

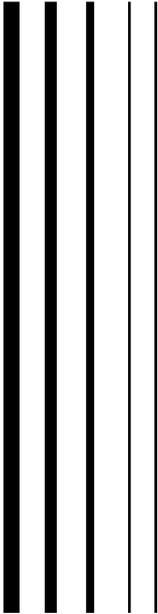


**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**FACULTAD DE ESTUDIOS  
SUPERIORES ARAGON**



**DISEÑO DE LA SUB-ESTRUCTURA DEL  
PUENTE "ARROYO PITARRILLA"**

**TESIS**

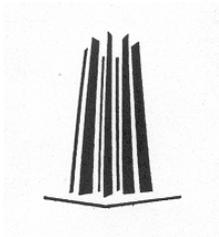
Que para obtener el título de:

**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:**

**ARTURO RAMIREZ JAIMES**

Director de Tesis: Ing. Karla Ivonne  
Gutierrez Vazquez.



2006



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

# **Agradecimientos:**

## **A DIOS:**

Por haberme dado la oportunidad de nacer en esta maravillosa vida, por darme la oportunidad de crecer como una gran persona, hijo, hermano, padre, amigo, compañero y lo más importante darme las fuerzas necesarias para derribar cualquier obstáculo que se interponga en mi camino y poder sacar adelante todos los proyectos, sueños y deseos a lo largo de mi vida.

## **A MI PADRE:**

### **ARTURO RAMIREZ GALINDO**

Por haberme dado la vida, el cariño, el apoyo, la comprensión, consejo así como los valores que siempre traté de recordar para ser una gran persona y seguir el gran ejemplo de lo que es él.

## **A MI MADRE:**

### **MARIA DE LOURDES JAIMES VERDUZCO**

Porque las mejores cosas de la vida las he aprendido de ella, y por que si algún día soy un hombre de bien, un profesional ejemplar, va a ser por ella, creo que no hay palabras para agradecerle lo que ha hecho por mí, simplemente "Gracias".

A MIS HERMANAS:

NADYA LUCERO Y ELIZABETH RAMIREZ JAIMES:

Por todos los momentos mas hermosos que he compartido con ellas, por su comprensión su apoyo incondicional y por estar en aquellos momentos mas difíciles de mi vida.

A MI HIJO:

ANGEL ARTURO RAMIREZ BERNAL

Doy gracias a Dios por haberme dado el regalo mas valioso de mi vida, lo maspreciado y amado por todo mi ser y por quien cada instante que vivo y respiro, es siempre pensando en ti.

A MI FAMILIA

A toda mi familia en general, por el apoyo incondicional en todos esos momentos de mi vida, por el cariño que me dan y por la importancia con que toman todas mis acciones.

Y a todas aquellas personas que han aportado ese granito de arena a lo largo de toda mi vida. Gracias.

## TEMA: DISEÑO DE LA SUB-ESTRUCTURA DEL PUENTE ARROYO PITARRÍA

TEMARIO:	Pag.
• INTRODUCCIÓN _____	3
I. NECESIDAD DE PROYECTO (FINALIDAD)._____	20
II. ESTUDIOS PREVIOS._____	22
➤ ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS._____	22
➤ ESTUDIOS HIDRÁULICOS._____	24
➤ ESTUDIOS GEOTÉCNICOS (PRUEBAS DE CAMPO Y DE LABORATORIO REALIZADAS)._____	24
➤ ESTUDIOS ECONOMICOS O COMERCIALES._____	26
III. ELECCIÓN DE TIPO DE PUENTE._____	27
➤ GEOMETRÍA GENERAL_____	29
➤ ANÁLISIS DE CARGAS _____	32
➤ CALCULO DE EMPUJE DE TIERRA_____	40
➤ DISEÑO POR CARGAS ACCIDENTALES_____	52
➤ DISEÑO POR FRICCIÓN _____	57
➤ DISEÑO POR FRENAJE_____	58
➤ DISEÑO POR SISIMO _____	59
➤ REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO_____	75
➤ REVISIÓN POR VOLTEO_____	86
IV. MATERIALES._____	87
➤ MAMPOSTERIA_____	88
➤ ACERO _____	89
➤ CONCRETO (REFORZADO, PRESFORZADO Y POSTENSADO)_____	90
V. PROYECTO SUB- ESTRUCTURA_____	97
➤ DATOS DE DISEÑO_____	97
➤ DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN DEL PILOTE_____	101
➤ DISEÑO DE LA ZAPATA _____	120
➤ DISEÑO DE LA CONTRATRABE _____	125
➤ DISEÑO DEL CABEZAL _____	131
➤ DISEÑO DEL DIAFRAGMA_____	139

➤ DISEÑO DEL TOPE ANTISÍSMICO_____	142
➤ APLASTAMIENTO EN LOS BANCOS DE NIVEL_____	144
➤ ACERO POR TEMPERATURA. _____	145
VI. CONSERVACION _____	147

➤ CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

➤ BIBLIOGRAFIA



## **INTRODUCCIÓN:**

### **PUENTE:**

Se le llama puente a la estructura que proporciona una vía de paso sobre el agua, dentro de una carretera o para vencer algún acantilado.

Los puentes suelen sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, además de que cuentan con la característica de poder llevar en su estructura tuberías, líneas de distribución, etc.; existen diferentes tipos que se les clasifica dependiendo de la utilidad que se les da, como por ejemplo los que son construidos sobre la tierra uniforme de donde tiene la característica de no tener tramos largos se les denomina viales, los que cruzan autopistas o vías férreas se les denomina pasos elevados o PSV (Paso superior vehicular), y puentes bajos donde el suelo es pavimentado o sobre aguas pantanosas o en una bahía, y con muchos tramos cortos se les suele llamar carretera elevada.

En la actualidad los identificamos por el fundamento arquitectónico pueden ser en catiliver o de tirantes, colgantes, de arco en acero, de arco en concreto, de arco de piedra, de vigas trianguladas, cuando es necesario respetar el paso de barcos por debajo del puente y no es posible construirlo a la altura precisa se construyen puentes móviles.

### **ELEMENTOS IMPORTANTES DENTRO DE UN PUENTE:**

1. Elementos portantes (Generalmente vigas).
2. En la Superestructura (Diafragmas).
3. Sistemas de piso (Losas).
4. Pilas y estribos.
5. En la subestructura (Sistemas de apoyo).
6. Otros elementos de soporte de la superestructura.
7. Pilotes.
8. En la cimentación (Zapatatas de cimentación).
9. Pilas.
10. Juntas de dilatación.
11. Sistemas de drenaje.
12. En el equipamiento (Parapetos).
13. Señalizaciones.

## **PUENTES EN EL MUNDO:**

A lo largo de la historia se han empleado cuatro materiales básicos para construir puentes: la madera, la piedra, el hierro y concreto. A estos cuatro hay que añadir otros dos que se han empleado con menor frecuencia: el ladrillo, hecho de arcilla cocida; y el aluminio, que se ha utilizado excepcionalmente para construir puentes o partes de ellos. Actualmente se están utilizando también materiales compuestos, formados por fibras de materiales muy resistentes incluidos en una matriz de resina, pero todavía estamos lejos de que estos materiales puedan competir en los puentes con los materiales actuales.

Los dos primeros, la madera y la piedra, se pueden considerar naturales porque se obtienen directamente de la naturaleza y se utilizan sin ninguna transformación, únicamente es necesario darles forma. Los otros dos, el hierro y concreto, son artificiales, porque las materias primas extraídas de la naturaleza requieren transformaciones más o menos complejas que cambian sus propiedades físicas. Los cuatro materiales básicos han dado lugar a variantes y elementos compuestos que, extrapolando el significado de la palabra *material*, podemos considerarlos nuevos materiales.

Los materiales han tenido y tienen una importancia decisiva en la configuración de las estructuras y por tanto de los puentes. Por ello, la historia de éstos se puede dividir en dos grandes períodos: el período de los puentes de piedra y madera y el período de los puentes de hierro y concreto.

En el primer período se utilizaron los dos materiales que hemos considerado naturales, la piedra y la madera. Se utilizó también el ladrillo, pero los puentes de este material se pueden incluir como subgrupo de lo de la piedra; el ladrillo, para el constructor de puentes, es un pequeño sillar con el que se pueden hacer arcos de dovelas yuxtapuestas; por tanto la morfología de los puentes de ladrillo es la misma que la de los puentes de piedra.

Con piedra y madera se construyeron muchos puentes; de piedra se conservan muchos porque es un material durable, pero en cambio de madera se conservan muy pocos porque es un material que se degrada con facilidad si no se cuida, y es muy vulnerable al fuego y a las avenidas de los ríos. En este primer período, la tecnología de los puentes estaba poco desarrollada, y por ello los materiales tenían una influencia decisiva en su configuración.

En el segundo período, el de los puentes metálicos y de concreto, los materiales también tuvieron gran importancia en la configuración de los puentes, pero tanto o más que ello han tenido las distintas estructuras, que tuvieron un espectacular desarrollo en el siglo XIX, y ello dio lugar a procesos casi independientes de cada equipo; por ello su evolución y desarrollo lo hemos estudiado según las diferentes estructuras, subdividiéndolos en los distintos materiales.

El hierro fundido se empezó a utilizar como material de construcción a finales del s. XVIII y ello supuso una auténtica revolución en los puentes; puede establecerse que este hecho dio lugar a un nuevo período de su historia. Se utilizó inicialmente en forma de piezas fundidas que se ensamblaban en obra mediante pernos.

Del hierro dulce fundido se pasó a mediados de siglo XIX al al hierro forjado, de mayor resistencia y de regularidad, y a finales del mismo siglo al acero, que superó a los dos anteriores en resistencia y calidad. El nuevo material, el hierro, fue la causa primera, aunque no la única, del espectacular, desarrollo que se produjo en los puentes durante el siglo XIX.

A finales del siglo XIX apareció el concreto, piedra artificial, más específicamente un conglomerado, que permitió hacer arcos mayores que los de piedra natural.

Este nuevo material dio lugar muy pronto a un nuevo sistema de hacer estructuras: el concreto armado, una colaboración entre el hierro y el concreto, que permite construir vigas de luces considerables y afinar las dimensiones de los arcos, lo que no es posible con el concreto en masa ni con la piedra. El concreto armado se puede considerar un nuevo material, se le da a esta palabra un sentido más amplio que el que define el Diccionario de la Real Academia.

Posteriormente, al terminar la primera mitad del siglo XX, apareció el concreto pretensado, una forma de colaboración más perfecta entre el acero y el concreto, que amplió extraordinariamente las posibilidades del concreto armado. Contemporáneas del concreto pretensado son las estructuras mixtas, otra forma de colaboración del acero y el concreto, pero en este caso los dos materiales no se mezclan tan íntimamente, sino que se yuxtaponen.

Se han hecho muchas tentativas de utilizar aleaciones de aluminio en la construcción de puentes por su mayor resistencia específica (fuerza resistida por unidad de peso y longitud) que el acero, debido a su ligereza, y de hecho se han construido puentes de este material; pero son casos aislados a causa de su precio, de las dificultades que plantea la unión de las piezas, y los problemas que han causado. Su ligereza lo ha hecho siempre atractivo, especialmente en los puentes móviles que es en los que más se ha utilizado este material; uno de ellos es el de *Banbury*, un pequeño puente móvil en Oxfordshire, Inglaterra. El puente de *Hendon Dock* en Inglaterra es el primer puente móvil cuya estructura es toda de aluminio; es un puente basculante de doble hoja, de 27 m de claro; se terminó en 1948. Su vida ha sido corta, porque se sustituyó en 1976 a causa de la corrosión que se había producido en el aluminio.

En 1950 se terminó en Canadá el puente arco de *Arvida*, la ciudad de la industria del aluminio, sobre la garganta del río Saguenay, hecho totalmente de aluminio. Tiene 91,5 m de claro y es, seguramente, el mayor puente de este material que se ha hecho en el mundo.

En otros puentes se ha utilizado el aluminio únicamente en la plataforma de la calzada, con vigas principales de acero; así es el puente de la esclusa de *Zandvliet* en Bélgica de 63 m de claro. También es de aluminio una pasarela en *Düsseldorf* de 52 m de claro, construida en 1953.

En 1933 se sustituyó la plataforma del puente de *Smithfield* sobre el río Monongahela en Pittsburgh por una estructura de vigas de aluminio para reducir su peso y mejorar su capacidad de carga. Pero en 1936 se descubrieron fisuras en las vigas de aluminio, atribuidas a problemas de fatiga.

Actualmente en los Estados Unidos se está volviendo a estudiar la posibilidad de sustituir plataformas de puentes con estructuras de aluminio, y recientemente se ha sustituido la de un puente colgante de 97 m de claro, el *Corbin Bridge* en el estado de Pensylvania, que se hizo hace 60 años. En Tennessee hay un programa de cinco años de investigaciones sobre plataformas de aluminio, porque se considera que pueden ser competitivas con las de concreto o metálicas.

Los nuevos materiales que han ido apareciendo a lo largo de la historia, han dado lugar a innovaciones en los puentes, y a evoluciones de su tipología para adaptarse a sus características. Al aparecer un nuevo material, los primeros puentes que se construyen con él se proyectan con los tipos y formas de los anteriores, que se habían hecho con otros materiales. Toda innovación tecnológica produce desorientación inicial, pero al irse desarrollando la tecnología del nuevo material, los puentes van evolucionado hasta llegar a su madurez, y en ella se consigue una adecuación de materiales, estructuras y formas.

Los primeros puentes de hierro imitaron a los de piedra y madera, y los primeros de concreto a los metálicos; muchos de los primeros puentes de concreto armado se hicieron con vigas trianguladas, pero pronto se dejaron de utilizar porque se impusieron las vigas de alma llena, más adecuadas a este material.

El material es fundamental en la concepción de un puente, porque sus posibilidades resistentes son la 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.

Pero lo expuesto anteriormente no nos debe llevar a la idea de que los materiales determinan unívocamente los tipos de puentes; dentro de las posibilidades de cada uno de ellos cabe distintos tipos y distintas formas, como fácilmente se puede comprobar si observamos un conjunto de puentes de un mismo material, hechos en diferentes épocas, con diferentes condiciones del medio, o proyectados por distintas personas. Excepcionalmente, en los puentes de piedra sólo cabe un tipo de estructura: el arco de dovelas yuxtapuestas; pero entre ellos hay diferencias sustanciales de forma, y esto se puede comprobar también si observamos unos cuantos de ellos de distintos períodos, tamaños, morfologías del cauce, etc.

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 y 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. Un ejemplo muy ilustrativo de esta similitud, es el puente *Colonia-Deutz*, sobre el Rin, Alemania, una viga metálica continua de canto variable de 185 m de claro máxima, construida en 1948. Años después, en 1980, el puente se ensanchó, con una viga continua igual a la anterior pero de concreto.

Cronológicamente los puentes metálicos han ido siempre por delante de los de concreto, porque se iniciaron aproximadamente un siglo antes. También han ido siempre por delante en dimensiones, es decir, en sus posibilidades para salvar claros mayores, porque el acero es un material con mayor resistencia específica que el concreto.

La resistencia específica del material es la que determina en mayor medida las posibilidades de las estructuras. De ella dependen los claros máximos que se pueden alcanzar en los puentes de cada tipo de estructura; en primer lugar porque el claro límite, es decir la máxima que puede soportar su propio peso, es función de esta resistencia; y en segundo lugar porque influye decisivamente en los procedimientos de construcción.

A igualdad de claro, cuanto mayor sea la resistencia específica del material, más ligera será la estructura, y por tanto menos pesarán las partes en que se divida. Esto facilita la construcción, porque los pesos de las piezas a montar o a fabricar serán menores, y por tanto se puede llegar a estructuras más grandes.

Hay otros factores que intervienen en la construcción de un puente, pero básicamente las posibilidades de construcción dependen de la *resistencia específica* del material, y por ello los puentes de mayor claro han sido y serán siempre metálicos, hasta que se desarrollen nuevos materiales.

En el momento actual se están empezando a probar nuevos materiales para construir puentes con mayor *resistencia específica* que el acero. Son los materiales compuestos, formados por fibras unidas con una matriz de resina, que se utilizan ya desde hace muchos años en la industria aeroespacial, aeronáutica y del automóvil, pero que, por diversas razones, todavía no se ha desarrollado su empleo en la construcción, aunque ya se han utilizado en algunos puentes como armadura activa, y se ha construido alguna pasarela con estos materiales. La mayor *resistencia específica* de los materiales compuestos hará que en un futuro llegue a haber materiales competitivos con el acero y el concreto para hacer puentes, pero tiene que pasar tiempo hasta que se resuelvan todos los problemas que estos materiales plantean en la construcción de los puentes y, sobre todo, hacerlos asequibles económicamente.

## CONSTRUCCIÓN:

En el proyecto de un puente, el problema fundamental que se plantea es saber cómo va a ser, es decir qué tipo de estructura va a tener, qué material se va a utilizar, cuáles van a ser sus claros, etc. Pero este cómo va a ser el puente, viene condicionado por diferentes factores; el primero de ellos es conocer su comportamiento resistente, es saber cómo va a ser su estructura. Pero además de saber cómo va a ser el puente, es necesario saber cómo se va a hacer, es decir, el procedimiento a seguir para llevar a buen fin su construcción. Este conocer cómo se va a hacer, va adquiriendo cada vez más importancia, a medida que crece el claro del puente, llegando a ser casi decisivo en los grandes claros. Actualmente los puentes de claros mayores que se construyen son los colgantes y atirantados, entre otras razones porque sus procedimientos de construcción son más fáciles de llevar a cabo y requieren menos medios, que los de otras estructuras.

**Ambos problemas, saber cómo va a ser el puente y saber cómo se va a hacer, no se pueden separar, sino que en el momento de hacer un proyecto se deberán tener en cuenta simultáneamente. La importancia del proceso de construcción es tan grande y está tan presente en el ingeniero que, como hemos visto, muchos tipos de puentes se conocen por su procedimiento de construcción.**

**Dadas las posibilidades tecnológicas actuales, la construcción de un puente, salvo los muy pequeños, se deberá dividir en partes; este fraccionamiento será tanto mayor cuanto mayor sea el claro del puente, aunque en ello intervienen otros factores que pueden corregir este planteamiento básico. El puente se deberá construir por adición de partes sucesivas, de forma que en cada etapa de construcción se crea una estructura parcial que se debe resistir a sí misma y debe permitir la construcción de la fase siguiente; o bien, se puede utilizar una estructura auxiliar que resista las diferentes partes, hasta que la estructura esté acabada, se resista a sí misma, y entonces se pueda retirar la estructura auxiliar.**

**El proceso de construcción adecuado será el que necesite los mínimos medios de fabricación y montaje, o los mínimos materiales adicionales para poder resolver la construcción, es decir, para conseguir que las estructuras parciales se soporten a sí mismas y soporten la fase siguiente. Este planteamiento se verá corregido por otros factores que intervienen en el proceso, pero será siempre un factor determinante a la hora de elegir la solución de un puente, y su influencia será cada vez mayor según crece su claro.**

**La economía de medios de construcción se consigue más fácilmente cuando las estructuras parciales sucesivas que se van creando al construir el puente, son las más parecidas posibles en su modo de resistir a la estructura final, y por tanto los materiales que es necesario añadir para resistir estos estados intermedios serán mínimos o nulos. Ejemplo de un proceso de construcción adecuado es el de los voladizos sucesivos para construir puentes viga, porque los momentos flectores del voladizo van a ser menores que los de la estructura terminada. En cambio, la construcción de un arco por voladizos atirantados requiere tirantes provisionales, y en general más armadura en el arco de la que necesita el puente terminado. Esto no invalida la solución arco respecto de la solución viga, construidos ambos por voladizos sucesivos, porque el proceso de construcción, aunque es fundamental, no es el único factor que define la economía del puente. Para evaluar el costo de la obra acabada es necesario sumar los materiales de la propia obra y todos los elementos necesarios para su construcción. No siempre será más económica la obra con un proceso de construcción más adecuado y por tanto más económico, porque puede haber casos en que el exceso de materiales y de medios auxiliares necesarios para la construcción, se vea compensado por la economía de materiales de la propia obra, de forma que la suma total puede resultar menor que en otras estructuras con procesos de construcción más económicos. Ejemplo de ello puede ser el arco, que por ser una estructura que resiste por forma, no puede funcionar como tal hasta que no se completa. Ello exige gran cantidad de medios para su construcción, pero la economía de materiales del puente arco terminado puede compensar en muchos casos el exceso de medios auxiliares.**

**También se reducen los medios de construcción, haciendo que las diferentes partes que van a formar el puente sean lo más ligeras posibles. Conviene por tanto utilizar materiales con la mayor resistencia específica posible. Por ello, la construcción de un puente metálico es siempre más económica que la de uno equivalente de concreto, y a esto se debe que los puentes de grandes claros serán siempre metálicos, o de otros materiales de resistencia específica menor. En los puentes de claros pequeños, medios, e incluso grandes sin llegar a las mayores, la economía del costo del concreto respecto del acero puede compensar el mayor costo de la construcción, pero en los más grandes no.**

**En el momento actual se empiezan a utilizar los materiales compuestos, aunque su costo es todavía muy alto para que se puedan considerar materiales de construcción.**

**Un problema fundamental, que es determinante en muchos casos a la hora de elegir el proceso de construcción de un puente, es la independencia respecto del medio donde se encuentra. No hay que olvidar que el fin del puente es independizar la plataforma de la vía de tráfico del agua o del suelo que hay bajo él, y por ello el proceso de construcción necesitará con mucha frecuencia la misma independencia del medio que la obra acabada; ejemplo de ello son los puentes sobre ríos de gran caudal, de avenidas frecuentes, o navegables; o los pasos sobre autopistas en funcionamiento. En estos casos será necesario que, una vez construidos los cimientos, el resto de la obra se construya con la máxima independencia posible del suelo. Este problema condiciona de forma decisiva la construcción de los puentes, y ha dado lugar a muchos de los procedimientos de construcción que se utilizan hoy en día, y que estudiaremos en los distintos tipos de puentes.**

**Los problemas señalados y muchos otros particulares de cada proyecto llevarán en cada caso a adoptar el tipo de estructura, el material, y el proceso de construcción, más adecuados para el puente que se quiere construir.**

## **INTRODUCCIÓN SOBRE HISTORIA EN MÉXICO:**

**Al desarrollarse la tecnología del concreto reforzado, empezaron a construirse estructuras complejas con este material. Al principio, únicamente losas planas de 10 m de claro máximo y, posteriormente, losas sobre varias nervaduras hasta de 15 m 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. El desarrollo de esta tecnología permitió obtener concretos de mayor resistencia y de mayor confiabilidad.**

**Lo anterior, favoreció la construcción de grandes puentes de concreto reforzado, 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 presforzado 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 diferidas.**

**La aplicación del concreto presforzado a los puentes se da, por primera vez, en Europa, al término de la Segunda Guerra Mundial. En México, la aplicación de esa nueva tecnología fue relativamente temprana, El puente Zaragoza, sobre el río Santa Catarina, en la ciudad de Monterrey fue el primer puente de concreto presforzado 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 preesfuerzo 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 1957, 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 lado del océano en que se aplicó el sistema de dovelas en doble voladizo. El puente tiene claros de 92 m y es de tipo Gerber, con articulaciones metálicas al centro de los claros. El concreto se presforzó 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 dovela en voladizo se requirieron 45 días, en tanto que, para las últimas, el tiempo se acortó a 10 días.**

**El incremento de la industria del preesfuerzo y la prefabricación permitió el empleo cada vez más frecuente de vigas presforzadas y prefabricadas en los puentes. Con estos elementos se evitaban las obras falsas y se reducían los tiempos de construcción. Al principio, este tipo de estructuras se veía limitado en su aplicación por falta de personal calificado y por dificultades para el transporte de**

los elementos hasta el sitio de las obras, pero esas limitaciones fueron superadas al irse desarrollando el país.

Uno de los puentes más importantes en los que por primera vez se aplica en forma intensiva el uso de vigas prefabricadas presforzadas es el que cruza el río Coatzacoalcos y que permite el paso de la carretera costera del Golfo de México y del ferrocarril. Durante varios años, este puente, con una longitud de, aproximadamente, 1 Km fue el más largo de México.

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 ocurrido a mediados de la década de los 50's que permitió la construcción de estructuras más ligeras. Otro avance en estructuras de acero se tuvo al introducir en ellas un preesfuerzo exterior, que permite la optimización de la sección transversal, reduciendo el peso propio de la superestructura.

#### **PUNTES DE ACUERDO AL SISTEMA ESTRUCTURAL:**

**Clasificaremos como:**

1. **Isostáticos.**
2. **Hiperestáticos.**

Esto nunca será cierto en toda la estructura de un puente; a menos que se quisiera lograr con mucho empeño, todos los elementos de un puente no podrán ser isostáticos; basta decir que un tablero simplemente apoyado de un puente, está formado por un conjunto altamente hiperestático de losa de calzada, vigas y diafragmas transversales (separadores), cuyo análisis estático es complicado de realizar. Hoy en día, con la posibilidad de utilizar las computadoras las complicaciones se han reducido notablemente.

Aun así, la clasificación es cierta si se hacen algunas consideraciones, por ejemplo:

Se denomina "Puente isostático" a aquel cuyos tableros son estáticamente independientes uno de otro y, a su vez, independientes, desde el punto de vista de flexión, de los apoyos que lo sostienen.

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

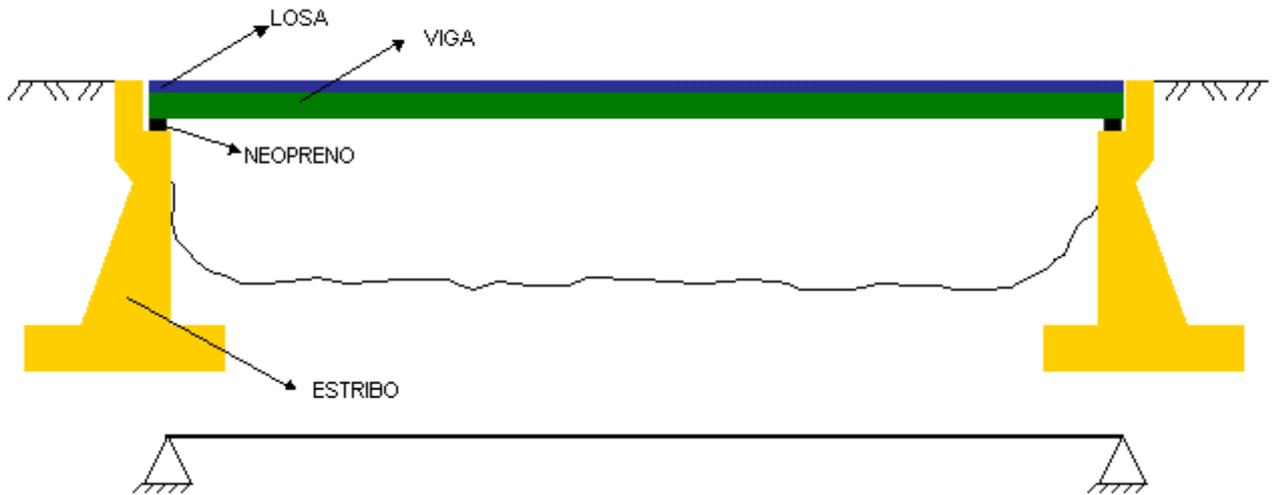
**Otra clasificación podría incluir:**

**Puentes en arco.-** en los cuales el elemento estructural predominante es el arco. A su vez, el material de construcción utilizado, sería el concreto, el acero, y podría ser isostático o hiperestático.

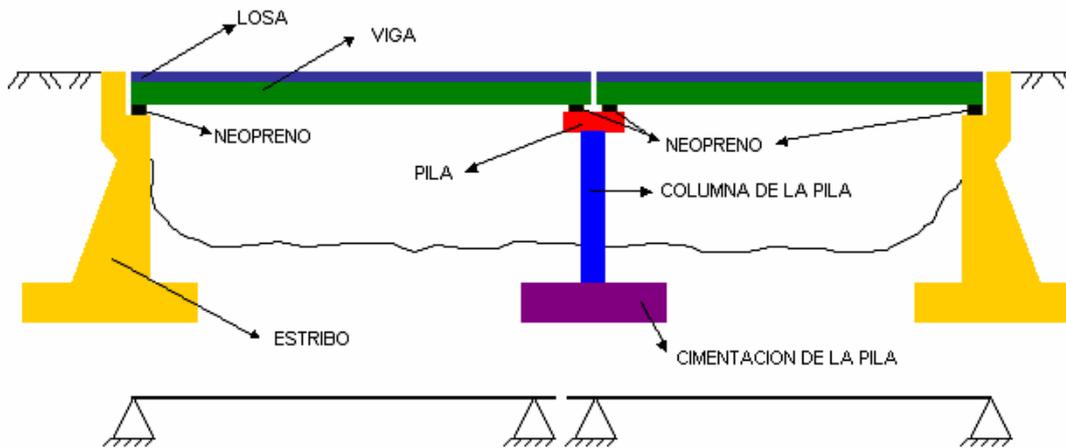
**Puentes colgantes.-** cuyos elementos portantes primordiales son los cables, de los cuales cuelgan las péndolas que, a su vez, soportan el tablero. Los puentes colgantes pueden ser total o parcialmente suspendidos; estos últimos son los que tienen los tramos de acceso sin péndolas, o sea, el tablero de los tramos secundarios se soportan a sí mismo, sin depender de los cables.

**Puentes de vigas Gerber.-** tienen tableros isostáticos apoyados - sobre voladizos de otros tramos también isostáticos o hiperestáticos.

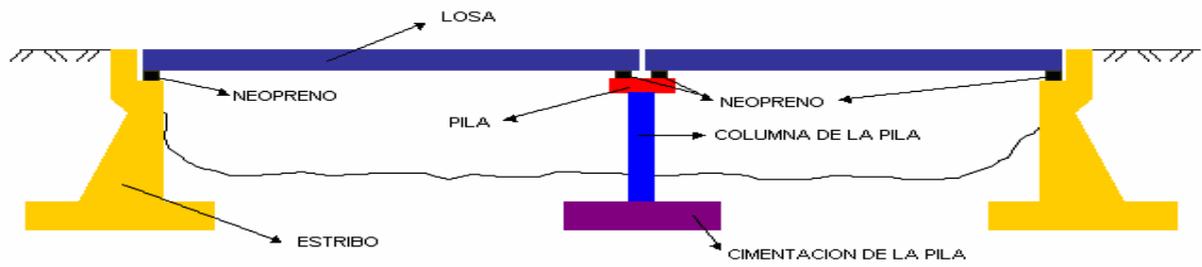
**PUENTE DE VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS ( ISOSTATICOS ) UN TRAMO**



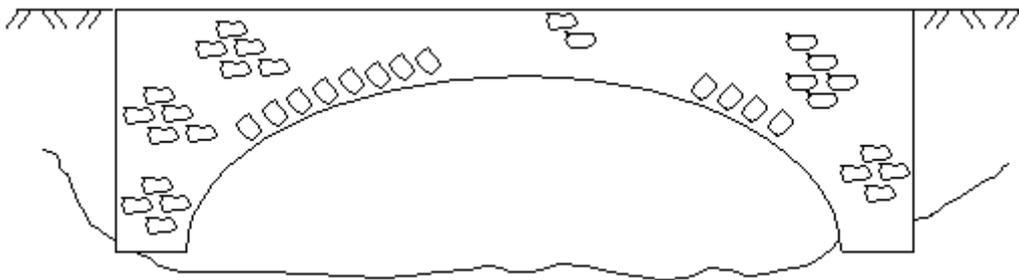
**PUENTE DE VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS ( ISOSTATICOS ) VARIOS TRAMOS**



PUENTE DE LOSA MACIZA DE CONCRETO ARMADO



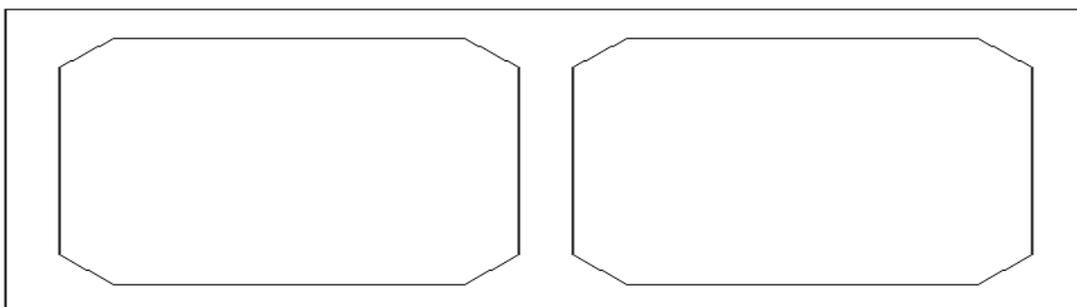
PUENTE DE ARCO EN MAMPOSTERÍA



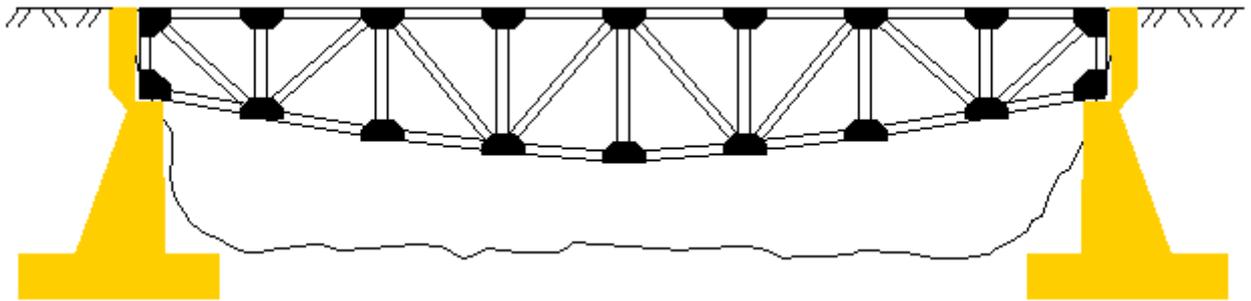
PUENTE DE PÓRTICOS



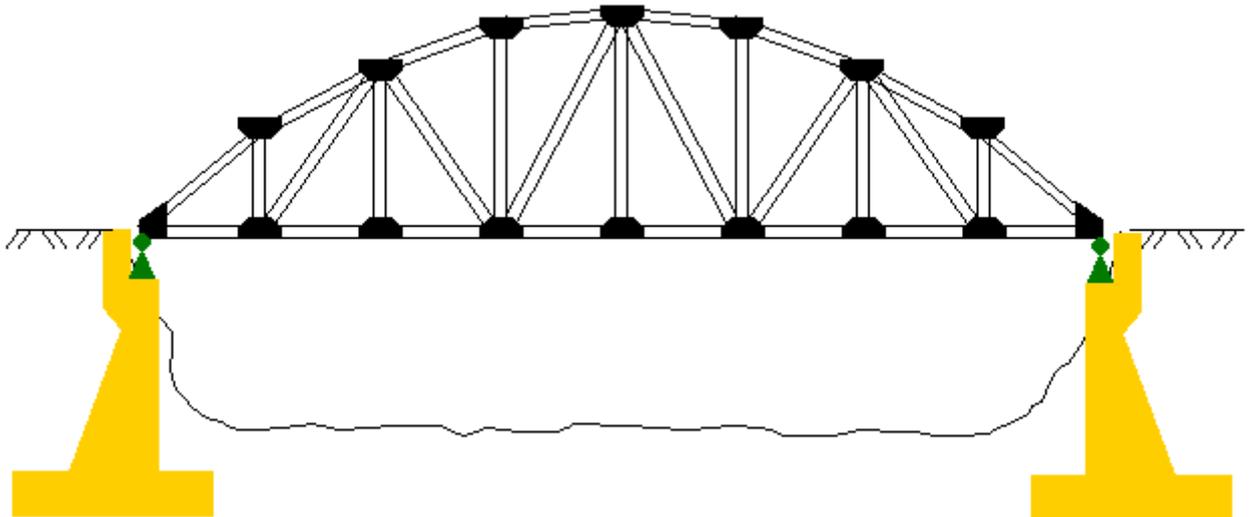
CAJÓN DE CONCRETO ARMADO



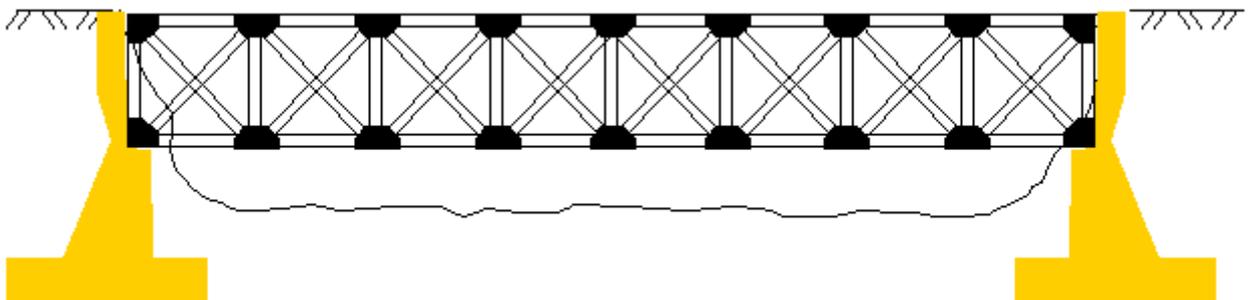
PUENTE CON ARMADURA METÁLICA Y ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR



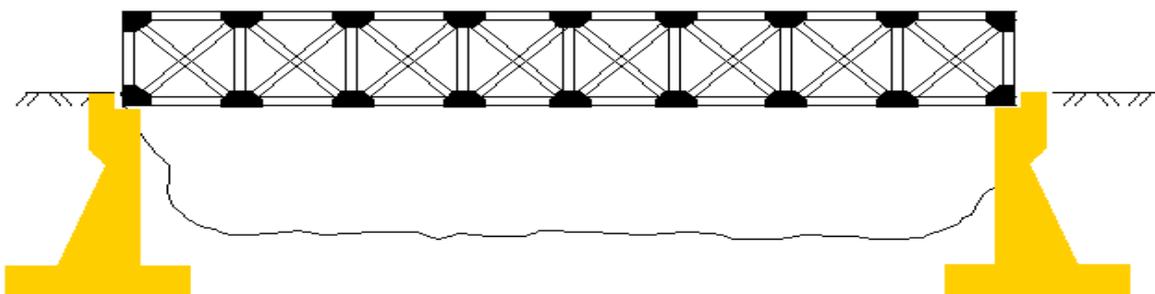
PUENTE CON ARMADURA METÁLICA Y ARRIOSTRAMIENTO SUPERIOR



PUENTE CON ARMADURA METÁLICA INFERIOR TIPO BAYLEY



PUENTE CON ARMADURA METÁLICA SUPERIOR TIPO BAYLEY



**Básicamente, las formas que adoptan los puentes son tres, que, por otra parte, están directamente relacionadas con los esfuerzos que soportan sus elementos constructivos. Estas configuraciones son:**

**PUENTES DE VIGA.-** Están formados fundamentalmente por elementos horizontales que se apoyan en sus extremos sobre soportes o pilares. Mientras que la fuerza que se transmite a través de los pilares es vertical y hacia abajo y, por lo tanto, éstos se ven sometidos a esfuerzos de compresión, las vigas o elementos horizontales tienden a flexionarse como consecuencia de las cargas que soportan.

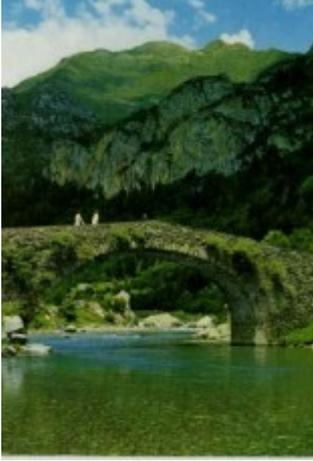
El esfuerzo de flexión supone una compresión en la zona superior de las vigas y una tracción en la inferior.

**PUENTES DE ARCO.** Están constituidos básicamente por una sección curvada hacia arriba que se apoya en unos soportes o estribos y que abarca un claro o espacio vacío. En ciertas ocasiones el arco es el que soporta el tablero (arco bajo tablero) puente sobre el que se circula, mediante una serie de soportes auxiliares, mientras que en otras de él es del que pende el tablero (arco sobre tablero) mediante la utilización de tirantes. La sección curvada del puente está siempre sometida a esfuerzos de compresión, igual que los soportes, tanto del arco como los auxiliares que sustentan el tablero. Los tirantes soportan esfuerzos de tensión.

**PUENTES COLGANTES.-** Están formados por un tablero por el que se circula, que pende, mediante un gran número de tirantes, de dos grandes cables que forman sendas catenarias y que están anclados en los extremos del puente y sujetos por grandes torres de concreto o acero. Con excepción de las torres o pilares que soportan los grandes cables portantes y que están sometidos a esfuerzos de compresión, los demás elementos del puente, es decir, cables y tirantes, están sometidos a esfuerzos de tensión.

Como cualquier clasificación, ésta no pretende ser más que una aproximación de la comprensión humana a la diversidad, en este caso de los puentes.

	<p><b>Acueductos.</b> Puentes que conducen agua.</p>		
<p>Atendiendo a la función primordial que cumplen.</p>	<p><b>Viaductos.</b> Puentes destinados al paso de vehículos.</p>		
	<p><b>Pasarelas.</b> Puentes pensados para el uso exclusivo de peatones.</p>		
<p>Atendiendo al material del que están hechos.</p>	<p><b>De madera.</b> Los primeros puentes son simplemente uno o varios troncos uniendo dos orillas de un riachuelo.</p>		

	<p><b>De piedra.</b> La conquista tecnológica del arco permite construir puentes de piedra.</p>	
	<p><b>De hierro.</b> La revolución industrial trae de su mano los primeros puentes de este material.</p>	
	<p><b>De concreto y acero.</b> Los puentes actuales se construyen mezclando estos dos materiales.</p>	

<p>Atendiendo a la forma en que se soportan los esfuerzos.</p>	<p><b>De viga.</b> Es la primera y más sencilla solución que inventa el hombre para salvar una distancia. En la antigüedad, antes de conocer el concreto armado, hubo que descartarlos ya que la madera por flexión no permitía cubrir grandes distancias.</p>		
	<p><b>Sobre tablero.</b></p>	<p>El arco soporta el peso del tablero del que está colgado.</p>	
	<p><b>De arco.</b></p>	<p><b>Bajo tablero.</b> El tablero está encima del arco que es quien soporta el peso del puente.</p>	

	<p><b>Colgante.</b> El tablero cuelga de grandes pilares. Aquí no hay arcos.</p>	
--	--	--

**CAP.1.- “NECESIDAD DEL PROYECTO”**

Una de las mas importantes es la de satisfacer las necesidades del hombre, como por ejemplo el de vencer un tramo de camino en el que no existe forma de pasar un río a vencer o alguna barranca o cantiliver a vencer.

**DATOS DEL PROYECTO:**

- Claro Mayor ..... 20m
- Longitud total Mayor ..... 20.86m
- Ancho total ..... 23.51m
- Numero de trabes:
  - Interiores ..... 14
  - Exteriores ..... 2
- Altura del parapeto ..... 50 cm.
- Ángulo de esviajamiento .. 32 deg
- Espesor de losa ..... 18cm
- Espesor del asfalto ..... 10cm
- Peralte de la trabe ..... 115 cm.
- Espesor de apoyo de neopreno ..... 5.7 cm.
- Peralte del banco ..... 10 cm.
- Nivel de desplante ..... 16.50 m
- Nivel de rasante camino secundario .....23.56m
- Nivel de talud frontal (aprox.) ..... 20.89m
- Capacidad admisible del terreno ..... 30.0 ton / m<sup>2</sup>
- Coeficiente sísmico ..... 0.64
- Coeficiente de ductilidad de  
La Súper Estructura..... 4.00
- Coeficiente de ductilidad de  
La sub-estructura (long. ) ..... 2.00

- **Coefficiente de ductilidad de la sub-estructura (trans. ) ..... 4.00**
  
- **Peso volumétrico del concreto Reforzado ..... 2.4 ton / m<sup>3</sup>**
  
- **Peso volumétrico del relleno ..... 1.6 ton / m<sup>3</sup>**

## **CAP 2.- “ESTUDIOS PREVIOS”**

Los estudios de campo que son necesarios a efectuar para ejecutar un proyecto de un puente se divide en las siguientes partes:

- 1. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS**
- 2. ESTUDIOS HIDRÁULICOS**
- 3. ESTUDIOS GEOLÓGICOS**
- 4. ESTUDIO ECONÓMICOS O COMERCIALES.**

### **ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS:**

Al rendir un informe sobre los estudios topográficos llevados a cabo para la construcción de un puente, además de dar el nombre del río o barranca, o camino correspondiente, tramos del camino en el cual se encuentra, etc. También es imprescindible rendir los siguientes datos:

- a) Origen del kilometraje
- b) Plano en planta, a escala, mostrando el eje del camino, curvas de nivel, dirección del cause, construcciones cercanas y datos importantes.
- c) Ángulo que forma el camino con el eje de la corriente.
- d) Elevación y descripción del banco de nivel más próximo.
- e) Planos de localización correspondiente a un kilómetro a cada lado de la obra.
- f) Elevación de la sub-rasante que resulte más adecuada.
- g) Importe de las indemnizaciones que tendrían que hacerse al llevarse a cabo las obras.

### **DATOS DEL PROYECTO:**

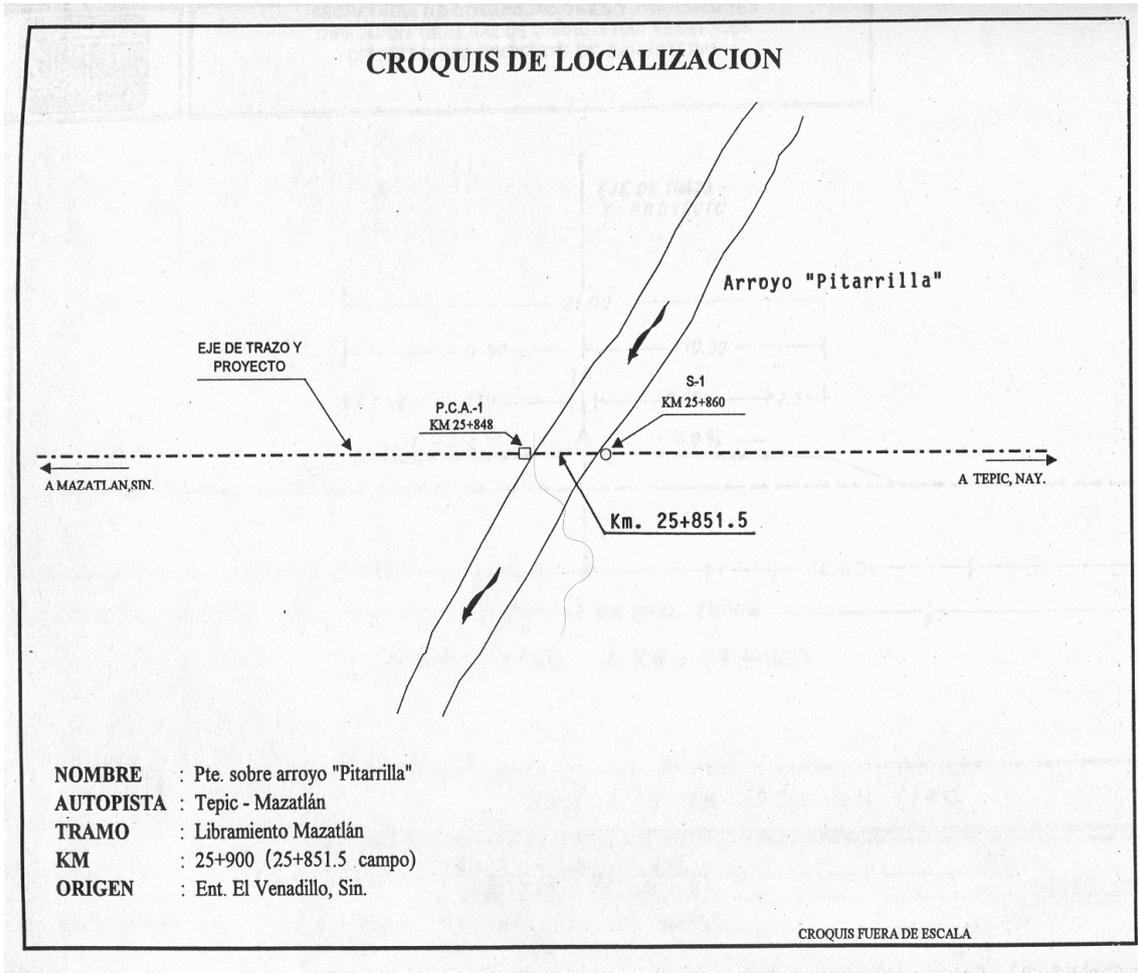
**PUENTE “ARROYO PITARRILLA”**

**CARRETERA: TEPIC – MAZATLÁN**

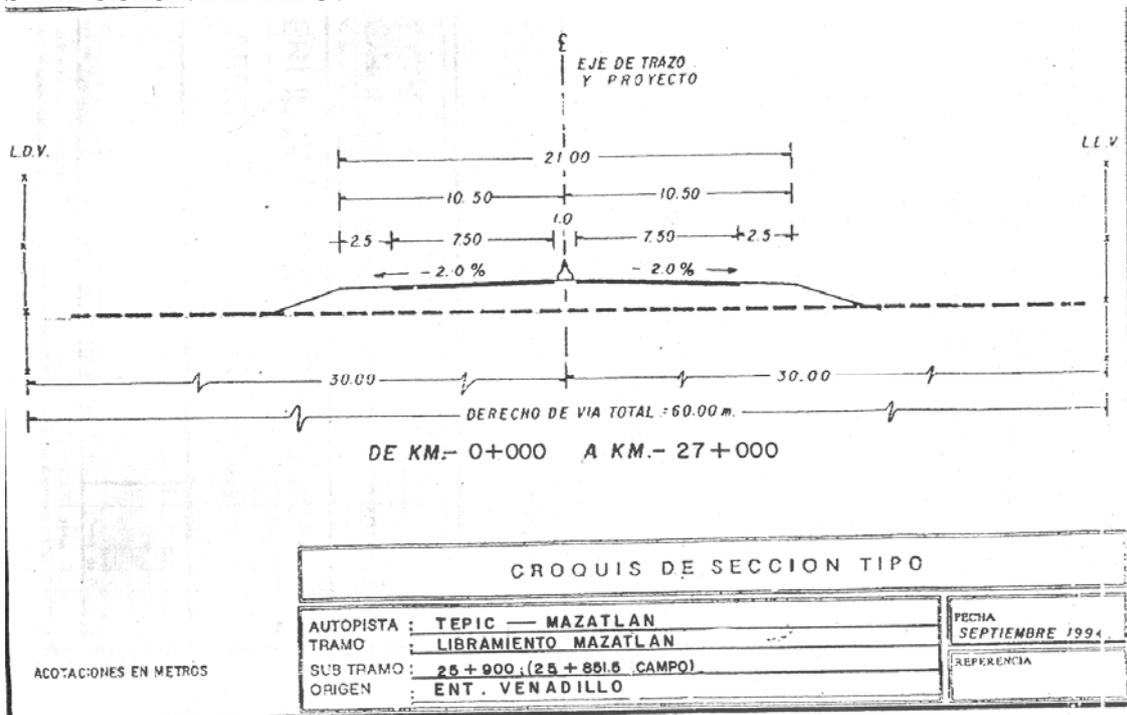
**TRAMO: LIBRAMIENTO MAZATLÁN**

**LOCALIZACIÓN: KM 25+900**

**ORIGEN: ENT. EL VENADILLO, SIN.**



**SELECCIÓN DE TIPO:**



## **ESTUDIOS HIDRÁULICOS:**

Los datos hidráulicos de mayor importancia se pueden resumir de la manera siguiente:

- a) Una sección en el cruce y dos secciones auxiliares aguas arriba y aguas abajo, a escala, considerando: nivel de aguas mínimas, nivel de aguas máximas ordinarias, nivel de aguas máximas extraordinarias, pendiente del fondo del cauce o de la superficie del agua en una extensión de 200 m a cada lado del eje.
- b) Coeficiente de rugosidad del cause.
- c) Velocidad superficial indicando el procedimiento usado.
- d) Frecuencia y duración de las crecientes máximas extraordinarias, época del año en que se efectúa y dimensiones aproximadas del material de arrastre.
- e) Si el cauce es estable o divagante o si tiene tendencias a divagar.
- f) Si la corriente deposita o socava.
- g) Si hay que efectuar alguna canalización.
- h) Si el remanso afectará propiedades vecinas.
- i) Claros mínimos de los tramos y espacio libre vertical para el paso de los cuerpos flotantes.
- j) Datos sobre puentes construidos aguas abajo y aguas arriba próximos al cruce, tales como su longitud, longitud mínima de tramo, altura de subrasante, sobre el fondo, área hidráulica, si es o no suficiente el puente, separación entre pilas y pendiente del cauce en el cruce.

Datos hidráulicos obtenidos para el proyecto:

**GASTO = 42 m<sup>3</sup> / s.**

**VELOCIDAD = 2.3 m / s.**

## **ESTUDIOS GEOLÓGICOS:**

Los datos correspondientes a los estudios geológicos serán:

- a) Caracteres generales de los materiales que forman el fondo y las márgenes de la corriente.
- b) Corte geológico indicando los materiales que forman del subsuelo y el nivel de las aguas freáticas, enviando muestras inalteradas y alteradas.
- c) Carga admisible aproximada que puede soportar cada estrato del subsuelo.

Es importante señalar que la mayoría de los resultados obtenidos de este estudio se realizan mediante pruebas de laboratorio tales como pueden ser:

Humedad natural, límites de plasticidad, granulometría por mallas, peso específico, etc.

## ESTUDIO DE CIMENTACIÓN

### 1. DATOS DE LA OBRA:

**Tipo de la obra:** Puente sobre arroyo "Pitarrilla"  
**Autopista :** Tepic – Mazatlán  
**Tramo:** Libramiento Mazatlán  
**Km.:** 25+900 (en campo 25+851.5)  
**Origen:** Entronque el Venadillo, Sin.

### 2. EXPLORACIÓN Y MUESTREO

*Numero, tipo y profundidad de sondeos:* uno mediante la prueba de penetración estándar y avance con lavado y un pozo a cielo abierto, denominados S – 1 y P. C. A. –1, Con 10.9 Y 3.1 m de profundidad, ubicados en los kilómetros 25+860 y 25+848 respectivamente.

*Tipo de muestras:* alteradas representativamente

*Profundidad del nivel freático:* no se encontró durante la exploración la cual se realizó en el mes de abril.

### 3. PRUEBAS DE LABORATORIO EFECTUADAS

- HUMEDAD NATURAL
- LÍMITE DE PLASTICIDAD
- GRANULOMETRÍA POR MALLAS
- OTRA.- clasificación manual y visual de campo.

### 4. ESTRATIGRAFÍA Y TIPO DE FORMACIÓN

El subsuelo está constituido por un primer estrato cuyo espesor varía de 0.6 a 2.0 m, formando por arcilla de alta compresibilidad color café oscuro, poco arenosa, de consistencia muy firme, le subyace arena arcillosa color café claro, de compacidad media y muy compacta. Ver perfil del suelo.

*Otros Datos y Observaciones:* la topografía del suelo en estudio es sensiblemente plana; en el estudio topohidráulico se recomienda construir un puente de 12m de longitud, ubicado del Km 25+848 al Km 25+860, de un solo claro así como rastrear el fondo del cauce.

### 5. CÁLCULOS

Capacidad de carga del la superficie

6. Otros cálculos realizados: socavación total de 1.2m, con  $Q = 42\text{m}^3/\text{s}$  y  $V = 2.3\text{m}/\text{s}$ .

## 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo a las características estratigráficas y topohidráulicas del sitio en estudio, para la cimentación de la estructura en proyecto se recomienda:

- Cimentación superficial mediante zapatas aisladas o corridas.
- Desplantar las zapatas a 2.3 m bajo el nivel del fondo del cauce, elevación 16.5m, sobre arena arcillosa compacta.
- Capacidad de carga admisible para fines de diseño de 30 ton /m<sup>2</sup>.
- Realizar las excavaciones para alojar las zapatas, con taludes de  $\frac{1}{2} : 1$ , sin presentarse filtraciones de agua al interior de las mismas, en época de estiaje.

Al realizar estas recomendaciones no se presentarán asentamientos importantes en la estructura, además de no tener problemas de inestabilidad en los terraplenes de acceso.

## ESTUDIOS ECONÓMICOS O COMERCIALES

Son muy necesarios y deben contener los puntos que a continuación se mencionan:

- Jornales medios en la región para las diferentes categorías
- Precios unitarios de los diversos materiales en el lugar de la obra.
- Ubicación de los diferentes bancos de materiales
- Vía más próxima de comunicación
- Clima dominante en la región
- Enfermedades de la región

### **CAP 3.- “ELECCION DE TIPO DE PUENTE”**

**Con todos los datos de campo bien recopilados se pasa al proyecto del puente. Es conveniente elaborar varios anteproyectos usando diversos tipos de puentes para escoger el más económico y más adecuado de acuerdo a las distintas necesidades que tengamos.**

**En todo puente se distinguen tres partes fundamentales: la súper estructura, la sub-estructura y la infraestructura. La súper estructura es la parte de la estructura destinada a transmitir las cargas ( muertas y vivas) a los apoyos. La sub-estructura es la que trasmite las cargas de los apoyos a la infraestructura y esta última es la que lleva las cargas al suelo de la cimentación. De igual forma, la super estructura se divide en isostática como en el caso de trabes libremente apoyadas, trabes con voladizos y arcos de tres articulaciones, y en hiperestáticas, como el de las trabes continuas, arcos empotrados, arcos en dos articulaciones, marcos rígidos, etc.**

#### **Solicitaciones geométricas dentro del proyecto de un puente:**

- ***Espaciamiento entre pilas, orientación y tipo:*** Las pilas de un puente deben ubicarse de acuerdo con los requerimientos de la navegación y de manera que produzcan la mínima obstrucción a la corriente. En general, deben colocarse paralelamente a la dirección de la misma en épocas de avenidas. Asimismo, para dar paso a los materiales de arrastre, los claros del puente y el espacio libre vertical deberán tener la amplitud adecuada, de acuerdo con el tipo de pila y, en caso necesario emplear desviadores de materiales de arrastre.
- ***Ancho de calzada y de banquetas :*** El ancho de la calzada será el ancho libre entre las partes inferiores de las guarniciones medido normalmente al eje longitudinal del puente; Si las guarniciones no existen el ancho libre será la distancia mínima entre las cara interiores del parapeto del puente. El ancho de la banqueta será el ancho libre entre la cara interior del parapeto y la parte extrema de la guarnición, medido normalmente al eje longitudinal del puente, salvo que exista una armadura, trabe o parapeto adyacente a la guarnición, en cuyo caso, el ancho se medirá hasta la orilla exterior de la banqueta.

La cara de la guarnición se define como el parámetro interior, vertical o inclinado de la propia guarnición. Las dimensiones horizontales del ancho de la calzada y de la guarnición se toman desde la base, o desde la base del paño inferior, si se trata de guarniciones escalonadas. El ancho máximo de las guarniciones redondeadas será de 0.23 m

En los tramos de acceso con guarnición y cuneta, ya sea en uno o en ambos extremos del puente, la altura de la guarnición del puente debe coincidir con la de acceso, o ser, preferentemente, mayor. Cuando no se asignen guarniciones en el acceso, la altura de la guarnición en el puente no será menor de 0.20 m y de preferencia no mayor de 0.25 m. Cuando se requieran banquetas para el tránsito de peatones en las vías rápidas urbanas, deberán aislarse de la calzada del puente por medio de parapetos.

- **Galibo Vehicular.-** Para la circulación de vehículos, el galibo horizontal será el ancho libre, en tanto que el galibo vertical será la altura libre.
- **Parapetos :** Deberán instalarse parapetos a ambos lados de la estructura del puente para protección tanto del tránsito como de los peatones, cuando existan banquetas.

En los puentes que no pertenezcan a vías rápidas urbanas y que dispongan de banquetas adyacentes a las calzadas, deberá instalarse entre estas dos el parapeto o barrera para calzada, además de un parapeto para banqueta en el lado exterior.

Parapetos para calzada.- Aunque el propósito principal de los parapetos para calzada es controlar el tránsito que circula por la estructura, deben tomarse en cuenta otros factores, como son la protección de los ocupantes del vehículo en caso de colisión, y a los peatones que circulan en el puente, además de la buena apariencia y la suficiente visibilidad para los vehículos que lo transiten.

Los materiales empleados en los parapetos para calzada serán: concreto, acero o una combinación de ellos. La altura del parapeto para calzada no será menor de 0.69 m, medida desde la corona de la calzada o guarnición al remate superior del parapeto.

Parapetos para banquetas.- Los elementos de estos parapetos se calcularán de acuerdo con el tipo y volumen del tránsito de peatones calculado en el proyecto, tomando en cuenta la buena apariencia, la seguridad y la suficiente visibilidad por parte de los conductores.

Los materiales empleados en estos parapetos serán: concreto, acero o una combinación de estos materiales. La altura mínima será de 0.91 m (preferentemente 1.07 m), medida desde la superficie de la banqueta hasta el remate del barrote superior del parapeto.

- **Drenaje en la calzada :** El drenaje transversal se efectuará por medio del bombeo que se da a la carpeta, y el drenaje longitudinal, por medio de la contra flecha del claro, o bien por la pendiente de la rasante. El agua que se drene por las cunetas del camino debe desviarse, no permitiendo, de ninguna manera, que fluya sobre el puente. Los puentes cortos, de un solo claro, particularmente pasos superiores, pueden construirse sin drenes, efectuándose el drenaje de la calzada del puente mediante conductos abiertos o cerrados colocados en los extremos de la estructura. El drenaje longitudinal de los puentes largos se realiza por medio de drenes o coladeras de dimensiones y en número suficiente para desalojar debidamente la cuneta. La disposición de los drenes del puente se hará en forma tal que el agua no descargue sobre ningún elemento de la estructura, para evitar su erosión en dicho sitio. Cuando se requieran bajadas, serán rígidas y de material resistente a la corrosión.
- **Sobre elevación :** En las curvas horizontales de un puente la sobre elevación se hará de acuerdo con las especificaciones establecidas para la construcción del camino, pero en ningún caso excederá del 10% del ancho de la calzada.

- **Revestimiento de los pisos del puente** : El revestimiento del piso de los puentes deberá ser de un material antiderrapante.
- **Instalaciones destinadas a servicios públicos** : Cuando así se requiera, se tomarán las precauciones necesarias para alojar a las bases y los postes para los cables del alumbrado, así como los ductos para el agua, cables de electricidad, teléfono, gas o drenaje.

### **GEOMETRÍA GENERAL DEL PUENTE:**

#### **Dimensión de la pila:**

$$D = 1.20\text{m} \text{ y } E = 3.00\text{m}$$

#### **Dimensión del volado de la base:**

$$V_1 = 0.50\text{m}$$

$$V_c = 0.80\text{m}$$

#### **Peralte de la zapata:**

$$B_{\text{zap}} = 0.60\text{m}$$

$$b_{\text{zap}} = 0.30\text{m}$$

#### **Dimensiones del cabezal:**

$$e_{\text{cabezal}} : 1.40 \text{ m}$$

$$B = 77.0 \text{ cm.}$$

$$F = 30.0 \text{ cm}$$

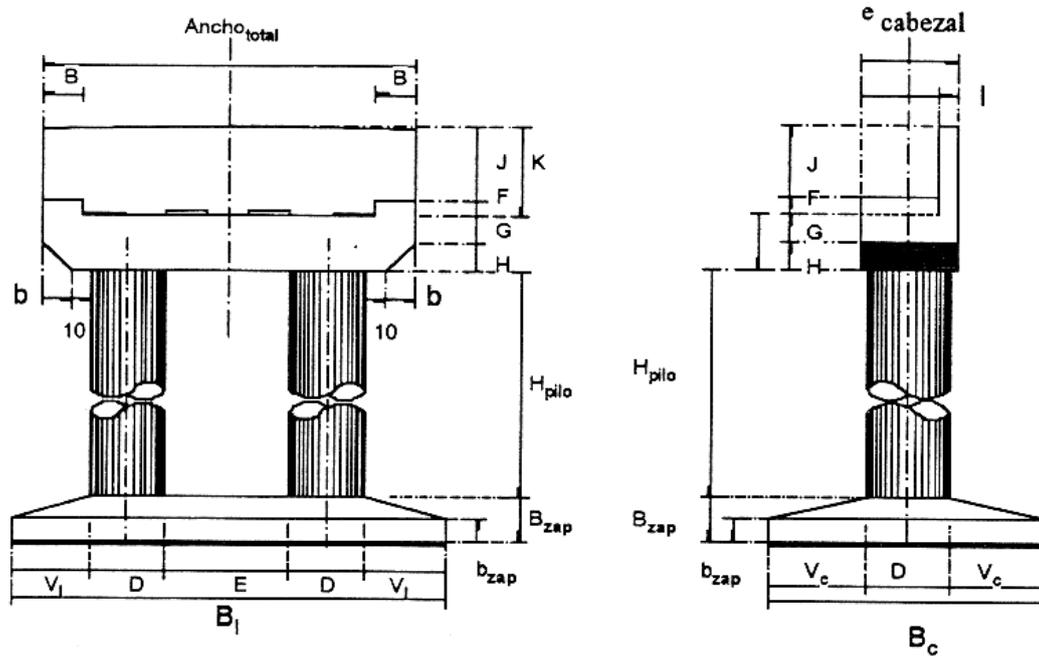
$$G = 50.0 \text{ cm}$$

$$H = 50.0 \text{ cm}$$

$$I = 26.0 \text{ cm}$$

$$J = 1.34 \text{ m}$$

$$\text{Niv. Del cabezal} = 21.89 \text{ m}$$



**Espaciamiento entre columnas a ejes**

$$\text{Esp 1} = E + D = 3.00 + 1.20 = 4.2 \text{ m}$$

**Núm. De pilotes ( dato) NP = 6**

**Núm. De espacios entre pilotes NE = NP - 1 = 6 - 1 = 5**

**Dimensión del chaflán b = 0.0 m**

**Dimensiones de la contra trabe (dato): Bt = 0.80 m ht = 1.20m**

**Ancho total de la base en el sentido largo de la zapata (Bl):**

$$Bl = NP * D + NE * E + 2V1$$

$$Bl = (6 * 1.20) + (5 * 3) + 2(.50) = 23.20 \text{ m}$$

**Ancho total de la base en el sentido corto de la zapata (Bc):**

$$Bc = D + 2Vc + 2 B zap$$

$$Bc = 1.20 + 2 * .80 + 2 * .60 = 4.00 \text{ m}$$

**Altura total del diafragma (K)**

$$K = F + J$$

$$K = 0.30 + 1.34 = 1.64 \text{ m}$$

**Altura del cuerpo del pilote ( H pilo):**

$$\mathbf{H\ pilo = Niv\ cabezal - G - H - B\ zap - ND}$$

$$\mathbf{H\ pilo = 21.89 - 0.50 - 0.50 - 0.60 - 16.50 = 3.79m}$$

**Altura del talud frontal:**

$$\mathbf{Df = N\ talud - ND}$$

$$\mathbf{Df = 20.89 - 16.50 = 4.39\ m}$$

### **ANÁLISIS DE CARGAS:**

Los miembros del puente se proyectaran tomando en cuenta los esfuerzos permisibles y las limitaciones del material empleado de acuerdo con las especificaciones AASHTO.

En la hoja para calculo de esfuerzos se incluirá un diagrama o notas sobre las cargas consideradas y por separado se indicaran los esfuerzos debidos a las diferentes cargas.

Cuando las condiciones del proyecto así lo requieran, se registrara el orden sucesivo de los colados de concreto en los planos o bien en las especificaciones complementarias.

La estructura de un puente se proyectara considerando las siguientes cargas:

- I. Cargas Muertas**
- II. Cargas Vivas**
- III. Efecto Dinámico o de impacto sobre la carga viva**
- IV. Fuerzas laterales**
- V. Otras fuerzas, cuando existan como: fuerzas longitudinales, centrífugas y fuerzas térmicas.**

### **CARGAS MUERTAS:**

La carga muerta estará constituida por el peso propio de la estructura ya terminada, incluyendo la carpeta asfáltica, banquetas, parapetos, tuberías, conductos, cables y demás instalaciones para servicios públicos.

Cuando, al construir el puente, se coloque sobre la carpeta una capa adicional para desgaste, o cuando se piense ponerla en el futuro, deberá tomarse en cuenta al calcular la carga muerta. Dicho factor es particularmente importante en aquellas regiones en donde se requiere el uso de cadenas sobre las llantas, o llantas con grapas para la nieve.

Por lo regular al calcularse la carga muerta se consideran los siguientes pesos volumétricos:

- Hierro fundido ..... 7,800 Kg/m<sup>3</sup>
- Aleaciones de aluminio ..... 2,800 Kg/m<sup>3</sup>
- Madera (Tratada o sin tratar) ..... 800 Kg/m<sup>3</sup>
- Acero estructural..... 7,850 Kg/m<sup>3</sup>
- Concreto simple ..... 2,300 Kg/m<sup>3</sup>
- Concreto reforzado ..... 2,400 Kg/m<sup>3</sup>

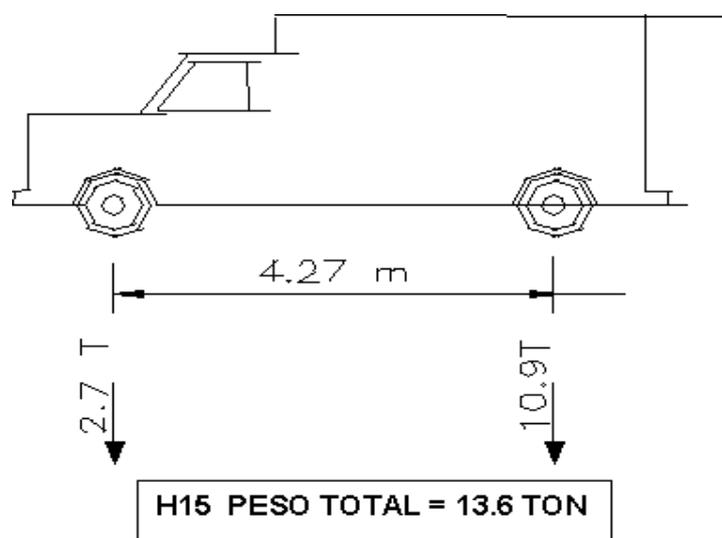
- Arena, tierra, grava o balasto compactados ..... 1,920 Kg/m<sup>3</sup>
- Arena, tierra o grava sueltas ..... 1,600 Kg/m<sup>3</sup>
- Macadam o grava compactadas con aplanadora ..... 2,240 Kg/m<sup>3</sup>
- Relleno de escorias ..... 960 Kg/m<sup>3</sup>
- Pavimento (excluyendo adoquinado de madera) ..... 2,300 Kg/m<sup>3</sup>
- Vía de FF.CC. (riel, guardariel, accesorios de vía) ..... 3,200 Kg/m<sup>3</sup>
- Mampostería ..... 2,720 Kg/m<sup>3</sup>
- Tablón asfáltico de 2.5 cm. de espesor ..... 22 Kg/m<sup>2</sup>

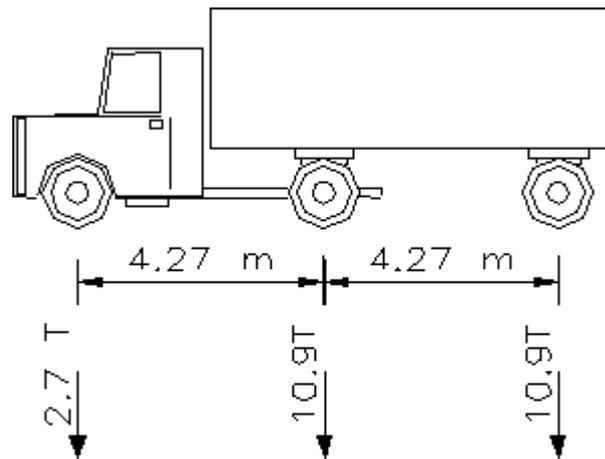
### CARGAS VIVAS

La carga viva consistirá en el peso de la carga móvil aplicada, correspondiente al peso de los camiones, coches y peatones.

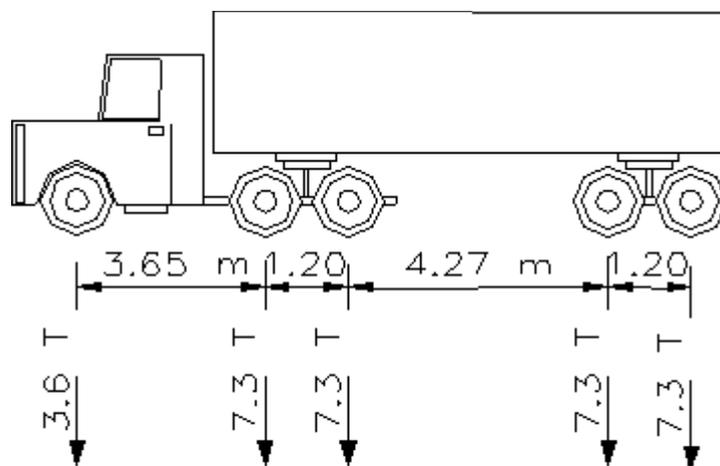
Los elementos portantes y piezas de puentes se diseñaran con la carga de camión HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4, tomando como carga de diseño la que produzca los mayores elementos mecánicos de acuerdo con la distribución de claros.

A partir de 1980, cargas como la T3-S3, con un peso total de 46 Ton. y otras de mayores pesos están circulando por nuestra red nacional, de tal manera que la normatividad vigente al peso y otras dimensiones de los vehículos, permita mayor carga en los ejes tandem que en el 66% de los reglamentos del ámbito mundial y en los tres ejes nuestro reglamento permite mas carga que el 52% de todos los reglamentos del mundo. Pero es más notable en la doble combinación vehicular compuesta por tractor, semiremolque y remolque (T3-S2-R4) de 77.5 Ton. de peso y descarga máxima por eje de 18 Ton., en la que se supera el 96% de los países.

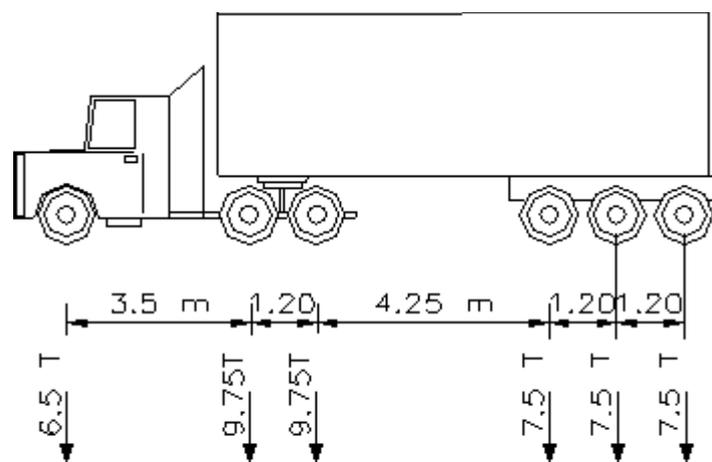




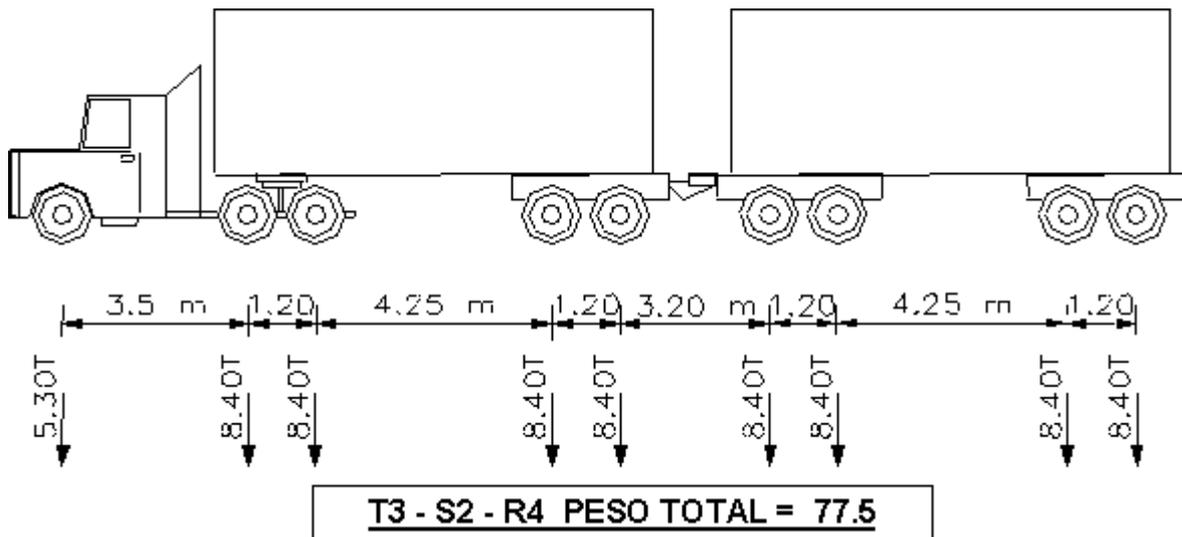
**HS - 15 PESO TOTAL = 24.5 TON**



**HS - 20 PESO TOTAL = 32.8 TON**



**T3 - S3 PESO TOTAL = 46 TON**



### CARGAS PARA GUARNICIONES

Las guarniciones se proyectaran para que resistan una fuerza lateral no menor de 774 Kg. por metro lineal de guarnición, aplicada en la parte superior de la guarnición, o a 0.25 m arriba del piso, si la guarnición es mayor de 0.25 m.

### CARGAS SOBRE PARAPETOS

1) Parapetos para calzadas.- Las piezas del parapeto se proyectaran para resistir una fuerza lateral horizontal (P) de 4,536 Kg. dividida entre los diversos miembros situados a 0.38 m ó mas, arriba del piso del puente (o remate de la guarnición con un ancho mayor que 0.15 m.).

Todos los miembros entre los que se distribuya esta carga lateral, deberán tener sus caras del lado de la calzada, en un plano vertical común que pase 2.5 cm. del extremo.

Los miembros del parapeto que se encuentren a mas de 0.025 m de dicho plano. o a menos de 0.38 m arriba del piso del puente (o remate de la guarnición con un ancho mayor que 0.15 m), se proyectaran para resistir una carga lateral igual a la aplicada en los parapetos para calzada adyacentes, siempre que esa carga no exceda de 2,268 Kg.

2) Parapetos para banquetas.- Los parapetos para banquetas se proyectaran para resistir una carga mínima:

$W = 7404$  Kg. por metro lineal, aplicada simultáneamente tanto en sentido transversal como en sentido vertical, sobre los miembros longitudinales del parapeto. Quedan excluidos de estos requerimientos los miembros que se hallen colocados a mas de 1.54 m arriba de la banqueta.

Los postes se proyectaran para resistir una carga transversal, la que actúa en el centro de gravedad del barrote superior, o a una altura máxima de 1.54 m arriba de la banqueta cuando se trata de parapetos altos.

## **IMPACTO:**

En las estructuras comprendidas en el grupo A subsiguiente, los esfuerzos por carga viva producidos por las cargas H y HS deberán incrementarse en la cantidad que aquí se indica, por los efectos dinámico, vibratorio y de impacto.

El impacto no deberá aplicarse a los elementos del grupo B.

### **GRUPO A.**

- 1) Superestructura, incluyendo columnas de acero o de concreto, torres de acero, columnas de marcos rígidos, y en general, aquellas partes de la estructura que se prolonguen hasta la cimentación principal.
- 2) La parte de los pilotes de concreto o de acero que sobresalgan del nivel del terreno y que se hallen rígidamente conectados a la superestructura, ya sea formando marcos rígidos o como parte de la estructura misma.

### **GRUPO B.**

- 1) Estribos, muros de contención, pilas, pilotes (exceptuando lo especificado en el grupo A 2).
- 2) Cimentaciones y presiones en las cimentaciones.
- 3) Estructuras de madera.
- 4) Cargas para banquetas.
- 5) Alcantarillas y estructuras que tengan un colchón de tierra de 0.91 m de espesor o mayor.

## **FORMULA DE IMPACTO**

La cantidad permisible en que se incrementan los esfuerzos se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga viva, y se determinara con la formula siguiente:

$$I = (15.24) / (L + 38.10)$$

Donde:

I = Impacto, en porcentaje (máximo 30%)

L = Longitud, en metros, de la parte del claro que debe cargarse para producir el máximo esfuerzo en el miembro.

Para uniformar su aplicación, la longitud cargada, "L", se considerara específicamente como sigue:

- Para pisos de calzada, emplear la longitud del claro marcada en el proyecto.
- Para miembros transversales, tales como piezas de puente, usar la longitud del claro del miembro, entre centros de apoyo.
- Para calcular momentos debidos a cargas de camión, usar la longitud del claro. Para tramos en voladizo, se usara la longitud desde el centro de momentos hasta el eje más alejado del camión.

- Para esfuerzo cortante debido a cargas de camión, usar la longitud de la parte cargada del claro, desde el punto en consideración hasta la reacción mas alejada. Para tramos en voladizo, considérese el 30%.
- En claros continuos, se emplea la longitud del claro considerado para momento positivo y para momento negativo, el promedio de los dos claros adyacentes cargados.

#### FUERZAS LONGITUDINALES.

Deberá considerarse el efecto de una fuerza longitudinal del 5% de la carga viva en todos los carriles destinados al tránsito en una misma dirección. En aquellos puentes donde se considere puedan llegar a ser en el futuro de una sola dirección, deberán considerarse cargados todos sus carriles.

#### PESO DE LA SUBETRUCUTURA (por un ancho unitario)

Peso del diafragma ( $PP_{\text{diafr}}$ ):

$$PP_{\text{diafr}} = K * I * \gamma_{\text{con}} = 1.64 * 0.26 * 2.4 = 1.023 \text{ ton / m}$$

Peso del cabezal ( $PP_{\text{cab}}$ ):

$$PP_{\text{cab}}: (\text{ancho}_{\text{total}} (G+H) + 2 * B * F) * \frac{ecabezal * \gamma_{\text{con}}}{anchototal} =$$

$$PP_{\text{cab}}: (23.2 * (0.50 + 0.50) + (2 * .77 * .30)) * \frac{1.4 * 2.4}{23.2} = 3.426 \text{ ton / m}$$

El peso lineal debido al diafragma y al cabezal:

$$W_{\text{lin}} = PP_{\text{diafr}} + PP_{\text{cab}} =$$

$$W_{\text{lin}} = 1.023 + 3.426 = 4.449 \text{ ton / m.}$$

Peso del pilote ( $PP_{\text{pil}}$ ) =

$$PP_{\text{pil}} = H_{\text{pil}} * \left( \frac{\pi D^2}{4} \right) * \gamma_{\text{con}} =$$

$$PP_{\text{pil}} = 3.79 * (1.13) * 2.4 = 10.287 \text{ ton.}$$

Peso total de la contra trabe ( $PP_{\text{con}}$ ):

$$PP_{\text{con}} = (B1 - NP * D) * Bt * (ht - B_{\text{zap}}) * \gamma_{\text{con}} =$$

$$PP_{\text{con}} = (23.2 - 1.20 * 6) * 0.80 * (1.20 - .60) * 2.4 = 18.432 \text{ ton.}$$

Peso de la zapata ( $PP_{\text{zap}}$ ):

$$PP_{zap} = \left[ B1 * Bc * bzap + [Bc + (D + Bzap * 2)] * \left( Bzap - bzap * \frac{1}{2} * B1 \right) \right] * \gamma_{con} =$$

$$PP_{zap} = 120.269 \text{ ton.}$$

**Peso total del caballete (PP<sub>caball</sub>):**

$$PP_{caball} = w_{lin} * Ancho_{total} + NP * PP_{pil} + PP_{cont} + PP_{zap} =$$

$$PP_{caball} = 4.449 * 23.2 + 6 * 10.287 + 18.432 + 120.269 = 305.03 \text{ ton}$$

**Distancia desde el borde hasta el centroide de la estructura:**

$$B_{pil L} = \frac{Bc}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m}$$

**Peso del relleno (PP<sub>rell</sub>):**

$$PP_{rell} : (Df - Bzap) * \left( B1 * Bc - NP * \frac{\pi D^2}{4} \right) * \gamma_{con}$$

$$PP_{rell} = 521.59 \text{ ton}$$

**Peso de la súper estructura:**

**Carga muerta:**

Las siguientes cargas se obtienen de la memoria de calculo de la trabe presforzada (datos):

**Carga de las trabes**  $w_{trabes} = 0.871 \text{ ton / m}$

**Carga de losa en un ancho tributario de trabe (w<sub>losa</sub>):**

**w<sub>losa i</sub> : 0.57 ton/ m**

**w<sub>losa e</sub> : 0.57 ton/ m**

**carga de carpeta asfáltica (w<sub>carpeta</sub>):**

**w<sub>carpeta</sub> = 0.29 ton/ m**

**carga del parapeto (w<sub>parapeto</sub>):**

**w<sub>carpeta</sub> = 0.11865 ton/ m**

**peso del diafragma por trabe (P<sub>diafragma</sub>):**

**p diafragma = 1.076 ton.**

**Obtención de la reacción de las traves interiores debido a carga muerta (R<sub>cm. Int.</sub>):**  
(incluye el peso de: trabe, losa, carpeta y diafragma)

$$R_{cm. Int.} = (w_{trab} + w_{losa.i} + w_{carpeta}) * \frac{claro}{2} + P_{diafragma} =$$

$$R_{cm. Int} = (0.871+0.57+0.29)*10+1.076= 18.386 \text{ ton}$$

**Obtención de la reacción de las traves exteriores debido a carga muerta (R<sub>cm. Ext.</sub>):**  
(incluye el peso de: trabe, losa, carpeta y diafragma)

$$R_{cm. Ext.} = (w_{trab} + w_{losa.e} + w_{carpeta} + w_{parapeto}) * \frac{claro}{2} + P_{diafragma} =$$

$$R_{cm. Ext} = (0.871+0.57+0.29+.11865)*10+1.076=19.537 \text{ ton.}$$

**Peso debido a la carga muerta de la súper estructura (PCM<sub>super</sub>):**

$$PCM_{super} = R_{cm. Int.} * N_{int} + R_{cm. Ext.} * N_{ext} =$$

$$PCM_{super} = 18.386*14 + 19537*2 = 296.549 \text{ ton.}$$

**Carga Viva**

**Las reacciones de camión se obtienen de la memoria de calculo de la trabe presforzada (dato):**

**Reacción máxima de un camión T3-S3 (R<sub>T3-S3</sub>):**

$$R_{T3-S3} = \frac{43.7 * 4}{N_{t.ext} + N_{t.int}} = \frac{43.7 * 4}{14 + 2} = 10.925$$

**Factor de impacto (F<sub>impacto</sub>):**

$$F_{impacto} = 1 + \frac{15.24m}{claro + 38m} = 1 + \frac{15.24}{20 + 38} = 1.263$$

**Comparamos el factor de impacto con 1.30**

$$F_{impacto} = \text{if} (F_{impacto} \geq 1.3, 1.3, F_{impacto})$$

$$F_{impacto} = 1.263$$

**Reacción de la carga T3-S3 mas impacto (R<sub>cv</sub>) –carga viva-:**

$$R_{cv} = R_{T3-S3} * F_{\text{impacto}} =$$

$$R_{cv} = 10.925 * 1.263 = 13.796 \text{ ton. Por trabe.}$$

### EMPUJE:

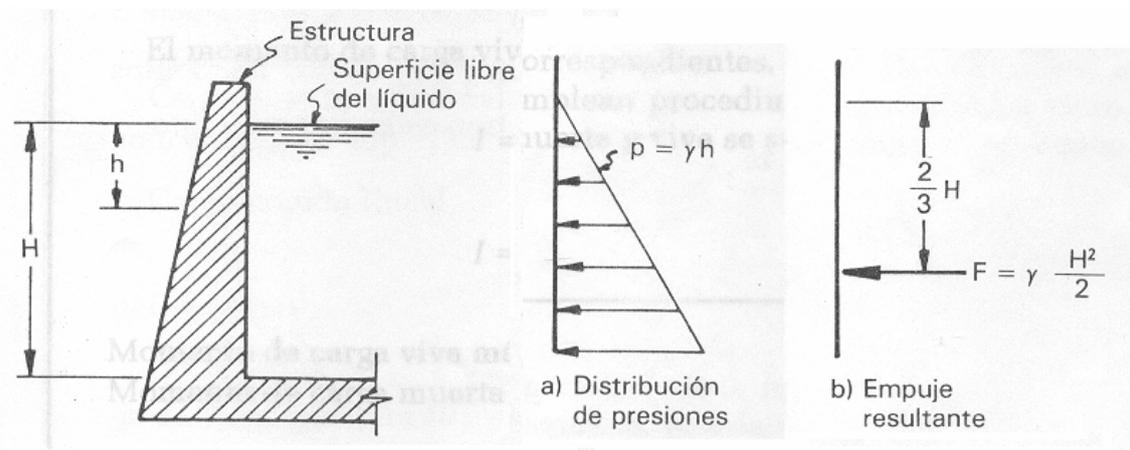
En algunos casos, como en silos, tuberías y muros de contención, el efecto de estas acciones es complejo, ya que depende de la interacción de la estructura con el material. En algunos casos como el empuje de tierra o de aguas freáticas en muros de contención, estas cargas actúan con su intensidad máxima durante lapsos muy grandes y deben considerarse como acciones permanentes. En otras ocasiones como en recipientes y depósitos, estas acciones tienen variaciones importantes en el tiempo y deben tratarse como acciones variables. La diferencia de las dos situaciones en el diseño estriba por ejemplo en que, debe considerarse una intensidad reducida para las combinaciones que incluyan acciones accidentales.

*Empuje estático de líquidos:* en recipientes o en estructuras total o parcialmente sumergidas debe considerarse como acción el empuje estático del líquido.

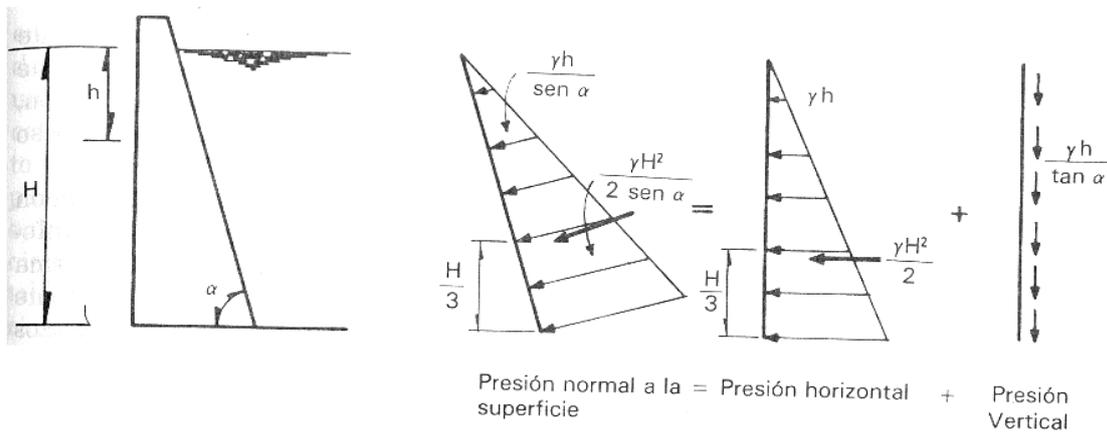
Cuando el líquido tiene una superficie libre que no está sujeta a presión superior a la atmosférica, ejerce una presión adicional a la atmosférica y en dirección normal a la superficie de contacto con el objeto sumergido, dada por:

$$\diamond p = \gamma h$$

Donde  $\gamma$  es el peso volumétrico del líquido y  $h$  la profundidad del punto considerado, a partir de la superficie libre del líquido. Esto implica que en una pared sumergida, la presión aumenta linealmente con la profundidad y que el diagrama de presiones será triangular.



Cuando la pared es inclinada el empuje del líquido tendrá un componente horizontal y otro vertical.

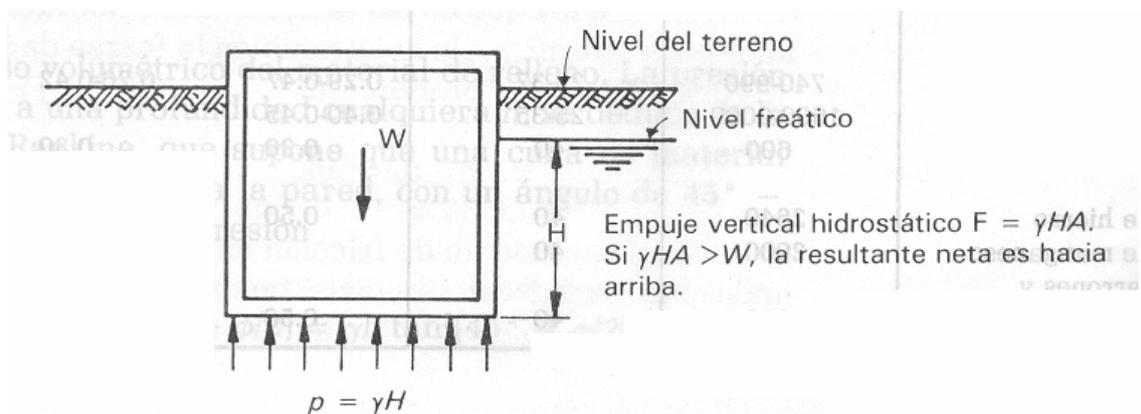


En tanques y en recipientes, el nivel del líquido puede determinarse generalmente con mucha precisión debido a que existen desfogues que limitan el máximo de este. En recipientes cerrados deberá valorarse, la posibilidad de que estos lleguen a trabajar a presión por algún mal funcionamiento de los sistemas de alimentación y desfogue.

Cuando el empuje es causado por las aguas freáticas, deberá considerarse cuidadosamente la posibilidad de variación de nivel freático en el tiempo debido a las lluvias y a la explotación de los mantos acuíferos.

Cuando sobre la superficie libre actúa una presión superior a la atmosférica, deberá sumarse la diferencia de presión calculada con la expresión  $p = \gamma h$ .

Las estructuras sumergidas o enterradas debajo del nivel freático, están sujetas a empujes hacia arriba llamados sub. presiones además de los empujes laterales. Las sub. presiones suelen ser benéficas en cuanto a que equilibran en parte al peso de la estructura, aliviando la presión neta sobre el suelo. Se presentan problemas, sin embargo, cuando la sub. presión excede el peso de la estructura, produciendo una resultante neta hacia arriba, la cual debe ser equilibrada por la fricción entre las paredes de la estructura y el suelo. Esta fricción o puede vencerse inmediatamente con el tiempo, produciendo la emersión y flotación de la estructura. El problema suele ser particularmente grave en estructuras con cimentaciones profundas las que pueden emerger en forma notable debido a la sub. presión, antes de que termine la construcción y actué su peso completo.



En las paredes de los recipientes y tuberías que contienen líquidos sujetos a presión se presentan esfuerzos circunferenciales, radiales y longitudinales que dependen de la forma del recipiente. Si las paredes del recipiente son relativamente delgadas (no exceden de un décimo del radio) los esfuerzos pueden considerarse uniformes en el espesor del recipiente y calcularse con fórmulas estándar de resistencia de materiales. En caso contrario, los procedimientos de análisis deberán tomar en cuenta la variación de esfuerzos en el espesor del tubo.

### *Empuje de materiales a granel*

En bodegas, silos y otros depósitos se almacenan granos, fertilizantes, cemento, carbón y otros productos a granel cuyo empuje sobre las paredes que los contienen debe tomarse en cuenta en el diseño. El fenómeno es más complejo que el del empuje de líquidos debido a que estos materiales tienen una fricción interna, y, en algunas ocasiones, también cierta cohesión, que varían según las condiciones de almacenamiento y hacen menos precisa la determinación de los empujes que pueden ejercer. Las variables que definen la magnitud del empuje son principalmente el peso volumétrico y el coeficiente de fricción interna del producto almacenado.

La tabla siguiente proporciona estas propiedades para una amplia variedad de productos:

Guía de propiedades físicas de materiales granulares

	Peso volumétrico en kg/m <sup>3</sup>	Angulo de fricción interna en grados	Coeficiente de fricción	
			contra concreto	contra acero
Arena	1600-2000	25-40	0.40-0.70	0.35-0.50
Arcilla	1810-2210	15-40	0.2 -0.50	0.36-0.70
Azúcar granular	1000	35	0.43	
Cal en terrones	800-960	35-55	0.50-0.60	0.30
Cal en partículas finas	910	35	0.50	0.30
Cal en partículas gruesas	1200	35	0.50	0.30
Cal en polvo	700	35	0.50	0.30
Carbón bituminoso	400-1040	32-44	0.50-0.60	0.30
Carbón (antracita)	960-1120	24-30	0.45-0.50	0.30
Cemento portland	1340-1600	24-30	0.36-0.45	0.30
Clinker	1410	33	0.60	0.30
Coque	600	40	0.80	0.50
Frijol soya y chícharo	800-960	23	0.25	0.20
Granos pequeños (trigo, maíz, cebada, frijol, avena, arroz, centeno)	740-990	23-37	0.29-0.47	0.26-0.42
Grava	1600-2000	25-35	0.40-0.45	
Harina	600	40	0.30	0.30
Mineral de hierro	2640	40	0.50	0.36
Mineral de manganeso	2000	40		
Yeso en terrones y piedra caliza	1600	40	0.50	0.30

Para la mayoría de los materiales se indica un intervalo en que se encuentran las propiedades. A falta de información más específica sobre los materiales que se van a almacenar, se recomienda emplear los límites superiores como valores máximos probables y los inferiores como mínimos probables.

La magnitud y tipo de empuje dependen también de la forma del recipiente. Deben distinguirse los depósitos bajos, denominados a veces en la literatura "bunkers", de los esbeltos, o silos. En los primeros la fricción entre el grano y las paredes del depósito no modifica en forma significativa los empujes del grano, mientras que en los segundos, debido a que la superficie de contacto del grano con las paredes es grande comparada con el área en la planta, la fricción reduce drásticamente las presiones a medida que crece la profundidad.

Pueden considerarse como bajos aquellos depósitos en que:

$$H \leq \frac{B}{\tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}$$

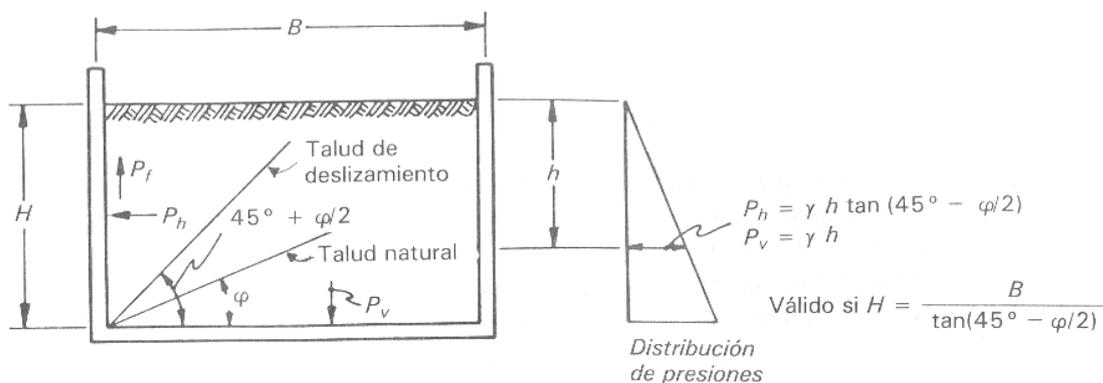
Siendo H la altura, B la dimensión menor en planta del depósito y  $\phi$  el ángulo de fricción interna del material almacenado.

- a) *Depósitos Bajos*: la presión vertical,  $p_v$  sobre el fondo de un depósito bajo, obtenida despreciando la fricción con las paredes, resulta:

$$P_v = \gamma h$$

$\gamma$  es el peso volumétrico del relleno. La presión horizontal a una profundidad cualquiera  $h$ , se deduce de la teoría de "Rankine", que supone que una cuña del material tiende a deslizarse contra la pared, con un ángulo de  $45^\circ - \phi/2$ , produciendo una presión:

$$p_h = p_v \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \gamma h \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$



Las características del problema y la superficie de deslizamiento supuesta se muestran en la figura anterior. Como se ve, el empuje horizontal se reduce con respecto al de un líquido, cada vez más a medida que el material tiene un mayor ángulo de fricción interna. No se toma en cuenta el efecto de la cohesión que reduce aún más el empuje lateral. El que algunos materiales adquieran cierta cohesión con el tiempo, puede dar lugar a problemas cuando la forma de extracción no es adecuada. Si se extrae el material por un lado, productos como el cemento y algunos fertilizantes que adquieren cierta cohesión con el tiempo, pueden formar taludes con pendientes muy superiores a la tangente de su ángulo de fricción; de hecho el cemento puede llegar a formar paredes casi verticales.

Estas paredes se derrumban en forma brusca al ocurrir algunas vibraciones y el material liberado golpea contra las paredes produciendo presiones muy superiores a las estáticas. Este ejemplo pretende llamar la atención acerca de la obligación del proyectista de la estructura de conocer el sistema de operación de la construcción, en este caso del depósito, y de tratar de influir para que el sistema de operación elegido no introduzca solicitaciones exageradas en la estructura. En caso de que no lo logre, debe considerar sus efectos en el diseño.

*Silos:*

En los silos la presión lateral cerca de la superficie libre del material almacenado comienza a aumentar linealmente con la misma ley que en los tanques. Sin embargo, al crecer la presión lateral,  $p_h$  lo hace también la fuerza de fricción  $p_f$

$$p_f = p_h \mu$$

Siendo  $\mu$  el coeficiente de fricción entre el material almacenado y la pared del silo. Esta fuerza de fricción tiende a equilibrar el peso de la columna de material almacenado, de manera que a cierta profundidad ya no crecen ni la presión horizontal ni la vertical. La presión máxima se obtiene cuando la fuerza de fricción equilibra el peso del material o sea :

$$p_f * S * \Delta l = \gamma * D * \Delta l$$

en que S es el perímetro. A es el área de la sección transversal y  $\Delta l$  una longitud del silo.

Según la teoría de “Rankine” :

$$p_v = \frac{p_h}{\tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}$$

*Empuje de tierras:*

El empuje de tierras sobre las paredes de las estructuras que las contienen es más complejo que el de los materiales a granel, por la influencia de la cohesión que tienen la mayoría de los suelos y por la variabilidad de las propiedades de éstos

según el contenido de humedad y el grado de compactación. También influye la interacción entre el suelo y la estructura que depende de las rigideces relativas de ambos. La determinación de estos empujes y la revisión de la estabilidad en estructuras importantes en que este fenómeno sea crítico, son tema de un estudio por un especialista en mecánica de suelos.

Casos en que el empuje de tierras representa un aspecto, importante del diseño son, por ejemplo, los muros de contención, túneles, tablestacados y sótanos de edificios.

El empuje de tierras puede determinarse con aceptable precisión cuando se trata de materiales sin cohesión, en los que la presión que ejercen contra la pared que los contiene depende esencialmente de su ángulo de reposo, o sea de la pendiente que el material adopta cuando se vacía en un montón suelto. Los suelos arcillosos tienen, por otro lado, apreciable cohesión y son capaces de mantener, cuando se encuentran en estado seco, taludes casi verticales y por tanto no ejercen presión sobre las paredes que los contienen. Sin embargo, cuando estos suelos se encuentran saturados pierden casi totalmente su cohesión convirtiéndose prácticamente en líquidos, por lo cual el empuje que ejercen es equivalente al hidrostático.

Las presiones que el suelo ejerce sobre una pared aumentan como las hidrostáticas en forma lineal con la profundidad y pueden expresarse, por tanto, en la forma

$$P_h = k \cdot h \cdot \gamma$$

en que  $\gamma$  es el peso volumétrico del suelo,  $h$  la profundidad del punto considerado y  $k$  es una constante que depende de las características del suelo.

La presión del suelo sobre una pared rígida que no sufre desplazamientos se conoce como presión en reposo y ha sido poco estudiada. El coeficiente  $k$  varía en este caso de 0.4 para suelos no cohesivos hasta 0.8 cuando estos mismos suelos están solamente compactados y cerca de 1.0 para suelos arcillosos.

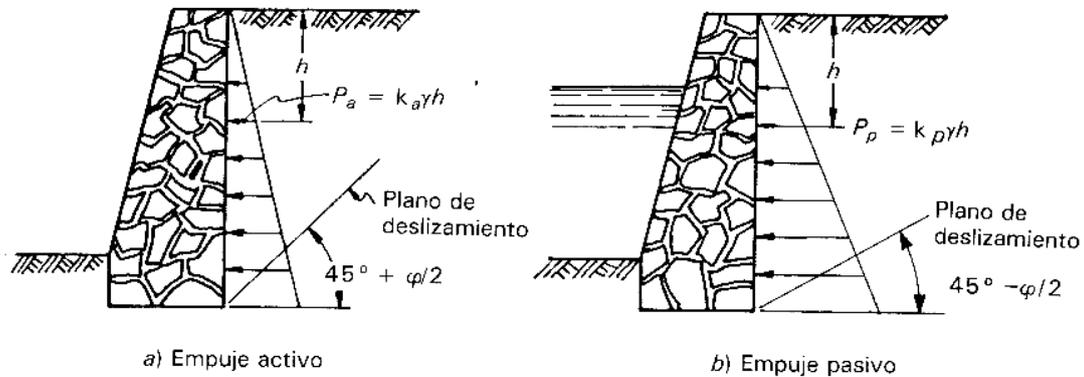
En general, las paredes de contención se deforman ligeramente bajo la acción de la presión de tierra. Basta una pequeña deflexión de la pared para provocar una marcada reducción en el empuje ejercido por el suelo que pasa de un estado, de presión en reposo a uno de empuje *activo*. Al tender la pared a alejarse del relleno se forma un plano de deslizamiento en éste y una cuña de suelo es la que ejerce la presión.

El ángulo del plano de esta cuña depende del ángulo de fricción interna del suelo. En algunas situaciones muy particulares el muro es empujado contra el suelo y éste reacciona con una presión mucho mayor, como se muestra en la figura. Esta situación se denomina de empuje pasivo.

La magnitud de las presiones se determina usualmente con la teoría de Rankine que define para el coeficiente  $k$  dos valores según se trate de empuje activo,  $K_a$ , o de empuje pasivo,  $K_p$ . Cuando la superficie de relleno es horizontal, los dos valores se determinan con las expresiones:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$



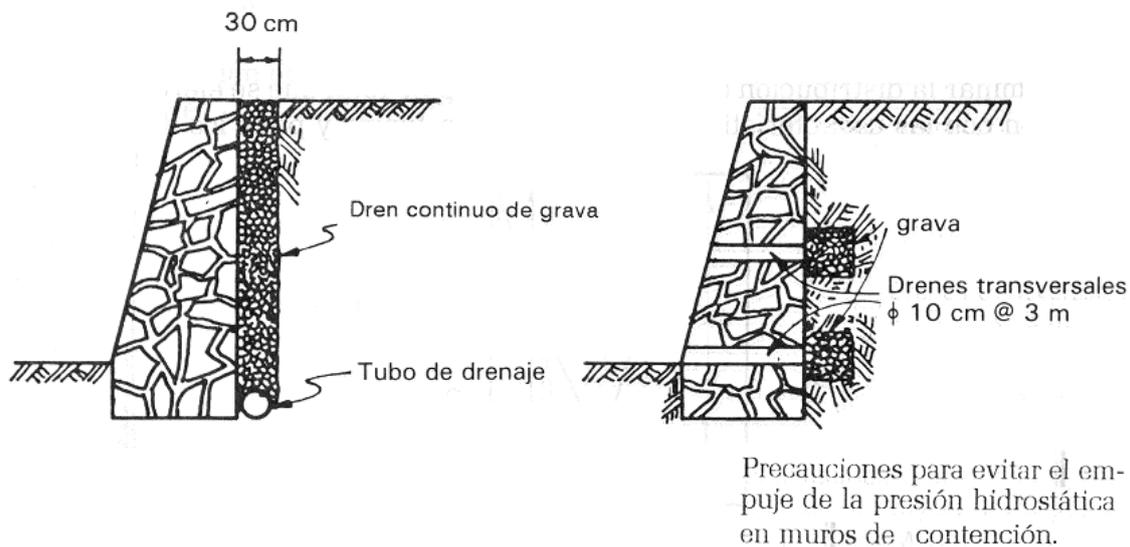
Propiedades de los suelos para determinación de empujes sobre las estructuras:

Tipo de suelo	Peso volumétrico Ton, $\gamma t/m^3$	Angulo de fricción interna $\phi$	Coefficiente de fricción entre el suelo y concreto
Arenas y Gravas sin finos, altamente permeables	1.8-1.9	33-40°	0.5-0.6
Arenas y Gravas con cierto contenido de limos, baja permeabilidad	1.9-2.1	25-35°	0.4-0.5
Arena limosa, arena y grava con alto contenido de limos	1.8-1.9	23-30°	0.3-0.4
Arcilla de compactidad media	1.6-1.8	25-35°	0.2-0.3

Aunque la teoría de Rankine de la que se derivan estas expresiones es válida sólo para suelos granulares, grava y arena, se ha empleado para suelos cualesquiera a través de valores convencionales del coeficiente de fricción interna  $\phi$ , que incluyen el efecto combinado de la fricción y la cohesión.

La tabla anterior, incluye propiedades de los suelos, recomendadas para la determinación de los coeficientes de empuje. Estos valores deben tomarse sólo como indicativos, ya que las condiciones de compactación y humedad pueden hacer variar grandemente dichos valores. En particular, en suelos arcillosos si la probabilidad de que se encuentren saturados no es despreciable, es recomendable tomar  $\phi = 0$ , con lo que el coeficiente de empuje resulta igual a la unidad, lo cual corresponde a un empuje del orden del doble del que se obtiene en condiciones normales.

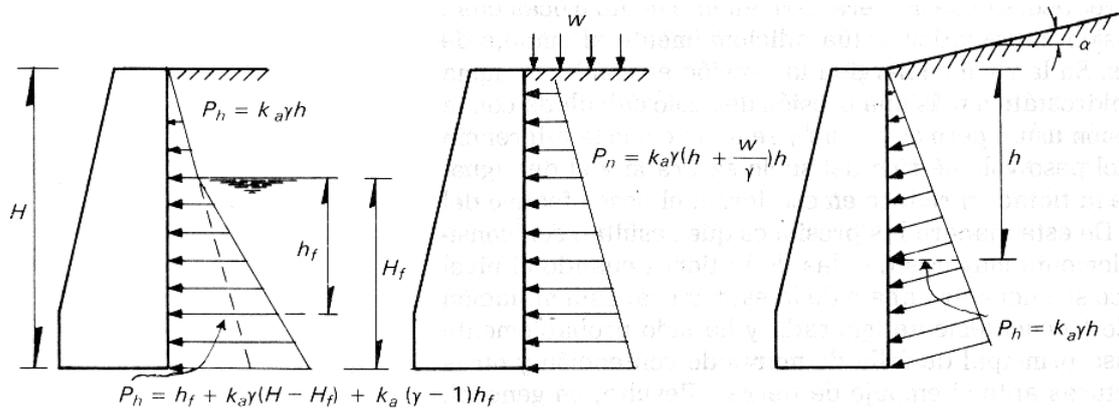
Cuando parte de la estructura se encuentra debajo del nivel freático, sea de manera permanente u ocasional, la presión hidrostática actúa adicionalmente al empuje de tierras. En la zona sumergida la presión es igual a la suma de la hidrostática más una presión de suelo calculada con la expresión usual pero en la que  $\gamma$  se toma como la diferencia entre el peso volumétrico del suelo saturado y el del agua, ya que la flotación reduce en esa forma el peso efectivo del suelo. De esta manera las presiones que resultan son considerablemente mayores que las de la tierra cuando el nivel freático se encuentra abajo de la estructura. Esta situación ha sido frecuentemente ignorada y ha sido probablemente la causa principal de falla de muros de contención y otras estructuras ante el empuje de tierras. Resulta, en general, más económico que proyectar la estructura para soportar estos empujes, el eliminar el empuje hidrostático mediante drenes convenientemente situados que canalicen el agua en el interior o el exterior del muro, en la forma que se muestra esquemáticamente, como ejemplo, en la siguiente figura.



En ocasiones el terreno retenido por el muro tiene que soportar una sobrecarga debida a tráfico o a materiales almacenados en la superficie. El incremento de presiones ocasionado por una sobrecarga uniforme por Unidad de área,  $w$ , se puede determinar convirtiendo esta carga en una altura equivalente de suelo,  $H'$ , con peso volumétrico  $\gamma$ , arriba del nivel del terreno, igual a:

$$H' = w / \gamma$$

También puede suceder que la superficie del terreno retenido por el muro sea inclinada. En este caso la dirección de las presiones ejercidas por el suelo es la misma de la superficie, pero el componente horizontal del empuje no cambia, como puede verse en la siguiente figura que ilustra los tres:



Casos especiales de empujes de tierras sobre muros de contención.

últimos casos mencionados: cuando el terreno se encuentra parcialmente sumergido, cuando existe sobrecarga y cuando la superficie es inclinada.

**Empuje activo (proyecto):**

**Obtención del ángulo de fricción interna (φ):**

En base a la prueba de penetración estándar ( P. P. E) se determinara el ángulo de fricción interna:

TIPO DE SUELO	# DE GOLPES	φ
Muy suelto	< 10	< 28°
Suelto	10	29° - 30°
Medianamente compacto	11- 30	30°- 36°
Compacto	31 - 50	> 36°
Muy compacta	> 50	> 36°

Con ayuda de la tabla anterior el ángulo de fricción interna (φ) :  
(dato)

φ = 30 deg

**Coefficiente de presión activa de tierras ( KA ) :**

$$K_A : \tan\left(45 \text{ deg} - \frac{\phi}{2}\right)^2 =$$

$$K_A : \tan\left(45 \text{ deg} - \frac{30}{2}\right)^2 = 0.333$$

**Empuje activo longitudinal de tierras incrementando altura por talud: (E AL) :**

$$E_{AL} = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_{relleno} * \left(K + G + H + \frac{D}{2}\right)^2 * 1.0m =$$

$$E_{AL} = \frac{1}{2} * 0.33 * 1.60 * \left( 1.64 + 0.50 + 0.50 + \frac{1.20}{2} \right)^2 * 1.0m = 2.8ton$$

**Punto de aplicar a partir de la base del triángulo de presiones (B<sub>A</sub>):**

$$B_A = \frac{K + G + H + \frac{D}{1.5}}{3} =$$

$$B_A = \frac{1.64 + 0.50 + 0.50 + \frac{1.2}{1.5}}{3} = 1.147m$$

**Empuje activo longitudinal de tierras en el diafragma por un ancho unitario (EMPs) :**

La sobrecarga se obtendrá con el peso de un camión tipo por el área que ocupa el vehículo:

**Peso de un camión tipo T3S3:**

**P<sub>T3S3</sub>: 46.00 ton.**

**Área de un camión tipo T3S3:**

**A<sub>T3S3</sub>: 20.84m<sup>2</sup>**

**Sobrecarga (q<sub>s</sub>):**

$$q_s = \frac{P_{T3S3}}{A_{T3S3}} = \frac{46}{20.84} = 2.20ton \cdot m^2$$

**Altura equivalente (h<sub>s</sub>):**

$$h_s = \frac{q_s}{\gamma_{relleno}} = \frac{2.20}{1.60} = 1.38m$$

**La altura equivalente (h<sub>s</sub>) no debe ser menor de 60cm, según lo dispuesto en las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros, Tomo I, Pág.: 53, S. C. T. ( AASTHO-77).**

**Empuje incluyendo sobrecarga por ancho unitario (E<sub>s</sub>):**

$$EMPs = \gamma_{relleno} \left[ h_s(K + G + H) + \frac{1}{2} \left( K + G + H + \frac{D}{1.5} \right)^2 \right] * K_a * 1m =$$

$$\text{EMPs} = 1.60 \cdot \left[ 1.38(1.64 + 0.50 + 0.50) + \frac{1}{2} \left( 1.64 + 0.50 + 0.50 + \frac{1.20}{1.5} \right)^2 \right] * 0.33 * 1m =$$

**EMPs = 5.098 ton.**

**Punto de aplicación de la sobrecarga (B<sub>ES</sub>):**

$$\text{B}_{ES} = \frac{1}{3} \left( K + G + H + \frac{D}{2} \right)$$

$$\text{B}_{ES} = \frac{1}{3} \left( 1.64 + 0.50 + 0.50 + \frac{1.2}{2} \right) =$$

**B<sub>ES</sub> = 1.147m**

**Brazo con respecto del punto medio del cabezal:**

$$\text{Bzo} = \text{Bes} - H - \frac{D}{1.5} =$$

**Bzo = -15.33333cm**

**El momento lineal producido por el diafragma del cabezal es :**

$$\text{M diaf} = \text{EMPs} * \text{Bzo} = 5.098 * -15.333 =$$

**M diaf = -0.782 ton/ m**

**EMPUJE PASIVO:**

**Coefficiente de presión pasiva de tierras ( K<sub>A</sub> ) :**

$$\text{K}_p : \tan \left( 45 \text{ deg} + \frac{\phi}{2} \right)^2 =$$

$$\text{K}_p : \tan \left( 45 \text{ deg} + \frac{30}{2} \right)^2 = 3$$

**Empuje Pasivo longitudinal en tierras (E<sub>PL</sub>):**

$$\text{E}_{PL} = \frac{1}{2} K_p * \gamma_{\text{relleno}} * Df^2 * D$$

$$\text{E}_{PL} = \frac{1}{2} * 3 * 1.60 * 4.39^2 * 1.20 = 55.504 \text{ ton.}$$

**Empuje Pasivo transversal en tierras (E<sub>PT</sub>):**

$$E_{PT} = \frac{1}{2} K_p * \gamma_{relleno} * Df^2 * D$$

$$E_{PT} = \frac{1}{2} * 3 * 1.60 * 4.39^2 * 1.20 = 55.504ton.$$

**Punto de aplicación (B<sub>A</sub>):**

$$B_A = \frac{Df}{3} = \frac{4.39}{3} = 1.463m$$

## **CARGAS ACCIDENTALES (NIEVE, LLUVIA, GRANIZO y HIELO)**

La precipitación atmosférica puede producir cargas significativas especialmente en el diseño estructural. En repones con condiciones climáticas particularmente severas es necesario tomar en cuenta explícitamente los efectos de estas acciones.

Los reglamentos especifican, en estos casos, cargas equivalentes que corresponden a la ocurrencia de fenómenos atmosféricos excepcionales y que, por tanto, deben considerarse como acciones accidentales, aunque las cargas puedan permanecer actuando en ocasiones durante periodos relativamente largos (véanse, por ejemplo, las Normas ANSI, referencia 3.3). En regiones donde estas acciones no son muy significativas, su efecto se suele incorporar al de las cargas vivas que se modifican para tomarlas en cuenta. Así lo hace el RCDF en donde, como se ha mencionado en 3.3.3, las cargas vivas están influidas por la posibilidad de acumulación de lluvia o granizo. Así estas acciones se consideran como variables.

Conviene, en todo caso, conocer la naturaleza de estas acciones para detectar las situaciones en que pueden llegar a ser críticas y en que sus efectos no queden cubiertos por las cargas especificadas por los reglamentos.

La nieve que se deposita sobre los techos tiene un peso menor de lo que podría pensarse: cada centímetro de nieve suelta equivale a 1 Kg./ m<sup>2</sup> de carga. El peso volumétrico aumenta del orden de dos veces por la compactación, en la parte inferior de un estrato de algunas decenas de centímetros, y hasta cuatro o cinco veces cuando la nieve ha quedado durante algunos meses y se vuelve hielo. En regiones de climas no extremos es difícil que la carga por este efecto sea superior a la carga viva. En construcciones localizadas donde son posibles grandes nevadas conviene obtener datos locales acerca de la magnitud de este fenómeno para tomarlo en cuenta en el diseño.

## **VIENTO:**

Los vientos son movimientos horizontales de masas debidos a diferencias de presión en las distintas zonas, la atmósfera y a la rotación terrestre. Estos movimientos ocurren constantemente; sin embargo, para el diseño estructural interesan esencialmente los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales. Por tanto, el viento se trata en el diseño como una acción *accidental* desde el punto de vista de las combinaciones de carga en que interviene y de los factores de carga que deben adoptar.

En las diferentes regiones existen distintas probabilidades de que se presente la acción de vientos extraordinarios, siendo de la ubicación geográfica y de las condiciones gráficas locales. Por ejemplo. las costas del golfo de México son afectadas en el verano y el otoño por huracanes transitan de Sur a Norte y provocan vientos de muy altas velocidades. Al penetrar estos huracanes tierra adentro, pierden rápidamente su potencia; por tanto, la probabilidad de que se presenten vientos de muy altas velocidades es mucho menor en el interior del país que en las costas. El flujo del aire en uno de estos fenómenos naturales no uniforme: los gradientes de temperatura y la rugosidad de la superficie del terreno causan turbulencias.

**En puentes comunes de losas sobre traveses, con una longitud máxima de claro de 30.10m, pueden usarse las siguientes cargas por viento :**

**Carga por viento sobre la sub. estructura (VSE):**

$$VSE_{LONG} = 195.209 \text{ km/ m}^2$$

$$VSE_{TRANS} = 195.209 \text{ km/ m}^2$$

**Carga por viento sobre la estructura (VE):**

$$VE_{LONG} = 58.614 \text{ kg/ m}^2$$

$$VE_{TRAN} = 244.037 \text{ kg/ m}^2$$

**Carga del viento sobre la carga viva (VCV):**

$$VCV_{LONG} = 59.531 \text{ kg/m}$$

$$VCV_{TRAN} = 148.828 \text{ kg/m}$$

**Nota: los datos obtenidos para el calculo del viento son obtenidos dentro de las Normas Técnicas para el Proyecto de un Puente Carretero, Pág. 12, SCT.**

**Sentido longitudinal al paso vehicular:**

**Sobre la estructura(en un ancho total):**

**Área expuesta del cabezal (ACABL):**

$$ACABL = 0.0 \text{ m}^2$$

**Área expuesta de la pila (APIAL):**

$$APIAL = 0.0 \text{ m}^2$$

**Esto se debe a que los pilotes están rodeados por tierra.**

**Área expuesta de la superestructura (Asuper L):**

$$Asuper L = 0.0 \text{ m}^2.$$

**Carga de viento expuesta sobre la superestructura (Vsuper L):**

$$Vsuper L = VE_{long} * Asuper L = 58.614 * 0.0 = 0 \text{ ton.}$$

**Punto de aplicación del viento sobre la superestructura al centroide de la trabe:**

$$BV_{\text{super L}} = \frac{h_{\text{trabe}} + e_{\text{losa}} + h_{\text{parapeto}}}{2} =$$

$$BV_{\text{super L}} = \frac{1.15 + .18 + 0.50}{2} = 0.915m$$

**El momento total producido por el viento en la superestructura al cabezal es:**

$$MV_{\text{super L}} = V_{\text{super L}} * \left( \frac{G + H}{2} + h_{\text{banco}} + e_{\text{neopreno}} + BV_{\text{super L}} \right) =$$

$$MV_{\text{super L}} = 0.0 \text{ton} * \text{m}.$$

**Sobre la carga viva (VCL<sub>L</sub>) =**

$$VCL_L = VCL_{\text{LONG}} * \frac{\text{claro}}{2} =$$

$$VCL_L = 59.531 * \frac{20}{2} = 0.595 \text{ ton}$$

**Punto de aplicación sobre la carga viva (BC<sub>CVL</sub>) =**

**Se supondrá aplicada a 1.83m de altura por arriba de la carpeta asfáltica.**

$$BC_{\text{CVL}} = h_{\text{banco}} + e_{\text{neopreno}} + h_{\text{trabe}} + e_{\text{losa}} + 1.83m =$$

$$BC_{\text{CVL}} = 10 + 5.7 + 115 + 18 + 183$$

$$BC_{\text{CVL}} = 3.317m$$

**El momento total producido por el viento a la carga viva al cabezal es:**

$$MVCV_L = VCL_L * \frac{G + H}{2} + b_{\text{V}} CV_L =$$

$$MVCV_L = 0.595 * \left( \frac{0.50 + 0.50}{2} + 3.317 \right)$$

$$MVCV_L = 2.722 \text{ t/m}.$$

**Sentido Transversal al paso vehicular.**

**Sobre la sub.-estructura. (en un ancho total)**

**Area expuesta del cabezal (A<sub>cab<sub>T</sub></sub>) =**

$$A \text{ cab}_T = (F + G + H) * e_{\text{CABEZAL}} + I * K =$$

$$A \text{ cab}_T = (0.30+0.50+0.50)*1.40+0.26*1.64$$

$$A \text{ cab}_T = 2.246 \text{ m}^2$$

$$\text{Área expuesta del pilote } (A \text{ pil}_T) = 0.0 \text{ m}^2$$

**NOTA.- ya que los pilotes se encuentran rodeados por tierra.**

$$\text{Área expuesta total de los caballetes } (A \text{ caball}_T) =$$

$$A \text{ caball}_T = NP * A_{\text{PIA T}} + A \text{ cab}_T$$

$$A \text{ caball}_T = 0 * 0 + 2.246$$

$$A \text{ caball}_T = 2.246 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga de viento expuesta sobre subestructura } (V \text{ sub}_T) =$$

$$V \text{ sub}_T = A \text{ cab}_T * VSE_{\text{TRANS}}$$

$$V \text{ sub}_T = 2.246 * 195.209$$

$$V \text{ sub}_T = 0.439 \text{ ton.}$$

**Punto de aplicación del viento sobre la Subestructura al centroide del cabezal:**

**Sobre la superestructura:**

$$\text{Área expuesta de superestructura } (A_{\text{super}_T}) :$$

$$A_{\text{super}_T} = (h_{\text{TRABE}} + e_{\text{LOSA}} + h_{\text{PARAPETO}}) \bullet \frac{\text{claro}}{2} =$$

$$A_{\text{super}_T} = (1.15+.18+0.50) * \frac{20}{2} =$$

$$A_{\text{super}_T} = 18.3 \text{ m}^2$$

**Carga del viento expuesta sobre Superestructura:**

$$V \text{ super}_T = VE_{\text{TRANS}} * A_{\text{super}_T} =$$

$$V \text{ super}_T = 244.037 * 18.3$$

$$V_{\text{super}_T} = 4.47 \text{ ton.}$$

**Punto de aplicación del viento sobre la superestructura ( $BV_{\text{super}_T}$ ):**

$$BV_{\text{super}_T} = \frac{h_{\text{trabe}} + e_{\text{losa}} + h_{\text{parapeto}}}{2} =$$

$$BV_{\text{super}_T} = \frac{115 + 18 + 50}{2} =$$

$$BV_{\text{super}_T} = 0.915 \text{ m}$$

**El momento total producido por el viento de la superestructura al cabezal:**

$$MV_{\text{super}_T} = V_{\text{super}_T} * \left( \frac{G + H}{2} + BV_{\text{super}_T} \right) =$$

$$MV_{\text{super}_T} = 4.47 * \left( \frac{0.50 + 0.50}{2} + 0.915 \right) =$$

$$MV_{\text{super}_T} = 6.32 \text{ ton/m}$$

**Sobre la carga viva:**

**Carga de viento sobre la carga viva ( $VCV_T$ ) =**

$$VCV_T = VCV_{\text{TRAN}} * \frac{\text{claro}}{2} =$$

$$VCV_T = 148.828 * \frac{20}{2}$$

$$VCV_T = 1.488 \text{ ton.}$$

**Punto de aplicación del viento sobre la carga viva ( $BV_{\text{cv}_T}$ ):**

**Se supondrá aplicada a 1.83m por arriba de la carpeta asfáltica**

$$BV_{\text{cv}_T} = h_{\text{banco}} + e_{\text{neopreno}} + h_{\text{trabe}} + e_{\text{losa}} + 1.83 =$$

$$BV_{\text{cv}_T} = 10 + 5.7 + 115 + 18 + 183 =$$

$$BV_{\text{cv}_T} = 3.137 \text{ m}$$

**El momento total producido por el viento de la carga viva del cabezal es:**

$$\text{MVCV}_T = \text{VCV}_T \left( \frac{G+H}{2} + BV_{cv_T} \right) =$$

$$\text{MVCV}_T = 1.488 * \left( \frac{0.50+0.50}{2} + 3.317 \right) =$$

$$\text{MVCV}_T = 5.68 \text{ ton / m.}$$

### FRICCION:

Se tomara el 5% del peso de la superestructura (fricción) :  
(en cada trabe)

$$\text{Fricción}_{\text{int}} = .05 * R_{\text{cm.int}}$$

$$\text{Fricción}_{\text{int}} = .05 * 18.386$$

$$\text{Fricción}_{\text{int}} = 0.92 \text{ ton.}$$

$$\text{Fricción}_{\text{ext}} = .05 * R_{\text{cm.ext}}$$

$$\text{Fricción}_{\text{ext}} = .05 * 19.573$$

$$\text{Fricción}_{\text{ext}} = 0.98 \text{ ton.}$$

Punto de aplicación de la fricción ( $B_{\text{friccion}}$ ):

$$B_{\text{friccion}} = \frac{G+H}{2} + h_{\text{banco}} + e_{\text{neopreno}}$$

$$B_{\text{friccion}} = \frac{50+50}{2} + 10 + 5.7$$

$$B_{\text{friccion}} = 0.657 \text{ m}$$

El momento puntual producido por la fricción al cabezal por cada trabe es:

$$\text{Mfricc}_{\text{int}} = \text{Fricción}_{\text{int}} * B_{\text{friccion}}$$

$$\text{Mfricc}_{\text{int}} = 0.92 * 0.657$$

$$\text{Mfricc}_{\text{int}} = 0.605 \text{ ton/m}$$

$$\mathbf{Mfricc}_{ext} = \mathbf{Fricción}_{ext} * \mathbf{Bfricc}$$

$$\mathbf{Mfricc}_{ext} = \mathbf{0.98} * \mathbf{0.657}$$

$$\mathbf{Mfricc}_{ext} = \mathbf{0.643}$$

### **FRENAJE:**

Se tomara el 5% del peso de la carga viva (frenaje):

$$\mathbf{Frenaje} = \mathbf{0.05} * (\mathbf{R}_{T3S2} * \mathbf{Fimpacto})$$

$$\mathbf{Frenaje} = \mathbf{0.05} * (\mathbf{10.925} * \mathbf{1.264})$$

$$\mathbf{Frenaje} = \mathbf{0.69} \text{ ton.}$$

**Punto de aplicación del frenaje (Bfren) :**

Se supondrá aplicada a 1.83m por arriba de la carpeta asfáltica

$$\mathbf{Bfren} = h_{banco} + e_{neopreno} + h_{trabe} + e_{losa} + 1.83$$

$$\mathbf{Bfren} = \mathbf{10} + \mathbf{5.7} + \mathbf{115} + \mathbf{18} + \mathbf{183}$$

$$\mathbf{Bfren} = \mathbf{3.317m}$$

**El momento puntual producido por el Frenaje al Cabezal por trabe es:**

$$\mathbf{Mfrenaje} = \mathbf{frenaje} * \left( \frac{\mathbf{G} + \mathbf{H}}{\mathbf{2}} + \mathbf{B}_{frenaje} \right)$$

$$\mathbf{Mfrenaje} = \mathbf{0.69} * \left( \frac{\mathbf{0.50} + \mathbf{0.50}}{\mathbf{2}} + \mathbf{3.317} \right)$$

$$\mathbf{Mfrenaje} = \mathbf{2.63} \text{ ton/m.}$$

## **DISEÑO POR SISMO:**

### **Principios de ingeniería estructural en zonas sísmicas:**

#### **Antecedentes:**

**Durante tiempos históricos se tiene conocimiento de terremotos que han ocasionado destrucción en ciudades y poblados de todos los continentes de la tierra. Un elevado porcentaje de los centenares de miles de víctimas cobradas por los sismos, se debe al derrumbe de construcciones hechas por el hombre; el fenómeno sismo se ha ido transformando así en una amenaza de importancia creciente en la medida en que las áreas urbanas han crecido y se han hecho más densas. Las soluciones constructivas más duraderas han sido aquellas capaces de resistir las acciones externas y del uso; entre las acciones externas, en vastas extensiones de nuestro planeta, deben incluirse las acciones sísmicas.**

**Hasta hace poco, las soluciones adoptadas para resistir las acciones sísmicas se desarrollaron esencialmente analizando los efectos de los terremotos en las construcciones, sin el apoyo teórico de causas y características de los sismos, ni de información cuantitativa sobre la naturaleza de los movimientos del terreno. Un ejemplo de adaptación progresiva a las sacudidas telúricas, lo constituye las edificaciones de la segunda capital de Guatemala, hoy mejor conocida como Antigua. Algunas de sus edificaciones, monumentos en la actualidad, han resistido con daños moderados las acciones de los sismos en una de las zonas más activas de Centro América, durante varios siglos; las soluciones constructivas, con muros de 4 y 5 m de grosor, bóvedas de 60 cm. de espesor, contrafuertes, columnas de esbeltez reducida, etc., fue el resultado de un proceso de prueba y error durante los siglos XVI, XVII y parte del XVIII.**

**La incorporación y desarrollo de la Resistencia de Materiales en el proyecto de las edificaciones facilitó la predicción cuantitativa del estado de tensiones en las construcciones. De igual modo la aplicación de procedimientos de análisis y la incorporación del acero en la construcción, incrementaron sensiblemente la seguridad en las edificaciones. mediados del presente siglo, los problemas específicos de la Ingeniería Sísmica progresivamente dejan de ser resueltos en base a observaciones y comienza a desarrollarse una disciplina fundamentada sobre bases científicas, con un cuerpo organizado de conocimientos, programas de investigación para entender ciertos problemas no resueltos y una fértil interacción entre ciencias básicas de un lado (geofísica, sismología), y la experiencia de ingenieros proyectistas y constructores por el otro.**

#### **Capacidad de predicción**

**La idea prevalente sobre el vocablo predicción es el de un pronunciamiento determinístico sobre un evento futuro de naturaleza no determinística tal como la magnitud, sitio, día y hora de un futuro sismo. Una revisión sobre este aspecto y sus implicaciones de prevención, permite afirmar lo siguiente:**

**a) No se poseen aún teorías generales en base a las cuales se puedan hacer predicciones confiables sobre futuros sismos. De**

una manera general, la predicción debe verse como una probabilidad condicional a ser revisada a medida que se produce nueva información.<sup>1</sup> Para ello se requiere como mínimo:

<sup>1</sup> Lo dicho también es aplicable a algunos aspectos de la Ingeniería Sismorresistente. La mayoría de los Códigos de diseño y mapas de zonificación sísmica, que en su momento representaron la mejor predicción sobre las acciones de diseño antisísmico se han ido ajustando en el transcurso del tiempo y es previsible que año sufran modificaciones. Con frecuencia estos cambios están motivados, justificados y/o aceptados, como consecuencia de los efectos constatados de un determinado terremoto.

b) La estrategia más eficiente para limitar las pérdidas materiales, es la de proyectar y construir utilizando racionalmente los conocimientos de la Ingeniería Sismorresistente.

c) La experiencia demuestra que una vez admitida una predicción, es posible tomar medidas de defensa civil que reduzcan sustancialmente el riesgo de pérdidas de vidas así como de cierto tipo de pérdidas indirectas.

A los fines de la Ingeniería Estructural interesa enfocarnos en la capacidad de pronosticar la respuesta y el desempeño de edificaciones existentes bajo la acción de sismos. Es decir, dada una edificación ubicada en cierto escenario sísmico, evaluar las consecuencias de esa exposición.

El esquema operativo de los algoritmos diseñados para tal evaluación es el que se da en el cuadro

Caracterización del escenario sísmico	Caracterización de la edificación expuesta
Respuesta	
Vulnerabilidad a sismos	
Consecuencias de la exposición	

La secuencia anterior es válida, tanto para e edificaciones como para conjuntos dispuestos en una o más localidades.

**Desempeño inadecuado :**

En el proyecto de edificaciones que puedan quedar sometidas a acciones sísmicas, es fundamental entender su comportamiento probable: cómo se va a deformar, cuales son sus regiones críticas y, sobre todo, evitar fallas prematuras que limiten la reserva resistente de la estructura.

En aquellos casos donde sea previsible que la estructura entre en el rango inelástico, debe garantizarse una conducta dúctil.

El golpeteo entre edificaciones adyacentes ha sido la causa de daños importantes y fallas prematuras de edificaciones de varias plantas, en especial cuando estas se encuentran a diferente nivel.

Los grandes paños de pared de mampostería no reforzada deben evitarse, pues se ha demostrado en múltiples ocasiones que resultan inestables durante sacudidas sísmicas intensas. Por ejemplo, los muros de mampostería de fachada de la unidad de reuniones del Centro Médico de México, sin refuerzos y uniones, perdieron estabilidad con el terremoto del 19 de Septiembre de 1985.

**Estrategia de las normas vigentes:**

A diferencia de otras sobrecargas, los sismos generan acciones dinámicas de signo alternante; es decir, las oscilaciones de la edificación durante su respuesta, superponen a las solicitaciones debidas a la gravedad terrestre otras de signo alternante (pueden ser momentos flectores, fuerzas axiales o fuerzas cortantes). Bajo la acción de sismos fuertes, de la intensidad prevista en las normas, se admiten daños estructurales importantes. Estos pueden incluso llegar a ser tan importantes que, sin alcanzar el estado de ruina o inestabilidad, requieran la demolición de la edificación.

**Selección del sitio**

Los bordes de mesetas —excepcionales por su vista panorámica— presentan mayor azarosidad cuando se encuentran en áreas amenazadas por sismos, especialmente son evidentes los fenómenos de inestabilidad de sus taludes por otras acciones naturales. Algo similar puede decirse de las zonas al pie del talud.

En algunas normas se exige la evaluación de la estabilidad del talud cuando la edificación se encuentra en sus cercanías.

Fenómenos de licuefacción en suelos sueltos saturados son frecuentes en las riberas de ríos. Las pilas de este puente rotaron bajo la acción de un sismo y el tablero simplemente apoyado del lado derecho se hundió en el río.

En áreas de topografía abrupta se observa un mayor movimiento del terreno. Tal es el caso de área del Canal Beagle, en Viña del Mar, donde un conjunto de edificaciones nominalmente iguales ubicadas en el tope de un cerro, sufrieron daños importantes como consecuencia del terremoto de Marzo de 1985, a diferencia de otras iguales ubicadas al pie del cerro, que no se dañaron.

## **ACCIONES DE DISEÑO**

**Aceleración máxima del terreno**

Las acciones sísmicas establecidas en las normas se caracterizan por la aceleración máxima de la componente horizontal y son seleccionadas a partir de un estudio generalizado de la amenaza sísmica. En término medio y según el país, se encuentran asociadas a probabilidades de excedencia que oscilan entre 10% y 40% en 50 años, lo cual representa períodos de retorno de 475 a 100 años.

De una manera general, en obras civiles muy importantes y en todas aquellas donde el mal funcionamiento puede tener consecuencias catastróficas, es necesario alcanzar un nivel consistente de protección contra las acciones sísmicas tanto en las

edificaciones como en las instalaciones, sistemas y componentes. Estos, además de soportar las acciones gravitacionales previstas, deben quedar diseñados de modo tal que puedan resistir los efectos de aquellas combinaciones de acciones cuya probabilidad de ocurrencia simultánea no se considere remota.

**Tabla 1. Criterios para la selección de los sismos de diseño (aceleración máxima de la componente horizontal).**

Objetivo de Diseño	Periodo Medio de Retorno	Criterio de Diseño
Minimizar daños menores, o la disrupción de operación en plantas industriales	1 a 2 veces la vida de la edificación	Respuesta elástica
Control de daños en componentes críticos. Estabilidad estructural	4 a 6 veces la útil	Respuesta elástica. Cedencia incipiente en las zonas más solicitadas
Estabilidad de embalsas. Interrupción de funcionamiento de plantas nucleares. Estabilidad de equipos en subestaciones eléctricas de alto voltaje	De mil a 3 mil años	Agotamiento resistente

**Tabla 2. Coeficiente de importancia y períodos medios de retorno.**

Ubicación de la localidad	Ao (2)	Coeficiente de Importancia	Ao / A'o =	Probabilidad de que A'o sea excedido (2) en un tiempo de:			Periodo Medio de Retorno (3) (años)
				1 año	50 años	100 años	
Zona de peligro sísmico elevado(1)		1,0	0,30g	0,0021	0,100	0,190	473
	0,30g	1,2	0,36g	0,0012	0,059	0,115	818
		1,5	0,45g	0,0006	0,031	0,061	1597
Zona de peligro sísmico moderado (1)		1,0	0,15g	0,0021	0,101	0,192	496
	0,15g	1,2	0,18g	0,0010	0,050	0,098	973
		1,5	0,225g	0,0004	0,021	0,041	2374

### Acción simultánea de varias componentes

De una manera general, el movimiento del terreno debido a sismos puede descomponerse en seis componentes: tres traslaciones y tres rotaciones. Dado que la mayoría de las edificaciones responden esencialmente a las componentes traslacionales horizontales (X e Y), es común que las componentes rotacionales sean ignoradas totalmente y que el efecto de la componente vertical (Z) sea despreciada; cuando esta componente o su efecto, sea importante, es preciso incorporarlo y considerar el efecto combinado S según la expresión: donde S representa el efecto debido a la componente traslacional del movimiento del terreno indicada en el subíndice.

### CARACTERIZACIÓN DE LAS ACCIONES DE DISEÑO SISMICO

#### Espectros de respuesta elástica :

Los espectros describen la máxima respuesta de estructuras idealizadas como un grado de libertad, sometidas a la acción de un movimiento sísmico (acelerograma) conocido. El procedimiento a seguir para la determinación rigurosa de los espectros se ilustra en la Figura 4. Los espectros para el diseño (Figura 4d) se determinan a partir de estudios estadísticos de familias de movimientos sísmicos, para osciladores con el mismo porcentaje de amortiguamiento referido al crítico.

En la Tabla 3 se dan valores para diferentes tipos de materiales y niveles de tensiones.

Tabla 3. Valores de amortiguamiento.

Nivel de tensiones	Tipo y Condición de la Estructura	Porcentaje de Amortiguamiento Crítico (%)
Tensiones de servicio que no excedan un 50% de las cadentes	a) tuberías vitales;	1 a 2
	b) miembros de acero, soldados; concreto pretensado; concreto muy reforzado, con pequeños agrietamientos;	2 a 3
	c) concreto armado con fisuración pronunciada	3 a 5
	d) miembros de acero apernados; estructuras de madera.	5 a 7
Tensiones a nivel cedente o cercanos a la cadencia	a) tuberías vitales	2 a 3
	b) miembros de acero, soldados; concreto pretensado sin pérdida	5 a 7

	completa de la pretensión;	
	c) concreto pretensado con pérdida la pretensión	a 10
	d) concreto armado;	7 a 10
	e) miembros de acero apunzados: estructuras de madera	10 a 15

De una manera general, las condiciones del subsuelo influyen en los contenidos frecuenciales del movimiento y por tanto en la forma de los espectros. En la Figura 5 se describe en forma cualitativa cambios esperados en la aceleración máxima del terreno y en las formas espectrales, para tres registros: un sitio cercano ubicado en suelo firme ó roca (1), superficie de depósito aluvional (2) y un sitio alejado en el suelo firme (3).

#### Espectros de diseño:

Tal como se indicó en la sección de estrategias de normas vigentes, es común admitir que la edificación pueda hacer incursiones importantes en el rango inelástico (post-elástico). Por esta razón en el diseño se utilizan espectros de respuesta elástica a partir de un factor de reducción que depende del factor de ductilidad D garantizando por el sistema resistente a sismos.

#### VALORES TIPICOS DE D

Sistema Resistente a sismos	Rango de valores de D		
	Acero bien detallado	Concreto armado	
		Bien detallado	Detallado insuficiente
Pórticos; elementos sometidos a la flexión	5 - 7	4 - 6	2,5 - 3,5
Pórticos y muros; dual		3 - 5	2 - 3
Pórticos diagonalizados	3 - 4	2,5 - 3,5	1,5 - 2
Muros estructurales		3 - 4	1,5 - 2

Las normas aceptan, implícita ó explícitamente, que bajo esas acciones intensas las edificaciones comunes incursionen en el rango de deformaciones inelásticas; es decir, daños estructurales, que pueden incluso ser de naturaleza irreparable.

De una manera general, se puede considerar que estos son los estados previos a la condición límite de ruina o desplome; de hecho, parte importante de las pérdidas materiales está representada por el riesgo de ruina o desplome de la edificación. Es evidente de lo anterior, que la capacidad de predecir dicho estado límite está asociada a una incertidumbre mayor y requiere consideración especial.

### **Configuración y Estructuración:**

**La experiencia ha demostrado que la configuración de la edificación y su estructuración juegan un papel muy importante en el diseño a solicitaciones sísmicas intensas. Los estudios analíticos confirman las observaciones de campo según las cuales, edificaciones irregulares dan lugar a elevadas demandas localizadas de resistencia y/o ductilidad; esto conduce a una respuesta inadecuada, a menudo de consecuencias catastróficas, ya que la estructura portante no alcanza a desarrollar íntegramente su capacidad portante.**

#### **Irregularidades en planta:**

**Plantas de configuración irregular han tenido un mal desempeño a sismos intensos. Por ejemplo plantas triangulares, generalmente ubicadas en parcelas de la misma forma, conducen a distribuciones de rigidez asociadas a fuertes torsiones.**

**Los extremos de plantas con entrantes pronunciados, con formas en U, C ó H, tienden a responder de modo independiente al resto de la edificación creando esfuerzos adicionales no previstos. Su corrección a posteriori es posible, tal como se ilustra en este caso de Caracas afectado por el terremoto de 1967.**

#### **Irregularidades en elevación :**

**Cambios bruscos en la distribución vertical de masas, resistencia o rigidez conducen a situaciones altamente vulnerables a sismos, como la que se ilustra. No es conveniente disponer grandes masas aisladas en las partes superiores de edificaciones elevadas pues durante la respuesta dinámica de la edificación son de esperar amplificaciones importantes del movimiento. El tanque de almacenamiento de agua en el último nivel del Centro de Oncología (PB + 7 niveles), probablemente fue el causante de fallas en columnas; nótese que la entrada de ambulancias se encuentra obstruida.**

**Otras irregularidades en elevación pueden ser creadas por elementos no estructurales, cuya interacción con la estructura portante suele ser ignorada en el modelo matemático, tal como se constata en el edificio de 10 plantas de la figura.**

#### **Estructuración:**

**El sistema estructural debe definir claramente alineamientos resistentes a las solicitaciones sísmicas, cuya contribución a la capacidad portante se pueda cuantificar de modo inequívoco. El sistema reticulado celular ilustrado, eficiente para sobrecargas gravitacionales, da lugar a estructuras excesivamente flexibles y débiles, tal como se evidenció en el pasado terremoto de México en 1985.**

**La construcción de este edificio de 25 pisos, ubicado en una zona de elevado peligro sísmico, fue detenida por ser inadecuada su estructuración en su dimensión más larga.**

### **Verificación de la seguridad:**

**Como resultado de estudios de investigaciones hechas hasta el presente, es evidente que ha aumentado el nivel de confianza en la predicción tanto de las acciones esperadas como de la respuesta probable. Tales estudios revelan que el necesario balance entre seguridad y economía puede lograrse a costo de un cierto riesgo, expresado como probabilidad de excedencia de ciertos estados límites. Este aspecto plantea la necesidad de revisar la responsabilidad por cierto tipo de daños como consecuencia de acciones sísmicas futuras, y así se establece en las normas modernas.**

**En todo caso, toda edificación y cada una de sus partes debe tener la resistencia, la rigidez y la estabilidad necesaria para comportarse satisfactoriamente y con seguridad de alcanzar los estados límites que puedan presentarse durante su vida útil. De una manera formal, en la verificación de la seguridad se pueden distinguir cuatro tipos de acciones: permanentes, variables, accidentales y extraordinarias.**

**Estas conducen a las siguientes situaciones de diseño:**

- i) situaciones permanentes ó persistentes, cuya duración es del mismo orden de la vida útil de la estructura;**
- ii) situaciones variables ó transitorias, que, aún cuando son de duración menor, tienen una elevada probabilidad de ocurrir a lo largo de la vida útil de la edificación. Es el caso de las combinaciones de peso propio y sobrecargas de servicio extremas;**
- iii) situaciones accidentales, caracterizadas por su corta duración y pequeña probabilidad de ocurrencia (sismos intensos, vientos, cambios extremos de temperatura);**
- iv) situaciones extraordinarias, que pueden presentarse en casos excepcionales y dar lugar a catástrofes (explosiones, incendios, impactos, etc.).**

### **Conclusión en diseño por sismo:**

**En conclusión el estudiante de ingeniería civil debe tener curiosidad de detenerse en las obras de construcción para observar los procesos constructivos para irse empapando en lo que será su ejercicio profesional.**

**Todo buen profesional de la ingeniería estructural debe poseer sólidos conocimientos sobre los materiales usados en las obras, esto unido al buen juicio y la virtud de poder balancear correctamente la estética, las formas estructurales, las técnicas constructivas.**

**El reto futuro de la ingeniería estructural consistirá en la determinación de las propiedades básicas de los materiales de construcción tradicional y el desarrollo de nuevos materiales más económicos, más livianos y más duraderos. Esto se hará considerando la estructura molecular de los cuerpos y otros métodos sofisticados de medición.**

**El campo de la ingeniería estructural esta estrechamente ligado a la comparación sistemática de los resultados de los modelos analíticos con los experimentales sometidos a los efectos de los efectos naturales como eventos meteorológicos y sísmológicos.**

**La ingeniería sísmica debe llamar nuestra atención ya que nuestro país se encuentra dentro de la zona insular sísmica que abarca todo el caribe y Centroamérica. La ingeniería sísmica tiene entre otras las siguientes funciones: Identificar las áreas en las cuales se considere más probable la ocurrencia de un sismo importante, en un plazo corto de tiempo; Seleccionar los parámetros o indicadores que resulten más confiables.**

**Contar con los medios adecuados para medirlos u observarlos sistemáticamente durante lapsos de tiempo que suelen ser de varios años.**

**Que las estructuras no sufran daños bajo la acción de sismos menores.**

**Que las estructuras resistan sismos moderados, con algunos daños económicamente reparables en elementos no estructurales**

**Que las estructuras resistan sismos intensos sin colapsar, aunque con daños estructurales importantes.**

#### **Introducción de Ingeniería Estructural:**

**El termino ingeniería estructural se aplica a la especialidad de la ingeniería civil que permite el planeamiento y el diseño de las partes que forman el esqueleto resistente de las edificaciones más tradicionales como edificios urbanos, construcciones industriales, puente, estructuras de desarrollo hidráulico y otras.**

**El esqueleto estructural forma un sistema integrado de partes, denominadas elementos estructurales: vigas, columnas, losas, zapatas de cimentación y otros. A menudo se requiere resolver problemas de elevada complejidad que se resuelven mediante técnicas de elementos finitos que obligan a penetrar en los calculo diferencial e integral de diversas variables, temas de álgebra lineal, ecuaciones diferenciales y métodos numéricos.**

#### **El Ejercicio Profesional:**

**La actividad profesional del ingeniero estructural se inicia con un bosquejo arquitectónico de la futura edificación, en el cual se comienzan a definir las dimensiones generales tanto en planta como en alzado. Compara las alternativas referentes al material básico de construcción: la conveniencia de usar concreto reforzado o preesforzado, acero, madera, mampostería confinada o reforzada, aluminio u otras posibilidades mas recientes. Asimismo define previamente las dimensiones longitudinales y transversales de los elementos estructurales. En la ingeniería estructural de las obras urbanas, el trabajo entre arquitectos e ingenieros resulta a menudo inseparable.**

**Definidas las características geométricas preliminares se pasa al proceso de predimensionamiento de los elementos estructurales: dimensiones de las vigas y columnas, características de la cimentación, definición de escaleras, muros de**

contención, posición de ductos de aire acondicionado. Luego se evalúa las cargas que soportara la edificación: cargas muertas que son cargas que no varían dentro de la estructura ni a lo largo del tiempo; cargas vivas que varían en espacio o en el tiempo, por el ejemplo, el peso de los ocupantes y los muebles.

El ingeniero a cargo debe analizar las fuerzas de reacción y deformaciones que del esqueleto resistentes debido a las cargas. Para esto muchos ingenieros. Muchos ingenieros disponen de programas computarizados en sus oficinas para la solución de los problemas corrientes. Algunos de los programas empleados tiene capacidades graficas que generan dibujos de las fuerzas internas y deformaciones para muchos estados de carga. Si las fuerzas internas ( torsión, momento flexor y cortante) obtenidas del análisis resultan compatibles con las resistentes y las deformaciones se supone terminada la primera fase del procedimiento. Se pueden cometer errores al confiar demasiado en los resultados automatizados. Si algo falla y no hay quien revise el producto automatizado puede haber consecuencias como perdidas humanas y de capital.

Luego se procede al refinamiento del diseño: se trata de llegar a un modelo que resulte de modo razonable más económico y funcional; al decir razonable queremos decir que se tenga en cuenta la facilidad constructiva de lo que se analiza y se diseña.

La fase de elaboración de los planos debe ser ejecutada por ingenieros de alta experiencia buscando que en definitiva los planos contenga lo que se debe de construir. Los planos de construcción deben de ser claros, indicando los materiales a usar, detalles de refuerzo, con las indicaciones precisas de las dimensiones y de las etapas previstas. Además deben de ser elaborados previendo que el constructor no se vea obligado a tomar medidas a escalas ni hacer deducciones.

El ingeniero civil maneja diversos materiales en la especialidad estructural. Materiales homogéneos como el acero, la madera, el aluminio. El acero es el de mayor uso en perfiles de grandes dimensiones como los de sección I de alma llena, canal, angulares. Otro material muy utilizado es el resultado de la combinación del acero y el concreto, llamándose concreto reforzado o armado. El acero se denomina por su resistencia a la fluencia, siendo comunes las resistencias de 2800 Kg./Cm<sup>2</sup> (grado 40) y 4200 Kg/Cm<sup>2</sup> (grado 60); los diámetros generalmente utilizados en Republica Dominicana son 3/8", 1/2", 3/4" y 1", en longitudes que varían desde los 20 hasta los 60 pies. El concreto utilizado varia su resistencia dependiendo del elemento en que se vaya a utilizar por ejemplo: 180 Kg/Cm<sup>2</sup> usado en zapatas de muros y en construcciones de un nivel; 210 Kg/Cm<sup>2</sup> usados en lozas, vigas y obras asimilables; para columnas se puede usar desde 280 Kg/Cm<sup>2</sup> a 400 Kg/Cm<sup>2</sup>.

El ingeniero estructural debe profundizar sus conocimientos sobre el comportamiento de los materiales con los cuales se construyen las edificaciones.

## **A. Cimientos**

**El diseño de la estructura de un edificio depende en gran medida de la naturaleza del suelo y las condiciones geológicas del subsuelo, así como de las transformaciones realizadas por el hombre en esos dos factores.**

### **1. Condiciones del suelo**

**Si se pretende construir un edificio en una zona con tradición sísmica, se deberá investigar el tipo de suelo a una profundidad considerable. Es evidente que deberán evitarse las fallas en la corteza terrestre bajo la superficie. Ciertos suelos pueden llegar a licuarse al sufrir terremotos y transformarse en arenas movedizas.**

**En estos casos debe evitarse construir o en todo caso los cimientos deben tener una profundidad suficiente para alcanzar zonas de materiales sólidos bajo el suelo inestable. Se han encontrado suelos arcillosos que se llegan a expandir hasta 23 cm. o más al someterlos a largos periodos de humedecimiento o secado, con lo que se producen potentes fuerzas que pueden cizallar o fragmentar los cimientos y elevar edificios poco pesados. Los suelos con alto contenido orgánico llegan a comprimirse con el paso del tiempo bajo el peso del edificio, disminuyendo su volumen inicial y provocando el hundimiento de la estructura. Otros tienden a deslizarse bajo el peso de las construcciones.**

**Los terrenos modificados de alguna forma suelen tener un comportamiento diferente, en especial cuando se ha añadido o se ha mezclado otro tipo de suelo con el original, así como en aquellos casos en que el suelo se ha humedecido o secado más de lo normal, o cuando se les ha añadido cemento u otros productos químicos como la cal. A veces el tipo de suelo sobre el que se proyecta construir varía tanto a lo largo de toda la superficie prevista que no resulta viable desde el punto de vista económico o no es posible edificar con seguridad.**

**Por tanto, los análisis geológicos y del suelo son necesarios para saber si una edificación proyectada se puede mantener adecuadamente y para hallar los métodos más eficaces y económicos.**

**Si hay una capa rocosa firme a corta distancia bajo la superficie de la obra, la resistencia de la roca permitirá que la extensión sobre la que descansa el peso de la construcción no tenga que ser demasiado grande. A medida que se van encontrando rocas y suelos más débiles, la extensión sobre la que se distribuirá el peso deberá ser mayor.**

**Sismo en la estructura:****Fuerza longitudinal por trabe interna:**

$$FS_{super\_int} = \frac{c_s * Rcm_{int}}{Q_{super}}$$

$$FS_{super\_int} = \frac{0.64 * 18.386}{4} =$$

$$FS_{super\_int} = 2.94 \text{ ton.}$$

**Fuerza longitudinal por trabe externa:**

$$FS_{super\_ext} = \frac{c_s * Rcm_{ext}}{Q_{super}} =$$

$$FS_{super\_ext} = \frac{0.64 * 19.573}{4} =$$

$$FS_{super\_ext} = 3.13 \text{ ton.}$$

**Brazo de palanca de la Superestructura:**

$$BS_{super} = \frac{G + H}{2} + h_{banco} + e_{neopreno} =$$

$$BS_{super} = \frac{50 + 50}{2} + 10 + 5.7 =$$

$$BS_{super} = 0.66\text{m}$$

El momento puntual producido por las fuerzas sísmicas de la superestructura al cabezal es:

$$MFS_{int} = FS_{super\_int} * BS_{super}$$

$$MFS_{int} = 2.94 * 0.66$$

$$MFS_{int} = 1.94 \text{ ton/m}$$

$$MFS_{ext} = FS_{super\_ext} * BS_{super}$$

$$MFS_{ext} = 3.13 * 0.66$$

$$MFS_{ext} = 2.06 \text{ ton/m.}$$

Sismo en subestructura:

Peso del pilote:

$$PP_{pl} = \pi \frac{D^2}{4} * H_{pilo} * \gamma_{con}$$

$$PP_{pl} = \pi \frac{1.2^2}{4} * 3.79 * 2.4$$

$$PP_{pl} = 10.287 \text{ ton.}$$

$$PP_{sub} = \frac{NP * PP_{pl}}{2} + w_{lin} * Ancho_{total}$$

$$PP_{sub} = \frac{6 * 10.287}{2} + 4.449 * 23.51$$

$$PP_{sub} = 135.467 \text{ ton.}$$

Fuerza sísmica:

$$FS_{sub_L} = \frac{c_s}{Q_{sub_L}} * PP_{sub}$$

$$FS_{sub_L} = \frac{0.66}{2} * 135.467$$

$$FS_{sub_L} = 43.349 \text{ ton}$$

$$FS_{sub_T} = \frac{c_s}{Q_{sub_T}} * PP_{sub}$$

$$FS_{sub_T} = \frac{0.66}{4} * 135.467$$

$$FS_{sub_T} = 21.675 \text{ ton}$$

Fuerzas aplicadas al centroide del caballete:

Combinación de cargas para el análisis del modelo

Grupo I:

CM +(CV + I) + Es

$R_{cm_{ext}} = 19.573 \text{ ton.}$

$R_{cm_{int}} = 18.386 \text{ ton.}$

Subestructura:

$w_{lin} = 4.449 \text{ ton/m}$

carga viva + impacto (CV + I)

$R_{cv} = 13.8 \text{ ton por trabe.}$

Empuje lineal de tierras incluyendo sobrecarga (Es):

EMPs: 5.098 ton.

Momento lineal transmitido por el empuje

$M_{diag} = -0.782 \text{ ton/m.}$

Grupo II :

CM + VE + Es

Viento sobre la estructura (VE):

En subestructura:

$V_{sub_T} = 0.439 \text{ ton.}$

$V_{sub_L} = 0.0 \text{ ton}$

En superestructura ( aplicadas en la parte media):

$V_{super_T} = 4.466 \text{ ton.}$

$V_{super_L} = 0.0 \text{ ton}$

Momento puntual total transmitido por el viento en la superestructura (sentido transversal)

$$MV_{\text{super}_T} = 6.319 \text{ ton/m}$$

Momento puntual total transmitido por el viento en la superestructura (sentido longitudinal )

$$MV_{\text{super}_L} = 0.0 \text{ ton/m}$$

Grupo III:

$$CM + (CV+I) + Es + 0.3VE + VCV + \text{FRICCIÓN} + \text{FRENAJE}$$

Momento puntual total transmitido por el viento en la superestructura (sentido transversal)

$$Mv_{\text{super}.3.T} = 0.3 MV_{\text{super}_T}$$

$$Mv_{\text{super}.3.T} = 1.896 \text{ ton / m.}$$

Momento puntual total transmitido por el viento en la superestructura (sentido longitudinal)

$$Mv_{\text{super}.3.T} = 0.3 MV_{\text{super}_T}$$

$$Mv_{\text{super}.3.T} = 0.0 \text{ ton / m.}$$

Viento sobre la carga viva (VCV) (aplicadas a 1.83m sobre la carpeta) =

$$VCV_T = 1.488 \text{ ton (dirección transversal)}$$

$$VCV_L = 0.595 \text{ ton (dirección longitudinal)}$$

Momento puntual total transmitido por la carga viva (sentido transversal):

$$MVCV_T = 5.681 \text{ ton / m.}$$

Momento puntual total transmitido por la carga viva (sentido longitudinal):

$$MVCV_L = 2.272 \text{ ton / m.}$$

Fricción

$$\text{Fricción}_{\text{int}} = 0.919 \text{ ton aplicadas a cada trabe.}$$

$$\text{Fricción}_{\text{ext}} = 0.979 \text{ ton aplicadas a cada trabe.}$$

Momento puntual transmitido por la fricción en cada trabe:

$$\mathbf{M_{fricc_{int}} = 0.604 \text{ ton/m}}$$

$$\mathbf{M_{fricc_{ext}} = 0.643 \text{ ton/m.}}$$

**Frenaje:**

**Frenaje = 0.69 ton. Aplicado a cada trabe.**

Momento puntual producido por el frenaje en cada trabe:

$$\mathbf{M_{frenaje} = 2.63 \text{ ton/m.}}$$

**Grupo IV :**

**CM + Es + S**

**Fuerza sísmica (S):**

**FSsuper<sub>ext</sub> = 3.13 ton. Aplicada en cada apoyo de cada trabe.**

**FSsuper<sub>int</sub> = 2.94 ton. Aplicada en cada apoyo de cada trabe.**

Momento puntual transmitido por el sismo en cada trabe:

$$\mathbf{M_{FS_{int}} = 1.94 \text{ ton/m}}$$

$$\mathbf{M_{FS_{ext}} = 2.06 \text{ ton/m.}}$$

**FSsub<sub>L</sub> = 43.349 ton aplicadas al centroide del cabezal (sentido longitudinal)**

**FSsub<sub>T</sub> = 21.675ton aplicadas al centroide del cabezal (sentido transversal)**

**Evaluación de grupos:**

Las pilas se proyectaran para resistir las cargas muertas y vivas superpuestas; las presiones del viento que actúan sobre la pila y la superestructura, así como las fuerzas longitudinales en los apoyos fijos de los claros.

En base a lo anterior se evaluarán los siguientes grupos (Modificados) :

<b>Grupo I: CM + CV + I + Es</b>	<b>(100%)</b>
<b>Grupo II : CM + VE + Empuje</b>	<b>(125%)</b>
<b>Grupo III: CM + CV + I + Es + 30%VE + VCV + FL</b>	<b>(125%)</b>
<b>Grupo IV : CM + Empuje + TTS</b>	<b>(133%)</b>

**Revisión de la capacidad de carga**

En la obtención de la capacidad de carga se utilizarán las siguientes hipótesis:

Para carga excéntrica, esta segunda hipótesis implica una distribución uniforme de presiones, en un rectángulo equivalente de longitud tal que la magnitud y resultante de los esfuerzos  $P_m$  igualan a las de la fuerza actuante.

La expresión para la determinación del esfuerzo en el suelo bajo una carga excéntrica resulta:

$$P_m = P / (b - 2e)$$

**Grupo I :**

Excentricidad con respecto al centroide de la zapata ( $e_1$ ) obteniendo los momentos y las cargas de la corrida anexa (dato):

**Carga total de reacciones:**

<b>Pilote 1</b>	<b><math>R_{p_1} = 98.76</math> ton</b>
<b>Pilote 2</b>	<b><math>R_{p_2} = 139.85</math> ton</b>
<b>Pilote 3</b>	<b><math>R_{p_3} = 136.46</math> ton</b>
<b>Pilote 4</b>	<b><math>R_{p_4} = 136.40</math> ton</b>
<b>Pilote 5</b>	<b><math>R_{p_5} = 139.87</math> ton</b>
<b>Pilote 6</b>	<b><math>R_{p_6} = 98.77</math> ton</b>

$$FV_I = R_{p1} + R_{p2} + R_{p3} + R_{p4} + R_{p5} + R_{p6}$$

$$FV_I = 750.07 \text{ ton.}$$

**Espaciamiento entre pilotes con respecto a del centro de la zapata:**

**Entre pilote CL y pilote 3 y 4 Esp.1 = 2.10 m**

**Entre pilote CL y pilote 2 y 5 Esp.2 = 6.30 m**

**Entre pilote CL y pilote 1 y 6 Esp.3 = 10.50 m**

**Momento adicional por excentricidad de carga respecto al centró de la zapata:**

$$\mathbf{Mad} = -\mathbf{Rp1} * \mathbf{Esp3} - \mathbf{Rp2} * \mathbf{Esp2} - \mathbf{Rp3} * \mathbf{esp1} + \mathbf{Rp4} * \mathbf{esp1} + \mathbf{Rp5} * \mathbf{Esp2} + \mathbf{Rp6} * \mathbf{Esp3} =$$

$$\mathbf{Mad} = \mathbf{0.189} \text{ ton / m.}$$

**Momento alrededor de X**

$$\mathbf{Mx1} = (-92-100.28-103.71-103.71-100.28-92.0) \text{ ton / m.}$$

$$\mathbf{Mx1} = \mathbf{-591.98} \text{ ton / m.}$$

**Momento alrededor de Z**

$$\mathbf{Mz1} = (\mathbf{0+0+0+0+0+0+}) \text{ ton / m} + \mathbf{Mad}$$

$$\mathbf{Mz1} = \mathbf{0.189} \text{ ton / m.}$$

**Excentricidad en X**

$$\mathbf{e_{x1}} = \frac{\mathbf{Mz1}}{\mathbf{FV1} + \mathbf{PPzap} + \mathbf{PPcon} + \mathbf{PPr ell}} =$$

$$\mathbf{e_{x1}} = \frac{\mathbf{1.189}}{\mathbf{750.0} + \mathbf{120.26} + \mathbf{18.342} + \mathbf{521.59}} =$$

$$\mathbf{e_{x1}} = \mathbf{0.013} \text{ cm.}$$

**Excentricidad en Z**

$$\mathbf{e_{z1}} = \frac{\mathbf{Mx1}}{\mathbf{FV1} + \mathbf{PPzap} + \mathbf{PPcon} + \mathbf{PPr ell}}$$

$$\mathbf{e_{z1}} = \frac{\mathbf{-591.98}}{\mathbf{750.0} + \mathbf{120.26} + \mathbf{18.342} + \mathbf{521.59}}$$

$$\mathbf{e_{z1}} = \mathbf{41.974} \text{ cm.}$$

$$\mathbf{e_{x1}} = \mathbf{if} \left[ \mathbf{e_{x1}} < \mathbf{0.0cm}, \left( \mathbf{e_{x1}}^{-1} \right), \mathbf{e_{x1}} \right]$$

$$e_{x1} = 0.013 \text{ cm.}$$

$$e_{z1} = \text{if} [e_{z1} < 0.0 \text{ cm}, (e_{z1}^{-1}), e_{z1}]$$

$$e_{z1} = 41.974 \text{ cm.}$$

#### Calculo de los esfuerzos uniformes

$$\text{Esf1} = \frac{FV1 + PPzap + PPcon * PPr ell}{(B1 - 2e_{x1})(Bc - 2e_{z1})}$$

$$\text{Esf1} = \frac{750.0 + 126.20 + 18.324 + 521.59}{(23.2 - 2 * 000.1)(4.0 - 2 * .41974)}$$

$$\text{Esf1} = 19.235 \text{ ton / m}^2.$$

Esfuerzo permisible para el grupo ( Qadim<sub>1</sub>): %Esf1 = 1.0

$$\text{Qadim}_1 = q_{adm} * \% \text{Esf1}$$

$$\text{Qadim}_1 = 30 * 1$$

$$\text{Qadim}_1 = 30 \text{ ton / m}^2.$$

Comparación de esfuerzos:

$$\text{SEaccepta} = 1$$

$$\text{NOcumple} = 0$$

$$\text{RCC1} = \text{if} ( \text{Esf1} < \text{Qadm1}, \text{SEaccepta}, \text{NOcumple} )$$

$$\text{RCC1} = 1$$

**Grupo II**

**Excentricidad con respecto al centroide de la zapata ( $e_{II}$ ) obteniendo los momentos y las cargas de la corrida anexa (dato):**

**Carga total de reacciones:**

<b>Pilote 1</b>	<b><math>Rp_1 = 69.79</math> ton</b>
<b>Pilote 2</b>	<b><math>Rp_2 = 98.25</math> ton</b>
<b>Pilote 3</b>	<b><math>Rp_3 = 93.84</math> ton</b>
<b>Pilote 4</b>	<b><math>Rp_4 = 97.46</math> ton</b>
<b>Pilote 5</b>	<b><math>Rp_5 = 97.72</math> ton</b>
<b>Pilote 6</b>	<b><math>Rp_6 = 72.28</math> ton</b>

$$FV_{II} = Rp1 + Rp2 + Rp3 + Rp4 + Rp5 + Rp6$$

$$FV_{II} = 529.34 \text{ ton.}$$

**Momento adicional por excentricidad de carga respecto al centró de la zapata:**

$$Mad = -Rp1 * Esp3 - Rp2 * Esp2 - Rp3 * esp1 + Rp4 * esp1 + Rp5 * Esp2 + Rp6 * Esp3 =$$

$$Mad = 30.408 \text{ ton / m.}$$

**Momento alrededor de X**

$$Mx2 = (-92-100.28-103.71-103.71-100.28-92.0) \text{ ton / m.}$$

$$Mx2 = -591.98 \text{ ton / m.}$$

**Momento alrededor de Z**

$$Mz2 = (0+0+0+0+0+0+) \text{ ton / m} + Mad$$

$$Mz2 = 30.408 \text{ ton / m.}$$

**Excentricidad en X**

$$e_{xII} = \frac{Mz2}{FV2 + PPzap + PPcon + PPr ell} =$$

$$e_{xII} = \frac{30.406}{529.34 + 120.26 + 18.342 + 521.59} =$$

$$e_{xII} = 2.556 \text{ cm.}$$

**Excentricidad en Z**

$$e_{zII} = \frac{Mx2}{FV2 + PPzap + PPcon + PPr ell}$$

$$e_{zII} = \frac{-591.98}{529.34 + 120.26 + 18.342 + 521.59}$$

$$e_{zII} = -49.762 \text{ cm.}$$

$$e_{xII} = \text{if} [e_{xII} < 0.0 \text{ cm}, (e_{xII}^{-1}), e_{xII}]$$

$$e_{xII} = 2.556 \text{ cm.}$$

$$e_{zII} = \text{if} [e_{zII} < 0.0 \text{ cm}, (e_{zII}^{-1}), e_{zII}]$$

$$e_{zII} = 49.762 \text{ cm.}$$

**Calculo de los esfuerzos uniformes**

$$\text{EsfII} = \frac{FVII + PPzap + PPcon * PPr ell}{(B1 - 2e_{xII})(Bc - 2e_{zII})}$$

$$\text{EsfII} = \frac{529.34 + 126.20 + 18.324 + 521.59}{(23.2 - 2 * 0.0256)(4.0 - 2 * .41974)}$$

$$\text{EsfII} = 17.103 \text{ ton / m}^2.$$

**Esfuerzo permisible para el grupo ( Qadim<sub>II</sub> ): %EsfII = 1.25**

$$\text{Qadim}_{II} = q_{adm} * \% \text{EsfII}$$

$$\text{Qadim}_{II} = 30 * 1.25$$

$$\text{Qadim}_{II} = 37.5 \text{ ton / m}^2.$$

**Comparación de esfuerzos:**

$$\text{SEacepta} = 1$$

$$\text{NOcumple} = 0$$

$$\text{RCCII} = \text{if} ( \text{EsfII} < \text{QadmII}, \text{SEacepta}, \text{NOcumple} )$$

$$\text{RCCII} = 1$$

**GRUPO III:**

**Excentricidad con respecto al centroide de la zapata ( $e_{III}$ ) obteniendo los momentos y las cargas de la corrida anexa (dato):**

**Carga total de reacciones:**

<b>Pilote 1</b>	<b><math>R_{p_1} = 98.04</math> ton</b>
<b>Pilote 2</b>	<b><math>R_{p_2} = 140.0</math> ton</b>
<b>Pilote 3</b>	<b><math>R_{p_3} = 134.28</math> ton</b>
<b>Pilote 4</b>	<b><math>R_{p_4} = 138.54</math> ton</b>
<b>Pilote 5</b>	<b><math>R_{p_5} = 139.71</math> ton</b>
<b>Pilote 6</b>	<b><math>R_{p_6} = 99.49</math> ton</b>

$$FV_{III} = R_{p1} + R_{p2} + R_{p3} + R_{p4} + R_{p5} + R_{p6}$$

$$FV_{III} = 750.06 \text{ ton.}$$

**Momento adicional por excentricidad de carga respecto al centró de la zapata:**

$$M_{ad} = -R_{p1} * Esp3 - R_{p2} * Esp2 - R_{p3} * esp1 + R_{p4} * esp1 + R_{p5} * Esp2 + R_{p6} * Esp3 =$$

$$M_{ad} = 22.344 \text{ ton / m.}$$

**Momento alrededor de X**

$$M_{x3} = (-119.89 - 131.44 - 136.56 - 136.56 - 131.44 - 119.9) \text{ ton / m.}$$

$$M_{x3} = -775.79 \text{ ton / m.}$$

**Momento alrededor de Z**

$$M_{z3} = (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) \text{ ton / m} + M_{ad}$$

$$M_{z3} = 22.344 \text{ ton / m.}$$

**Excentricidad en X**

$$e_{xIII} = \frac{M_{z3}}{FV3 + PP_{zap} + PP_{con} + PPr_{ell}} =$$

$$e_{xIII} = \frac{23.344}{750.06 + 120.26 + 18.342 + 521.59} =$$

$$e_{xIII} = 1.584 \text{ cm.}$$

**Excentricidad en Z**

$$e_{zIII} = \frac{Mx3}{FV3 + PPzap + PPcon + PPr ell}$$

$$e_{zIII} = \frac{-775.79}{750.06 + 120.26 + 18.342 + 521.59}$$

$$e_{zIII} = -55.007 \text{ cm.}$$

$$e_{xIII} = \text{if} \left[ e_{xIII} < 0.0 \text{ cm}, \left( e_{xIII}^{-1} \right), e_{xIII} \right]$$

$$e_{xIII} = 1.584 \text{ cm.}$$

$$e_{zIII} = \text{if} \left[ e_{zIII} < 0.0 \text{ cm}, \left( e_{zIII}^{-1} \right), e_{zIII} \right]$$

$$e_{zIII} = 55.007 \text{ cm.}$$

**Calculo de los esfuerzos uniformes**

$$EsfIII = \frac{FVIII + PPzap + PPcon * PPr ell}{(B1 - 2e_{xIII})(Bc - 2e_{zIII})}$$

$$EsfIII = \frac{750.06 + 126.20 + 18.324 + 521.59}{(23.2 - 2 * 0.0158)(4.0 - 2 * .5501)}$$

$$EsfIII = 20.99 \text{ ton / m}^2.$$

**Esfuerzo permisible para el grupo ( Qadim<sub>III</sub> ): %Esf1 = 1.25**

$$Qadim_{III} = q_{adm} * \%EsfIII$$

$$Qadim_{III} = 30 * 1.25$$

$$Qadim_{III} = 37.5 \text{ ton / m}^2.$$

**Comparación de esfuerzos:**

$$SEaccepta = 1$$

$$NOcumple = 0$$

$$RCCIII = \text{if} ( EsfIII < QadmIII, SEaccepta, NOcumple )$$

$$RCCIII = 1$$

**Grupo VII**

**Excentricidad con respecto al centroide de la zapata ( $e_{VII}$ ) obteniendo los momentos y las cargas de la corrida anexa (dato):**

**Carga total de reacciones:**

<b>Pilote 1</b>	<b><math>Rp_1 = 50.99</math> ton</b>
<b>Pilote 2</b>	<b><math>Rp_2 = 102.33</math> ton</b>
<b>Pilote 3</b>	<b><math>Rp_3 = 95.08</math> ton</b>
<b>Pilote 4</b>	<b><math>Rp_4 = 96.22</math> ton</b>
<b>Pilote 5</b>	<b><math>Rp_5 = 93.64</math> ton</b>
<b>Pilote 6</b>	<b><math>Rp_6 = 91.08</math> ton</b>

$$FV_{VII} = Rp1 + Rp2 + Rp3 + Rp4 + Rp5 + Rp6$$

$$FV_{VII} = 529.34 \text{ ton.}$$

**Momento adicional por excentricidad de carga respecto al centró de la zapata:**

$$Mad = -Rp1 * Esp3 - Rp2 * Esp2 - Rp3 * esp1 + Rp4 * esp1 + Rp5 * Esp2 + Rp6 * Esp3 =$$

$$Mad = 368.592 \text{ ton / m.}$$

**Momento alrededor de X**

$$Mx7 = (-104.28 - 120.68 - 132.68 - 132.68 - 120.68 - 104.28) \text{ ton / m.}$$

$$Mx7 = -715.28 \text{ ton / m.}$$

**Momento alrededor de Z**

$$Mz7 = (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) \text{ ton / m} + Mad$$

$$Mz7 = 368.592 \text{ ton / m.}$$

**Excentricidad en X**

$$e_{xVII} = \frac{Mz7}{FV7 + PP_{zap} + PP_{con} + PPr_{ell}} =$$

$$e_{xVII} = \frac{368.592}{529.34 + 120.26 + 18.342 + 521.59} =$$

$$e_{xVII} = 30.984 \text{ cm.}$$

**Excentricidad en Z**

$$e_{zVII} = \frac{Mx7}{FV7 + PPzap + PPcon + PPr ell}$$

$$e_{zVII} = \frac{-715.28}{529.34 + 120.26 + 18.342 + 521.59}$$

$$e_{zVII} = -60.126 \text{ cm.}$$

$$e_{xVII} = \text{if} \left[ e_{xVII} < 0.0 \text{ cm}, \left( e_{xVII}^{-1} \right), e_{xVII} \right]$$

$$e_{xVII} = 30.984 \text{ cm.}$$

$$e_{zVII} = \text{if} \left[ e_{zVII} < 0.0 \text{ cm}, \left( e_{zVII}^{-1} \right), e_{zVII} \right]$$

$$e_{zII} = -60.126 \text{ cm.}$$

**Calculo de los esfuerzos uniformes**

$$\text{EsfVII} = \frac{FVII + PPzap + PPcon * PPr ell}{(B1 - 2e_{xVII})(Bc - 2e_{zVII})}$$

$$\text{EsfVII} = \frac{529.34 + 126.20 + 18.324 + 521.59}{(23.2 - 2 * 0.3098)(4.0 - 2 * .60126)}$$

$$\text{EsfVII} = 18.83 \text{ ton / m}^2.$$

**Esfuerzo permisible para el grupo ( Qadim<sub>VII</sub> ): %EsfVII = 1.33**

$$\text{Qadim}_{VII} = q_{adm} * \% \text{EsfVII}$$

$$\text{Qadim}_{VII} = 30 * 1.33$$

$$\text{Qadim}_{VII} = 39.9 \text{ ton / m}^2.$$

**Comparación de esfuerzos:**

$$\text{SEaccepta} = 1$$

$$\text{NOcumple} = 0$$

$$\text{RCCVII} = \text{if} ( \text{EsfVII} < \text{QadmVII}, \text{SEaccepta}, \text{NOcumple} )$$

$$\text{RCCVII} = 1$$

**Grupo VIIa**

**Excentricidad con respecto al centroide de la zapata ( $e_{VIIa}$ ) obteniendo los momentos y las cargas de la corrida anexa (dato):**

**Carga total de reacciones:**

<b>Pilote 1</b>	<b>Rp<sub>1</sub> = 65.02 ton</b>
<b>Pilote 2</b>	<b>Rp<sub>2</sub> = 99.28 ton</b>
<b>Pilote 3</b>	<b>Rp<sub>3</sub> = 95.48 ton</b>
<b>Pilote 4</b>	<b>Rp<sub>4</sub> = 95.81 ton</b>
<b>Pilote 5</b>	<b>Rp<sub>5</sub> = 96.69 ton</b>
<b>Pilote 6</b>	<b>Rp<sub>6</sub> = 77.05 ton</b>

$$FV_{VIIa} = Rp_1 + Rp_2 + Rp_3 + Rp_4 + Rp_5 + Rp_6$$

$$FV_{VIIa} = 529.33 \text{ ton.}$$

**Momento adicional por excentricidad de carga respecto al centró de la zapata:**

$$Mad = -Rp_1 * Esp_3 - Rp_2 * Esp_2 - Rp_3 * esp_1 + Rp_4 * esp_1 + Rp_5 * Esp_2 + Rp_6 * Esp_3 =$$

$$Mad = 110.691 \text{ ton / m.}$$

**Momento alrededor de X**

$$Mx_7a = (-132.94 - 168.29 - 200.29 - 200.29 - 168.29 - 132.94) \text{ ton / m.}$$

$$Mx_7a = -1003.04 \text{ ton / m.}$$

**Momento alrededor de Z**

$$Mz_7a = (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) \text{ ton / m} + Mad$$

$$Mz_7a = 110.691 \text{ ton / m.}$$

**Excentricidad en X**

$$e_{xVIIa} = \frac{Mz_7a}{FV_7a + PP_{zap} + PP_{con} + PPr_{ell}} =$$

$$e_{xVIIa} = \frac{110.691}{529.33 + 120.26 + 18.342 + 521.59} =$$

$$e_{xVIIa} = 9.305 \text{ cm.}$$

**Excentricidad en Z**

$$e_{zVIIa} = \frac{Mx7a}{FV7a + PPzap + PPcon + PPr ell}$$

$$e_{zVIIa} = \frac{-1003.04}{529.33 + 120.26 + 18.342 + 521.59}$$

$$e_{zVIIa} = \mathbf{-84.316 \text{ cm.}}$$

$$e_{xVIIa} = \mathbf{if} \left[ e_{xVIIa} < 0.0cm, \left( e_{xVIIa}^{-1} \right), e_{xVIIa} \right]$$

$$e_{xVIIa} = \mathbf{9.305 \text{ cm.}}$$

$$e_{zVIIa} = \mathbf{if} \left[ e_{zVIIa} < 0.0cm, \left( e_{zVIIa}^{-1} \right), e_{zVIIa} \right]$$

$$e_{zVIIa} = \mathbf{-84.316 \text{ cm.}}$$

**Calculo de los esfuerzos uniformes**

$$EsfVIIa = \frac{FVIIa + PPzap + PPcon * PPr ell}{(B1 - 2e_{xVIIa})(Bc - 2e_{zVIIa})}$$

$$EsfVIIa = \frac{529.33 + 126.20 + 18.324 + 521.59}{(23.2 - 2 * 0.0931)(4.0 - 2 * .84316)}$$

$$EsfVIIa = \mathbf{22.34 \text{ ton / m}^2}.$$

**Comparación de esfuerzos:**

$$SEaccepta = \mathbf{1}$$

$$NOcumple = \mathbf{0}$$

$$RCCVII = \mathbf{if} ( EsfVIIa < QadmVIIa, SEaccepta, NOcumple )$$

$$RCCVII = \mathbf{1}$$

**Revisión por volteo:**

De la corrida anexa tomamos los momentos máximos de volteo (dato):

$$M_{vol} = (132.94 + 168.29 + 200.29 + 168.29 + 132.94) \text{ ton / m.}$$

$$M_{vol} = 1003.04 \text{ ton / m.}$$

Momentos estabilizadores:

$$M_{est} = (NP * PP_{pil} + PPrell + PPzap + PPcont + w_{lin} * Ancho_{total} + PCM_{super}) * Bpila_L$$

$$M_{est} = (6 * 10.287 + 521.59 + 120.269 + 18.432 + 4.449 * 23.51 + 296.549) * 2$$

$$M_{est} = 2246.338 \text{ ton / m.}$$

$$fact_{seg} = \frac{M_{est}}{M_{vol}}$$

$$fact_{seg} = \frac{2246.338}{1003.04}$$

$$fact_{seg} = 2.24 > 2.0 \quad \text{Pasa por volteo.}$$

#### **CAP 4.- "MATERIALES:"**

**INTRODUCCIÓN.-** Debemos trabajar con una calidad integral, para un buen funcionamiento y mínima conservación, ya que con ello se pueden alcanzar los grandes objetivos fijados en los planes de desarrollo y que se traducen, en última instancia, en elevar la calidad de vida de los habitantes.

El no llevar un control de calidad, trae como consecuencia cuellos de botella locales o regionales, mismos que acarrearán problemas más o menos importantes, pues entorpecen el flujo de las economías.

La calidad implica el estricto cumplimiento de las acciones bajo los parámetros clásicos de control de obras que todos conocemos: tiempo-costo-calidad, enmarcados dentro del rubro de seguridad.

El concepto anterior no debe limitarse, por lo generalizado de asociar la calidad con laboratorios, únicamente al cumplimiento de normas y especificaciones, sino en su más amplia acepción del concepto para el cumplimiento del contrato, dentro de lo siguiente:

- 1.- Tiempo.** Suministro total de recursos oportunamente, cumplimiento de plazos, verificación de rendimientos, uso de programas de ruta crítica, etc.
- 2.- Costo.** Análisis del mercado local, condiciones impositivas, entorno económico, vigilancia de la aplicación de los procedimientos de construcción, verificando rendimientos y costo en general de la obra. Cumplimiento del proyecto (materiales, líneas, etc.) vigilando oportunamente que dichos proyectos contemplen el volumen total de la obra, y por último, la aplicación de los precios unitarios pactados.
- 3.- Calidad.** Cumplimiento de todas las especificaciones del proyecto en cuanto a características o normas ( ACI, ASTM, NOM. etc. ) haciendo uso, para el control de las mismas, de todas las pruebas establecidas.

Los dos primeros parámetros (costo y tiempo), en ocasiones, por necesidades de la obra, pueden ser susceptibles de modificarse o variar, sin embargo debemos pugnar porque esto no ocurra; pero este por ningún motivo debe ser el caso de la calidad, debido a las especificaciones existentes, por lo que siempre debemos ver que la calidad no se cambie para el mal de la obra.

El concepto de calidad total o calidad integral se requiere para que las obras cumplan óptimamente para el fin que fueron diseñadas dentro de los parámetros de servicio y funcionalidad. La calidad total o calidad integral debe servir para la prevención y no la corrección.

Con el fin de cumplir con el proyecto, y este tenga una calidad total, se utilizan, por lo general, tres tipos de especificaciones para un proyecto: de proyecto, de materiales y de diseño.

Las especificaciones de proyecto, junto con los planos, suministra a los contratistas información completa referente a los requisitos precisos establecidos por el propietario y el ingeniero para la estructura terminada.

Las especificaciones de materiales son establecidas principalmente de copias de la Sociedad Americana para ensaye de Materiales (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS), ASTM, y varias oficinas locales o estatales.

Las especificaciones de diseño son preparadas por asociaciones gubernamentales y profesionales que dictan el criterio mínimo aceptable para diseño. ACI, RCDF, ASTM, NOM, etc.

Aunque una obra se apegue a los estándares del proyecto en cuanto a la resistencia, compacidad, relación a/c, curado y recubrimientos, y estos sean logrados satisfactoriamente; solo se garantiza que la velocidad de degradación no será muy rápida, pero en ningún caso que la durabilidad del concreto armado no será indefinida.

Si nos atenemos al material principal con el que se ha construido el tablero podemos clasificar los puentes en:

- Prefabricados.
- Metálicos.
- Concreto armado o presforzado.

### MAMPOSTERIA

**Tipos de piezas.-** Las piezas que se usan en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir los requisitos mínimos de calidad especificados por la Dirección General de Normas de la SIC para el tipo de rocas que se va a emplear.

La resistencia de la mampostería depende principalmente de la resistencia de la pieza y en menor grado de la del mortero, es por tanto, importante, utilizar piezas sanas, por la falta de métodos de ensayo. La resistencia a la compresión de las piedras varia desde 100 Kg/cm<sup>2</sup> (areniscas suaves hasta mas de 2000 Kg/cm<sup>2</sup> (granitos y basaltos). Se permiten en la mampostería de piedras naturales morteros de menor calidad que para mampostería de piedras artificiales.

Las recomendaciones que se presentan para piedras naturales, se basan en las que fijo la Secretaria de obras Públicas en sus Especificaciones Generales de Construcción (1971).

Para construcciones en puentes rige la última edición de las Normas para Construcción e Instalación, de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes, en particular lo relativo al libro 3.01.02, capítulo 024 (Mamposterías) y las especificaciones complementarias anexas en cada proyecto.

## **ACERO**

### **Ventajas del acero como material estructural:**

**Alta resistencia.-** La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será poco el peso de las estructuras, esto es de gran importancia en puentes de grandes claros.

**Uniformidad.-** Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

**Durabilidad.-** Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado duraran indefinidamente.

**Ductilidad.-** La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente, evitando así fallas prematuras.

**Tenacidad.-** Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

### **Otras ventajas importantes del acero estructural son:**

- A) Gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conectores como son la soldadura, los tornillos y los remaches.
- B) Posibilidad de prefabricar los miembros de una estructura.
- C) Rapidez de montaje.
- D) Gran capacidad de laminarse y en gran cantidad de tamaños y formas.
- E) Resistencia a la fatiga.
- F) Posible rehuso después de desmontar una estructura.
- G) Posibilidad de venderlo como "chatarra".

### **Desventajas del acero como material estructural:**

**Costo de mantenimiento.-** La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al agua y al aire y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente.

**Costo de la protección contra el fuego.-** Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios.

**Susceptibilidad al pandeo.-** Entre más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo. Como se indico previamente, el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al utilizarse como columnas no resulta muy económico ya que debe usarse bastante material, solo para hacer más rígidas las columnas contra el posible pandeo.

**NOTA:** El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas.

Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas. Los perfiles I, T y [ tienen esta propiedad.

## **CONCRETO**

**CONCRETO REFORZADO.**-Además de los aspectos funcionales y económicos especiales del concreto como material de construcción de puentes, ciertas propiedades mecánicas y físicas son importantes con respecto a la aplicación y el comportamiento del concreto.

Las varillas para el refuerzo de estructuras de concreto reforzado, se fabrican en forma tal de cumplir con los requisitos de las siguientes Especificaciones ASTM: A-615 "Varillas de Acero de Lingotes Corrugadas y Lisas Para Concreto Reforzado", A-616 "Varillas de Acero de Riel Relaminado Corrugadas y Lisas para Refuerzo de Concreto", o la A-617 "Varillas de Acero de Eje Corrugado y Lisas Para concreto Reforzado".

Las varillas se pueden conseguir en diámetros nominales que van desde 3/8 de pulg. hasta 1 3/8 de pulg., con incrementos de 1/8 de pulg., y también en dos tamaños más grandes de más a menos 1 3/4 y 2 1/4 de pulg.

Es importante que entre el acero de refuerzo exista adherencia suficientemente resistente entre los dos materiales. Esta adherencia proviene de la rugosidad natural de las corrugaciones poco espaciadas en la superficie de las varillas.

Las varillas se pueden conseguir en diferentes resistencias. Los grados 40, 50 y 60 tienen resistencias mínimas especificadas para la fluencia de 276, 345 y 414 N/mm<sup>2</sup> respectivamente. La tendencia actual es hacia el uso de varillas del grado 60.

## **CONCRETO PRESFORZADO**

El presfuerzo puede definirse en términos generales como el precargado de una estructura, antes de la aplicación de las cargas de diseño requeridas, hecho en forma tal que mejore su comportamiento general.

Una de las mejores definiciones del concreto presforzado es la del Comité de Concreto Presforzado del ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE), que dice:

**Concreto presforzado:** Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado.

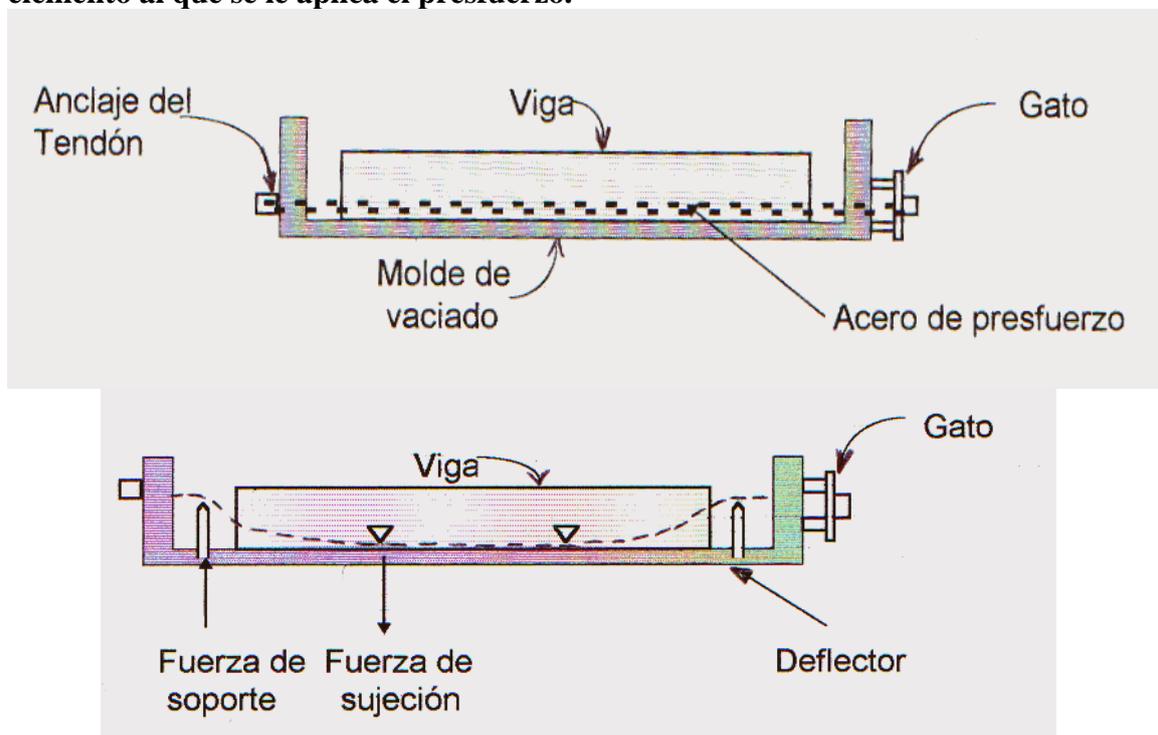
## MÉTODOS DE PRESFORZADO

En el concreto presforzado existen dos categorías: pretensado o postensado. Los miembros del concreto pretensado presforzado se producen restirando o tensando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el concreto y al endurecerse el concreto fresco, se adhiere al acero. Cuando el concreto alcanza la resistencia requerida, se retira la fuerza presforzante aplicada por gatos, y esa misma fuerza es transmitida por adherencia, del acero al concreto. En el caso de los miembros de concreto postensado, se esfuerzan los tendones después de que ha endurecido el concreto y de que se haya alcanzado suficiente resistencia, aplicando la acción de los gatos contra el miembro de concreto mismo.

### A. Pretensado

Los tendones, generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se restiran o se tensan entre apoyos. Se mide el alargamiento de los tendones, así como la fuerza de tensión aplicada con los gatos. Con la cimbra en su lugar, se vacía el concreto en torno al tendón esforzado. A menudo se usa concreto de lata resistencia a corto tiempo, a la vez que es curado con vapor de agua, para acelerar el endurecimiento. Después de haberse logrado la resistencia requerida, se libera la presión de los gatos. Los torones tienden a acortarse, pero no lo hacen por estar ligados al concreto por adherencia. En esta forma la fuerza de presfuerzo es transferida al concreto por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga.

Con frecuencia se usan uno, dos o tres depresores intermedios del cable para obtener el perfil deseado. Estos dispositivos de sujeción quedan embebidos en el elemento al que se le aplica el presfuerzo.



## MÉTODOS DE PRETENSADO

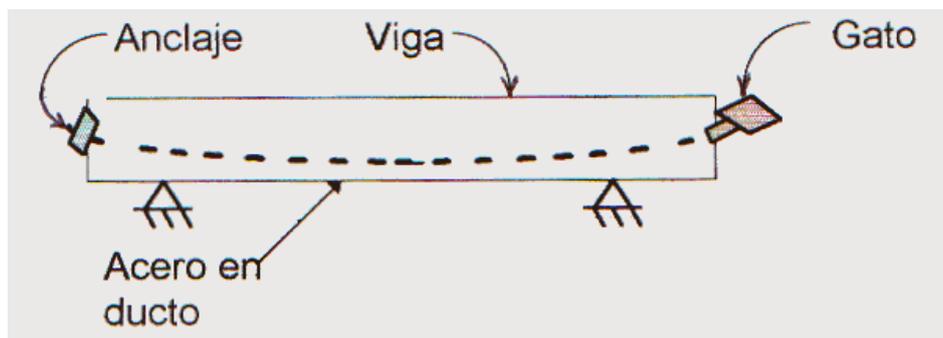
### B. Postensado

Cuando se hace el presforzado por postensado, generalmente se colocan en los moldes de las vigas ductos huecos que contienen a los tendones no esforzados, y que siguen el perfil deseado, antes de vaciar el concreto. Los tendones pueden ser alambres paralelos atados en haces, cables torcidos en torones, o varillas de acero.

El ducto se amarra con alambres al refuerzo auxiliar de la viga (estribos sin reforzar) para prevenir su desplazamiento accidental, y luego se vacía el concreto.

Cuando éste ha adquirido suficiente resistencia, se usa la viga de concreto misma para proporcionar la reacción para el gato de esforzado.

La tensión se evalúa midiendo tanto la presión del gato como la elongación del acero. los tendones se tensan normalmente todos a la vez ó bien utilizando el gato monotorón. Normalmente se rellenan de mortero los ductos de los tendones después de que éstos han sido esforzados. Se forza el mortero al interior del ducto en uno de los extremos, a alta presión, y se continua el bombeo hasta que la pasta aparece en el otro extremo del tubo. Cuando se endurece, la pasta une al tendón con la pared interior del ducto.



### MÉTODO DEL POSTENSADO

El uso de acero de alta resistencia para el presfuerzo es necesario por razones físicas básicas. Las propiedades mecánicas de este acero tal como lo revelan las curvas de esfuerzo-deformación, son algo diferentes de aquellas del acero convencional usado para el refuerzo del concreto.

Las varillas de refuerzo comunes usadas en estructuras no presforzadas, también desempeñan un papel importante dentro de la construcción del presforzado. Se usan como refuerzo en el alma, refuerzo longitudinal suplementario, y para otros fines.

El concreto empleado en miembros presforzados es normalmente de resistencia y calidad más alta que el de las estructuras no presforzadas. Las diferencias en el módulo de elasticidad, capacidad de deformación y resistencia deberán tomarse en cuenta en el diseño y las características de deterioro asumen una importancia crucial en el diseño.

## TIPOS DE ACERO UTILIZADOS PARA EL CONCRETO PRESFORZADO

Los alambres redondos que se usan en la construcción de concreto presforzado postensado y ocasionalmente en obras pretensadas se fabrican en forma tal que cumplan con los requisitos de la especificación ASTM A-421, "Alambres sin Revestimiento, Relevados de Esfuerzo, para Concreto Presforzado". Los alambres individuales se fabrican laminando en caliente lingotes de acero hasta obtener varillas redondas. Después del enfriamiento, las varillas se pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta el tamaño requerido. En el proceso de esta operación de estirado, se ejecuta trabajo en frío sobre el acero, lo cual modifica grandemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia.

Los alambres se consiguen en cuatro diámetros tal como se muestra en la tabla siguiente:

Diámetro nominal (mm)	Mínima resistencia de Tensión (N/mm <sup>2</sup> )		Mínimo Esfuerzo para una Elongación de 1% (N/mm <sup>2</sup> )	
	Tipo BA	Tipo WA	Tipo BA	Tipo WA
4.88	*	1725	*	1380
4.98	1655	1725	1325	1380
6.35	1655	1655	1325	1325
7.01	*	1622	*	1295

1

Los tendones están compuestos normalmente por grupos de alambres, dependiendo el número de alambres de cada grupo del sistema particular usado y de la magnitud de la fuerza pretensora requerida. Los tendones para prefabricados postensados típicos pueden consistir de 8 a 52 alambres individuales. El cable trenzado se usa casi siempre en miembros pretensados, y a menudo se usa también en construcción postensada. El cable trenzado se fabrica de acuerdo con la especificación ASTM A-416, "Cable Trenzado, Sin Revestimiento, de Siete Alambres, Relevado de Esfuerzos, Para Concreto Presforzado". Es fabricado con siete alambres firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral del torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable. Los cables pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 6.35 mm hasta 0.60 mm de diámetro, se fabrican en dos grados: el grado 250 y 270 los cuales tienen una resistencia última mínima de 1720 y 1860 N/mm<sup>2</sup> respectivamente, estando estas basadas en el área nominal del cable.

A continuación se muestran en una tabla las propiedades del cable de siete alambres sin revestimiento que se deben cumplir:

<sup>1</sup> \* "Estos tamaños no se suministran comúnmente para el alambre Tipo BA"

Diámetro Nominal (mm)	Resistencia a la Ruptura (kN)		Área Nominal del Cable (mm <sup>2</sup> )	Carga mínima para una Elongación de 1% (kN)
		<b>Grado 250</b>		
6.35	40.0		23.22	34.0
7.94	64.5		37.42	54.7
9.53	89.0		51.61	75.6
11.11	120.1		69.68	102.3
12.70	160.1		92.90	136.2
15.24	240.2		139.35	204.2
		<b>Grado 270</b>		
9.53	102.3		54.84	87.0
11.11	137.9		74.19	117.2
12.70	183.7		98.71	156.1
15.24	260.7		140.00	221.5

En el caso de varillas de aleación de acero, la alta resistencia que se necesita se obtiene mediante la introducción de ciertos elementos de ligazón, principalmente manganeso, silicón y cromo durante la fabricación del acero. Las varillas se fabrican de manera que cumplan con los requisitos de la Especificación ASTM A-277, "Varillas de Acero de Alta Resistencia, Sin Revestimientos, Para Concreto Presforzado". Las varillas de acero de aleación se consiguen en diámetros que varían de 12.7 mm hasta 34.93 mm de diámetro y en dos grados, el grado 45 y el 160, teniendo resistencias últimas mínimas de 1000 y 1100 N/mm<sup>2</sup>, respectivamente, tal como se muestra en la tabla:

<b>Diámetro Nominal (mm)</b>	<b>Área Nominal de la Varilla (mm<sup>2</sup>)</b>		<b>Resistencia a la Ruptura (kN)</b>	<b>Mínima Carga para una Elongación de 0.7 % (kN)</b>
		<b>Grado 145</b>		
<b>12.70</b>	<b>127</b>		<b>125</b>	<b>111</b>
<b>15.88</b>	<b>198</b>		<b>200</b>	<b>178</b>
<b>19.05</b>	<b>285</b>		<b>285</b>	<b>258</b>
<b>22.23</b>	<b>388</b>		<b>387</b>	<b>347</b>
<b>25.40</b>	<b>507</b>		<b>507</b>	<b>454</b>
<b>28.58</b>	<b>642</b>		<b>641</b>	<b>574</b>
<b>31.75</b>	<b>792</b>		<b>792</b>	<b>712</b>
<b>34.93</b>	<b>958</b>		<b>957</b>	<b>859</b>
<b>Diámetro Nominal (mm)</b>	<b>Área Nominal de la Varilla (mm<sup>2</sup>)</b>		<b>Resistencia a la Ruptura (kN)</b>	<b>Mínima Carga para una Elongación de 0.7 % (kN)</b>
		<b>Grado 160</b>		
<b>12.70</b>	<b>127</b>		<b>138</b>	<b>120</b>
<b>15.88</b>	<b>198</b>		<b>218</b>	<b>191</b>
<b>19.05</b>	<b>285</b>		<b>316</b>	<b>276</b>
<b>22.23</b>	<b>388</b>		<b>427</b>	<b>374</b>
<b>25.40</b>	<b>507</b>		<b>561</b>	<b>490</b>
<b>28.58</b>	<b>642</b>		<b>708</b>	<b>619</b>
<b>31.75</b>	<b>792</b>		<b>872</b>	<b>765</b>
<b>34.93</b>	<b>958</b>		<b>1059</b>	<b>926</b>

## **TIPOS DE CONCRETO UTILIZADOS PARA EL CONCRETO PRESFORZADO**

Generalmente se requiere un concreto de mayor resistencia para el trabajo de presforzado que para el reforzado. La practica actual en puentes pide una resistencia a los cilindros de 28 días de 280 a 350 Kg/cm<sup>2</sup> para el concreto presforzado, mientras que el valor correspondiente para el concreto reforzado es de 170 Kg/cm<sup>2</sup> aproximadamente. Un factor por el que es determinante la necesidad de concretos más resistentes, es que el concreto de alta resistencia está menos expuesto a las grietas por contracción que aparecen frecuentemente en el concreto de baja resistencia antes de la aplicación de presfuerzo.

Es importante seguir todas las recomendaciones y especificaciones de cada proyecto a fin de cumplir con las solicitudes requeridas. Por lo general para obtener una resistencia de 350 Kg/cm<sup>2</sup>, es necesario usar una relación de agua-cemento no mucho mayor que 0.45. Con el objeto de facilitar el colado, se necesitara un revenimiento de 5 a 10 cm. Para obtener un revenimiento de 7.5 cm. con una relación agua-cemento de 0.45 se requerirían alrededor de 10 sacos de cemento por metro cúbico de concreto. Si es posible un vibrado cuidadoso, se puede emplear concreto con un revenimiento de 1.2 cm. o cero, y serian suficientes poco menos de 9 sacos por metro cúbico de concreto. Puesto que con una cantidad excesiva de cemento se tiende a aumentar la contracción, es deseable siempre un factor bajo de cemento. Con este fin, se recomienda un buen vibrado siempre que sea posible, y para aumentar la maniobrabilidad pueden emplearse ventajosamente aditivos apropiados.

## **CAP 5.- "PROYECTO SUB-ESTRUCTURA"**

### **DATOS DE DISEÑO DEL PUENTE:**

**El diseño de los elementos de concreto se realizara con el método elástico, tomando en cuenta lo dispuesto en las Normas Técnicas para Proyectos de Puentes Carreteros, S. C. T. ( AASHTO-77).**

#### **Materiales:**

**Resistencia a la compresión de concreto reforzado ( f'c):**

$$f'c = 250 \text{ kg / cm}^2$$

$$MPa = 10.20 \text{ kg / cm}^2.$$

**Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo ( fy ):**

$$fy = 4200 \text{ kg / cm}^2.$$

**Constantes de diseño:**

**Porcentaje de cuantía mínima ( $\rho_{\min}$ ):**

$$\rho_{\min} = \frac{1.378 * MPa}{fy}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.378 * 10.20}{4200}$$

$$\rho_{\min} = .00333657$$

**Modulo de elasticidad del concreto ( Ec ) :**

$$Ec = 4729.77 * \sqrt{f'c * MPa}$$

$$Ec = 4729.77 * \sqrt{250 * 10.20}$$

$$Ec = 238841.67 \text{ kg / cm}^2.$$

**Modulo de elasticidad del acero de refuerzo ( Es ) :**

$$Es = 2039000 \text{ kg / cm}^2.$$

**Esfuerzo cortante permisible del concreto ( Vcr ) :**

$$Vcr = 0.079 * \sqrt{f'c * MPa}$$

$$V_{cr} = 0.079 * \sqrt{250 * 10.20}$$

$$V_{cr} = 3.989 \text{ kg / cm}^2$$

**Esfuerzo máximo de compresión en el concreto ( fc )**

$$f_c = f'_c * 0.4$$

$$f_c = 250 * 0.4$$

$$f_c = 100 \text{ kg / cm}^2.$$

**Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo ( fs ):**

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

**Relación Modular ( n ):**

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{2039000}{238841.67}$$

$$n = 8.53704$$

**Porcentaje para localizar el eje neutro ( k ) :**

$$k = \frac{n}{n + \frac{f_s}{f_c}}$$

$$k = \frac{8.53704}{8.53704 + \frac{1800}{100}}$$

$$k = 0.3217$$

**Porcentaje para localizar el brazo del momento interno ( j ):**

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0.3217}{3}$$

$$j = 0.89277$$

**Dimensiones de diseño:**

**Pilote:**

**Recubrimiento ( $r_{pil}$ ):**

(dato)

$$r_{pil} = 5 \text{ cm.}$$

**Peralte ( $d_{pil}$ ):**

$$d_{pil} = D - 2 * r_{pil}$$

$$d_{pil} = 120 - 2 * 5$$

$$d_{pil} = 110 \text{ cm.}$$

**Zapata:**

**Recubrimiento ( $r_{zap}$ ):**

(dato)

$$r_{zap} = 7 \text{ cm.}$$

**Peralte ( $d_{zap}$ ):**

$$d_{zap} = B_{zap} - r_{zap}$$

$$d_{zap} = 60 - 7$$

$$d_{zap} = 53 \text{ cm.}$$

**Contratrabe**

**Recubrimiento ( $r_{cont}$ ):**

(dato)

$$r_{cont} = 7 \text{ cm.}$$

**Peralte ( $d_{cont}$ ):**

$$d_{cont} = h_t - r_{cont}$$

$$h_t = 100 \text{ cm}$$

$$d_{cont} = 100 - 7$$

$$d_{cont} = 93 \text{ cm.}$$

**Cabezal:**

**Recubrimiento (  $r_{cab}$  ):**

**(dato)**

$$r_{cab} = 5 \text{ cm.}$$

**Peralte (  $d_{cab}$  ):**

$$d_{cab} = G + H - r_{cab}$$

$$d_{cab} = 50 + 50 - 5$$

$$d_{cab} = 95 \text{ cm.}$$

**DIAFRAGMA:**

**Recubrimiento (  $r_{diaf}$  ):**

**(dato)**

$$r_{diaf} = 5 \text{ cm.}$$

**Peralte (  $d_{diaf}$  ):**

$$d_{diaf} = I - r_{diaf}$$

$$d_{diaf} = 26 - 5$$

$$d_{diaf} = 21 \text{ cm.}$$

**TOPE ANTISÍSMICO:**

**Recubrimiento (  $r_{tope}$  ):**

**(dato)**

$$r_{tope} = 5 \text{ cm.}$$

**Peralte ( $d_{tope}$ ):**

$$d_{tope} = B - r_{tope}$$

$$d_{tope} = 77-5$$

$$d_{tope} = 72\text{cm.}$$

### **DISEÑO A FLEJO COMPRESIÓN DEL PILOTE CIRCULAR:**

De acuerdo a las normas técnicas para el proyecto de los puentes carreteros de SCT inciso 1. 5. 28 la capacidad de los elementos bajo carga axial y flexión será tomada como el 35% de aquella calculada de acuerdo al diseño por resistencia, inciso 1. 5. 33.

**Elementos mecánicos:**

**Fuerza Axial**

$$P = 50.58 \text{ ton.}$$

**Momentos**

$$M_x = 115.70 \text{ ton /m.}$$

$$M_z = 17.81 \text{ ton / m.}$$

**Momento resultante**

$$M_{xz} = \sqrt{M_x^2 + M_z^2}$$

$$M_{xz} = \sqrt{115.7^2 + 17.81^2}$$

$$M_{xz} = 117.063 \text{ ton /m.}$$

**Recubrimiento**

$$r = 5 \text{ cm.}$$

$$\text{Área} = \pi \frac{D^2}{4}$$

$$\text{Área} = \pi \frac{120^2}{4}$$

$$\text{Área} = 11309.734 \text{ cm}^2.$$

**Consideraciones utilizar un porcentaje de acero de 2.4%**

$$A_s = 0.0245 * \text{area}$$

$$A_s = 0.0245 * 11309.734$$

$$A_s = 277.088 \text{cm}^2$$

**Utilizar 35 varillas #10**

$$A_s = 277.088 \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{4 * A_s}{\pi * D^2}$$

$$\rho = \frac{4 * 277.088}{\pi * 120^2}$$

$$\rho = 0.2451$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

$$\rho = .02451 \frac{4000}{250}$$

$$\rho = 0.41$$

$$d = D - 2r$$

$$d = 120 - 2 * 5$$

$$d = 110 \text{ cm.}$$

$$\frac{d}{D} = 0.917$$

$$e = \frac{M_{xz}}{P}$$

$$e = \frac{117.063}{.5058}$$

$$e = 231.441$$

$$\frac{e}{D} = \frac{231.441}{120}$$

$$\frac{e}{D} = 1.929$$

de los valores obtenidos se obtiene el diagrama de interacción de los valores k y R

$$k = 0.075$$

$$R = 0.135$$

$$\theta_p = 1.0$$

$$\theta_m = 1.0$$

$$PR = k * \theta_p * D^2 * f'c$$

$$PR = .075 * 1 * 120^2 * 250$$

$$PR = 270 \text{ ton. } \rangle P = 50.58 \text{ ton.}$$

$$MR = R * \theta_m * D^3 * f'c$$

$$MR = .135 * 1 * 120^3 * 250$$

$$MR = 583.2 \text{ ton /m. } \rangle M_{xz} = 117.063 \text{ ton /m.}$$

Tomando solamente el 35% de la capacidad de MR y PR comparando con carga axial y momento considerando cargas de servicio se tiene:

**Cargas de servicio:**

$$P_{serv} = 55.45 \text{ ton.}$$

$$M_{xs} = 88.44 \text{ ton /m.}$$

$$M_{zs} = 13.30 \text{ ton /m.}$$

$$M_{servicio} = \sqrt{M_{xs}^2 + M_{zs}^2}$$

$$M_{servicio} = \sqrt{88.44^2 + 13.30^2}$$

$$M_{servicio} = 89.434 \text{ ton /m.}$$

**Comparación:**

$$0.35* PR = 94.5 \text{ ton} \rangle P_{serv} = 55.45 \text{ ton.}$$

$$0.35* MR = 204.12 \rangle M_{servicio} = 89.434 \text{ ton /m.}$$

**Pasa Ok.**

**Elementos mecánicos:**

**Fuerza Axial**

$$P = 60.34 \text{ ton.}$$

**Momentos**

$$M_x = 147.85 \text{ ton /m.}$$

$$M_z = 4.24 \text{ ton / m.}$$

**Momento resultante**

$$M_{xz} = \sqrt{M_x^2 + M_z^2}$$

$$M_{xz} = \sqrt{147.85^2 + 4.24^2}$$

$$M_{xz} = 147.911 \text{ ton /m.}$$

**Recubrimiento**

$$r = 5 \text{ cm.}$$

$$\text{Área} = \pi \frac{D^2}{4}$$

$$\text{Área} = \pi \frac{120^2}{4}$$

$$\text{Área} = 11309.734 \text{ cm}^2.$$

**Consideraciones utilizar un porcentaje de acero de 2.4%**

$$A_s = 0.0245 * \text{area}$$

$$A_s = 0.0245 * 11309.734$$

$$A_s = 277.088 \text{ cm}^2$$

**Utilizar 35 varillas #10**

$$A_s = 277.088 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{4 * A_s}{\pi * D^2}$$

$$\rho = \frac{4 * 277.088}{\pi * 120^2}$$

$$\rho = 0.02451$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

$$\rho = .02451 \frac{4000}{250}$$

$$\rho = 0.41$$

$$d = D - 2r$$

$$d = 120 - 2 * 5$$

$$d = 110 \text{ cm.}$$

$$\frac{d}{D} = 0.917$$

$$e = \frac{M_{xz}}{P}$$

$$e = \frac{147.911}{.6034}$$

$$e = 245.129$$

$$\frac{e}{D} = \frac{245.129}{120}$$

$$\frac{e}{D} = 2.043$$

de los valores obtenidos de obtiene del diagrama de interacción de los valores de k y R

$$k = 0.075$$

$$R = 0.135$$

$$\theta_p = 1.0$$

$$\theta_m = 1.0$$

$$PR = k * \theta_p * D^2 * f'c$$

$$PR = .075 * 1 * 120^2 * 250$$

$$PR = 270 \text{ ton. } \rangle P = 60.34 \text{ ton.}$$

$$MR = R * \theta_m * D^3 * f'c$$

$$MR = .135 * 1 * 120^3 * 250$$

$$MR = 583.2 \text{ ton /m. } \rangle Mxz = 147.911 \text{ ton /m.}$$

Tomando solamente el 35% de la capacidad de MR y PR comparando con carga axial y momento considerando cargas de servicio se tiene:

**Cargas de servicio:**

$$P_{serv} = 62.96 \text{ ton.}$$

$$M_{xs} = 113.18 \text{ ton /m.}$$

$$M_{zs} = 2.85 \text{ ton /m.}$$

$$M_{servicio} = \sqrt{M_{xs}^2 + M_{zs}^2}$$

$$M_{servicio} = \sqrt{113.18^2 + 2.85^2}$$

$$M_{servicio} = 113.216 \text{ ton /m.}$$

**Comparación:**

$$0.35 * PR = 94.5 \text{ ton } \rangle P_{serv} = 62.96 \text{ ton.}$$

$$0.35 * MR = 204.12 \rangle M_{servicio} = 113.216 \text{ ton /m.}$$

**Pasa Ok.**

**Elementos mecánicos:**

**Fuerza Axial**

$$P = 83.55 \text{ ton.}$$

**Momentos**

$$M_x = 144.44 \text{ ton /m.}$$

$$M_z = 27.33 \text{ ton / m.}$$

**Momento resultante**

$$M_{xz} = \sqrt{M_x^2 + M_z^2}$$

$$M_{xz} = \sqrt{144.44^2 + 27.33^2}$$

$$M_{xz} = 147.003 \text{ ton /m.}$$

**Recubrimiento**

$$r = 5 \text{ cm.}$$

$$\text{Área} = \pi \frac{D^2}{4}$$

$$\text{Área} = \pi \frac{120^2}{4}$$

$$\text{Área} = 11309.734 \text{ cm}^2.$$

**Consideraciones utilizar un porcentaje de acero de 2.4%**

$$A_s = 0.0245 * \text{area}$$

$$A_s = 0.0245 * 11309.734$$

$$A_s = 277.088 \text{ cm}^2$$

**Utilizar 35 varillas #10**

$$A_s = 277.088 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{4 * A_s}{\pi * D^2}$$

$$\rho = \frac{4 * 277.088}{\pi * 120^2}$$

$$\rho = 0.02451$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

$$\rho = 0.02451 \frac{4000}{250}$$

$$\rho = 0.41$$

$$d = D - 2r$$

$$d = 120 - 2 * 5$$

$$d = 110 \text{ cm.}$$

$$\frac{d}{D} = 0.917$$

$$e = \frac{M_{xz}}{P}$$

$$e = \frac{147.003}{.8355}$$

$$e = 175.946 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{D} = 1.466$$

de los valores obtenidos de obtiene del diagrama de interacción de los valores de k y R

$$k = 0.010$$

$$R = 0.14$$

$$\theta_p = 1.0$$

$$\theta_m = 1.0$$

$$PR = k * \theta_p * D^2 * f'_c$$

$$PR = .010 * 1 * 120^2 * 250$$

$$PR = 360 \text{ ton. } \rangle P = 83.55 \text{ ton.}$$

$$MR = R * \theta_m * D^3 * f'c$$

$$MR = .14 * 1 * 120^3 * 250$$

$$MR = 604.8 \text{ ton /m. } \rangle Mxz = 147.003 \text{ ton /m.}$$

Tomando solamente el 35% de la capacidad de MR y PR comparando con carga axial y momento considerando cargas de servicio se tiene:

**Cargas de servicio:**

$$P_{serv} = 85.74 \text{ ton.}$$

$$M_{xs} = 110.52 \text{ ton /m.}$$

$$M_{zs} = 21.04 \text{ ton /m.}$$

$$M_{servicio} = \sqrt{M_{xs}^2 + M_{zs}^2}$$

$$M_{servicio} = \sqrt{110.52^2 + 21.04^2}$$

$$M_{servicio} = 112.505 \text{ ton /m.}$$

**Comparación:**

$$0.35 * PR = 126 \text{ ton } \rangle P_{serv} = 85.74 \text{ ton.}$$

$$0.35 * MR = 211.68 \rangle M_{servicio} = 112.505 \text{ ton /m.}$$

**Pasa Ok.**

**Elementos mecánicos:**

**Fuerza Axial**

$$P = 83.69 \text{ ton.}$$

**Momentos**

$$M_x = 215.87 \text{ ton /m.}$$

$$M_z = 8.24 \text{ ton / m.}$$

**Momento resultante**

$$M_{xz} = \sqrt{M_x^2 + M_z^2}$$

$$M_{xz} = \sqrt{215.87^2 + 8.24^2}$$

$$M_{xz} = 216.027 \text{ ton /m.}$$

**Recubrimiento**

$$r = 5 \text{ cm.}$$

$$\text{Área} = \pi \frac{D^2}{4}$$

$$\text{Área} = \pi \frac{120^2}{4}$$

$$\text{Área} = 11309.734 \text{ cm}^2.$$

**Consideraciones utilizar un porcentaje de acero de 2.45%**

$$A_s = 0.0245 * \text{area}$$

$$A_s = 0.0245 * 11309.734$$

$$A_s = 277.088 \text{ cm}^2$$

**Utilizar 35 varillas #10**

$$A_s = 277.088 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{4 * A_s}{\pi * D^2}$$

$$\rho = \frac{4 * 277.088}{\pi * 120^2}$$

$$\rho = 0.02451$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

$$\rho = 0.02451 \frac{4000}{250}$$

$$\rho = 0.41$$

$$d = D - 2r$$

$$d = 120 - 2 * 5$$

$$d = 110 \text{ cm.}$$

$$\frac{d}{D} = 0.917$$

$$e = \frac{M_{xz}}{P}$$

$$e = \frac{216.027}{.8369}$$

$$e = 258.128 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{D} = 2.151$$

de los valores obtenidos de obtiene del diagrama de interacción de los valores de k y R

$$k = 0.07$$

$$R = 0.135$$

$$\theta_p = 1.0$$

$$\theta_m = 1.0$$

$$PR = k * \theta_p * D^2 * f'_c$$

$$PR = .07 * 1 * 120^2 * 250$$

$$PR = 252 \text{ ton. } \rangle P = 83.69 \text{ ton.}$$

$$MR = R * \theta_m * D^3 * f'c$$

$$MR = .135 * 1 * 120^3 * 250$$

$$MR = 583.2 \text{ ton /m. } \rangle Mxz = 216.027 \text{ ton /m.}$$

Tomando solamente el 35% de la capacidad de MR y PR comparando con carga axial y momento considerando cargas de servicio se tiene:

**Cargas de servicio:**

$$P_{serv} = 85.85 \text{ ton.}$$

$$M_{xs} = 165.47 \text{ ton /m.}$$

$$M_{zs} = 6.35 \text{ ton /m.}$$

$$M_{servicio} = \sqrt{M_{xs}^2 + M_{zs}^2}$$

$$M_{servicio} = \sqrt{165.47^2 + 6.35^2}$$

$$M_{servicio} = 165.592 \text{ ton /m.}$$

**Comparación:**

$$0.35 * PR = 88.2 \text{ ton } \rangle P_{serv} = 85.85 \text{ ton.}$$

$$0.35 * MR = 204.12 \rangle M_{servicio} = 165.592 \text{ ton /m.}$$

**Pasa Ok.**

**Elementos mecánicos:**

**Fuerza Axial**

$$P = 83.48 \text{ ton.}$$

**Momentos**

$$M_x = 132.16 \text{ ton /m.}$$

$$\mathbf{M_z = 27.91 \text{ ton / m.}}$$

**Momento resultante**

$$\mathbf{M_{xz} = \sqrt{M_x^2 + M_z^2}}$$

$$\mathbf{M_{xz} = \sqrt{132.16^2 + 27.91^2}}$$

$$\mathbf{M_{xz} = 135.075 \text{ ton /m.}}$$

**Recubrimiento**

$$\mathbf{r = 5 \text{ cm.}}$$

$$\mathbf{\acute{A}rea = \pi \frac{D^2}{4}}$$

$$\mathbf{\acute{A}rea = \pi \frac{120^2}{4}}$$

$$\mathbf{\acute{A}rea = 11309.734 \text{ cm}^2.}$$

**Consideraciones utilizar un porcentaje de acero de 2.45%**

$$\mathbf{A_s = 0.245 * \text{area}}$$

$$\mathbf{A_s = 0.0245 * 11309.734}$$

$$\mathbf{A_s = 277.088 \text{ cm}^2}$$

**Utilizar 35 varillas #10**

$$\mathbf{A_s = 277.088 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{\rho = \frac{4 * A_s}{\pi * D^2}}$$

$$\mathbf{\rho = \frac{4 * 277.088}{\pi * 120^2}}$$

$$\mathbf{\rho = 0.02451}$$

$$\mathbf{q = \rho \frac{f_y}{f'_c}}$$

$$\mathbf{\rho = .02451 \frac{4000}{250}}$$

$$\rho = 0.41$$

$$d = D - 2r$$

$$d = 120 - 2 \cdot 5$$

$$d = 110 \text{ cm.}$$

$$\frac{d}{D} = 0.917$$

$$e = \frac{M_{xz}}{P}$$

$$e = \frac{135.075}{.8348}$$

$$e = 161.805 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{D} = 1.348$$

de los valores obtenidos se obtiene del diagrama de interacción de los valores de  $k$  y  $R$

$$k = 0.11$$

$$R = 0.142$$

$$\theta_p = 1.0$$

$$\theta_m = 1.0$$

$$PR = k \cdot \theta_p \cdot D^2 \cdot f'c$$

$$PR = .11 \cdot 1 \cdot 120^2 \cdot 250$$

$$PR = 396 \text{ ton. } \rangle P = 83.48 \text{ ton.}$$

$$MR = R \cdot \theta_m \cdot D^3 \cdot f'c$$

$$MR = .142 \cdot 1 \cdot 120^3 \cdot 250$$

$$MR = 613.44 \text{ ton /m. } \rangle M_{xz} = 135.075 \text{ ton /m.}$$

Tomando solamente el 35% de la capacidad de MR y PR comparando con carga axial y momento considerando cargas de servicio se tiene:

**Cargas de servicio:**

$$P_{serv} = 86.32 \text{ ton.}$$

$$M_{xs} = 101.09 \text{ ton /m.}$$

$$M_{zs} = 21.43 \text{ ton /m.}$$

$$M_{servicio} = \sqrt{M_{xs}^2 + M_{zs}^2}$$

$$M_{servicio} = \sqrt{101.09^2 + 21.43^2}$$

$$M_{servicio} = 103.337 \text{ ton /m.}$$

**Comparación:**

$$0.35 * PR = 138.6 \text{ ton } \rangle P_{serv} = 86.32 \text{ ton.}$$

$$0.35 * MR = 214.704 \rangle M_{servicio} = 103.337 \text{ ton /m.}$$

**Pasa Ok.**

**Elementos mecánicos:**

**Fuerza Axial**

$$P = 85.38 \text{ ton.}$$

**Momentos**

$$M_x = 183.41 \text{ ton /m.}$$

$$M_z = 8.26 \text{ ton / m.}$$

**Momento resultante**

$$M_{xz} = \sqrt{M_x^2 + M_z^2}$$

$$M_{xz} = \sqrt{183.41^2 + 8.26^2}$$

$$M_{xz} = 183.596 \text{ ton /m.}$$

**Recubrimiento**

$$r = 5 \text{ cm.}$$

$$\text{Área} = \pi \frac{D^2}{4}$$

$$\text{Área} = \pi \frac{120^2}{4}$$

$$\text{Área} = 11309.734 \text{ cm}^2.$$

Consideraciones utilizar un porcentaje de acero de 2.45%

$$A_s = 0.0245 * \text{area}$$

$$A_s = 0.0245 * 11309.734$$

$$A_s = 277.088 \text{ cm}^2$$

Utilizar 35 varillas #10

$$A_s = 277.088 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{4 * A_s}{\pi * D^2}$$

$$\rho = \frac{4 * 277.088}{\pi * 120^2}$$

$$\rho = 0.02451$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

$$\rho = 0.02451 \frac{4000}{250}$$

$$\rho = 0.41$$

$$d = D - 2r$$

$$d = 120 - 2 * 5$$

$$d = 110 \text{ cm.}$$

$$\frac{d}{D} = 0.917$$

$$e = \frac{M_{xz}}{P}$$

$$e = \frac{183.596}{.8538}$$

$$e = 215.034 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{D} = 1.792$$

de los valores obtenidos de obtiene del diagrama de interacción de los valores de k y R

$$k = 0.09$$

$$R = 0.14$$

$$\theta_p = 1.0$$

$$\theta_m = 1.0$$

$$PR = k * \theta_p * D^2 * f'_c$$

$$PR = .09 * 1 * 120^2 * 250$$

$$PR = 324 \text{ ton. } \rangle P = 85.38 \text{ ton.}$$

$$MR = R * \theta_m * D^3 * f'_c$$

$$MR = .14 * 1 * 120^3 * 250$$

$$MR = 604.8 \text{ ton /m. } \rangle M_{xz} = 183.596 \text{ ton /m.}$$

Tomando solamente el 35% de la capacidad de MR y PR comparando con carga axial y momento considerando cargas de servicio se tiene:

**Cargas de servicio:**

$$P_{serv} = 87.78 \text{ ton.}$$

$$M_{xs} = 140.52 \text{ ton /m.}$$

$$M_{zs} = 6.31 \text{ ton /m.}$$

$$M_{servicio} = \sqrt{M_{xs}^2 + M_{zs}^2}$$

$$M_{servicio} = \sqrt{140.52^2 + 6.31^2}$$

$$M_{servicio} = 140.662 \text{ ton /m.}$$

**Comparación:**

$$0.35 * PR = 113.4 \text{ ton } \rangle P_{serv} = 87.78 \text{ ton.}$$

$$0.35 * MR = 211.68 \rangle M_{servicio} = 140.662 \text{ ton /m.}$$

**Pasa Ok.**

**Revisión por cortante:**

**Fuerzas cortantes ( corrida anexa ):**

$$V_x = 3.83 \text{ ton}$$

$$V_z = 44.42 \text{ ton.}$$

$$V_u = \sqrt{V_x^2 + V_z^2}$$

$$V_u = \sqrt{3.83^2 + 44.42^2}$$

$$V_u = 44584.81 \text{ kg.}$$

**Esfuerzo actuante en el concreto.-**

$$E_{s_v} = \frac{V_u}{d_{pilo} * D}$$

$$E_{s_v} = \frac{44584.81}{110 * 120}$$

$$E_{s_v} = 3.378 \text{ kg /cm}^2$$

$$E_{s_v} = 3.378 \text{ kg /cm}^2 \langle V_{cr} = 3.989 \text{ kg /cm}^2$$

**Esta bien ∴ Colocaremos zunchos por especificación.**

**Diseño del zuncho:**

**Cuantía de refuerzo**

$$A_g = \frac{\pi^2}{4} D^2$$

$$A_g = 11309.734 \text{ cm}^2$$

$$A_c = d_{pilo}^2 * \frac{\pi}{4}$$

$$A_c = 110^2 * 0.7854$$

$$A_c = 9503.318 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = 0.45 * \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho_s = 0.45 * \left( \frac{11309.734}{905.318} - 1 \right) * \frac{250}{4000}$$

$$\rho_s = .005309$$

∴ utilizaremos el valor mayor entre  $\rho_s$  y  $0.12f'_c / f_y$ , por lo tanto:

$$\rho_s = \text{if} \left( \rho_s > 0.12 \frac{f'_c}{f_y}, \rho_s, 0.12 * \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_s = 0.007$$

separación de estribo

$A_e$  = área de zuncho

$s$  = separación del zuncho

para  $A_e = 1.27 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{4A_e}{\rho_s * d_{pilo}}$$

$$s = \frac{4 * 1.27}{0.007 * 110}$$

$$s = 6.465 \text{ cm.}$$

∴ Usar estribos del #4 a una separación de 5cm.

**Revisión de esbeltez (para sección circular)****Radio de giro**

$$r_g = 0.25D$$

$$r_g = 0.25 * 120$$

$$r_g = 30 \text{ cm.}$$

$$\frac{H_{pilo}}{r_g} = \frac{3.79}{.3}$$

$$\frac{H_{pilo}}{r_g} = 12.633 < 22$$

Como  $\frac{H}{r} < 22$  entonces no se toma en cuenta los efectos de esbeltez.

**DISEÑO DE LA ZAPATA:**

**Esfuerzo máximo en el terreno en la parte frontal de la zapata ( $w_{terr}$ ):**

$$W_{terr} = 22.342 \text{ ton / m}^2$$

**El cortante en la zapata se evaluara al paño del peralte por un ancho unitario de 1.0 m ( $V_{zap}$ ):**

$$w_{terr} = W_{terr} - \frac{PP_{zap} + PP_{cont} + PP_{rell}}{B1 * Bc}$$

$$w_{terr} = 22.342 - \frac{120.269 + 18.432 + 521.59}{23.2 * 4}$$

$$w_{terr} = 15.226 \text{ ton / m}^2$$

$$V_{zap} = w_{terreno} (Vc + B_{zap} - d_{zap}) * 1.0m$$

$$V_{zap} = 15.226 ( 0.80 + 0.60 - 0.53 ) * 1.0m$$

$$V_{zap} = 13.247 \text{ ton.}$$

**Momento de diseño de la zapata por un ancho unitario 1.0m (  $M_{zap}$  ) :**

$$M_{zap} = \frac{w_{terreno} (V_c + B_{zap})^2 * 1.0m}{2}$$

$$M_{zap} = \frac{15.226(0.80 + 0.60)^2 * 1}{2}$$

$$M_{zap} = 14.922 \text{ ton /m}$$

**Flexión:**

**Momento de diseño de la zapata (  $M_{zap}$  ) :**

$$M_{zap} = 14.922 \text{ ton /m}$$

**Peralte requerido (  $d_{req}$  ):**

$$d_{req} = \sqrt{\frac{M_{zap}}{\frac{1}{2} * j * k * f_c * 1.0m}}$$

$$d_{req} = \sqrt{\frac{14.922}{\frac{1}{2} * 0.8927 * 0.3217 * .1 * 1}}$$

$$d_{req} = 32.235 \text{ cm}$$

**Comparando el peralte de la zapata con el mínimo requerido:**

$$SE_{acepta} = 1$$

$$NO_{cumple} = 0$$

**Resultado = if (  $d_{req} > d_{zap}$  , NO cumple, Seacepta)**

$$\text{Resultado} = 1$$

**Área de acero requerida por flexión ( $A_{s_{req}}$ ):**

$$A_{s_{req}} = \frac{M_{zap}}{f_s * j * d_{zap}}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{14.922}{1800 * 0.8927 * 0.53}$$

$$A_{s_{req}} = 17.52 \text{ cm}^2$$

Se obtendrá el porcentaje requerido por flexión y se hace una comparación con el porcentaje mínimo:

**Porcentaje requerido por**

$$\rho_{req} = \frac{A_{s_{req}}}{d_{zap} * 1.0m}$$

$$\rho_{req} = \frac{17.52}{0.53 * 1}$$

$$\rho_{req} = 0.0033$$

**Comparación del porcentaje mínimo con el porcentaje requerido, registra el mayor de estos ( $\rho_{muro}$ ):**

$$\rho_{zap} = \text{if} (\rho_{req} < \rho_{min}, \rho_{min}, \rho_{req})$$

$$\rho_{zap} = 0.00335$$

**Área del acero para la zapata ( $A_{s_{zap}}$ ):**

$$A_{s_{zap}} = 1.0 \text{ m} * d_{zap} * \rho_{zap}$$

$$A_{s_{zap}} = 1.0 * 0.53 * 0.00335$$

$$A_{s_{zap}} = 17.737 \text{ cm}^2$$

Se propone usar:

Varilla del #8 con un área de acero ( $A_{s_{var}}$ ):

$$A_{s_{var}} = 5.07 \text{ cm}^2$$

Separación de varillas ( S):

$$S = \frac{A_{s_{req}} * 100 \text{ cm}}{A_{s_{zap}}}$$

$$S = \frac{5.07 * 100}{17.737}$$

$$S = 28.585 \text{ cm}$$

Área del acero real usando una separación S = 25 cm.

$$A_{s_{real}} = \frac{A_{s_{var}} * 1.0}{S}$$

$$A_{s_{real}} = \frac{5.07 * 100}{25}$$

$$A_{s_{real}} = 20.28 \text{ cm}^2$$

Comparando el área de acero real con el acero para la zapata:

$$SEacepta = 1$$

$$NOcumple = 0$$

Resultado = if ( $A_{s_{real}} > A_{s_{zap}}$ , SEacepta, NOcumple )

$$\text{Resultado} = 1$$

Nota.- Colocamos varillas del [#8@25cm](#).

Cortante:

Cortante de diseño de la zapata ( $V_{zap}$ ):

$$V_{zap} = 13.247 \text{ ton.}$$

**Esfuerzo cortante actuante en la zapata ( $v_{zap}$ ):**

$$v_{zap} = \frac{V_{zap}}{d_{zap} * 100cm}$$

$$v_{zap} = \frac{13.247}{0.53 * 100}$$

$$v_{zap} = 2.499 \text{ kg /cm}^2$$

**Esfuerzo cortante permisible que toma el concreto ( $V_{cr}$ ):**

$$V_{cr} = 3.989 \text{ kg /cm}^2$$

**Comparación del esfuerzo cortante actuante contra el esfuerzo cortante permisible:**

$$SE_{acepta} = 1$$

$$NO_{cumple} = 0$$

$$\text{Resultado} = \text{if} ( V_{cr} > v_{zap}, SE_{acepta}, NO_{cumple} )$$

$$\text{Resultado} = 1$$

**Se acepta la sección de la zapata.**

**Revisión por penetración  $P_{max} = 140.208 \text{ ton.}$**

$$V_{penetracion} = P_{max} - \frac{W_{terreno} * \pi * (D + d_{zap})^2}{4}$$

$$V_{penetracion} = 140.208 - \frac{15.227 * \pi * (1.2 + 0.53)^2}{4}$$

$$V_{penetracion} = 104.208 \text{ ton.}$$

$$b_o = \pi * (D + d_{zap})$$

$$b_o = \pi * (1.2 + 0.53)$$

$$b_o = 5.435 \text{ m}$$

**Esfuerzo cortante por penetración actuante**

$$esf_{pen} = \frac{V_{penetacion}}{b_o * d_{zap}}$$

$$esf_{pen} = \frac{104.208}{5.435 * 0.53}$$

$$esf_{pen} = 3.618 \text{ kg /cm}^2$$

**Esfuerzo cortante por penetración permisible:**

$$Esf_{perm} = 0.149 * \sqrt{f'c * MPa}$$

$$Esf_{perm} = 0.149 * \sqrt{250 * 10.20}$$

$$Esf_{perm} = 7.524 \text{ kg /cm}^2$$

**Comparación del esfuerzo cortante actuante contra el esfuerzo cortante permisible:**

$$SEacepta = 1$$

$$NOcumple = 0$$

$$\text{Resultado} = \text{if} (Esf_{perm} > esf_{pen}, SEacepta, NOcumple)$$

$$\text{Resultado} = 1$$

**DISEÑO DE CONTRATRABE:**

**El cortante tributario de diseño en la contratrabe se obtendrá:**

**En los claros interiores:**

$$Vcont_1 = \frac{w_{terreno} (E - \frac{d_{cont}}{2}) Bc}{2}$$

$$Vcont_1 = \frac{15.227(3.0 - \frac{0.93}{2})4}{2}$$

$$Vcont_1 = 77.198 \text{ ton.}$$

**De la corrida anexa ( dato) (Vcont<sub>3</sub>) :**

$$(V_{cont_3}) = 20.91 \text{ ton.}$$

$$V_{cont} = \max (V_{cont})$$

$$V_{cont} = 77.198 \text{ ton.}$$

El momento de diseño en la contratrabe se obtendrán de la corrida anexa (Dato)

$$M_{pos} = 25.36 \text{ ton /m.}$$

**Flexión:**

Para el momento positivo

**Peralte requerido:**

$$d_{req} = \sqrt{\frac{M_{pos}}{\frac{1}{2} * j * k * f_c * Bt}}$$

$$d_{req} = \sqrt{\frac{25.36}{\frac{1}{2} * 0.8927 * 0.3217 * .1 * 0.8}}$$

$$d_{req} = 46.984 \text{ cm}$$

**Comparando el peralte de la contratrabe con el mínimo requerido:**

$$SE_{acepta} = 1$$

$$NO_{cumple} = 0$$

$$\text{Resultado} = \text{if} (d_{req} > d_{cont}, NO_{cumple}, SE_{acepta})$$

$$\text{Resultado} = 1$$

**Area de acero requerido por flexión (  $A_{s_{req}}$  ):**

$$A_{s_{req}} = \frac{M_{pos}}{f_s * j * d_{cont}}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{25.36}{1800 * 0.8927 * 0.93}$$

$$A_{s_{req}} = 16.969 \text{ cm}^2$$

Se obtendrá el porcentaje requerido por flexión y se hará una comparación con el porcentaje mínimo:

Porcentaje requerido por flexión ( $\rho_{req}$ ) :

$$\rho_{req} = \frac{A_{s_{req}}}{d_{cont} * Bt}$$

$$\rho_{req} = \frac{16.969}{0.93 * 0.8}$$

$$\rho_{req} = 0.00228$$

Comparación del porcentaje mínimo con el porcentaje requerido, regira el mayor de estos ( $\rho_{cont}$ ) :

$$\rho_{cont} = \text{if} (\rho_{req} < \rho_{min}, \rho_{min}, \rho_{req})$$

$$\rho_{cont} = 0.00335$$

Área del acero para la contratrabe ( $A_{s_{cont}}$ ):

$$A_{s_{cont}} = Bt * d_{cont} * \rho_{cont}$$

$$A_{s_{cont}} = 0.8 * 0.93 * 0.00335$$

$$A_{s_{cont}} = 24.898 \text{ cm}^2$$

Se propone usar varillas del #8 con un área de acero ( $A_{s_{var}}$ ):

$$A_{s_{var}} = 5.07 \text{ cm}^2$$

Numero de varillas (No):

$$No = \frac{A_{s_{cont}}}{A_{s_{var}}}$$

$$No = \frac{24.898}{5.07}$$

$$No = 4.91$$

$$A_{s_{real}} = A_{s_{var}} * No$$

$$As_{real} = 5.07 * 4.91$$

$$As_{real} = 24.898 \text{ cm}^2$$

Colocamos 5 varillas del #8

Para el momento negativo  $M_{neg}$  : 18.21 ton /m.

Peralte requerido:

$$d_{req} = \sqrt{\frac{M_{neg}}{\frac{1}{2} * j * k * f_c * Bt}}$$

$$d_{req} = \sqrt{\frac{18.21}{\frac{1}{2} * 0.8927 * 0.3217 * .1 * 0.8}}$$

$$d_{req} = 39.813 \text{ cm}$$

Comparando el peralte de la contratrabe con el mínimo requerido:

$$SEacepta = 1$$

$$NOcumple = 0$$

$$\text{Resultado} = \text{if} (d_{req} > d_{cont}, \text{NOcumple}, \text{SEacepta})$$

$$\text{Resultado} = 1$$

Area de acero requerido por flexión ( $As_{req}$ ):

$$As_{req} = \frac{M_{neg}}{f_s * j * d_{cont}}$$

$$As_{req} = \frac{18.21}{1800 * 0.8927 * 0.93}$$

$$As_{req} = 12.185 \text{ cm}^2$$

Se obtendrá el porcentaje requerido por flexión y se hará una comparación con el porcentaje mínimo:

**Porcentaje requerido por flexión ( $\rho_{req}$ ) :**

$$\rho_{req} = \frac{As_{req}}{d_{cont} * Bt}$$

$$\rho_{req} = \frac{12.185}{0.93 * 0.8}$$

$$\rho_{req} = \mathbf{0.00164}$$

**Comparación del porcentaje mínimo con el porcentaje requerido, regira el mayor de estos ( $\rho_{cont}$ ) :**

$$\rho_{cont} = \text{if} (\rho_{req} < \rho_{min}, \rho_{min}, \rho_{req})$$

$$\rho_{cont} = \mathbf{0.00335}$$

**Área del acero para la contratrabe ( $As_{cont}$ ) :**

$$As_{cont} = Bt * d_{cont} * \rho_{cont}$$

$$As_{cont} = \mathbf{0.8 * 0.93 * 0.00335}$$

$$As_{cont} = \mathbf{24.898 \text{ cm}^2}$$

**Se propone usar varillas del #8 con un área de acero ( $As_{var}$ ) ( dato) :**

$$As_{var} = \mathbf{5.07 \text{ cm}^2}$$

**Numero de varillas (No):**

$$No = \frac{As_{cont}}{As_{var}}$$

$$No = \frac{24.898}{5.07}$$

$$No = \mathbf{4.91}$$

$$As_{real} = As_{var} * No$$

$$As_{real} = \mathbf{5.07 * 4.91}$$

$$As_{real} = \mathbf{24.898 \text{ cm}^2}$$

**Colocamos 5 varillas del #8**

**CORTANTE:**

**Cortante del diseño de la contratrabe(  $V_{cont}$  ) :**

$$V_{cont} = 77.198 \text{ ton.}$$

**Esfuerzo cortante actuante en la contratrabe (  $v$  ) :**

$$v_{cont} = \frac{V_{cont}}{d_{cont} * Bt}$$

$$v_{cont} = \frac{77.198}{0.93 * 0.80}$$

$$v_{cont} = 10.376 \text{ kg /cm}^2$$

**Esfuerzo cortante permisible que toma el concreto ( $V_{cr}$ ):**

$$V_{cr} = 3.898 \text{ kg /cm}^2$$

**Comparación del esfuerzo cortante actuante contra el esfuerzo cortante permisible:**

$$SEacepta = 1$$

$$NOcumple = 0$$

$$\text{Resultado} = \text{if} (V_{cr} > v_{cont}, \text{NOcumple}, \text{SEacepta} )$$

$$\text{Resultado} = 0$$

**Colocando estribos para absorber la diferencia:**

$$Se = 20\text{cm}$$

$$Av = \frac{(v_{cont} - V_{cr}) * Bt * Se}{fs}$$

$$Av = \frac{(10.376 - 3.898) * 0.80 * 0.20}{1800}$$

$$A_v = 5.677 \text{ cm}^2$$

Proponiendo estribos del #4  $a_v = 1.27 \text{ cm}^2$

$$N_{\text{ramas}} = \frac{A_v}{a_v}$$

$$N_{\text{ramas}} = \frac{5.677}{1.27}$$

$$N_{\text{ramas}} = 4.5$$

Se colocaran estribos [2E#4@20](#).

#### DISEÑO DEL CABEZAL:

El momento del diseño en el cabezal se obtendrá de la corrida anexa ( Dato):

$$\text{Momento positivo} \quad M_{\text{pos}} = 41.53 \text{ ton /m}$$

$$\text{Momento negativo} \quad M_{\text{neg}} = 25.87 \text{ ton /m}$$

El cortante de diseño en el cabezal se obtendrá de la corrida anexa (dato):

$$V_{\text{cab}} = 74.75 \text{ ton.}$$

Peralte requerido ( $d_{\text{req}}$ ):

$$d_{\text{req}} = \sqrt{\frac{M_{\text{pos}}}{\frac{1}{2} * j * k * f_c * e_{\text{cabezal}}}}$$

$$d_{\text{req}} = \sqrt{\frac{41.53}{\frac{1}{2} * 0.8927 * 0.3217 * .1 * 1.4}}$$

$$d_{\text{req}} = 45.45 \text{ cm.}$$

Comparando el peralte del cabezal con el mínimo requerido:

$$S_{\text{Eacepta}} = 1$$

$$N_{\text{Ocumple}} = 0$$

**Resultado = if (  $d_{req} > d_{cab}$  , NOcumple, SEacepta )**

**Resultado = 1**

**Area de acero requerido por flexión (  $A_{s_{req}}$  ):**

$$A_{s_{req}} = \frac{M_{pos}}{f_s * j * d_{cab}}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{41.53}{1800 * 0.8927 * 0.95}$$

$$A_{s_{req}} = 27.204 \text{ cm}^2$$

**Se obtendrá el porcentaje requerido por flexión y se hará una comparación con el porcentaje mínimo:**

**Porcentaje requerido por flexión (  $\rho_{req}$  ) :**

$$\rho_{req} = \frac{A_{s_{req}}}{d_{cab} * e_{cabezal}}$$

$$\rho_{req} = \frac{27.204}{0.95 * 1.4}$$

$$\rho_{req} = 0.00205$$

**Comparación del porcentaje mínimo con el porcentaje requerido, regira el mayor de estos (  $\rho_{cabezal}$  ):**

$$\rho_{cabezal} = \text{if} ( \rho_{req} < \rho_{min} , \rho_{min} , \rho_{req} )$$

$$\rho_{cabezal} = 0.00335$$

**Área del acero para el cabezal (  $A_{s_{cabezal}}$  ):**

$$A_{s_{cabezal}} = e_{cabezal} * d_{cab} * \rho_{cabezal}$$

$$A_{s_{cabezal}} = 1.4 * 0.95 * 0.00335$$

$$A_s_{cabezal} = 44.509 \text{ cm}^2$$

Se propone usar:

Varillas del #8 con un área de acero ( $A_s_{var}$ ) (dato):

$$A_s_{var} = 5.07 \text{ cm}^2$$

Numero de varillas (No):

$$No = \frac{A_s_{cab}}{A_s_{var}}$$

$$No = \frac{44.509}{5.07}$$

$$No = 8.78$$

Colocamos 9 varillas del #8.

Momento negativo

Peralte requerido ( $d_{req}$ ):

$$d_{req} = \sqrt{\frac{M_{neg}}{\frac{1}{2} * j * k * f_c * e_{cabezal}}}$$

$$d_{req} = \sqrt{\frac{25.87}{\frac{1}{2} * 0.8927 * 0.3217 * .1 * 1.4}}$$

$$d_{req} = 35.872 \text{ cm.}$$

Comparando el peralte del cabezal con el mínimo requerido:

$$SEacepta = 1$$

$$NOcumple = 0$$

Resultado = if ( $d_{req} > d_{cab}$ , NOcumple, SEacepta )

**Resultado = 1**

**Area de acero requerido por flexión (  $A_{s_{req}}$  ):**

$$A_{s_{req}} = \frac{M_{neg}}{f_s * j * d_{cab}}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{25.87}{1800 * 0.8927 * 0.95}$$

$$A_{s_{req}} = 16.946 \text{ cm}^2$$

**Se obtendrá el porcentaje requerido por flexión y se hará una comparación con el porcentaje mínimo:**

**Porcentaje requerido por flexión (  $\rho_{req}$  ) :**

$$\rho_{req} = \frac{A_{s_{req}}}{d_{cab} * e_{cabezal}}$$

$$\rho_{req} = \frac{16.946}{0.95 * 1.4}$$

$$\rho_{req} = 0.00127$$

**Comparación del porcentaje mínimo con el porcentaje requerido, regira el mayor de estos (  $\rho_{cabezal}$  ):**

$$\rho_{cabezal} = \text{if} (\rho_{req} < \rho_{min}, \rho_{min}, \rho_{req})$$

$$\rho_{cabezal} = 0.00335$$

**Área del acero para el cabezal (  $A_{s_{cabezal}}$  ):**

$$A_{s_{cabezal}} = e_{cabezal} * d_{cab} * \rho_{cabezal}$$

$$A_{s_{cabezal}} = 1.4 * 0.95 * 0.00335$$

$$A_{s_{cabezal}} = 44.509 \text{ cm}^2$$

**Se propone usar:**

**Varillas del #8 con un área de acero ( $A_{s_{var}}$ ) ( dato):**

$$A_{s_{var}} = 5.07 \text{ cm}^2$$

**Numero de varillas ( No ):**

$$No = \frac{A_{s_{cab}}}{A_{s_{var}}}$$

$$No = \frac{44.509}{5.07}$$

$$No = 8.78$$

**Colocamos 9 varillas del #8.**

**Flexión (para el momento en dirección y)**

$$M_y = 67.53 \text{ ton /m}$$

**Peralte requerido ( $d_{req}$ ):**

$$d_{req} = \sqrt{\frac{M_y}{\frac{1}{2} * j * k * f_c * (G + H)}}$$

$$d_{req} = \sqrt{\frac{67.53}{\frac{1}{2} * 0.8927 * 0.3217 * .1 * (0.5 + 0.5)}}$$

$$d_{req} = 68.575$$

**Comparando el peralte del cabezal con el mínimo requerido:**

$$SE_{acepta} = 1$$

$$NO_{cumple} = 0$$

$$\text{Resultado} = \text{if} (d_{req} > e_{cab}, NO_{cumple}, SE_{acepta})$$

$$\text{Resultado} = 1$$

**Area de acero requerido por flexión (  $A_{s_{req}}$  ):**

$$A_{s_{req}} = \frac{My}{f_s * j * d_{cab}}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{67.53}{1800 * 0.8927 * 1.4}$$

$$A_{s_{req}} = 30.016 \text{ cm}^2$$

**Se obtendrá el porcentaje requerido por flexión y se hará una comparación con el porcentaje mínimo**

**Porcentaje mínimo requerido (  $\rho_{req}$  ):**

$$\rho_{req} = \frac{A_{s_{req}}}{(G + H) * e_{cabezal}}$$

$$\rho_{req} = \frac{30.016}{(50 + 50) * 1.4}$$

$$\rho_{req} = 0.00214$$

**Comparación del porcentaje mínimo con el porcentaje requerido, regira el mayor de estos (  $\rho_{cabezal}$  ):**

$$\rho_{cabezal} = \text{if} (\rho_{req} < \rho_{min}, \rho_{min}, \rho_{req})$$

$$\rho_{cabezal} = 0.00335$$

**Área del acero para el cabezal (  $A_{s_{cabezal}}$  ):**

$$A_{s_{cabezal}} = e_{cabezal} * \rho_{cabezal} * (G + H)$$

$$A_{s_{cabezal}} = 1.4 * 0.00335 * (50 + 50)$$

$$A_{s_{cabezal}} = 46.853 \text{ cm}^2.$$

**Se propone usar:**

**Varillas del #8 con un área de acero (  $A_{s_{var}}$  ) ( dato):**

$$A_{s_{var}} = 5.07 \text{ cm}^2$$

**Numero de varillas ( No ):**

$$N_o = \frac{A_{s_{cab}}}{A_{s_{var}}}$$

$$N_o = \frac{46.853}{5.07}$$

$$N_o = 9.24$$

**Colocamos 9 varillas del #8.**

**Revisión del cortante por fricción:**

$$F_{fric.cv} = 19.573 \text{ ton.}$$

$$Esf_{fric} = \frac{F_{fric.cv}}{e_{cab} * d_{cab}}$$

$$Esf_{fric} = \frac{19.573}{1.4 * 0.95}$$

$$Esf_{fric} = 1.472 \text{ kg /cm}^2 < 0.09 f'c = 22.5 \text{ kg /cm}^2$$

$$< 2.482 \text{ Mpa} = 25.316 \text{ kg /cm}^2$$

**Área requerida por esfuerzo de fricción cortante**

$$A_{vf.can} = \frac{F_{fric.cv}}{f_s * 1.4}$$

$$A_{vf.can} = \frac{19.573}{1.8 * 1.4}$$

$$A_{vf.can} = 7.767 \text{ cm}^2.$$

**El numero de varillas es necesario:**

$$Nvar = \frac{A_{vf.cab}}{A_{s_{var}}}$$

$$Nvar = \frac{7.767}{5.07}$$

**Nvar = 1.53 < No = 9 Rige flexión.**

**CORTANTE:**

**Cortante de diseño del cabezal ( $V_{cab}$ ):**

**$V_{cab} = 74.75$  ton.**

**Esfuerzo cortante actuante en el cabezal ( $v_{cab}$ ):**

$$v_{cab} = \frac{V_{cab}}{d_{cab} * e_{cab}}$$

$$v_{cab} = \frac{74.75}{1.4 * 0.95}$$

**$v_{cab} = 5.62$  kg /cm<sup>2</sup>.**

**Esfuerzo cortante permisible que toma el concreto ( $V_{cr}$ ):**

**$V_{cr} = 3.989$  kg /cm<sup>2</sup>.**

**Comparación del esfuerzo cortante actuante contra el esfuerzo cortante permisible:**

**SEaccepta = 1**

**NOcumple = 0**

**Resultado = if ( $V_{cr}$  >  $v_{cab}$ , NOcumple, SEaccepta )**

**Resultado = 0**

**Colocando estribos para absorber la diferencia:**

**Se = 30cm**

$$Av = \frac{(v_{cabezal} - V_{cr}) * e_{cabezal} * Se}{fs}$$

$$Av = \frac{(5.62 - 3.989) * 1.4 * .3}{1800}$$

**Av = 3.806 cm<sup>2</sup>**

**Proponiendo estribos del #4  $av = 1.27 \text{ cm}^2$**

$$N_{ramas} = \frac{A_v}{av}$$

$$N_{ramas} = \frac{3.806}{1.27}$$

$$N_{ramas} = 3$$

**Se colocaran estribos 2E #4 @30**

**DISEÑO DEL DIAFRAGMA:**

**Determinación del empuje correspondiente al diafragma**

**Altura libre del diafragma**

$$H_f = 1.64\text{m}$$

**Empuje activo incluyendo la Sobrecarga ( $B_{Es}$ ):**

$$B_{Es} = \frac{H_f^2 + 3H_f * h_s}{3(H_f + 2H_s)}$$

$$B_{Es} = \frac{1.64^2 + 3 * 1.64 * 1.38}{3(1.64 + 2 * 1.38)}$$

$$B_{Es} = 0.718\text{m}$$

**Diseño a Flexión**

**Considerando que el diafragma se empotra al cabezal, se analiza como una viga en voladizo**

$$\text{Momento } M_{diafg} = 1.382 \text{ ton /m.}$$

$$b_{diafg} = 100 \text{ cm.}$$

$$d_{diafg} = 25 - 5$$

$$d_{diafg} = 20 \text{ cm.}$$

**Peralte requerido:**

$$d_{req} = \sqrt{\frac{M_{diaf}}{\frac{1}{2} * j * k * f_c * b_{diaf}}}$$

$$d_{req} = \sqrt{\frac{1.382}{\frac{1}{2} * 0.8927 * 0.3217 * .1 * 1}}$$

$$d_{req} = 9.808 \text{ cm.}$$

**Comparando el peralte del diafragma con el mínimo requerido:**

$$SEacepta = 1$$

$$NOcumple = 0$$

$$\text{Resultado} = \text{if} (d_{req} > d_{diaf}, \text{NOcumple}, \text{SEacepta})$$

$$\text{Resultado} = 1$$

**Área de acero requerida por flexión (  $A_{s_{req}}$  ):**

$$A_{s_{req}} = \frac{M_{diaf}}{f_s * j * d_{diaf}}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{1.382}{1800 * .3217 * .20}$$

$$A_{s_{req}} = 4.299 \text{ cm}^2.$$

**Se obtendrá el porcentaje requerido por flexión y se hará una comparación con el porcentaje mínimo:**

**Porcentaje requerido por flexión:**

$$\rho_{req} = \frac{A_{s_{req}}}{b_{diaf} * d_{diaf}}$$

$$\rho_{req} = \frac{4.299}{.20 * 1}$$

$$\rho_{req} = 0.00215$$

**Comparación del porcentaje mínimo con el porcentaje requerido, regira el mayor de estos (  $\rho$  ):**

$$\rho = \text{if} (\rho_{req} < \rho_{min}, \rho_{min}, \rho_{req})$$

$$\rho_{cabezal} = 0.00335$$

**Área del acero para el cabezal (  $A_s$  ):**

$$A_{sc} = b_{diaf} * d_{diaf} * \rho$$

$$A_{sc} = .2 * 0.00335 * 1$$

$$A_{sc} = 6.69 \text{ cm}^2$$

**Se propone usar**

**Varilla del #6 con un área de acero (  $A_{s_{var}}$  ) ( dato):**

$$A_{s_{var}} = 2.85 \text{ cm}^2$$

**Separación de varillas en el diafragma:**

$$\text{Sep} = \frac{a_{s_{var}} * 100 \text{ cm}}{A_{sc}}$$

$$\text{Sep} = \frac{2.85 * 100}{6.69}$$

$$\text{Sep} = 43 \text{ cm}$$

**Usar varillas del #6 mínimo a cada 30cm.**

**Revisión del cortante de Diafragma:**

**Cortante de diseño del diafragma**

$$V = E_s$$

**Esfuerzo cortante actuante en el diafragma (  $v$  ):**

$$v = \frac{V}{b_{diaf} * d_{diafr}}$$

$$v = \frac{1.942}{0.2 * 1}$$

$$v = 0.962 \text{ kg /cm}^2$$

**Esfuerzo cortante permisible que toma el concreto ( Vcr ) :**

$$V_{cr} = 3.989 \text{ kg /cm}^2$$

**Comparación del esfuerzo cortante actuante contra el esfuerzo cortante permisible:**

$$SE_{acepta} = 1$$

$$NO_{cumple} = 0$$

$$\text{Resultado} = \text{if} (V_{cr} > v, NO_{cumple}, SE_{acepta} )$$

$$\text{Resultado} = 1$$

**Se acepta la sección del diafragma.**

#### **DISEÑO DEL TOPE ANTISÍSMICO:**

**Cortante**

**Cortante del diseño del tope (  $V_{tope}$  ):**

$$V_{tope} = FS_{super} \text{ ext}$$

$$V_{tope} = 3.132 \text{ ton.}$$

**Esfuerzo cortante actuante en el tope (  $v_{tope}$  ):**

$$v_{tope} = \frac{V_{tope}}{d_{tope} * e_{cabezal}}$$

$$v_{tope} = \frac{3.132}{1.4 * 0.72}$$

$$v_{tope} = 3.11 \text{ kg /cm}^2$$

**Esfuerzo cortante permisible que toma el concreto ( Vcr ):**

$$V_{cr} = 3.989 \text{ kg / cm}^2.$$

**Comparación del esfuerzo cortante actuante contra el esfuerzo cortante permisible:**

$$SEacepta = 1$$

$$NOcumple = 0$$

$$\text{Resultado} = \text{if} (V_{cr} > v_{tope}, NOcumple, SEacepta)$$

$$\text{Resultado} = 1$$

**Se colocara por lo tanto refuerzo mínimo.**

**Revisión del cortante por fricción:**

**Chequemos si cumple con la condición para ser mensula:**

$$\frac{F}{d_{tope}} = 0.208 < 1.0 \therefore \text{si simple:}$$

**Comparamos esfuerzos actuantes con permisibles**

$$v_{tope} = 0.311 \text{ kg/cm}^2 < 0.09f^c = 22.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 2.482 \text{ Mpa} = 25.316 \text{ kg/cm}^2. \text{ OK.}$$

**Área requerida por esfuerzo de fricción cortante**

$$A_{vf.tope} = \frac{V_{tope}}{f_s * 1.4}$$

$$A_{vf.tope} = \frac{3.132}{1800 * 1.4}$$

$$A_{vf.tope} = 1.243 \text{ cm}^2$$

**El numero de varillas necesarias colocando del #3 es:**

$$Nvar = \frac{A_{vf.tope}}{0.71 \text{ cm}^2}$$

$$Nvar = \frac{1.243}{0.71 \text{ cm}^2}$$

$$Nvar = 1.8$$

**Compararemos con el refuerzo por temperatura y pondremos el mayor.**

**APLASTAMIENTO EN LOS BANCOS DE NIVEL:**

**El aplastamiento de los bancos de nivel se revisara obteniendo el esfuerzo de aplastamiento que produce la reacción máxima de la superestructura.**

**Esfuerzo permisible del concreto al aplastamiento ( fb):**

$$fb = 0.30 f'c$$

$$fb = 0.30 * 250$$

$$fb = 750 \text{ ton /m}^2$$

**reacción máxima de la superestructura incluyendo carga muerta mas carga viva mas impacto ( R max ):**

$$R_{max} = R_{cm.ext}$$

$$R_{max} = 19.573 \text{ ton}$$

**Dimensiones del los Banco:**

**Ancho (  $B_{banco}$  )( dato ) :**

$$B_{banco} = 40\text{cm.}$$

**Largo (  $L_{banco}$  )( dato):**

$$L_{banco} = 60\text{cm.}$$

**Esfuerzo actuante en el banco de nivel (  $fb_{act}$  ):**

$$Fb_{act} = \frac{R_{max}}{B_{banco} * L_{banco}}$$

$$Fb_{act} = \frac{19.573}{0.4 * 0.60}$$

$$Fb_{act} = 81.552 \text{ ton /m}^2$$

**Comparación de los esfuerzos de aplastamiento permisible y actuante:**

$$SE_{acepta} = 1$$

$$NO_{cumple} = 0$$

**Resultado = if ( $Fb_{act} > fb$ , NOcumple, SEacepta )**

**Resultado = 1**

**ACERO POR TEMPERATURA:**

**Para obtener el acero por temperatura se tomara el siguiente criterio:**

**Con el criterio ACI**

**Para la zapata:**

$$Acv_z = 0.0018 * Bzap * 1.0m$$

$$Acv_z = 0.0018 * 0.60 * 1.0m$$

$$Acv_z = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$St_z = \frac{2.85 * 100}{\frac{Acv_z}{2}}$$

$$St_z = \frac{2.85 * 100}{\frac{10.8}{2}}$$

$$St_z = 52.778 \text{ cm.}$$

**Colocaremos del #6 @30 en cada lecho.**

**Para el diafragma:**

$$Acv_d = 0.0018 * I * K$$

$$Acv_d = 0.0018 * 0.26 * 1.64$$

$$Acv_d = 7.675 \text{ cm}^2$$

$$Nt_d = 1.27 * \frac{100}{\frac{Acv_d}{2}}$$

$$Nt_d = 1.27 * \frac{100}{\frac{7.675}{2}}$$

$$Nt_d = 33$$

**Colocaremos varillas del #4 a cada 30 cm. en cada cara lateral.**

**Para el tope:**

$$Acv_t = 0.0018 * F * e_{cabezal}$$

$$Acv_t = 0.0018 * 0.30 * 1.4$$

$$Acv_t = 7.56 \text{ cm}^2$$

$$St_z = \frac{1.27 * e_{cabezal}}{Acv_t}$$

$$St_z = \frac{1.27 * 1.4}{7.56}$$

$$St_z = 24 \text{ cm.}$$

**Colocamos varillas del #4 @ 20cm.**

## **CAP 6.- “CONSERVACION”**

### **INTRODUCCIÓN**

La infraestructura de un país y su desarrollo constituyen la plataforma más importante para su crecimiento económico. En este contexto la infraestructura que permite la comunicación por vía terrestre, se ha convertido en un elemento de gran trascendencia de integración nacional, al permitir el desplazamiento de su población a lo largo del territorio nacional y al poner en contacto a productores, distribuidores y consumidores para hacer realidad la actividad económica.

En la actualidad, el sistema carretero nacional alcanza los 240 000 Km. de longitud, de los que destacan por su importancia 46 000 Km., que conforman la Red Federal Carretera. Dentro de este sistema, se cuenta con 6 500, puentes, con mas de 6 m y que en total conforman aproximadamente 200 Km.

En cuanto a las cargas de diseño, como el 70% de los puentes fueron construidos antes de 1970, se proyectaron, por lo mismo, para un vehículo tipo (H-15) con peso de 13.6 Ton. y carga máxima para un eje de 10.9 Ton.

De 1950 a 1960, el vehículo de diseño fue el HS-15 de 24.5 Ton. con una descarga máxima por eje de 10.9 Ton. y, a partir de 1970, se adopto un incremento en el peso del vehículo tipo (HS-20), para llegar a una carga total de 32.8 Ton. con una descarga máxima por eje de 14.6 Ton.

A partir de 1980, cargas como la T3-S3, con un peso total de 46 Ton. y otras de mayores pesos están circulando por nuestra red nacional, de tal manera que la normatividad vigente al peso y otras dimensiones de los vehículos, permita mayor carga en los ejes tandem que en el 66% de los reglamentos del ámbito mundial y en los tres ejes nuestro reglamento permite mas carga que el 52% de todos los reglamentos del mundo. Pero es más notable en la doble combinación vehicular compuesta por tractor, semiremolque y remolque (T3-S2-R4) de 77.5 Ton. de peso y descarga máxima por eje de 18 Ton., en la que se supera el 96% de los países.

### **DEFINICIÓN Y OBJETIVOS**

Se puede definir el término conservación de estructuras como: El conjunto de operaciones y trabajos necesarios para que una obra se mantenga con las características funcionales, resistentes e incluso estéticas con las que fue proyectada y construida. Y se puede dividir este conjunto de operaciones y trabajos en tres fases. Inspección, Evaluación y Mantenimiento.

Sus objetivos fundamentales son:

- Garantizar que el mantenimiento de los puentes de la red de puentes se lleve a cabo de una manera optima.
- Jerarquizar las necesidades de los proyectos de rehabilitación y de la ejecución de las obras.
- Realizar la optimización de los presupuestos anuales.

- **Ejecutar proyecciones de los requerimientos de presupuesto para un periodo de 5 años.**
- **Optimizar los criterios de evaluación para que los proyectos de reparación de los puentes sean lo mas próspero posible.**

## **NECESIDAD DE CONSERVAR LOS PUENTES**

**Numerosos puentes de la red nacional de carreteras presentan daños importantes, como consecuencia de la acción agresiva de los agentes naturales y del crecimiento desmesurado de las cargas.**

**El deterioro causado por los agentes naturales es común a todas las obras de la ingeniería civil y es el resultado de un proceso mediante el cual la naturaleza trata de revertir el procedimiento artificial de elaboración de los materiales de construcción y llevarlos nuevamente a su estado original. De esta manera, el concreto, roca artificial formada por agregados pétreos unidos con cemento y agua, por efecto de los cambios de temperatura, el intemperismo y otros agentes, se agrieta y se desconcha y tiende otra vez a convertirse en arena, grava y cemento separados. Así mismo, el acero, formado por hierro con un pequeño agregado de carbono, es un material artificial inexistente en la naturaleza, que por efecto de la oxidación tiende a convertirse en un material más estable.**

**Por lo que se refiere a las cargas rodantes, el desarrollo tecnológico ha propiciado la aparición de vehículos cada vez mas pesados en respuesta a la demanda de los transportistas que encuentran más lucrativa la operación de vehículos de mayor peso y, por otra parte, el desarrollo económico se ha reflejado en un notable incremento del parque vehicular.**

**Una gran parte de nuestros puentes fueron calculados para la carga AASHTO H-15 con un peso total de 13.6 Ton., en tanto que el camión T3-S3, autorizado por el reglamento de operación de caminos, tiene un peso legal de 47 Ton. y, frecuentemente, un peso ilegal de 75 Ton. Esta situación explica los daños en las estructuras de pavimentos y puentes, causados por el aumento de las sollicitaciones mecánicas al aumentar el peso de las cargas rodantes y por la disminución de resistencia por efecto de la fatiga estructural ocasionada por el efecto de frecuencia en la aplicación de esas cargas.**

**Por estas razones, las entidades responsables de la operación de redes carreteras deben considerar la conservación de los puentes como una parte obligada de su quehacer a fin de mantener los niveles adecuados de seguridad y servicio de las estructuras.**

**Desafortunadamente, existe un considerable rezago en la conservación de los puentes que se traduce en un deterioro creciente de su estado físico. Entre las razones que explican, pero no justifican este rezago, pueden señalarse las siguientes:**

- Escasez de recursos. La crisis económica en la que se ve inmerso nuestro país, motiva a un considerable descenso del gasto público y una minimización de recursos disponibles para llevar a cabo la conservación. Por el contrario la crisis debe ser motivo para conservar con mayor esmero la infraestructura existente ya que, de destruirse, sería imposible restituirla por la escasez de recursos.

- Preferencia a la estructura térrea. Los limitados recursos asignados a la conservación de la red se han canalizado en el pasado fundamentalmente a la atención de la estructura térrea (tercerías y pavimentos), debido a que los materiales que la conforman son más vulnerables que los predominantes en los puentes, lo que motiva daños más extensos y más frecuentes. Los materiales de los puentes son ciertamente más durables, pero no son eternos y su falta de conservación puede destruirlos, ocasionando pérdidas económicas cuantiosas e interrupciones más prolongadas del tránsito que con los pavimentos.

- Impopularidad de la conservación. El crecimiento demográfico, el acceso de grupos cada vez mayores a mejores niveles de vida y la urbanización creciente generan una gran demanda de diversas obras nuevas de infraestructura, ante las cuales la conservación de las obras ya existentes resulta una tarea poco atractiva para la sociedad y sus dirigentes y queda, por tanto, en desventaja en la asignación de recursos.

- Carencia de cultura de conservación. En una sociedad subdesarrollada existe poca conciencia sobre la necesidad de conservar las obras, tanto públicas como privadas. Puede decirse que un índice del desarrollo de una nación podría obtenerse en función de la proporción de recursos asignados a la conservación respecto al gasto total en construcción.

Aun cuando por su longitud, los puentes representan una porción pequeña de la red, constituyen eslabones vitales que garantizan la continuidad del funcionamiento de toda la red. Su colapso ocasiona, frecuentemente, pérdidas de vidas y cuantiosas pérdidas económicas, tanto por la obra destruida como por la interrupción o demora de la operación. Por estas razones, conservarlos es una necesidad.

## **SITUACIÓN DE LA CONSERVACIÓN DE PUENTES EN MÉXICO**

En los 40,000 Km. de la red federal de carreteras, existen, aproximadamente, 5,000 puentes con una longitud del orden de 200 Km., que representan una inversión inicial superior a los 8 billones de pesos.

De acuerdo con los numerosos estudios realizados en todo el mundo, un nivel mínimo recomendable de inversión para la conservación de estructuras viales es el 2% de la inversión inicial. Lo que conduce a definir un presupuesto anual de 160 mil millones de pesos como mínimo necesario para la conservación de esas obras. Desafortunadamente, por muchos años, por las razones antes mencionadas, los

presupuestos asignados fueron nulos o mucho menores a la cifra señalada, lo que ha propiciado una grave acumulación del deterioro.

En una evaluación reciente de los puentes de la red federal, se estimó que, aproximadamente en 3,000 de ellos, el 60% del total, se requerían acciones importantes de rehabilitación.

Es oportuno mencionar que el problema planteado no es exclusivo de México, si no que existe en numerosos países y con mayor agudeza en los países más desarrollados que tienen estructuras viales más extensas y más antiguas. En los Estados Unidos, por ejemplo, existen en la red federal de carreteras 574,000 puentes, de los cuales 200,000 deben reemplazarse o reforzarse por obsolescencia funcional o por insuficiencia estructural, a un costo de 50,000 millones de dólares, que se invertirán en un lapso de 20 años.

Adicionalmente, en Francia, los 6,700 puentes de la red principal de carreteras requieren una inversión anual de 40 millones de dólares durante 20 años. De esta inversión, un tercio se destinara a acciones preventivas de mantenimiento y dos tercios a la rehabilitación o reemplazo del 25% de esas obras.

A pesar de que la construcción y administración institucional de puentes carreteros en México empieza en 1952 con la fundación de la Comisión Nacional de Caminos, es solo hasta 1982 cuando se inician acciones administrativas que consideran el problema global de la conservación de puentes. Antes de esa fecha, solo se emprendían acciones dispersas diferidas a casos puntuales, que en su mayor parte se aplicaban a la reconstrucción de puentes colapsados por socavación durante los temporales.

En 1982, se levanta un inventario de los puentes de la red federal que incluye una evaluación de sus condiciones. Este documento constituye un esfuerzo importante de la Dirección General de Construcción y Conservación de Obra Pública por el control de las estructuras viales a su cargo. Posteriormente, se establecen Residencias de Conservación de Puentes en la mayor parte de los estados y se llevan a cabo numerosas obras de reparación y modernización de puentes. Similares esfuerzos han sido realizados en la última década por el organismo Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos, por el Departamento del Distrito Federal y por la empresa de Ferrocarriles Nacionales de México para atender los puentes a su cargo.

Por otra parte, es importante señalar que existen numerosos puentes que se encuentran desprotegidos, porque las entidades que los administran, quizás fundamentalmente por la carencia de recursos, no han realizado acciones sustantivas para su conservación. Se trata de los puentes de las redes estatales de caminos alimentadores y de los puentes de los caminos rurales. Aunque estos puentes soportan, en general, volúmenes de tránsito mucho menores que los de la red troncal, muchos de ellos tienen una gran antigüedad y un deterioro severo como consecuencia de una escasa o nula conservación, por lo que constituyen un grave peligro para la seguridad pública.

## **ESTRATEGIAS Y PROGRAMAS DE CONSERVACIÓN DE PUENTES CARRETEROS**

**El deterioro de nuestros puentes es debido, principalmente, a factores como: edad, diseño, defectos de construcción, incremento de cargas, medio ambiente adverso y a un mantenimiento inadecuado y diferido.**

**Sin duda que la capacidad para establecer objetivamente las prioridades y de formular estrategias adecuadas para atenderlas, depende de que se logren programas más eficaces que permitan, en primer termino, preservar la inversión en las estructuras existentes y proporcionar niveles continuos y adecuados de seguridad y comodidad a los usuarios.**

**En nuestro país hay muy pocos programas establecidos para la conservación de puentes, por lo general cada dependencia que tiene bajo su responsabilidad el cuidado de cierto numero de puentes, tiene un programa que aplica de una forma no muy ambiciosa y mucho menos exitosa.**

**Caminos y Puentes Federales (CAPUFE), Comisión Nacional de Electricidad (CFE) y la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT); tienen sus propios programas de conservación de puentes, aunque son muy parecidos por ser "copiados" de programas de otros países.**

**El ultimo y más ambicioso de estos programas fue implantado por SCT, firmado en 1992 con el Directorio Danés de Carreteras. Este programa lleva como nombre SIPUMEX. El Sistema de Puentes de México (SIPUMEX) es un sistema que permite contar con un inventario de la totalidad de los puentes de la Red Federal de Carreteras, en el que se incluyen las características, ubicación y estado físico. Ello permite efectuar una priorización de las necesidades de mantenimiento y rehabilitación , con lo que se logra una optimización de los recursos aplicables, atendiendo al mismo tiempo a la seguridad de los usuarios .**

**La primera fase de SIPUMEX, que se firmo en el año de 1992, esta constituida por las siguientes actividades:**

- **Inventario.**
- **Inspecciones principales.**
- **Inspecciones rutinarias.**
- **Mantenimiento menor y limpieza.**
- **Evaluación de la capacidad de carga.**
- **Jerarquización de los trabajos de rehabilitación.**

**A mediados de 1993 se firmo el contrato de la Fase 2, cuyos trabajos finalizaron a fines de 1996, esta segunda fase incluía las siguientes actividades:**

- **Inspecciones especiales.**
- **Diseño de reparación de puentes**
- **Diseño y especificaciones para puentes nuevos.**
- **Rutas para transporte pesado.**

- **Mapa de puentes.**
- **Libro de precios (Catalogo de precios unitarios para trabajos de mantenimiento y rehabilitación).**

La primera etapa de SIPUMEX, si fue cumplida, dando como resultado un inventario de los puentes de la Red federal de Carreteras, que sumaron 6,150 en total, con datos básicos como: Entidad federativa donde se ubica la estructura, la carretera, el kilometraje, tramo, año de construcción, tipo de superestructura y subestructura, el Transito Diario Promedio Anual (TDPA), etc.

También, resultados de esta primera etapa, fueron, una relación de puentes que requieren reparación urgente según SIPUMEX, con un total de 280 puentes en toda la República Mexicana.

La segunda etapa no llevo completamente a cabo sus objetivos por cuestiones de la economía mexicana y su crisis, por la que paso el país en esos años.

Finalmente, conviene señalar que para que los programas implementados para la conservación de carreteras funcionen, deben cumplir mínimamente los siguientes puntos:

- 1.- Uniformizar los criterios de inspección de todas las Residencias generales de Conservación de Carreteras.
- 2.- Actualizar sistemáticamente la base de datos del estado de los puentes, por lo menos una vez al año.
- 3.- Contar con los recursos necesarios para mantener el sistema en operación, sobre todo recursos financieros, mayor apoyo en los presupuestos para conservación de puentes
- 4.- Corregir errores y detalles de diseño, conforme se vaya adquiriendo experiencia, en el campo de fallas de puentes, incluyendo el ajuste a las normas de diseño existentes.
- 5.- Una buena planeación de los programas de conservación de puentes.

## **MANTENIMIENTO RUTINARIO**

Las tareas de conservación se pueden clasificar en: ordinarias y extraordinarias, en función de que sean labores que se deban llevar a cabo con una periodicidad fija o de que haya que efectuarlas sólo cuando la evolución del estado del elemento a conservar lo demande.

Del primer grupo (ordinarias), se refieren básicamente a la de inspección, limpieza y pintura; mientras que las del segundo (extraordinarias) abarcan un amplio campo que va desde la rehabilitación del concreto degradado hasta la renovación de elementos de equipamiento como juntas, impermeabilización, etc.

## **DEFINICIÓN**

El mantenimiento rutinario lo comprenden aquellas actividades de mantenimiento en los puentes que pueden ser realizadas por el personal de las residencias de conservación. Dichas actividades son:

- Señalización, pintura, alumbrado, etc.
- Limpieza de acotamientos, drenes, lavaderos y coronas de pilas, estribos, caballetes, etc.
- Limpieza y rehabilitación de conos de derrame incluida su protección, enrocamiento o zampeado.
- Limpieza y rehabilitación del cauce.
- Recarpeteo de los accesos del puente.
- Protección contra la socavación.
- Reacondicionamiento de parapetos dañados.
- Limpieza o rehabilitación de las juntas de dilatación.
- Limpieza o protección de apoyos.

## ACCIONES MÁS COMUNES

Las acciones del mantenimiento rutinario más comunes son las siguientes:

**Limpieza de drenes, limpieza de juntas, pequeños rellenos en zonas erosionadas en los terraplenes de acceso, limpieza en zona de apoyos, pintura de barandillas, señalamientos, etc.** Todas estas operaciones se llevan a cabo por los equipos encargados del mantenimiento ordinario de la carretera.

**Barreras de seguridad y barandillas.** El mantenimiento y renovación de las barreras de seguridad doble-onda en las estructuras está sujeto a los mismos condicionantes que en el resto de la carretera. Únicamente se da el problema diferencial de la oxidación.

**Aceras y canalizaciones.** La corrosión de los anclajes que unen las piezas a la estructura, los movimientos diferenciales, los usos de explotación diferentes a los previstos inicialmente, etc. , unidos a los defectos de la colocación inicial, dan lugar a bastantes reparaciones algunas muy costosas y complejas. Además, en ocasiones, el concreto con el que se construyeron estos elementos es de menor calidad que el empleado en la estructura por lo que en aceras e impostas se dan comparativamente bastantes problemas de deterioro.

**El pavimento.** Normalmente la vida de las mezclas asfálticas sobre tableros es mucho más dilatada que en pavimentos normales produciéndose la rotura al cabo de los años por cuarteos debidos al propio envejecimiento de la mezcla y el despegue propiciado por el agua que escurre entre el pavimento y la losa.

Por otra parte es obvia la conveniencia de no reparar el pavimento añadiendo una capa sobre la existente por lo que supone de sobrecarga y en muchos casos la anulación de bordillos, drenes y juntas de dilatación.

Por consiguiente las acciones de conservación que se llevan acabo sobre el pavimento de los puentes consisten en el sellado de grietas o el extendido de capas finas a base de lechadas asfálticas que regeneran las características superficiales y a la vez que mejoran la impermeabilidad de las losas.

**En otros casos es necesario eliminar el pavimento existente mediante fresado o demolición, y extender una nueva capa de mezcla asfáltica previa renovación o implantación de la correspondiente capa de impermeabilización.**

**Los puentes son una parte importante del patrimonio en infraestructura del país, ya que son puntos medulares en una red vial para la transportación en general y en consecuencia para el desarrollo de los habitantes. Preservar este patrimonio de una degradación prematura es, pues, una de las tareas más importantes de cualquier administración de carreteras sea pública o privada.**

**Para ello hay que dedicar medios humanos y técnicos suficientes que permitan tener un conocimiento completo y actualizado de su estado, que permita definir el volumen de recursos necesarios para su conservación, y garanticen el empleo óptimo y eficaz de dichos recursos.**

**En el terreno de la normatividad también sería útil ampliar la existencia sobre productos de reparación y protección del concreto. En relación con dichos productos también hay que promover la formación de equipos y empresas especializadas en su aplicación que se sumen a las que ya están en el mercado.**

**La conservación de puentes es muy viable; se ha demostrado, a través de varios puentes que se creían inservibles, en la práctica, que con la aplicación del proceso de conservación se arrojan datos exitosos.**

**Se ha demostrado que los productos y procedimientos empleados en la conservación de puentes han evolucionado en tal forma que las estructuras mejoran su capacidad de resistencia, mucho más que en un estado original.**

**Se deben proponer períodos de supervisión más cortos para los puentes más importantes, como los internacionales (que tienen gran aforo); puentes especiales como son los atirantados o lanzados (de gran longitud y altura); y también se deben hacer paquetes para supervisión de puentes de tramos más importantes para la red vial.**

**Todo esto con el fin de hacer del proceso de conservación un proceso más dinámico mediante el cual se garantice la estabilidad de la red y el desarrollo de más ciudades del país**

**Como un recordatorio a los futuros inspectores de puentes, las siguientes líneas son de suma importancia para la formación de los mismos, y son síntesis de lo que se busca en una inspección de cualquier tipo:**

**Factores que causan el deterioro del concreto:**

**A) Congelamiento y deshielo. Los poros del concreto absorben agua, la que al congelarse crea una presión expansiva. Esta expansión produce resquebrajamiento, descarapelamiento o despostillamiento y astillamiento.**

**B) Acción de la sal. El uso de la sal o de otros descongelantes contribuyen a la intemperización del concreto a través de la recristalización.**

**C) Deformaciones térmicas diferenciales.** Grandes variaciones de temperatura pueden provocar una deformación diferencial excesiva entre la superficie y el interior del concreto, lo que provoca ocasionalmente un deterioro. Agregados con bajo coeficiente de dilatación térmico respecto a la pasta de cemento provocan altos esfuerzos de tensión, con el consiguiente deterioro.

**D) Defecto de los agregados.** Aquellos agregados de estructura débil y/o hendida, son materiales vulnerables a los efectos del intemperismo, la humedad atmosférica y el frío intenso.

**E) Agregados reactivos y alta alcalinidad en la pasta del cemento.** El resquebrajamiento y debilidad del concreto en la estructura resulta de estas combinaciones, especialmente cuando se encuentra expuesto a los elementos intemperantes.

**F) Filtraciones.** La filtración de agua a través de grietas o fisuras en el interior de la masa de concreto, provoca escurrimiento de hidróxido de calcio disuelto y otros componentes.

**G) Deterioro por desgaste o abrasión.** El desgaste por tráfico vehicular y los impactos causan deterioro a la losa del puente; así como las guarniciones son dañadas por raspaduras provocadas por vehículos que derrapan en superficies de rodamiento desgastadas y lisas. En la losa el desgaste se presenta con grietas y daños en las juntas de dilatación.

**H) Corrosión en el acero de refuerzo.** El incremento en el volumen del acero expuesto corroído ocasiona un aumento en la presión interna de la masa del concreto, dando por resultado desprendimiento de los recubrimientos.

**Que observar durante la inspección:**

**Desconchamientos o descarapelamiento:** La gradual y pérdida continua del mortero y agregados superficiales sobre un área de concreto expuesta. El inspector debe describir el carácter del desconchamiento o descarapelamiento, el área aproximada observada y la localización de la misma.

**Agrietamiento:** Una grieta es una línea que muestra una fractura en el concreto. La grieta se puede extender parcial o completamente a lo largo y a través del miembro de concreto. Cuando se reporten grietas deben describirse su tipo, dimensiones de abertura y longitud, dirección y localización. Hay que comparar los resultados de la inspección generada con los de una inspección previa para determinar si el agrietamiento continuara o se detendrá.

**Factores que causan el deterioro del acero.**

**A) Aire y humedad.** El aire y la humedad son causantes primariamente de oxidación y posteriormente de corrosión en el acero, especialmente en climas marinos.

**B) Gases industriales y de vehículos.** Los gases dispersos en la atmósfera, producto de la combustión de diesel particularmente producen el ácido sulfúrico, causando severo deterioro en el acero.

**C) Agua marina y fango.** Sin protección de los miembros de acero, cada uno de los elementos sumergidos en agua marina y cubiertos de fango, corren el gran riesgo de sufrir serios daños que pueden provocar fallas de la sección de acero.

**D) Esfuerzos térmicos o sobrecargas.** Cuando el movimiento por dilatación térmica de los miembros, es restringido, o alguno de los miembros es sometido a un sobreesfuerzo, se pueden producir deformaciones o fracturas o el desprendimiento de remaches y pernos.

**E) Fatiga y concentración de fuerzas.** La mayoría de las fracturas son producto de fatiga o deficiencia de detalles constructivos que se producen de una gran concentración de esfuerzos. Ejemplos de estos son: esquinas agudas, cambios bruscos de espesor y/o ancho de placas, pesadas concentraciones de soldadura, una insuficiente área de soporte en los apoyos, etc.

**F) Colisiones.** Camiones, cargas excedidas descarrilamiento de autos, etc. , Cuando golpean las traveses o columnas, producen daños considerables al puente.

**G) Deshechos animales.** Esta es una causa de corrosión y es considerada como un tipo especial de ataque químico que puede llegar a ser muy severo.

#### **Que observar durante la inspección.**

**Herrumbre:** La herrumbre en el acero presenta varias coloraciones que van desde el rojo intenso hasta el café rojizo. Inicialmente la herrumbre es un fino granulado, pero a medida que transcurre el tiempo se convierte en pequeñas escamas. Eventualmente la herrumbre se disemina a lo largo de todo el miembro. El inspector debe anotar su localización, características y área de extensión.

**Grietas:** Las grietas en el acero se diversifican en formas muy finas pero suficientes para debilitar al miembro afectado. Todos los tipos de grietas son obviamente serios, y deben ser reportados de inmediato y especificar cuando se trata de grietas que se cierran y se abren.

**Pandeo y torsión:** Estas condiciones se desarrollan a causa de los esfuerzos térmicos, sobrecargas o algunas otras circunstancias de carga como la reversible, que aun sin llegar a producir los esfuerzos de trabajo ocasionan fatiga en el acero.

Los daños por colisión son una causa mas que provocan el pandeo, torsión y cortes.

**Concentración de esfuerzos:** Debe observarse la pintura que se encuentra alrededor de las juntas ya que la existencia de finas grietas indican altas concentraciones de esfuerzos. Hay que ponerse alerta con cualquier tipo de deformación tanto en los pernos como en los remaches y de las placas o cartabones que sujetan.

## **CONCLUSIONES:**

**Realice esta tesis con el propósito de que este ejemplar pueda servir como consulta a alguna persona que le interese saber como esta constituido y clasificado de manera sencilla el diseño de una estructura tan importante como un puente, de igual manera sirva de introducción de la finalidad de estos mismos, los diferentes estudios necesarios que se realizan para obtener un proyecto de tal magnitud, formas de evaluación de diseño, tipos de cargas alas que son sometidos, estudios necesarios, así como clasificación de los elementos que se encuentran dentro.**

**Así como también mostrar los principios básicos, la geometría y la realización del diseño del puente, cabe mencionar que en la realización de dicho proyecto es muy importante conocer la funcionalidad de los materiales, saber cuales son los que se van a emplear, un ejemplo es saber el tipo de cimentación el material del que se va a realizar, pero antes de esto saber que tipo de suelo tenemos y su capacidad de carga, para esto se realizan estudios de mecánica de suelo, todos los elementos de diseño de un puente va entrelazados, geometría va dependiendo del estudio topográfico, así como del hidráulico saber si existe o no un río a vencer, la velocidad del caudal y profundidad de dicho río, todos los elementos están vinculados todos son importantes y uno depende del otro.**

**El diseño de un puente es uno de los proyectos mas complejos que pone a prueba los conocimientos del ingeniero civil así como el criterio.**

**BIBLIOGRAFIA:**

- ✓ **Historia de Puentes en Mexico, Tomo I**
- ✓ **Normas Tecnicas Para Puentes Carreteros, Tomo I, Pag. 53**
- ✓ **Normas ANSI, (3.3)**
- ✓ **Normas Tecnicas Para el Proyecto Puentes Carreteros, Tomo I, Pag. 12, 19.**
- ✓ **American Society for Testing Materials**
- ✓ **Normas ACI.**
- ✓ **Tesis “Concervacion de Puentes”**