 2 \checkmark$$



◦ Cálculo de los esfuerzos en el desplante

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_v - \sum M_H}{\sum F_v} = \frac{4.20}{2} - \frac{155.41 - 57.95}{63.64} = 0.57 \text{ m}$$

$$\therefore f = \frac{\sum F_v}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$f_1 = \frac{63.64}{4.20(1.0)} \left[ 1 + \frac{6(0.57)}{4.20} \right] = \frac{27.49 \text{ ton/m}}{1.25} = 21.99 \text{ ton/m}$$

$$f_2 = \frac{63.64}{4.20(1.0)} \left[ 1 - \frac{6(0.57)}{4.20} \right] = \frac{2.81 \text{ ton/m}}{1.25} = 2.25 \text{ ton/m}$$

FL = F<sub>2</sub> LONG por C.V.

$$\text{Gpo III} = \text{todo Gpo I} + \text{FL} + F + 30\% \text{VE} + \text{Vcv} + \text{FC} \dots \dots 125\%$$

FRICCIÓN = De acuerdo a las especificaciones AASHTO la fricción se calcula con un 5% de la reacción por carga muerta.  
(p.44 S.C.T)

$$\text{RCM} = 79.52 \text{ ton } 52.90$$

$$\frac{F}{L} = \frac{79.52(0.05)}{8.74} = 0.45 \text{ ton/m}$$

DEBE SER C.V  
sin impacto

◦ Cálculo del viento sobre carga viva

$$\text{Vcv} = 0.065 = 0.06(15) = 0.9 \text{ ton}$$

se multiplica por el número de carriles

$$\frac{2\text{Vcv}}{L} = \frac{2(0.9)}{8.74} = 0.21 \text{ ton/m}$$

◦ Análisis de cargas verticales del gpo I

$$\begin{aligned} \sum F_v &= 69.69 \text{ ton} \\ \sum M_v &= 167.39 \text{ ton} \cdot \text{m} \end{aligned}$$



### ° Analisis de cargas horizontales.

ELEMENTO	CARGA	BRAZO	MOMENTO
ET	19.01	2.96	56.27
Frenaje	0.26 <sup>6/10 x 9.29</sup>	7.30	1.90
Fricción	0.45	7.30	3.29
30% VET	$(0.23)(0.30) = 0.07$ <sub>↑ pag. 173</sub>	7.30	0.51
Vcv <sub>1</sub>	0.21	7.30	1.53

$$\Sigma F_H = 20.0$$

$$\Sigma M_H = 63.43$$

### ° Verificación por volteo

$$C_v = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_H} > 2 \quad C_v = \frac{167.39}{63.43} = 2.64(1.25) = 3.30 > 2 \quad \checkmark$$

### ° Verificación por deslizamiento

$$C_0 = \frac{H \Sigma F_v}{\Sigma F_H} = \frac{0.60(69.69)}{20} = 2.09(1.25) = 2.61 > 2 \quad \checkmark$$

### ° Cálculo de los esfuerzos en el desplante.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_v - \Sigma M_H}{\Sigma F_v} = \frac{4.20}{2} - \frac{167.39 - 63.43}{69.69} = 0.61$$

$$f = \frac{\Sigma F_v}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$f_1 = \frac{69.69}{4.20(1.0)} \left[ 1 + \frac{6(0.61)}{4.20} \right] = \frac{31.05}{1.25} = 24.84 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2 \quad \checkmark$$

$$f_2 = \frac{69.69}{4.20(1.0)} \left[ 1 - \frac{6(0.61)}{4.20} \right] = \frac{2.13}{1.25} = 1.71 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2 \quad \checkmark$$



• Diagrama



$$Gpo VII = CM + ET + S + PC + TT = 133\%$$

$$\Sigma FV = 63.69 \text{ ton}$$

$$\Sigma Mv = 155.41 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

> Tipo II pag 173

• Cargas horizontales

ELEMENTO	CARGA	BRAZO	MOMENTO
ET	19.01	2.96	56.27
Fb. superior	0.73	7.30	5.33
Fb. diafragma	0.15	8.10	1.22
Fb. corona	0.25	7.05	1.76
Fb. cuerpo	2.89	4.44	12.83

CM SUPER

$$\Sigma F_H = 23.03$$

$$\Sigma M_H = 77.41$$

El puente está localizado en zona A suelo tipo II

$$\therefore C = 0.16$$

pag 11/18

SISMO mt

N. PRY. CAR. 6-01.005/

• Cálculo del coeficiente sísmico

$$K_1 = \frac{C}{Q_1} = \frac{0.16}{2} = 0.08$$

$Q_1 = 2$  superestructura

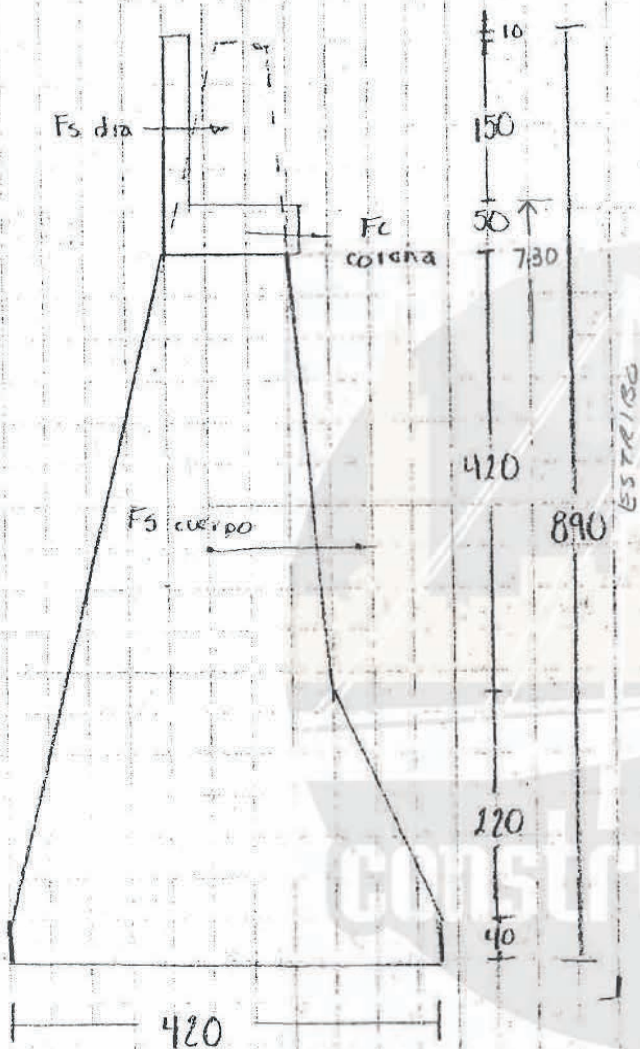
$Q_2 = 1$  subestructura

p. 13/18

SISMO mt

$$K_2 = \frac{C}{Q_2} = \frac{0.16}{1} = 0.16$$





$$R_{em} = 79.52 \text{ ton}$$

$$F_{s_{sup}} = 79.52 (0.08) = 6.36 \text{ ton}$$

$$\frac{F_{s_{sup}}}{L} = \frac{6.36}{8.74} = 0.73 \text{ ton/m}$$

$$F_{s_{diaphragma}} = 0.98 (0.16) = 0.15 \text{ ton/m}$$

$$F_{s_{corona}} = 1.58 (0.16) = 0.25 \text{ ton/m}$$

$$F_{s_{cuerpo}} = 18.06 (0.16) = 2.89 \text{ ton/m}$$

$$\text{brazo 2} = 7.30 + \frac{1.60}{2} = 8.10 \text{ m}$$

$$\text{brazo 4} = 7.30 - \frac{0.50}{2} = 7.03 \text{ m}$$

$$\text{brazo 5} = 1.84 + 2.20 + 0.40 = 4.40 \text{ m}$$

$$x = \frac{h}{3} \left( \frac{2b + B}{b + B} \right) = \frac{4.20}{3} \left( \frac{2(1.22) + 2.69}{1.22 + 2.69} \right)$$

$$x = 1.84 \text{ m}$$

• Verificación por volteo

$$C_v = \frac{\sum M_v}{\sum M_H} = \frac{155.41}{77.41} = 2.01 (1.33) = 2.67 > 2.0 \checkmark$$

• Verificación por deslizamiento

$$C_D = \frac{\sum F_v}{\sum F_H} = \frac{0.60 (63.64)}{23.03} = 1.66 (1.33) = 2.21 > 2.0 \checkmark$$



• Cálculo de los esfuerzos en el desplante

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_v - \sum M_H}{\sum F_v} = \frac{4.20}{2} - \frac{155.41 - 77.41}{63.64}$$

$$e = 0.87$$

$$f = \frac{\sum F_v}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

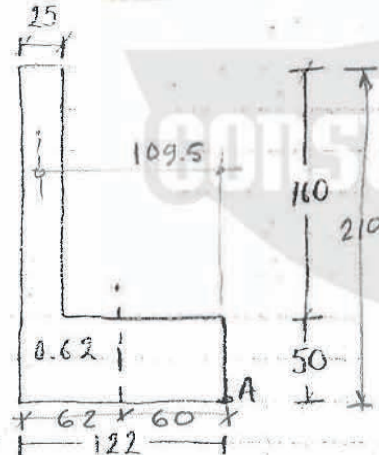
$$f_1 = \frac{63.64}{4.20(1.0)} \left[ 1 + \frac{6(0.87)}{4.20} \right] = \frac{33.98}{1.33} = 25.55 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

$$f_2 = \frac{63.64}{4.20(1.0)} \left[ 1 - \frac{6(0.87)}{4.20} \right] = -\frac{3.68}{1.33} = -2.77 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

OJO APARECIO TENSION

Análisis de la subcorona.

Grupe I: (CV+I) + CM + EF + S + PC + FC . . . . . 100%



• Cargas verticales

ELEMENTO	CARGA	BRAZO (A)	MOMENTO
CV	$P \cdot 1.70$ 6.05	0.60	3.63
I	$0.29(6.05) = 1.75$	0.60	1.05
CM	$P \cdot 1.29$ 0.96	1.10	1.06
P.P. diafragma	$P \cdot 1.69$ 1.58	$0.56$ (calculado como $1.22 - \frac{0.25}{2}$ )	0.88
P.P. corona	$P \cdot 1.69$ 9.10	0.60	5.46

$$\sum F_v = 19.44$$

$$\sum M_v = 12.08$$

brazo diafragma

$$= 1.22 - \left( \frac{0.25}{2} \right) = 1.10 \text{ m}$$

brazo corona

$$= \frac{1.22}{2} = 0.61 \text{ m}$$



◦ Cargas horizontales

$$ET = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi_r}{2} \right)$$

$$= 0.5 (1.6) (2.10)^2 (0.30) = 1.06 \text{ ton/m}$$

$\uparrow$  p. 171

$$b = \frac{1}{3} h = \frac{1}{3} (2.10) = 0.70$$

ELEMENTO	CARGA	BRAZO	MOMENTO
E.T	1.06	0.70	0.74

$$\Sigma F_H = 1.06$$

$$\Sigma M_H = 0.74$$

◦ Verificación por volteo

$$C_v = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_H} = \frac{12.08}{0.74} = 16.32 > 2.0 \checkmark$$

◦ Verificación por deslizamiento

$$C_D = \frac{\Sigma F_v}{\Sigma F_H} = \frac{0.60 (19.44)}{1.06} = 11 > 2.0 \checkmark$$

◦ Cálculo de los esfuerzos en el desplante

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_v - \Sigma M_H}{\Sigma F_v} = \frac{1.22}{2} - \frac{12.08 - 0.74}{19.44} = 0.027$$

$$p_1 = \frac{19.44}{1.22 (1.0)} \left[ 1 + \frac{6 (0.027)}{1.22} \right] = 18.05 \text{ ton/m}^2 < 80 \text{ ton/m}^2$$

$$p_2 = \frac{19.44}{1.22 (1.0)} \left[ 1 - \frac{6 (0.027)}{1.22} \right] = 13.82 \text{ ton/m}^2 < 80 \text{ ton/m}^2$$