



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
A R A G O N

REHABILITACION DE COLUMNAS DE PILAS  
DE PUENTES PARA MEJORAR SU  
COMPORTAMIENTO SISMICO

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
OSCAR RUIZ MENDIETA

Asesor: Ing. Amilcar Galindo Solorzano



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEX. AGOSTO DE 1993



## **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 está 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.

# I N D I C E

	PAG.
INDICE.	1
CAPITULO I INTRODUCCION.	
I.1 Introducción.	5
CAPITULO II COMPORTAMIENTO DE PUENTES EN SISMOS RECIENTES.	
II.1 Introducción.	9
II.2 Generalidades.	10
II.3 Descripción de los daños más - comunes.	10
II.3.1 Desplazamientos transversales- de la superestructura.	11
II.3.2 Daños en juntas de dilatación.	12
II.3.3 Daños en apoyos.	12
II.3.4 Daños en muros de contención.	14
II.3.5 Daños en subestructuras.	14
II.4 Conclusiones y recomendaciones.	17
CAPITULO III REVISION DE NORMAS.	
III.1 Introducción.	21
III.2 Normas AASHTO.	21
III.2.1 Normas AASHTO 1971.	24
III.2.2 Crítica de AASHTO 1971.	25
III.2.3 Sismo de San Fernando.	26

III.2.4 Normas AASHTO 1983.	27
III.2.5 Método del espectro de respuesta.	32
III.2.6 Diseño sísmico de dispositivos de restricción.	33
III.2.7 Críticas de AASHTO 1983.	34
III.3 Propuestas para México.	35
III.4 Aplicación a un caso particular	42
III.4.1 Cálculo de fuerza estática equivalente.	43
III.4.2 Aplicación del método AASHTO.	46
III.5 Sugerencias de investigación para diseño sísmico de elementos secundarios.	48
III.6 Conclusiones de estudios realizados.	51
<b>CAPITULO IV REFORZAMIENTO DE COLUMNAS.</b>	
IV.1 Introducción.	54
IV.2 Deficiencias estructurales típicas de subestructuras antiguas de puentes.	55
IV.2.1 Generalidades.	55
IV.2.2 Detalles de deficiencias estructurales posibles en puentes.	55
IV.3 Métodos de rehabilitado.	58
IV.3.1 Dispositivos de restricción de movimientos.	58

IV.3.2	Dispositivos de aislamiento en la base y de disipación mecánica de energía.	59
IV.3.3	Mejoramiento de la resistencia y ductilidad de la subestructura.	59
IV.4	Conclusión.	68
CAPITULO V APLICACION A UN CASO PARTICULAR DE REPARACION.		
V.1	Generalidades.	69
V.2	Fallas del puente debido al sismo.	69
V.3	Procedimiento de reparación de las pilas.	71
V.3.1	Procedimiento para la reparación de las pilas.	71
V.3.2	Cálculo del coeficiente sísmico.	75
V.4	Diseño y revisión de las pilas.	75
V.4.1	Análisis de cargas.	76
V.4.2	Revisión de los grupos de carga y del diseño.	84
V.4.3	Revisión de esfuerzos de la columna.	88
V.5	Conclusión.	97
CAPITULO VI APLICACION A UN CASO PARTICULAR DE REHABILITACION.		
VI.1	Introducción.	98

VI.2	Datos de partida.	99
VI.3	Reconstrucción del diseño del puente.	101
VI.3.1	Evaluación de cargas.	102
VI.3.2	Diseño de trabes.	107
VI.3.3	Cortante en trabes.	109
VI.3.4	Diseño de columnas.	115
VI.4	Revisión con los criterios <u>sísmicos</u> actuales.	118
VI.4.1	Análisis sísmico.	118
VI.5	Obtención de elementos mecánicos.	129
VI.5.1	Factorización de elementos mecánicos.	133
VI.6	Revisión del diseño de los <u>elementos</u> estructurales.	147
VI.6.1	Trabes superiores.	147
VI.6.2	Revisión de trabes intermedias.	152
VI.6.3	Revisión de columnas.	158
VI.7	Rehabilitación de columnas.	163
CAPÍTULO VII CONCLUSIONES.		
VII.1	Conclusiones.	172
BIBLIOGRAFIA.		175

## I.- INTRODUCCION.

Durante muchos años, entre los ingenieros constructores — privó la idea de que los sismos causaban efectos poco significativos en las estructuras para puentes. En consecuencia, las normas que se aplicaban para el cálculo sísmico de puentes eran superficiales y no tomaban en cuenta todos los factores que influyen en la respuesta dinámica de las estructuras.

Este criterio empezó a cambiar con el sismo de San Fernando (1971) que afectó numerosos puentes en la región de los Angeles, California y propició que en Estados Unidos se desarrollaran criterios específicos para diseño sísmico de puentes.

En México, los sismos de 1985 ocasionaron daños importantes en algunos puentes. Esta circunstancia aunada al hecho de que se están construyendo actualmente puentes más grandes y de estructuras especiales, ha incrementado el interés de los ingenieros por aplicar técnicas más refinadas para análisis sísmicos de este tipo de estructuras.

Estos desarrollos son loables; sin embargo, queda pendiente resolver un punto crucial, que es la atención que debe darse a los puentes antiguos que fueron diseñados con normas sísmicas inadecuadas y que, por tanto representan un gran riesgo para la-

seguridad de los usuarios y para utilidad de la comunidad aledaña. Esta situación se ve agravada ya que las deficiencias ocasionadas por un diseño original insuficiente empeoran si se toma en cuenta los deterioros causados por un mantenimiento inadecuado, así como el aumento en magnitud y frecuencia de la carga móvil.

Esta situación, se presenta en numerosos países del mundo; razón que ha llevado a centros de investigación diversos a desarrollar técnicas que permitan por una parte, reparar puentes que han sido dañados por los sismos y por otra, reforzar aquellos que presenten deficiencias importantes por diseño original inadecuado así como deterioro.

Esta tesis, pretende presentar algunas de estas técnicas de reparación y reforzamiento ya que se estima la necesidad en nuestro país de emprender una campaña de rehabilitación de puentes en prevención de los efectos negativos que eventualmente podrían presentarse bajo la acción de sismos importantes.

Para fundamentar esta idea, en el capítulo II, se presenta una breve reseña sobre el comportamiento de puentes durante sismos recientes en México y con base en observaciones practicadas, se proponen los criterios a seguir para fundamentar la campaña-



de rehabilitación propuesta.

En vista de que en México se aplican las normas AASHTO para diseño sísmico de puentes, en el capítulo III se analizan en estas normas en lo que concierne al aspecto sísmico. Se analiza la evolución que han experimentado y se explica la dificultad de aplicarlas en México; por lo que se establece la necesidad de generar normas propias para diseño sísmico de puentes. Y en tanto esto sucede, se presenta un criterio provisional que se extrapola de las normas Mexicanas para diseño sísmico de edificios.

Pasando al tema central, que es el de rehabilitación sísmica de pilas para puentes, en el capítulo IV se presentan los resultados de algunas investigaciones que recientemente se han -- llevado a cabo en otros países al respecto.

Después, para demostrar la factibilidad de aplicar en México las técnicas de rehabilitación sísmica de pilas para puentes presentadas en el capítulo IV, en los capítulos V y VI se lle-- van a cabo algunas de estas técnicas, en casos nacionales. En primer lugar, se presenta el proyecto estructural de rehabilitación de un puente dañado gravemente por el sismo de 1985. Después, es presentado el proyecto estructural de reforzamiento sísmico de un puente antiguo que presenta serias deficiencias -

estructurales de origen y que debía ser reforzado para garantizar su seguridad al incorporarse al programa de modernización - de carreteras.

Con esto, se pone de manifiesto que los métodos de rehabilitación y reforzamiento de pilas para puentes son factibles, e conómicos y de aplicación deseable, ya que alargan la vida útil de las estructuras, garantizan la seguridad y la inversión a un costo bastante menor al de las obras nuevas diseñadas conforme a los nuevos criterios.

## II COMPORTAMIENTO DE PUENTES EN SISMOS RECIENTES

### II.I INTRODUCCION

Posteriormente a los sismos ocurridos en septiembre de 1985, se llevó a cabo la revisión de un gran número de puentes-carreteros y ferroviarios en la zona cercana al epicentro, con la finalidad de detectar y evaluar los daños organizados por dicho evento.

Se pudo comprobar que la mayor parte de estas estructuras tuvo un comportamiento satisfactorio, en otros casos, hubo daños moderados y una parte mínima de puentes tuvo daños de considerable importancia para ameritar que se cerraran al tránsito vehicular.

A continuación, se lleva a cabo una descripción y análisis de los daños típicos, considerando los criterios de diseño sísmico que en la actualidad son aplicables a estas estructuras.

De la misma forma, se describen las estructuras que presentaron daños importantes, tratando de definir las causas de su falla.

## II.2 GENERALIDADES.

Después de los sismos de septiembre de 1985, se llevó a cabo una revisión de puentes de alrededor de 250, en la red carretera y ferroviaria de los estados de Guerrero, Michoacán y Colima, en la zona epicentral; con la finalidad de detectar y eva--luar los daños causados por estos terremotos y tomar las medi--das de emergencia necesarias para garantizar la seguridad de - los usuarios de la red.

Del total de estructuras revisadas, aproximadamente la tercera parte sufrió daños menores, en cinco se presentaron daños-moderados y únicamente en tres casos fué necesario interrumpir-el tránsito de vehículos sobre el puente en vista de la impor--tancia de los daños ocurridos.

## II.3 DESCRIPCION DE LOS DAÑOS MAS COMUNES

En seguida, se describen los daños observados con más frecuencia:

Asentamientos de terraplenes de acceso .- Inmediatamente - después del sismo, se presentó un desnivel vertical entre la rasante del puente y la del terraplén de acceso, siendo en alpu--nos casos hasta de 20cm. y acompañado por agrietamiento longi--tudinal del terraplén. Este fenómeno se presenta en cruces -

con suelo blando, donde frecuentemente el puente es desplantado sobre cimientos profundos (pilotes o cilindros) en tanto - que el terraplén se apoya sobre la superficie. El asentamiento relativo del terraplén respecto al puente, se presenta en un plazo más o menos largo desde el momento en que la obra entra en servicio. El sismo actúa como acelerante del fenómeno producido por la insuficiente resistencia al corte de los materiales empleados en la estructura del terraplén y por el reacomodo de los suelos de cimentación por efectos de su compactación dinámica.

### II.3.1 DESPLAZAMIENTOS TRANSVERSALES DE LA SUPERESTRUCTURA.

En puentes formados por varios tramos libremente apoyados de superestructura, se observó con frecuencia después del sismo desplazamientos transversales relativos entre tramos adyacentes, nuestros de manifiesto por desalineamiento de los parapetos y de las guarniciones. Estos desplazamientos fueron en general pequeños (del orden de 2 a 5 cm.) y sólo en dos puentes adquirieron valores importantes, (del orden de 20 cm.). Para evitar estos desplazamientos se colocan desde hace algún tiempo, dispositivos de apoyo transversal en coronas de estribos y pilas, llamados topes sísmicos. En algunos puentes, los topes resultaron ineficientes para este propósito ya que se fracturaron bajo la-

acción de la fuerza lateral.

### II.3.2 DAÑOS EN JUNTAS DE DILATACION.

En las juntas de dilatación entre tramos consecutivos de la superestructura, se encontraron daños frecuentemente indicativos de la ocurrencia de fuertes desplazamientos longitudinales durante el sismo. Es común que estas juntas se encuentren abiertas, desprovistas del material de sello, por tanto, el movimiento longitudinal ocasiona el golpeteo entre tramos adyacentes.

En algunos casos, los tramos quedaron desplazados de su posición original, por tanto, las juntas se presentaban demasiado abiertas ó cerradas.

### II.3.3 DAÑOS EN APOYOS.

Los elementos de apoyo, por los cuales la superestructura -- transmite cargas a la subestructura, resultan puntos críticos en el comportamiento ante sismo de los puentes.

En nuestro país, los dispositivos de apoyo de mayor antigüedad son los de acero, que debido a su elevado costo y problemas de mantenimiento que originaban, fueron substituidos posteriormente por apoyos de concreto y plomo; los cuales, a su vez debido al mal comportamiento de las placas de plomo, han sido subs--

tituidos por apoyos elastoméricos de neopreno.

En un caso, se tuvo una falla importante de un apoyo de acero, puesta de manifiesto por el aplastamiento y molido del concreto en la corona de la subestructura y en la base de la superestructura. La falla, posiblemente se originó por la falta de movilidad del apoyo como consecuencia de la corrosión de sus elementos.

Algunas de las estructuras con apoyo de plomo, presentaron desniveles verticales entre sus tramos adyacentes como consecuencia del súbito aplastamiento del apoyo, todo parece indicar, que la solicitud dinámica en este caso, aceleró el fenómeno de fluencia del plomo que según se ha observado, ocurre en un plazo largo.

En los dispositivos de neopreno más antiguos, el apoyo móvil estaba compuesto por varias placas de neopreno sueltas intercaladas por placas de acero y sobrepuestas formando un montón. - Algunos de estos apoyos fallaron durante el sismo por el exceso de desplazamiento relativo entre placas que desplomaron al montón.

Los dispositivos móviles modernos, se forman fundiendo las placas de neopreno en un molde que ya contiene las placas de ace

ro para formar un apoyo integral. El comportamiento de estos elementos ante sismo, fue mejor que los anteriores. Sólo en un caso, los apoyos integrales se desgarraron por efecto del cortante sísmico y se tuvieron que reemplazar.

Los apoyos, correspondían a un viaducto para ferrocarril, - con superestructura de sección cajón de concreto presforzado alojada en una fuerte curva horizontal, con claro central de 80m. - y dos laterales de 60 m. y continua con pilas de 60 m. de altura. Pudo deducirse que en uno de sus extremos, la estructura - tuvo un desplazamiento máximo transversal de 35 cm.; después - del sismo quedó con un desplazamiento transversal permanente de - 2 cm; estos desplazamientos no causaron daños en la estructura y tan solo motivaron el rompimiento de los apoyos.

#### II.3.4 DAÑOS EN MUROS DE CONTENCION

Algunos muros de contención, proporcionados insuficientemente para acciones permanentes, sufrieron daño por los sismos, con sistentes en volcamientos y fracturas.

#### II.3.5 DAÑOS EN SUBESTRUCTURAS

Aún cuando los elementos de subestructura suelen ser motivo de especial cuidado durante el proyecto para considerar los efec tos sísmicos en su proporcionamiento, la revisión minuciosa de -



los mismos en los puentes inspeccionados sólo permitió detectar las siguientes fallas:

-Una pila de mampostería tuvo un asentamiento vertical de aproximadamente 15 cm., acompañado de la fractura de juntas y dislocación generalizada de piedras en su cuerpo.

-Otra pila del mismo material tuvo un importante desconchamiento en uno de sus extremos, que dejó sin apoyo a una de las vigas de la superestructura.

-Otra pila de concreto simple presentó una fractura vertical, en la proximidad del tajamar y desde el terreno natural hasta dos tercios de su altura descubierta.

-Un estribo de mampostería, del viaducto ferroviario antes descrito, tuvo una fractura vertical en toda su altura.

-Un caballete de concreto reforzado presentó una falla de cortante en el cabezal.

Cabe mencionar el caso de una pila de sección circular hueca, de aproximadamente 30 m. de altura, que a pesar de presentar a la altura del terreno una fuerte desconchadura del concreto por efecto de la erosión, que dejaba al descubierto la mayor parte del refuerzo y reducía la sección de concreto a sólo la mitad

de la original, no presentó daños por sismo.

Especial interés tienen los daños a la subestructura de un puente en el acceso a la isla del Cayacal, en el puerto industrial de Lázaro Cárdenas, Mich. El puente está compuesto por dos estructuras gemelas, cada una con seis tramos simples de 30 m. - de claro. La subestructura la forman pilas y caballetes sobre cilindros de concreto reforzado. Cada pila está constituida - por una columna central de sección circular continua con un cabezal en doble voladizo.

La unión entre la columna y el cabezal de cada pila desarrolló una falla importante, ya que aparte de fracturarse el concreto, se observaron evidencias de fluencia por pandeo en las varillas principales de la columna.

En uno de los cuerpos del puente se suspendió totalmente el tránsito vehicular, el otro quedó restringido a un sólo carril - y a baja velocidad, centrando el carril para disminuir los efectos de flexión en los cabezales. Las pilas fueron apuntaladas - en tanto se procedía a su reparación.

El motivo principal de estos daños fue la cercanía del puente al epicentro del primer terremoto, lo que ocasionó movimientos de intensidad IX en la escala modificada de Mercalli, inten-

sidad superior a la implícita en las normas de diseño.

Como causas contribuyentes a los daños pueden señalarse la falta de ductilidad de la conexión entre cabezal y columna por insuficiencia de refuerzo de confinamiento y los efectos de la inercia rotacional de la masa de la superestructura que se aplica a la pila en voladizos de gran brazo.

#### II.4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

De los daños mencionados anteriormente, se puede deducir -- que los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los puentes pueden ser calificados de moderados, sobre todo si se les compara con los efectos causados a las edificaciones en Lázaro Cárdenas, Mich., Cd. Guzmán, Jal. y la zona del antiguo Lago en la Ciudad de México.

Esta diferencia se puede explicar por las siguientes razones:

a).- Los puentes, en general son estructuras de corta altura con elementos masivos de gran rigidez; por tanto, sus periodos fundamentales de oscilación son cortos, inferiores a 0.5 seg. en consecuencia su respuesta ante un movimiento con las características del generado por el sismo de septiembre de 1985, es mucho menor a la de edificaciones flexibles con periodos funda--

mentales mayores.

b).- Como medio de defensa contra el fenómeno de socavación durante las crecientes máximas, los puentes son dotados generalmente de cimentaciones de gran profundidad hasta estratos de gran resistencia.

c).- Las juntas de dilatación y los dispositivos de apoyo constituyen elementos de aislamiento que contribuyen en forma importante a la disipación de energía y que reducen las solicitaciones que son transmitidas a la subestructura.

Al analizar estos aspectos, se pueden señalar líneas de estudio que deben emprenderse en prevención de daños futuros:

1.- Los daños a los puentes pueden ser más graves en otros eventos sísmicos con características diferentes de la excitación o en el caso de que se construyan estructuras más flexibles.

2.- Se debe, por tanto, emprender el análisis de estructuras importantes en las que se considere el trabajo conjunto del suelo circundante y de los elementos de cimentación, para las diferentes sollicitaciones sísmicas posibles.

3.- Se debe investigar el comportamiento dinámico de los elementos que actualmente se usan para dispositivos de apoyo y -

juntas de dilatación. El problema principal que se tiene en la actualidad en el análisis de puentes, es el modelado correcto de esos elementos. Las investigaciones que sobre estos se emprendan, permitirán desarrollar nuevos tipos de apoyos, como los que han empezado a usarse en otros países, en los que el uso combinado de caucho y plomo ha permitido integrar apoyos que por medio de fricción incrementan el amortiguamiento y por tanto disminuyen la respuesta sísmica de la estructura.

Respecto a las prácticas de diseño, el análisis de los daños observados, permite apuntar las siguientes recomendaciones:

1.- El método de fuerza estática equivalente, usualmente aplicado para diseño sísmico, da resultados satisfactorios para el proporcionamiento de estructuras de marco rígido y conservadores para estructuras de tramos simplemente apoyados, ya que en general, en estos últimos no se consideran los efectos de aislamiento de los dispositivos de apoyo.

2.- Los apoyos transversales o topes sísmicos usualmente se subdiseñan, ya que la carga lateral se valúa considerando implícitamente un factor de ductilidad que el tope no es capaz de desarrollar. Se recomienda diseñarlos con ductilidad de  $Q=1$ ; además es aconsejable rellenar con una placa lateral de neopreno la holgura entre superestructura y el tope.

3.- Los desplazamientos previstos actualmente, son inferiores en mucho a los que pueden presentarse bajo un sismo intenso. En consecuencia, es preciso mejorar la calidad de los materiales de sello de las juntas para aumentar su durabilidad y su elasticidad. En puentes importantes, conviene restringir el movimiento longitudinal de la superestructura, al igual que en otros países, intercalando tirantes de concreto presforzado a través de la junta entre dos tramos contiguos, los que permiten los movimientos de temperatura pero no los sísmicos. Esta precaución es particularmente importante en tramos suspendidos de vigas tipo Gerber.

4.- Los terraplenes de los accesos sobre suelos blandos, deben tener bases más amplias, obtenidas por medio de bermas o por taludes más tendidos para prevenir los asentamientos del suelo de cimentación por efectos de sismos intensos o por consolidación a largo plazo.

5.- Las fallas observadas en elementos de mampostería son atribuibles a la mala calidad de ejecución de ésta. Por lo que en puentes importantes en zonas sísmicas, conviene evitar este material, dando prioridad al concreto reforzado en subestructuras.

### III REVISION DE NORMAS

#### III.1 INTRODUCCION

El diseño de puentes comunes en México, está basado primordialmente en las normas AASHTO (Asociación Norteamericana de -- Funcionarios Estatales de Carreteras y de Transporte). Estas -- normas, se han venido aplicando en nuestro país a partir de los primeros diseños de puentes, ya que no se contaba con proyec-- tistas nacionales con conocimientos al respecto; y por consigu-- ente, los proyectistas provenían de otros países que al venir a proyectar puentes, aplicaban métodos y reglamentos acordes con las necesidades de su país, más no para México. Y aún en la ac-- tualidad, a pesar de que dichos reglamentos han sido modifica-- dos, no han sido adaptados para las condiciones que imperan en nuestro país; de tal modo que existe la necesidad de llevar a -- cabo una revisión sobre los reglamentos y en particular, sobre las normas AASHTO en lo que a sismo se refiere y que es el obje-- tivo de este capítulo.

#### III.2 NORMAS AASHTO

La aplicación de las normas AASHTO para el diseño de puen-- tes que en un principio fue una necesidad, posteriormente se -- convirtió en una costumbre en México. Empero, no se puede de--

cir que el empleo de estas normas haya resultado óptimo, pues a través de su historia, han tenido bastantes deficiencias; llegando a ser extremadamente simplistas hasta 1971. Y en lo que se refiere a sismo, que es el objetivo de este capítulo, se pueden mencionar tres aspectos básicos que no se consideraban en dichas normas pero que de ellos depende la respuesta sísmica de una estructura y que son:

I.- Zonificación: No tomaba en cuenta la regionalización sísmica donde se ubicaba la obra.

II.- Tipificación del suelo: No consideraba las características del suelo en que se cimentaba.

III.- Estructura: No mencionaba las características propias de la estructura, tales como: periodo, ductilidad, etc.

A raíz del sismo del 9 de Febrero de 1971 en San Fernando, California que causó grandes daños en bastantes puentes, a pesar de que hacía tiempo, el Departamento de Carreteras había optado por aplicar normas más adecuadas, se vió la necesidad de modificar las normas AASHTO para diseño sísmico de puentes. Como consecuencia, se experimentaron cambios en las normas AASHTO que en la actualidad permanecen vigentes, salvo algunas peque



ñas modificaciones.

Empero, en México, su aplicación aun tropieza con bastantes dificultades; ya que resulta evidente, a la luz de los conocimientos, que se tienen otro tipo de condiciones económicas, políticas y sociales. Razón que no ha permitido aplicar dichas normas en nuestro país en forma satisfactoria. A la vez que surge la necesidad de desarrollar una norma mexicana para el diseño sísmico de puentes.

A continuación, se revisan y se elabora una crítica en lo que a diseño sísmico de las normas AASHTO se refiere; al mismo tiempo, se plantea un método para diseño sísmico de puentes; cu ya aplicación, es análoga a la adoptada por los reglamentos de construcción para edificios en México, y por tanto, su aplicación resulta un método conocido para los proyectistas de puentes.

### III.2.I Normas AASHTO 1971

Respecto al diseño sísmico, salvo algunas excepciones por tratarse de estructuras especiales, la mayor parte de los puentes se diseñan con el método de la fuerza equivalente especificado por AASHTO 1971.

El método de la fuerza equivalente consiste en valuar los efectos del sismo aplicando al centro de gravedad de la estructura, una fuerza horizontal (E) en la dirección de análisis, igual al peso propio de la estructura (W) y multiplicado por un coeficiente (C). Es decir:

$$E = C W$$

En donde AASHTO reconoce para el coeficiente C, los siguientes valores:

- 0.02 Al tratarse de estructuras sobre zapatas, con es fuerzo admisible a compresión del terreno en el desplante mayor ó igual a  $4\text{kg/cm}^2$ .
- 0.04 Si se trata de estructuras sobre zapatas, con es fuerzo admisible a compresión del terreno en el desplante menor de  $4\text{kg/cm}^2$ .
- 0.06 Para estructuras desplantadas sobre pilotes.

Además, se recomendaba combinar el sismo exclusivamente con la carga muerta y el empuje de tierras e incrementar en 33% los

esfuerzos admisibles para cargas permanentes al efectuar la revisión de los efectos de esta combinación eventual de cargas (se desprecia la carga viva).

### III.2.2 Crítica de AASHTO 1971

Como puede observarse, dichas normas resultaban demasiado sencillas, ya que no tomaban en cuenta factores determinantes - tales como:

- Riesgo sísmico de la zona en que se ubica el puente (A, B C, D).
- Características dinámicas de la estructura. Es decir, su periodo(T) y frecuencia(w); ambas como función de las características de su masa y su rigidez.
- Características de ductilidad de la estructura. Que son función de su coeficiente de ductilidad (Q).

Cabe aclarar, que los proyectistas de puentes en México bajo diversas consideraciones para puentes comunes, han modificado las normas anteriores fluctuando el coeficiente C entre 0.05 y 0.15 de acuerdo a la zona sísmica en que la obra se localice. Empero, existe una diferencia notable entre estos criterios personales.

Otro aspecto que no se analiza es la consideración de otros tipos de cimentación como pueden ser: cajón, cilindros, etc.

### III.2.3 Sismo de San Fernando

El sismo del 9 de febrero de 1971 en San Fernando, California, causó daños de gran magnitud en algunos puentes carreteros, incluyendo un colapso; a pesar de que el Departamento de Carreteras de este Estado había adoptado desde tiempo atrás, normas más adecuadas que las propuestas hasta entonces por AASHTO.

El citado evento, ocasionó numerosas investigaciones con la finalidad de mejorar la respuesta sísmica de las estructuras para carreteras en Estados Unidos.

El esfuerzo en dichas investigaciones, en 1977 tuvo como resultado la modificación de AASHTO en sus normas de diseño sísmico y que han sufrido pocas modificaciones hasta llegar a las normas AASHTO 1983 que aún siguen siendo aplicadas en México. A continuación, se presentan dichas normas.

### III.2.4 Normas AASHTO 1983

Estas normas dicen que en regiones donde puedan esperarse sismos, las estructuras deben diseñarse para resistir movimientos sísmicos considerando la relación existente entre el sitio y fallas activas, la respuesta sísmica del suelo en el sitio y las características dinámicas de la estructura completa de acuerdo con los siguientes criterios ó con la "Guía para el diseño -- sísmico de puentes carreteros" de la AASHTO.

#### -Método de la fuerza estática equivalente

Para estructuras con elementos de apoyo de rigidez aproximadamente igual, puede aplicarse una fuerza horizontal equivalente (EQ). La distribución de esta fuerza considerará la rigidez de la superestructura y de los elementos de apoyo, las restricciones de los estribos y la posición deformada de la estructura. Esto es:

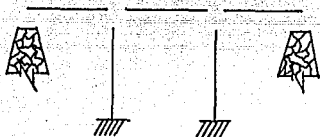
$$EQ = CFW$$

donde:

EQ es la fuerza horizontal estática equivalente aplicada - en el centro de gravedad de la estructura.

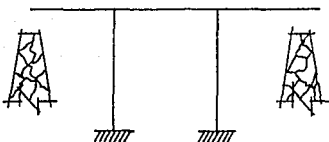
$F$  es el factor de marco o de estructura equivalente a:

$F = 1.0$  Para las estructuras en las que las pilas o columnas aisladas resisten las fuerzas horizontales.



$F=1.0$  No existe acción conjunta en el marco.

$F = 0.8$  Para estructuras en las que marcos continuos resisten la fuerza horizontal aplicada a lo largo del marco.



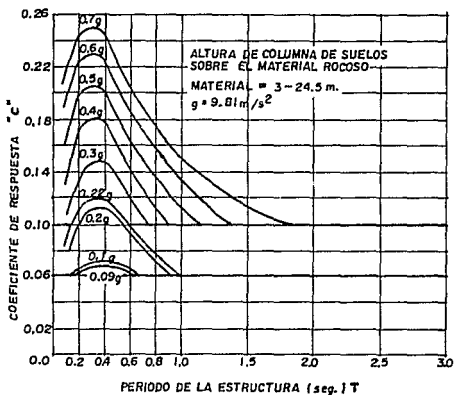
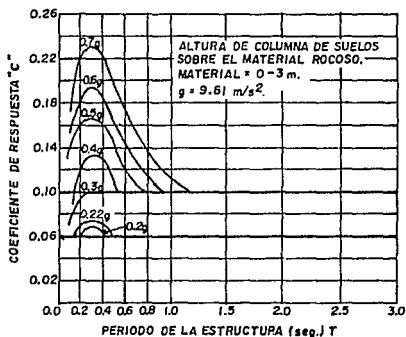
$F=0.8$  El marco trabaja en forma conjunta.

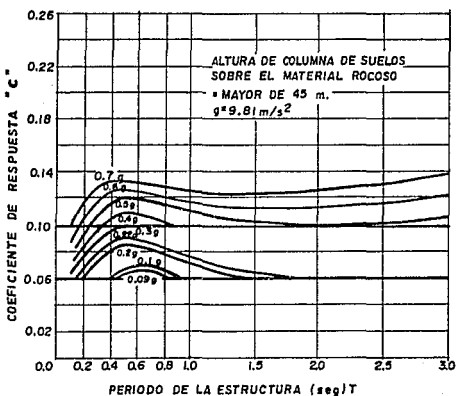
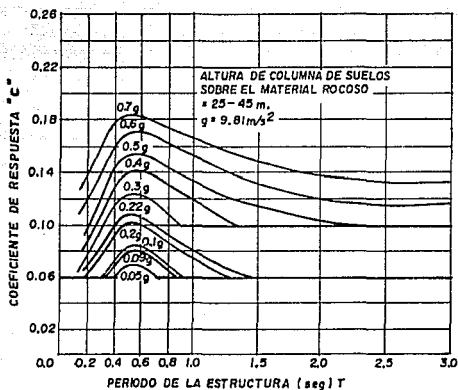
$W$  corresponde al peso total de la estructura (Kg).

$$C = ARS/Z$$

$C$  es el coeficiente de respuesta combinada (este coeficiente no será menor que 0.10 para estructuras con  $A$  mayor ó igual a 0.3g y 0.06 para estructuras con valor de  $A$  menor de 0.3g. - Se dan valores del coeficiente  $C$  para diferentes espesores de suelo aluvial sobre el material rocoso, en las figuras siguientes

**COEFICIENTES DE RESPUESTA "C" PARA DIFERENTES VALORES DE -  
ACELERACION MAXIMA EN ROCA.**







A = Aceleración máxima esperada al nivel de roca basal en el sitio (el mapa de zonas sísmicas de E.U. se muestra en las normas AASHTO para las que pueden usarse los valores siguientes de aceleración máxima esperada en la roca. En zonas donde se cuenta con mapas de "aceleración máxima esperada en la roca", - podrán usarse valores más aproximados de las aceleraciones máximas).

zona 1	. . . . .	A=0.09g
zona 2	. . . . .	A=0.22g
zona 3	. . . . .	A=0.50g

con:

g = aceleración de la gravedad ( $981 \text{ cm/s}^2$ )

R = respuesta normalizada de la roca.

S = Relación de amplificación espectral del suelo.

Z = reducción por ductilidad y evaluación del riesgo.

$$T = 0.2 \sqrt[3]{W/P}$$

T = Periodo de vibración de la estructura (seg)

W = Peso total de la estructura (Ton)

P = Fuerza uniforme total (Ton) requerida para causar una deflexión horizontal máxima de 1 cm. en la estructura completa.

El periodo de vibración de la estructura, también puede --  
calcularse usando técnicas de análisis dinámico.

Además:

$$T = 2\pi\sqrt{m/k}$$

donde:

$T$  = Periodo de vibración de la estructura (seg)

$m$  = Masa de la estructura

$W$  = Peso de estructura (Ton)

$m = W/g$

$g$  = Aceleración de gravedad ( $\text{cm/s}^2$ )

$k$  = Rigidez de la estructura (Ton/cm)

### III.2.5 Método del Espectro de Respuesta

Para estructuras complejas, debe usarse un enfoque de análisis dinámico espectral sísmico.

Las curvas del coeficiente  $C$  de respuesta combinada, proporcionadas por AASHTO para E.U. ó curvas similares modificadas por el factor de estructuración  $F$ , pueden usarse como espectros de respuesta para diseño.

Casos especiales: Las estructuras cercanas a fallas activas en condiciones geológicas de sitio poco comunes o aquellas cuyo periodo fundamental sea mayor a 3.3 segundos, serán consi-

deradas casos especiales. Se requerirá que estas estructuras se diseñen usando técnicas de análisis dinámico, que consideren la sismicidad de la zona y la respuesta dinámica del suelo.

### III. 2.6 Diseño sísmico de dispositivos de restricción

Los dispositivos de restricción para limitar el desplazamiento de la superestructura, por ejemplo, tirantes con articulación, topes para cortante, etc., se diseñarán para la siguiente fuerza:

$$EQ = 0.25 \cdot \left( \begin{array}{c} \text{carga muerta} \\ \text{tributaria} \end{array} \right) - \left( \begin{array}{c} \text{Cortante en columnas} \\ \text{debido a EQ} \end{array} \right)$$

es decir:

$$EQ = \left[ \begin{array}{c} 0.25 \cdot W \text{ Contribuyente} \end{array} \right] - \left[ \begin{array}{c} \text{Cortante sísmico} \\ \text{por carga equivalente} \end{array} \right]$$

La carga muerta tributaria se determina examinando la estructura completa. Por ejemplo, para un claro simple fijo en un extremo y móvil en el otro, el peso total de la superestructura será la carga muerta tributaria para el análisis longitudinal en el apoyo fijo, mientras que sólo la mitad del peso de la superestructura será la carga muerta tributaria en cada uno de los apoyos para el análisis transversal.

Para un marco formado por dos claros de estructura, la longitud total del puente debe tomarse como longitud tributaria en la dirección longitudinal. La fuerza resultante puede reducirse restando el cortante en la columna debido al sismo.

Para tirantes articulados, utilizar  $0.25 \times$  Carga Muerta del menor de los dos claros y restar el cortante en la columna debido a EQ.

### III.2.7 Críticas de AASHTO 1983

En general, la aplicación de las normas AASHTO 1983 en México encuentra las dificultades que a continuación se mencionan:

-Aunque se cuenta con mapas del país, con aceleraciones máximas esperadas en roca basal, y cuyos periodos de retorno son de 50 y 10 años, estos no son suficientemente conocidos.

-La valuación del periodo fundamental y del espesor del suelo aluvial son tareas no siempre accesibles.

-Además, los proyectistas mexicanos se encuentran más familiarizados con los reglamentos de nuestro país para diseño sísmico de edificios, los cuales tienen un enfoque distinto a las

normas AASHTO, ya que presentan en forma explícita el factor de ductilidad  $Q$  de la estructura. A continuación, se presenta una propuesta para normas de diseño sísmico en México y se llevan a cabo algunas observaciones.

### III.3 Propuestas para México.

Por lo anterior, se concluye la necesidad de desarrollar una norma nacional para diseño sísmico de puentes. Que a su vez, sea acorde con los recursos y necesidades existentes en nuestro país.

Se sugiere que ésta, sea presentada en forma análoga a la adoptada en reglamentos de construcción para edificios y que es familiar para los proyectistas de estructuras de puentes.

Así, para puentes de dimensiones y estructuración comunes a la fuerza horizontal estática equivalente ( $E$ ) puede ser valuada como:

$$E = CW/Q$$

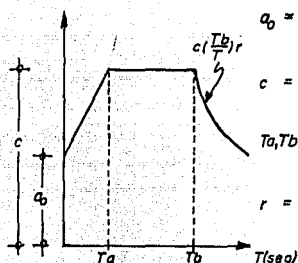
donde:

$C$  = valor máximo del espectro normalizado de respuesta de aceleraciones máximas. Los espectros serían análogos a los que

se presentan para edificios como puede observarse a continuación:

ACELERACION MAXIMA

CON:



$$a_0 = \frac{\text{ACELERACION MAXIMA DEL TERRENO}}{\text{ACELERACION DE LA GRAVEDAD}}$$

$$c = \frac{\text{ACELERACION MAXIMA MAXIMORUM DE LA ESTRUCTURA}}{\text{ACELERACION DE LA GRAVEDAD}}$$

$T_a, T_b$  = PERIODOS QUE LIMITAN EL INTERVALO DE RESONANCIA (SEG)

$r$  = EXPONENTE ADIMENSIONAL

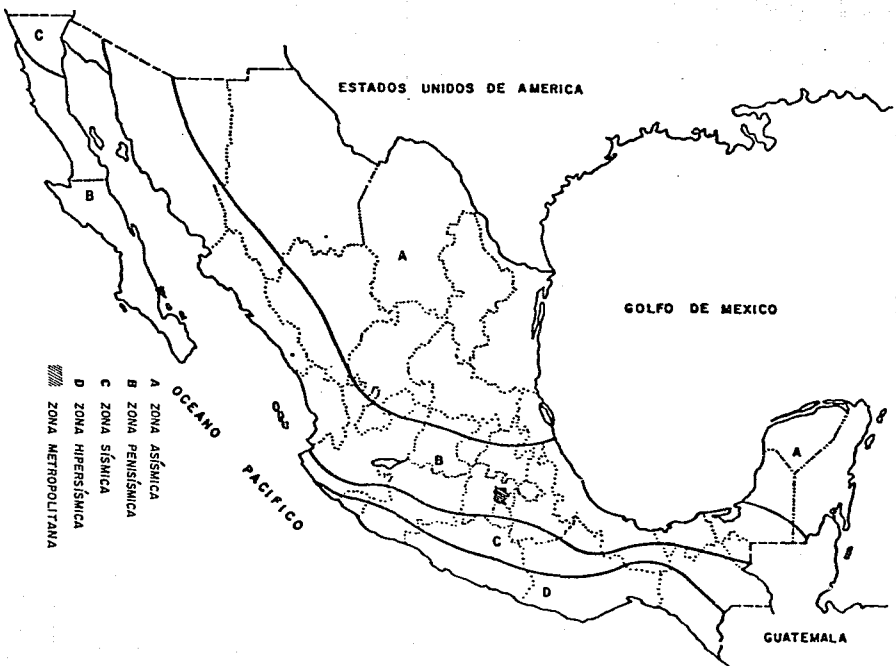
Los valores de  $a_0$ ,  $c$ ,  $T_a$ ,  $T_b$ ,  $r$ , son obtenidos de tablas que están en función de : Sismicidad de la zona y tipo de terreno.

- Sismicidad de la zona. Donde se localiza la obra; y que en forma aproximada, se determina como sigue:

NORMAS. AASHTO (E. U.)	NORMAS DE CONSTRUCCION PARA EDIFICIOS (México)	ZONA SISMICA
0	A	ZONA ASISMICA
1	B	ZONA PENISISMICA
2	C	ZONA SISMICA
3	D	ZONA HIPERSISMICA

Ver mapa siguiente:

## REGIONALIZACION SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA



Cuya regionalización es:

Zona asísmica.- Noreste del país y Península de Yucatán.

Zona penisísmica.- Península de Baja California, Costa del Pacífico, Costa Media y Sur del Golfo y Altiplano.

Zona sísmica.- Valle de Mexicali, B.C., Sierra Madre del Sur.

Zona Hipersísmica.- Costa Sur del Pacífico.

Además de una zona especial comprendida en el D.F. y municipios conurbados del Estado de México (de acuerdo con las normas de emergencia).

- Tipo de terreno sobre el que se cimenta la obra y que en general, se clasifica como:

TIPO I	-	TERRENO FIRME
TIPO II	-	TERRENO INTERMEDIO
TIPO III	-	TERRENO BLANDO

Que en forma somera, se pueden clasificar como:

Terreno Tipo I .- Material rocoso o conglomerado de roca en arcilla dura y en general, los que contienen gran cantidad de cementantes. Su penetración se realiza a través de explosivos.

Terreno Tipo II.- Constituido por materiales como arena - con grava, arcilla arenosa compacta, etc. Y su excavación puede realizarse con pico y pala.



Terreno Tipo III .- Materiales arcillosos, limo suelto, etc. y su excavación se logra empleando tan solo pala.

Además, se presenta en forma tabulada de acuerdo a reglamentos para diseño sísmico de edificios, los valores de:  $a_0$ ,  $c$ ,  $T_a$ ,  $T_b$ ,  $r$ . (Estos valores están en proceso de revisión).

ZONA	TIPO DE SUELO	$a_0$	$c$	$T_a$ (seg)	$T_b$ (seg)	$r$
A	I	0.030	0.08	0.30	0.80	1/2
	II	0.045	0.12	0.50	2.00	2/3
	III	0.060	0.16	0.75	3.30	1
B	I	0.030	0.16	0.30	0.80	1/2
	II	0.045	0.20	0.50	2.00	2/3
	III	0.060	0.24	0.80	3.00	1
C	I	0.05	0.24	0.25	0.67	1/2
	II	0.08	0.30	0.45	1.60	2/3
	III	0.10	0.36	0.60	2.90	1
D	I	0.090	0.48	0.15	0.55	1/2
	II	0.140	0.56	0.30	1.40	2/3
	III	0.180	0.64	0.45	2.70	1
ZONA METROPOLITANA	I	0.04	0.16	0.20	0.60	1/2
	II	0.08	0.32	0.30	1.50	2/3
	III	0.10	0.40	0.60	3.90	1

Continuando con los elementos de la fuerza horizontal estática equivalente (E), se tiene:

$W$  = Peso propio de la estructura.

$Q$  = Factor de ductilidad.

Cabe señalar, que en puentes con estructuras de marco, en

las que haya continuidad entre miembros de superestructura y subestructura,  $Q$  puede tomar los valores recomendados para los edificios en función del tipo de estructura, de los detalles constructivos y de las limitantes de diseño adoptadas.

En puentes con superestructura libremente apoyadas, se sugiere dividir el cálculo de la fuerza estática equivalente ( $E$ ) en dos partes, a fin de asignar un valor distinto de  $Q$  a las fuerzas derivadas de la superestructura y de la subestructura.

Una mayor dificultad, estriba en la estimación de  $Q$  para la fuerza generada por la superestructura, pues ésta, se apoyará en forma general sobre apoyos de neopreno, los que a su vez tienen un efecto aislante y de amortiguamiento. Aunque es innegable que se requieren mayores investigaciones para definir la forma práctica de estimar estos efectos, se considera que de modo conservador y provisional, la fuerza generada por la superestructura puede estimarse con  $Q=4$  y suponerse aplicada al nivel de los apoyos.

Es decir:

FACTOR DE  
DUCTILIDAD

- Puentes continuos de  
marcos de concreto reforzado..... $Q=4$
- Efectos sobre subestructura  
transmitidos por placas de neopreno..... $Q=4$

# FACTOR DE DUCTILIDAD

## - SUBESTRUCTURAS:

Columnas de concreto reforzado.....Q=4

Muros de concreto reforzado.....Q=2

Muros de mampostería.....Q=1

Con lo que se tendría en forma práctica:

$$E=c \left[ \frac{W \text{ superestructura}}{Q \text{ superestructura}} + \frac{W \text{ subestructura}}{Q \text{ subestructura}} \right]$$

Además, se aceptaría una reducción de la fuerza valuada con el criterio anterior tomando el valor de C correspondiente al periodo fundamental de la estructura en el espectro de respuesta aplicable a la zona y al tipo de terreno de cimentación.

El periodo fundamental puede valorarse como:

$$T=0.2 \sqrt{\frac{W}{K}}$$

con: W=peso total(Ton.)

K=rigidez(Ton/cm), fuerza estática que produce un despla-  
zamiento de 1 cm. al aplicarse a la estrutura.

En forma adicional, se debería revisar que el valor C/Q no -

fuera inferior al de  $\sigma_0$  ya que la aceleración del terreno bajo ninguna condición, puede ser mayor a la experimentada por la estructura.

Además, para puentes importantes la relación  $C/Q$  se incrementaría, por un factor de 1.3 y 1.5 (para estructuras ubicadas en la zona especial, según normas de emergencia).

Otro aspecto relevante, es la comparación de fuerzas sísmicas equivalentes calculadas con los criterios sugeridos respecto a las obtenidas por AASHTO, en puentes específicos, con estructura típica encontrándose que resultan prácticamente iguales si se considera un factor de ductilidad global de 4.

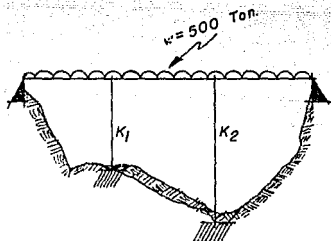
Dicho resultado demuestra la conveniencia de adoptar la forma sugerida, ya que de este modo, el proyectista estará consciente de cuidar los aspectos de diseño que garanticen el valor seleccionado de  $Q$ . Además, en elementos de mampostería, que son bastante usuales en México, se pueden obtener fuerzas mucho mayores.

#### III.4 APLICACION A UN CASO PARTICULAR.

En el siguiente ejercicio, se presenta la solución de la estructura, empleando el método propuesto, así como el método empleado por las normas AASHTO, con lo que se podrá demostrar -

lo anteriormente mencionado.

### III.4.1 CALCULO DE FUERZA ESTATICA EQUIVALENTE (FUERZA SISMICA).



1.- Se empleará el método propuesto y que se emplea en edificios.

a).- Datos:

$$K_1 = 200 \text{ Ton/cm},$$

$$K_2 = 100 \text{ Ton/cm}.$$

$$K_{\text{tot}} = K_1 + K_2 = 300 \text{ Ton/cm}.$$

Marco continuo y dúctil

Suelo tipo II

Autopista: Acapulco-Zihuatanejo: Grupo A en zona D

Marco dúctil de concreto reforzado:  $Q=4$

b).- Cálculos.- De acuerdo al método propuesto, se empleará la siguiente expresión:  $E = \frac{Wc}{2}$

$$m = \frac{W}{g} = \frac{500}{981} = 0.509 \frac{\text{Ton} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}, \quad T = 2 \sqrt{\frac{m}{K}} = 2 \sqrt{\frac{0.509}{300}} = 0.258 \text{ seg.}$$

$$\text{ó } T = 0.2 \sqrt{\frac{W}{K}} = 0.2 \sqrt{\frac{500}{300}} = 0.25 \text{ seg.}$$

Se procede a consultar los valores correspondientes de la tabla anterior para definir el espectro de diseño sísmico.

$$a_0 = 0.14 (1.3) = 0.182$$

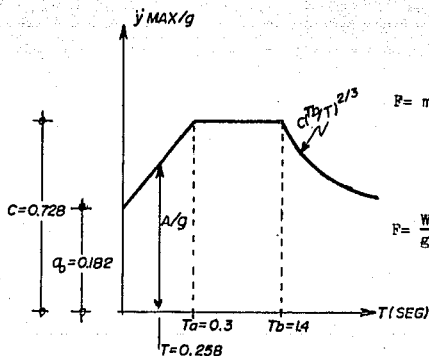
$$c = 0.56 (1.3) = 0.728$$

$$T_a = 0.3 \text{ seg.}$$

$$r = 2/3$$

Cabe aclarar, que el valor 1.3 es el factor de importancia aplicable a la estructura.

A continuación, se traza el espectro sísmico.



Así, se tiene:

$$F = m A \quad \text{donde} \quad \begin{array}{l} F = \text{fza.} \\ m = \text{masa} \\ A = \text{aceleración.} \end{array}$$

Es decir:

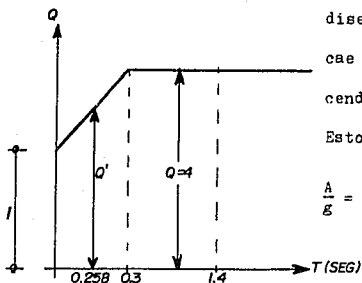
$$F = \frac{W}{g} A \quad \text{con} \quad \begin{array}{l} W = \text{peso de} \\ \text{estructura,} \\ g = \text{aceleración de} \\ \text{gravedad.} \end{array}$$

$$F = W \left( \frac{A}{g} \right) \quad \text{Para lo cual,}$$

se debe determinar el valor de  $A/g$  del espectro de diseño y como se observa, cae dentro de la rama ascendente.

$$\text{Esto es: } \frac{A}{g} = a_0 + \frac{c-a_0}{T_a} T$$

$$\frac{A}{g} = 0.182 + \frac{0.728 - 0.182}{0.3 - 0.258} T$$



$$\frac{A}{g} = 0.652$$

Además, para el cálculo de fuerzas, el valor  $A/g$  se puede dividir entre  $Q$ .

$$Q' = 1 + \frac{Q-1}{T_a} T = 1 + \frac{4-1}{0.3} (0.258) = 3.58$$

c).- Finalmente, se obtiene la fuerza estática equivalente horizontal.

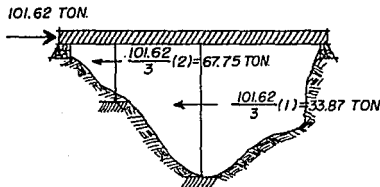
$$E = \frac{W_c}{Q'} = \frac{500 (0.728)}{3.58} = 101.62 \text{ Ton.}$$

d).- Comprobando, se tiene:

$$\frac{A/g}{Q'} = \frac{0.652}{3.58} = 0.182 \quad \text{Que corresponde al valor de } a_0.$$

Si al calcular  $\frac{A/g}{Q'}$ , el valor obtenido fuera menor al correspondiente de  $a_0$ , se deberá tomar el valor de  $a_0$ , ya que en ningún caso la aceleración de la estructura debe ser menor a la del terreno.

Por lo que, la estructura queda como se muestra:



Posteriormente, se procede a evaluar los elementos mecánicos de dicha estructura y bajo las cargas laterales representa-

das.

Para estructuras más complejas, pueden emplearse métodos de análisis dinámico.

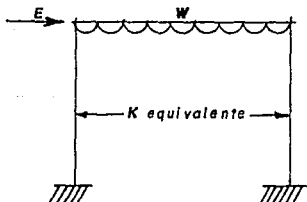
### III.4.2 APLICACION DEL METODO AASHTO

a).- Datos.- Los mismos que en el método propuesto.

b).- Cálculos.- La fórmula propuesta por las normas de AASHTO es:  $E = CFW$  con:  $F$ = Factor de marco.

$W$ = Peso propio de la estructura.

$C$ = Coeficiente de respuesta-combinada donde:



MODELO IDEALIZADO  
DE LA ESTRUCTURA

siendo

$A$ = Máxima aceleración de la roca basal (de mapas de riesgo sísmico).

$R$ = Respuesta normalizada de la roca.

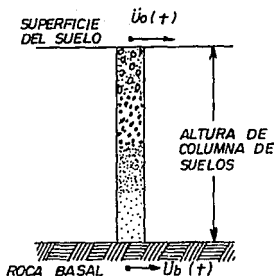
$S$ = Factor de amplificación dinámica del suelo.

$$S = \frac{U_0 \text{ MAX}}{U_b \text{ MAX}} = \frac{\text{ACELERACION MAXIMA EN LA SUPERFICIE DEL SUELO}}{\text{ACELERACION MAXIMA EN LA ROCA BASAL}}$$

Puede observarse que para determinar el valor  $S$  no siempre es una labor accesible y por consiguiente, no es una fórmula muy aplicable. Pero también se puede obtener mediante las gráficas



para coeficiente "C" que se encuentran en función del periodo de la estructura y/o de la altura de la columna de suelos ó tipo de zona y para el caso, de acuerdo a las características propias del lugar se clasifica como tipo II con columna de suelos entre 3.00 m y 25.00 m.



$$\text{Así, se tiene: } T = 0.2 \sqrt{\frac{W}{K}} = 0.2 \sqrt{\frac{500}{300}} = 0.258 \text{ SEG.}$$

$$\text{con } A = 0.50g$$

Se procede a consultar las gráficas, encontrándose que:

$$C = 0.205 \quad \text{y sustituyendo se tiene:}$$

$$E = CFW = 0.205 (0.8) (500) = 82 \text{ TON.}$$

Se observa que la fuerza sísmica calculada para puentes continuos, es menos conservadora que el método propuesto, ya que el factor de forma, reduce considerablemente dicha fuerza, es decir que otra ventaja que presenta el método propuesto es el de estar más del lado de la seguridad.

De otro modo, la fuerza sísmica sería:

$$E = 0.205 (500) = 102.5 \text{ TON}$$

y que es semejante a la fuerza encontrada por el método propuesto.

Además, como anteriormente se explicó, las normas AASHTO no consideran el coeficiente de ductilidad ya que asumen que dicho valor es en general igual a 4.

Lo anterior confirma la necesidad de aplicar el método propuesto.

### III.5 SUGERENCIAS DE INVESTIGACION PARA DISEÑO SISMICO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS.

Como consecuencia de los sismos ocurridos el 19 y 20 de septiembre de 1985, se llevó a cabo la inspección de alrededor de 250 puentes en la red carretera y ferroviaria de los estados afectados, encontrándose que los daños causados en estas obras fueron mucho menores que los que podrían esperarse en función de la intensidad de dichos sismos y a la vista del severo impacto que los mismos tuvieron sobre las edificaciones habitacionales. Solo tres puentes tuvieron daños importantes que ameritaran cerrarlos al tránsito y no se tuvo ningún colapso.

Este resultado puede explicarse porque estos movimientos presentaron un alto contenido de frecuencias bajas que motivaba respuestas bajas en estructuras de periodo corto como son las de

casi todos los puentes revisados.

Empero, en numerosos puentes se presentaron desperfectos -- menores, causados por un comportamiento inadecuado de los dispositivos de apoyo y de las juntas de dilatación.

Del análisis de observaciones realizadas, parece deducirse -- que en general la resistencia de las secciones estructurales críticas fue suficiente para tomar los efectos del sismo, pero que por el contrario los desplazamientos experimentados por las estructuras resultaron mucho mayores que los previstos. Esta última deducción, confirma los resultados de análisis dinámicos -- realizados recientemente con programas de computadora que toman en cuenta la colaboración de dispositivos de apoyo y de elementos de sello en juntas de dilatación. Estos programas tienen -- como escollo principal la valuación adecuada de las características mecánicas de estos últimos elementos secundarios.

Como consecuencia de los grandes desplazamientos experimentados, en demasiados puentes se encontraron daños locales causados por el golpeteo de tramos sucesivos de superestructura; además, se produjeron desalineamientos relativos hasta de 20 cm. en el sentido transversal al camino. Algunos apoyos de neoprene -- se desgarraron horizontalmente, otros se fracturaron al apoyarse la superestructura sólo parcialmente sobre ellos. Los apoyos --

de plomo generalmente se aplastaron verticalmente por acelerar - el sismo su proceso de fluencia. En un caso, los apoyos de ace ro se abollaron y se deformaron considerablemente remoliendo el concreto por debajo de ellos.

Desde hace alrededor de quince años, se dispone en las coro nas de la subestructura apoyos que confinan lateralmente a la -- superestructura con el propósito de impedir su desplazamiento - transversal, a estos dispositivos se les conoce como topes o apo yos sísmicos. Los sismos de septiembre de 1985 pusieron de ma- nifiesto que estos elementos están siendo subdiseñados, pues mu- chos de ellos fallaron.

Se debe tener en cuenta que este comportamiento indeseable- de dispositivos de apoyo y juntas, tiene su aspecto favorable ya que estos elementos disipan la energía del sismo y la fuerza que transmiten a la subestructura es mucho menor que la que se ten-- dría en conexiones rígidas (es decir, se comportan como disipa dos de energía).

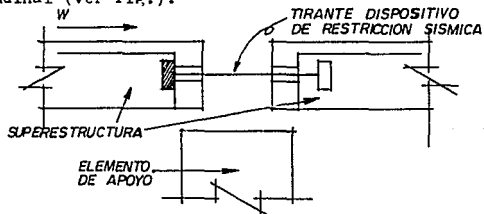
Empero, se deben realizar investigaciones para mejorar el-- comportamiento de estos elementos ya que los daños que causan - son de corrección costosa y laboriosa, debido a que las superes- tructuras deben ser levantadas y empujadas horizontalmente para- que puedan recuperar su posición inicial, con el auxilio de ga--

tos hidráulicos. La misma operación permite la substitución de apoyos.

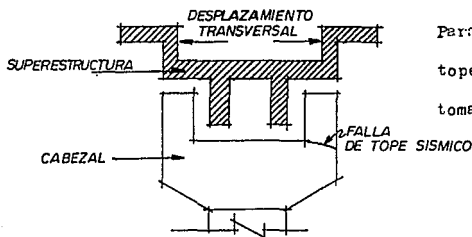
### III.6 CONCLUSIONES DE ESTUDIOS REALIZADOS.

Las investigaciones llevadas a cabo sobre los aspectos mencionados en otros países como Estados Unidos, Japón y Nueva Zelanda apuntan hacia las siguientes tendencias:

Es necesario colocar a través de juntas de dilatación pasadores o cables de presfuerzo que restrinjan el desplazamiento longitudinal (ver fig.).

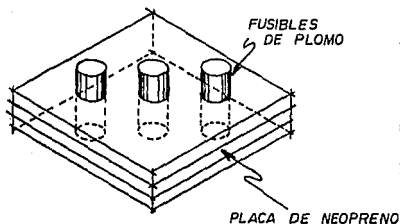


Los topes laterales deben calcularse para una fuerza sísmica sin reducción alguna por efectos de ductilidad (ver fig.).



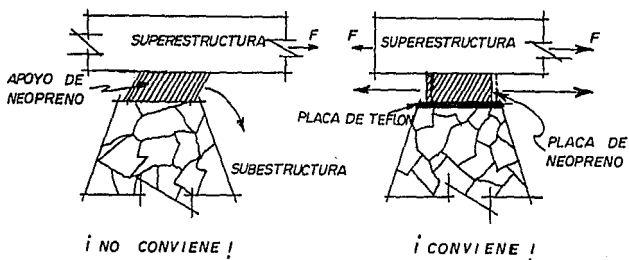
Para diseño sísmico de topes, se recomienda - tomar un valor de  $Q=1$ .

Los dispositivos de apoyo pueden ser provistos de un elemento fusible desechable que al actuar el sismo se fracture protegiendo al apoyo.



Se entiende que los fusibles o pernos sufrirán deformación y por tanto conservarán en buen estado la placa de apoyo.

En grandes claros, no se debe depender del desplazamiento - que el apoyo de neopreno pueda proveer por su deformación al cor- tante y deben en cambio colocarse apoyos de otros materiales que por su baja fricción contra el concreto puedan deslizarse efecti- vamente al aplicárseles carga horizontal.



Aunque estos resultados son útiles, deben ser reevaluados - en función de las circunstancias nacionales, tomando en cuenta - los materiales disponibles en el país y el aspecto definitivo de los costos. Habría que estudiar si es más conveniente introducir apoyos y juntas más costosos o reparar daños locales causados eventualmente por estos elementos durante un terremoto.

## IV REFORZAMIENTO DE COLUMNAS

### IV.1 INTRODUCCION

El colapso y los daños severos de algunos puentes durante grandes terremotos, han puesto de relieve la necesidad de desarrollar métodos efectivos para calcular la resistencia y ductilidad de las pilas de puentes de concreto reforzado existentes y rehabilitarlas en caso necesario. Los puentes vulnerables durante los terremotos severos son principalmente los diseñados antes de 1970.

El diseño sísmico de puentes ha avanzado significativamente después de 1970. Los principales desarrollos se han logrado en el conocimiento de la respuesta dinámica no lineal de estructuras y en los métodos para el detallado del refuerzo para conseguir el comportamiento dúctil que es necesario en terremotos severos.

A continuación, se revisan las deficiencias típicas de los puentes existentes y se describen varios métodos para la rehabilitación de pilas de puentes de concreto reforzado para mejorar su comportamiento sísmico.



#### IV.2 DEFICIENCIAS ESTRUCTURALES TÍPICAS DE SUBESTRUCTURAS ANTI-- GUAS DE PUENTES

##### IV.2.1 Generalidades

Los principales problemas de las estructuras antiguas típi-  
cas de concreto reforzado para puentes, se clasifican principal-  
mente, en 2 categorías:

a) La incapacidad de la estructura para tomar posibles mo-  
vimientos relativos grandes entre la superestructura y la subes-  
trutura, que puede tener como resultado, la dislocación de la  
superestructura.

b) La falta de resistencia y ductilidad de la subestructu-  
ra, que puede conducir a la falla estructural y al colapso del  
puente.

##### IV.2.2 Detalles de deficiencias estructurales posibles en puentes

En detalle, los principales problemas encontrados en estruc-  
turas de puentes antiguos han sido:

a).- Longitud inadecuada de apoyo de los tramos sobre los sopo-  
res y falta o insuficiencia de conexión entre tramos, lo que --  
puede causar la caída de los tramos.

b).- Resistencia inadecuada a flexión de los miembros, debida a refuerzo longitudinal insuficiente. Sin embargo, éste no es un problema importante en columnas de puentes, especialmente si el refuerzo ha sido diseñado usando la Teoría elástica (esfuerzos de trabajo). El diseño por la teoría elástica de secciones de columnas, es muy conservador (por ejemplo, usa una interpolación lineal recta entre la flexión pura y la carga axial pura) dando por resultado columnas cargadas excéntricamente con una resistencia a flexión real, mayor que la esperada.

c).- Ductilidad y resistencia al cortante insuficiente de las zonas de potenciales articulaciones en los miembros, debido a insuficiente refuerzo transversal para suministrar el confinamiento requerido del concreto comprimido, restringir el pandeo lateral del refuerzo longitudinal y desarrollar la resistencia al cortante.

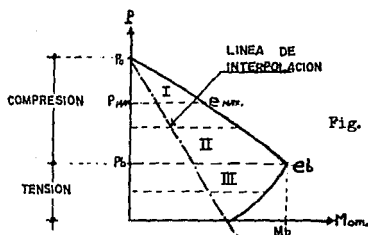


Fig. IV.I

Diseño de método elástico respecto a línea de interpolación (b).

DIAGRAMA DE INTERACCION  
DE COLUMNA.

d).- Anclaje inadecuado del refuerzo transversal, por estar traslado y no soldado, dentro del recubrimiento del concreto o por no anclarse adecuadamente a las barras longitudinales.

e).- Anclaje inadecuado de las barras longitudinales para desarrollar y mantener la resistencia de fluencia durante cargas ollicas. También, la presencia de traslape de barras longitudinales en zonas de posibles articulaciones plásticas origina que se concentre la fluencia en longitudes pequeñas fuera del traslape y que ocurra el deslizamiento de las barras en las zonas de traslape. En las primeras obras, se usaban barras redondas lisas en vez de usar barras corrugadas, lo que aumenta el riesgo de falla por adherencia.

f).- Resistencia inadecuada de las juntas entre columnas y cabzales de pilas o zapatas sobre pilotes, debido a un refuerzo insuficiente por cortante en el núcleo de la unión.

g).- Resistencia inadecuada de zapatas y pilotes.

#### IV.3 METODOS DE REHABILITACION.

Estos métodos, se clasifican en los tres grupos siguientes:

a).- Mejorar la conexión entre la subestructura y la superestructura del puente mediante dispositivos de restricción de movimiento.

b).- Mejorar la respuesta sísmica de la estructura usando dispositivos de aislamiento en la base y de disipación mecánica de la energía.

c).- Mejorar la resistencia y ductilidad de la subestructura mediante técnicas de encamisado.

Cualquiera de estos métodos o la combinación de ellos puede usarse para reducir hasta un nivel aceptable la probabilidad de daños por sismos intensos.

##### IV.3.1 Dispositivos de restricción de movimientos

Estos, pueden ser tales como: cables, pernos de conexión o llaves pueden usarse para restringir movimientos excesivos de la superestructura en relación con los apoyos, particularmente cuando los anchos de apoyo en las juntas y apoyos móviles son insuficientes.

#### IV.3.2 Dispositivos de aislamiento en la base y de disipación mecánica de energía

Un método efectivo para reducir las fuerzas de inercia que actúan sobre la subestructura del puente es aislar la base de la superestructura y disipar la energía usando dispositivos mecánicos disipadores de energía. Los apoyos elastoméricos de hule -- pueden usarse para aislar la superestructura y unas barras de plomo insertadas al centro de los apoyos o algunos otros dispositivos, pueden usarse para actuar como disipadores de energía.

#### IV.3.3 Mejoramiento de la resistencia y ductilidad de la subestructura

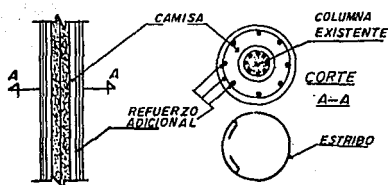
Varios métodos para incrementar la resistencia y la ductilidad de las subestructuras de puentes se han usado o se están desarrollando. Aquí, sólo se presentan métodos para la rehabilitación de columnas.

La resistencia y/o ductilidad de columnas de concreto reforzado pueden aumentarse por uno de los métodos siguientes:

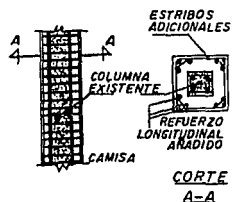
##### (a) Encamisado de concreto reforzado

Puede usarse una camisa de concreto nuevo con refuerzo longitudinal y transversal. El refuerzo transversal adicional incrementará la resistencia al cortante y la ductilidad de la co-

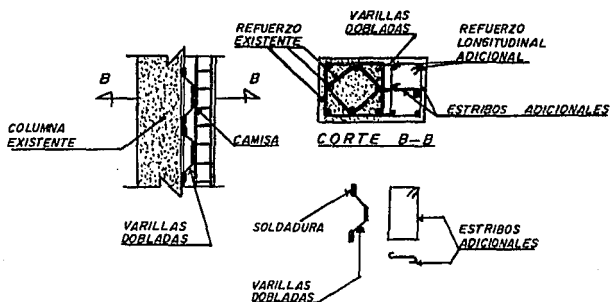
lumna. El refuerzo longitudinal adicional aumentará la resistencia a flexión de la columna, si se ancla adecuadamente en su parte superior e inferior; de lo contrario, la resistencia a flexión no se incrementará. La figura, muestra algunos ejemplos de encamisado con concreto reforzado.



(a) CAMISA CIRCULAR



(b) CAMISA CUADRADA



(c) CAMISA LATERAL

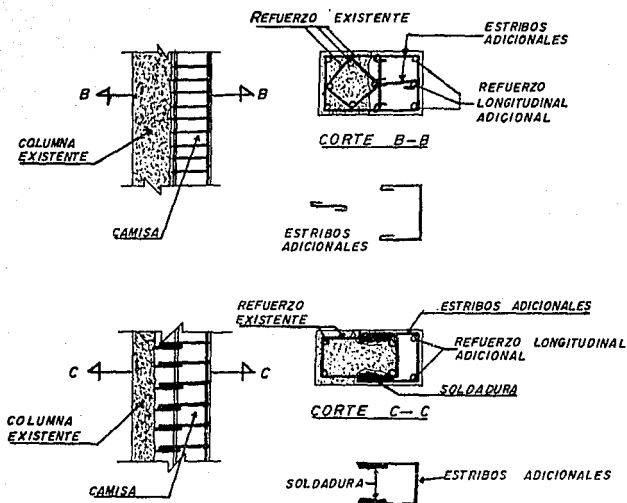


Fig. IV.2 Técnicas para encamisado de columnas con concreto reforzado.

Cuatro columnas de concreto reforzado de sección cuadrada fueron probadas en la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda - bajo carga de compresión y carga cíclica lateral simulando un - sismo severo para investigar técnicas de reparación y reforza- miento. Las columnas originales eran cuadradas de 350 mm de la do. Dos columnas fueron probadas , reparadas y reforzadas con encamisado y nuevamente probadas. El encamisado y reforzado pa

ra las dos restantes, se hizo y después fueron probadas. El en camisado consistió en un sobreespesor de 100 mm. de concreto y nuevo refuerzo longitudinal anclado fuera de la región de articulación plástica para que al alcanzarse la resistencia a flexión de la columna, pudiera desarrollar su esfuerzo de fluencia. El nuevo refuerzo transversal en la camisa se colocó para confi nar el concreto, para prevenir el pandeo prematuro de las varillas longitudinales y para dar un refuerzo adecuado por cortante. En la figura, se presentan las secciones de las columnas encamisadas que fueron probadas.

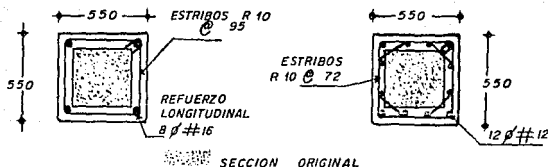


Fig. IV.3 Dimensiones y detalles de las columnas reforzadas con camisas de concreto reforzado que se probaron en la Universidad de Canterbury.

Los resultados de las pruebas mostraron que las columnas originales carecían de adherencia adecuada entre las varillas longitudinales lisas y el concreto, lo cual originó una reducción de rigidez en las fases iniciales de las pruebas. Las columnas originales, también mostraron una capacidad de ductilidad y una energía de disipación relativamente bajas, así como una in-



portante reducción de resistencia al final de la prueba. Las columnas encamisadas mostraron aumentos significativos de resistencia y rigidez lateral, comparadas con las columnas originales, mejorando las capacidades disponibles de ductilidad y energía de disipación. La comparación de las gráficas de histéresis medidas para los cuatro especímenes, indicó que los daños previos

tuvieron poco efecto en el comportamiento de las columnas después del reforzamiento con encamisado. Los resultados mostraron que la técnica de reforzamiento con encamisado probada, mejora significativamente el comportamiento sísmico de columnas típicas de concreto reforzado; empero, se observó que esta técnica de rehabilitación es sumamente laboriosa.

(b) Camisas delgadas de acero soldadas en sitio

El refuerzo de confinamiento y por cortante puede proporcionarse en columnas circulares existentes rodeando las zonas de posibles articulaciones plásticas con camisas de acero delgadas soldadas en sitio. La camisa de acero se construye de tamaño ligeramente mayor, en dos mitades semicirculares que se sellan de abajo hacia arriba, en juntas verticales.

La holgura entre la camisa de acero y la columna se llena posteriormente a presión con un mortero de cemento que contiene

una pequeña cantidad de editivo expansor reductor de agua. La sección de una columna circular rehabilitada se muestra en la figura siguiente. La columna original era de 610 mm de diámetro y se le cubrió con una camisa de acero circular formada por una placa de 4.8 mm de espesor, colocada de modo que el espesor del mortero fuera de 6.4 mm.

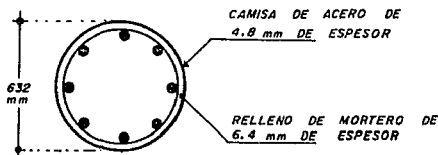


Fig. IV.4 Sección de una columna circular rehabilitada con una camisa delgada de acero, circular.

La acción de confinamiento de una camisa circular, se ilustra en la siguiente figura. Cuando el concreto comprimido intenta expandirse, a medida que la columna se aproxima a su resistencia a flexión, la camisa queda sujeta a una tensión circunferencial y aplica una presión radial de confinamiento al concreto.

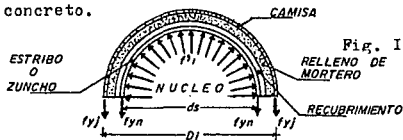


Fig. IV.5 Acción confinante de una camisa circular de acero.

Para columnas rectangulares, una camisa de acero delgada - podría no ser efectiva; ya que el confinamiento se aplicaría - principalmente en las esquinas de la columna. Esto se debe a - que los lados de la camisa se flexionarían hacia afuera al ocu - rrir la dilatación del concreto. Empero, si se rodea la co - luma rectangular con una camisa de acero elíptica, un confina - miento continuo puede lograrse en ambas direcciones de la colu - mna.

La gran holgura entre la camisa elíptica y la columna rec - tangular se llena con un concreto normal, como se puede apreciar en la figura de abajo.

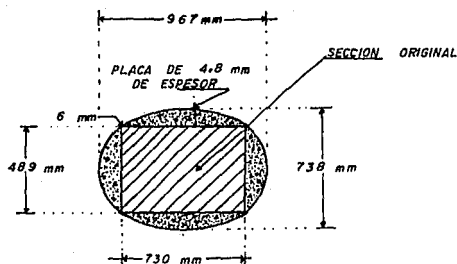
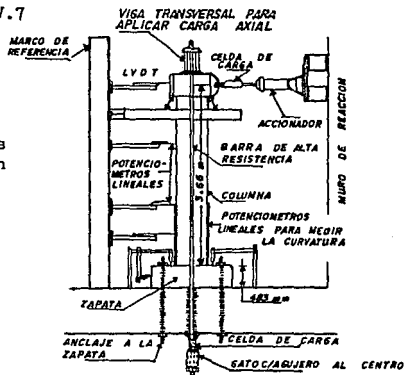


Fig.IV.6 Sección de una columna rectangular rehabilitada con una camisa elíptica delgada de acero.

Es evidente que una camisa delgada de acero de forma apro - piada, actúa como un medio extremadamente eficiente de confina -

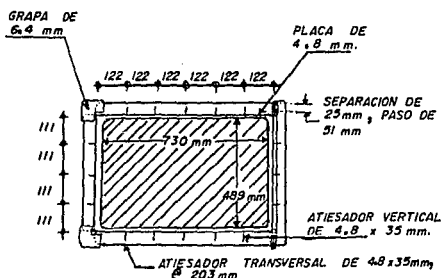
miento lateral, aumentando la deformación última de compresión del concreto y restringiendo el pandeo de las varillas de refuerzo longitudinal. La presión confinante disponible en la zona de articulación plástica también puede prevenir la falla por adherencia de uniones empalmadas, las columnas que carecen de un adecuado refuerzo transversal para resistencia a cortante pueden también rehabilitarse usando camisas delgadas de acero. La camisa de acero, puede diseñarse para aumentar la resistencia al corte de las columnas por encima de la resistencia a flexión, evitando de este modo, la falla frágil por cortante. Así, para verificar la efectividad de varias técnicas de rehabilitación y mejorar el comportamiento de columnas en puentes, se ha estado realizando un programa de pruebas en la Universidad de California en San Diego, en columnas en voladizos dispuestas como se muestra en la fig. IV.7

Fig. IV.7  
Disposición de las pruebas de flexión en la Universidad de California.

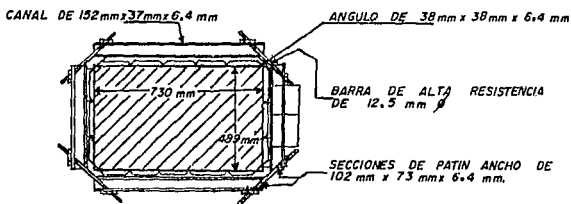


## (c) Otros métodos de rehabilitación en columnas

Otros métodos alternativos para rehabilitar columnas rectangulares pueden utilizar camisas rectangulares de acero rigidizadas con marcos formados por canales de acero. Las camisas ilustradas a continuación, han resultado satisfactorias sólo parcialmente.



(a) COLUMNA CON CAMISA RECTANGULAR DE ACERO ATIESADA.



(b) COLUMNA CON CAMISA FORMADA CON CANALES DE ACERO.

Fig. IV.8

Columnas de sección rectangular rehabilitadas con camisas rectangulares de acero atiesadas o con camisas formadas con canales de acero.

La camisa delgada elíptica de acero constituye el mejor método de rehabilitación. Las camisas rectangulares de acero rigidizadas con marcos de canales son más caras, menos efectivas y más antiestéticas por lo que no se recomienda usarlas.

Otros métodos de rehabilitación que se han probado han sido la aplicación de un confinamiento activo con acero de presfuerzo enrollado bajo tensión alrededor de las zonas de articulaciones plásticas potenciales ó mediante camisas compuestas de fibra de vidrio y epóxicos que rodean columnas circulares. Estas camisas se expanden inyectando mortero a presión, para inducir una presión activa permanente. Estos dos métodos han producido mejoras en la ductilidad, equivalentes a las proporciones por las camisas circulares de acero y pueden resultar económicamente viables.

#### IV.4 CONCLUSION.

En conclusión, puede afirmarse que existen actualmente -- técnicas confiables para la rehabilitación de las columnas de las subestructuras de puentes existentes y que sería recomendable que se aplicaran a los puentes de nuestro país, especialmente a aquéllos que se ubican en zonas de alto riesgo sísmico.

## V APLICACION A UN CASO PARTICULAR DE REPARACION.

### V.1 GENERALIDADES.

En este capítulo, se presenta la reparación de un puente, - aplicando la técnica de encamisado de concreto armado en sus - pilas; comentada en el capítulo anterior.

El puente que se estudiará, presentó falla en la subestructura debido al sismo de 1985; dicho puente se llama "LAZARO - CARDENAS", y está ubicado en la carretera de acceso al puerto - industrial del mismo nombre : en la zona de cruce del brazo derecho del Río Balsas.

Las características generales de dicho puente son:

-Dos cuerpos, formados cada uno por seis tramos de superestructura de losa sobre trabes preesforzadas de 30 m. de - largo apoyadas sobre dos caballetes extremos y cinco pilas desplazados sobre cilindros de concreto armado como cimentación.

Se incluyen planos de la estructura.

### V.2 FALLAS DEL PUENTE DEBIDO AL SISMO.

En general, el daño ocurrido al puente, se puede resumir -

como sigue:

- 1.- Cuerpo izquierdo( lado de aguas arriba ).
  - a) Hundimiento de los terraplenes de acceso.
  - b) Rotura de concreto en los aleros de caballetes.
  - c) Rotura del concreto en guarniciones y banquetas.
  - d) Modificaciones en las aberturas de juntas de dilatación; ya sea abriéndose o cerrándose, como consecuencia del desplazamiento disparejo de la superestructura por el ligero giro del cabezal de las pilas tanto en sentido longitudinal como transversal, obligando esto a subir o bajar a las trabes en sus apoyos.
  - e) Daños y agrietamientos ligeros en los topes antisísmicos de los cabezales de las pilas.
  - f) Las trabes, losas y diafragmas de la superestructura no presentaron daños.
  - g) El cuerpo de las pilas, presentó grietas horizontales y algunas de ellas (4,5,6 ) sufrieron desprendimiento del recubrimiento en tramos de hasta 60 cm. y en un 20 ó 30% de su perímetro. Además, se experimentó en la pila-5 un pandeo de 3 a 8 cm. en su acero longitudinal.

2.- Cuerpo derecho( lado de aguas abajo ).

Los daños presentados en este cuerpo fueron semejantes a -



los del cuerpo izquierdo, con la salvedad de que el desprendimiento del recubrimiento en las pilas fué mayor, siendo máximo en la pila 4.

También, se encontró desprendimiento del recubrimiento y grietas por cortante en la zona próxima a la unión entre cabezal y pila.

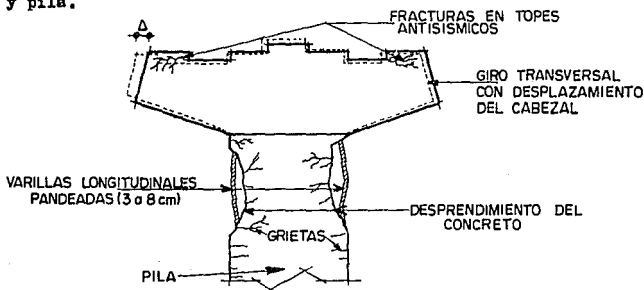


Fig. 1 Algunos daños causados en las pilas por efecto del sismo.

### V.3 PROCEDIMIENTO DE REPARACION DE LAS PILAS.

#### V.3.1 PROCEDIMIENTO PARA LA REPARACION DE LAS PILAS.

El procedimiento de reparación de las pilas, se basa en el encamisado de estas con concreto reforzado como se menciona a continuación:

- 1.- En principio, los daños presentados por el cuerpo izquierdo no ponían en peligro inmediato la estabilidad de la estructura; por lo que se permitió la circulación de vehí-

culos, limitándose a un solo carril por el centro de la calzada a baja velocidad y con un peso total no mayor a 30 ton.

En el cuerpo derecho, el daño presentado principalmente por la pila 4 fué "grave", por lo que de inmediato se prohibió la circulación de los vehículos y se inició la reparación en este cuerpo.

2.- Se colocaron puntales apoyados sobre el tapón superior del cilindro de cimentación y el cabezal de la pila con el propósito de permitir la estabilidad de la estructura al efectuar los trabajos de reparación.

3.- En la parte superior de las pilas, donde se presentó pandeo longitudinal y desprendimiento del concreto, se retiró parte del concreto, pues se encontraba fracturado; a la vez que permitió maniobrar en la reposición del acero longitudinal y que consistió en cortar dichos tramos de varilla; reponiéndose a la vez, por varillas en buen estado y soldándolas. A continuación se agregó el concreto faltante en la zona de reparación.

4.- Se retiró parte del concreto de recubrimiento en todo el perímetro del cuerpo de la pila con la finalidad de lograr una mejor adherencia entre el concreto existente y el del encausado. Levándose a cabo este trabajo desde la parte superior-

de la columna hacia abajo.

5.- En zonas donde el concreto del núcleo de la pila presentó grietas, estas fueron inyectadas con resina epóxica o lechada de cemento con resina, según el caso.

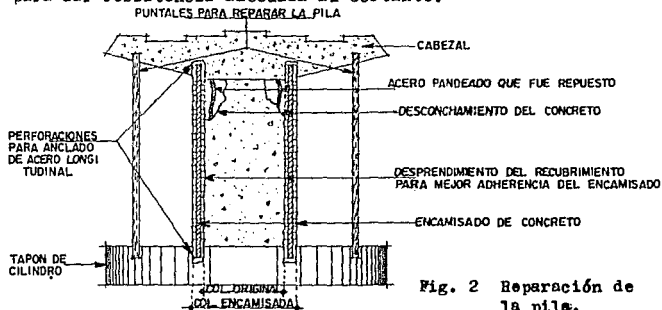
6.- Se hicieron perforaciones en la parte inferior del cabezal y parte superior del tapón del cilindro de cimentación para poder anclar el acero longitudinal correspondiente al encamisado. Aquí, cabe aclarar que de no anclarse correctamente este acero, no sería posible el incremento de la resistencia a flexión de la pila.

7.- Se colocó un zuncho al rededor de las varillas longitudinales, con la finalidad de incrementar la ductilidad de la pila así como su resistencia a cortante.

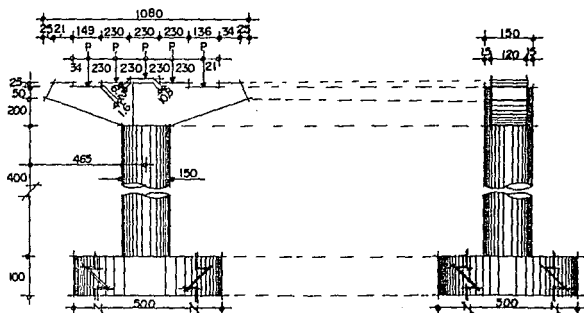
8.- Finalmente, se coló la camisa de concreto; no sin antes haber limpiado con aire y agua la superficie de contacto de la pila con la camisa y haber aplicado una lechada de cemento para mejorar su adherencia.

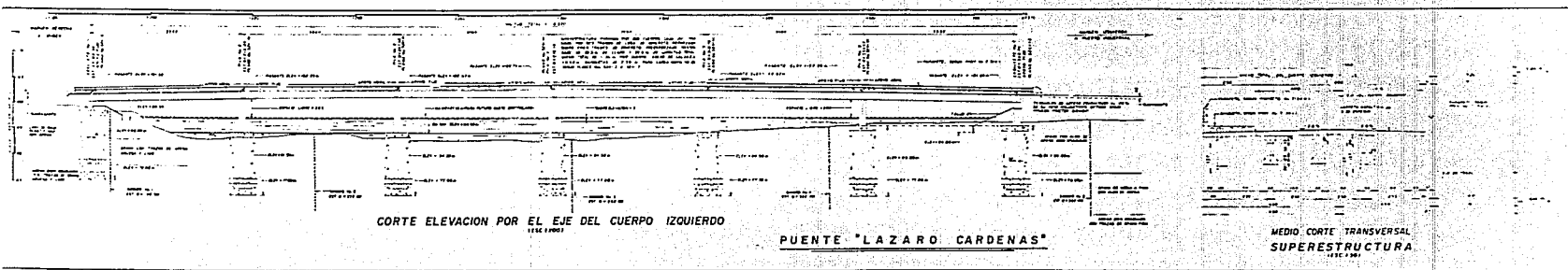
Como resumen del procedimiento, se puede decir que el encamisado de concreto con su refuerzo longitudinal anclado fuera de la región de articulación plástica fué para que al alcanzar la resistencia a flexión de la pila, pudiera desarrollarse su es -

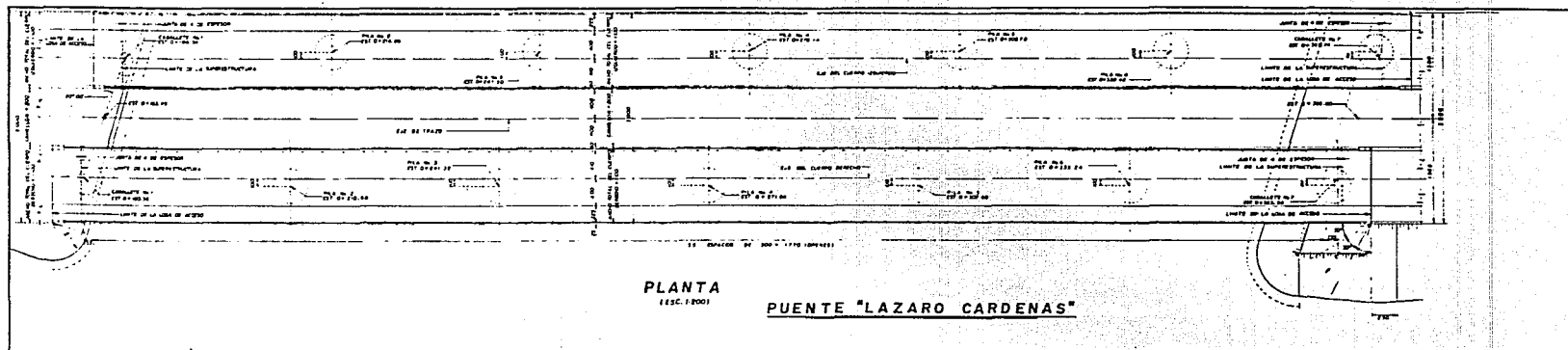
fuerzo de fluencia. En tanto que el refuerzo transversal en la camisa, tiene como finalidad confinar el concreto con lo que se previene el pandeo prematuro de las varillas longitudinales y para dar resistencia adecuada al cortante.



A continuación, se presenta la secuela del cálculo para la reparación de las pilas. Analizándose la pila 4 por ser la mayor y la que más falla experimentó.



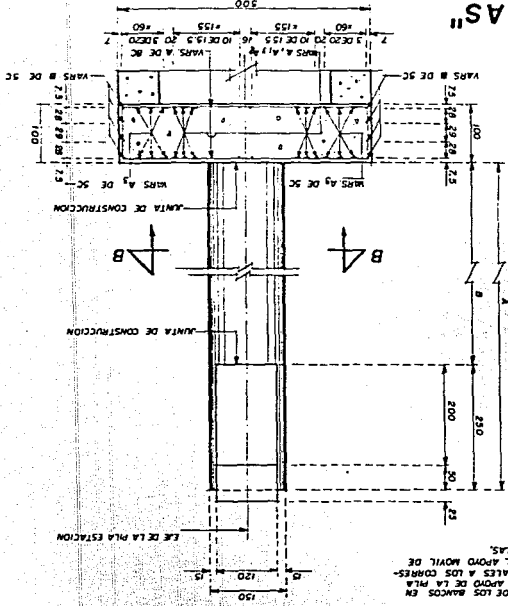




PUNTE "LAZARO CARDENAS"

VISTA A-A

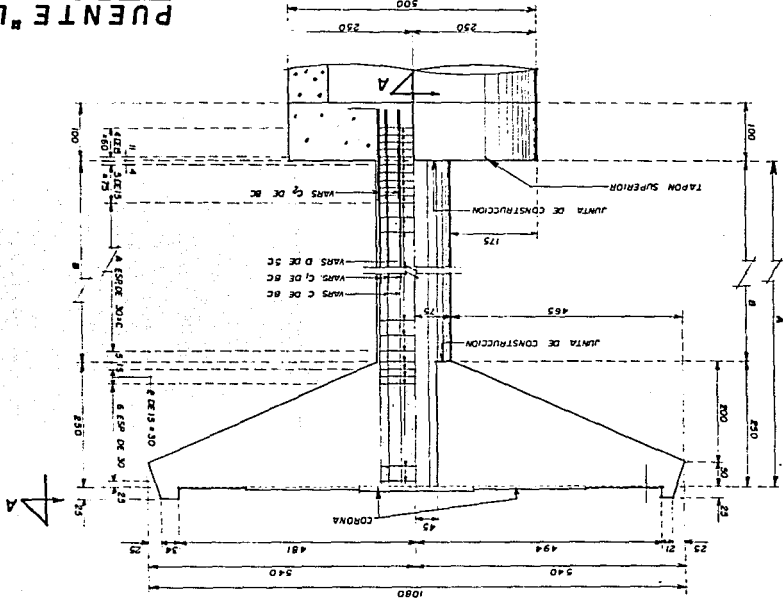
REFUERZO DEL TAPON SUPERIOR



NOTA: LOS PERALTES DE LOS BANCOS EN  
AMBOS LADOS DE APOYO DE LA PILA  
Nº 4, SON IGUALES A LOS CORRES-  
PONDIENTES AL APOYO MOVIL DE  
LAS DEMAS PILAS.

**EL ELEVACION**  
DIMENSIONES REFUEZO DE LA COLUMNA

ESC. 1:50







### V.3.2 CALCULO DEL COEFICIENTE SISMICO.

Se estima que el sismo del 19 de Septiembre de 1985, provocó una aceleración en el terreno donde se ubica el puente de 0.56 g donde  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$  y que corresponde a la aceleración de la gravedad.

Y para diseño de las pilas, se propone un coeficiente de ductilidad de  $Q=4$  de acuerdo a sus características físicas y geométricas.

Además, se considera un factor de importancia de 1.3 pues se requiere dar servicio durante todo el tiempo a las instalaciones industriales cercanas (Estructura perteneciente al grupo A).

De tal modo, que el coeficiente sísmico para diseño en las pilas del puente dañado es:

$$C = \frac{0.56}{4} \times 1.3 = 0.18 \approx 0.2$$

Se ajustará al valor de  $C = 0.2$

### V.4 DISEÑO Y REVISION DE LAS PILAS.

En la reparación de las pilas, se utiliza un encamisado circular de concreto con acero longitudinal y zuncho, con espesor de 30 cm. como se observa en la figura 4.

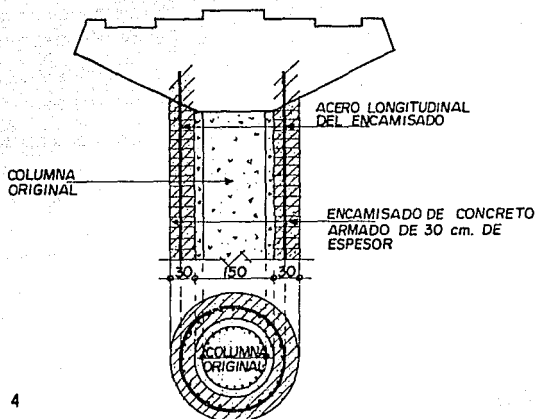


Fig. 4

## V.4.1 ANALISIS DE CARGAS.

## 1.- Análisis de cargas verticales.

## a).- Superestructura

-Trabe exterior	(0.548 x 30.6 x 2.4)	40.25 ton
-4 traves interiores	(0.5014 x 30.6 x 2.4)4	147.30 ton
-Losa y diafragmas	(74.22 x 2.4)	178.13 "
-Carpeta asfáltica	(0.1 x 2.2 x 8 x 30.6)	53.86 "
-Guarniciones:		
Concreto	$\frac{180.7 + 48.9}{12} \times 2.3$	44.01 "
Acero de refuerzo	$\frac{33\,459 + 12\,421}{12}$	3.82 "

## -Parapeto

Acero estructural  $\frac{488 + 6451 + 9181}{12}$  1.34 ton

## b).- Subestructura(pila 4) original.

-Cabezal  $21.75 \text{ m}^3 \times 2.4$  52.21 ton

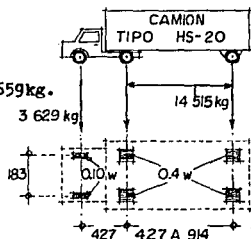
-Pila  $7.1 \text{ m}^3 \times 2.4$  17.04 ton

-Encamisado de la pila  $\frac{\pi}{4} [(2.1)^2 - (1.5)^2] \times 4 \times 2.4$  16.30

## c).- Carga móvil HS-20(MS-18).

## c-1).-

Peso total de  
vehículo = 32 659 kg.  
incluyendo  
carga.



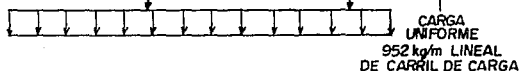
características  
del camión tipo  
empleado en el  
diseño.

donde:  
w = peso combina-  
do de los dos  
primeros ejes

## c-2).- Carga uniforme equivalente producida por vehículo -

tipo HS-20(MS-18)

CARGA CONCENTRADA { POR MOMENTO = 8 165 kg.  
POR CORTANTE = 11 793 kg.



¡Se empleará la carga que sea mayor!

## CARGA TIPO HS 15-44

TABLA DE MOMENTOS FLEXIONANTES, ESFUERZOS CORTANTES Y REACCIONES, MÁXIMOS, - CLAROS SIMPLES, - UN CARRIL

Estos valores quedan sujetos a la especificación de rotación que se aplica al caso de varios carriles cargados simultáneamente. - No está incluido el impacto.

Claro en m	Momento en Ton.m	E. C. y R. en Ton. (a)	Claro en m	Momento en Ton.m	E. C. y R. en Ton. (a)
6	16,330 (b)	14,023	51	310,496	21,050
7	19,052 (b)	15,139	52	321,111	21,417
8	21,416 (b)	15,977	53	332,165	21,774
9	23,518 (b)	16,745	54	343,719	22,132
10	25,682 (b)	17,518	55	354,318	22,489
11	27,458 (b)	18,160	56	365,952	22,846
12	29,402 (b)	18,692	57	377,555	23,203
13	31,730 (b)	19,198	58	389,206	23,560
14	34,458 (b)	19,689	59	401,349	23,917
15	37,648 (b)	19,841	60	413,482	24,275
16	39,726 (b)	20,139	61	425,668	24,632
17	41,805 (b)	20,396	62	438,630	24,989
18	43,886 (b)	20,620	63	451,592	25,346
19	45,975 (b)	20,935	64	464,554	25,703
20	48,065 (b)	21,021	65	477,716	26,052
21	100,152 (b)	21,178	66	485,810	26,418
22	106,244 (b)	21,236	67	496,908	26,775
23	112,331 (b)	21,472	68	517,429	27,132
24	118,419 (b)	21,591	69	531,480	27,489
25	124,559 (b)	21,709	70	545,530	27,846
26	130,664 (b)	21,826	71	559,580	28,203
27	136,770 (b)	21,915	72	573,631	28,560
28	142,839 (b)	22,005	73	587,681	28,917
29	148,800 (b)	22,094	74	602,655	29,275
30	155,066 (b)	22,183	75	617,794	29,632
31	161,209 (b)	22,257	76	632,933	30,000
32	167,319 (b)	22,316	77	648,073	30,366
33	173,429 (b)	22,376	78	663,212	30,703
34	179,541 (b)	22,436	79	678,351	31,051
35	185,656 (b)	22,495	80	694,309	31,418
36	191,770 (b)	22,555	81	710,537	31,775
37	197,685 (b)	22,616	82	726,765	32,132
38	203,999 (b)	22,700	83	742,993	32,489
39	210,114 (b)	22,814	84	759,221	32,846
40	216,229 (b)	22,831	85	775,448	33,204
41	222,343 (b)	22,889	86	792,330	33,565
42	228,458 (b)	22,946	87	809,707	33,918
43	234,575 (b)	24,203	88	827,073	34,275
44	240,691 (b)	24,560	89	844,340	34,631
45	250,963 (b)	24,917	90	861,657	34,989
46	259,442	25,274			
47	269,408	25,632			
48	279,374	25,989			
49	289,467	26,346			
50	299,302	26,703			

(a) E.C. y R. = Esfuerzo cortante y reacción en el apoyo. - La carga concentrada se considera sobre el apoyo. Los valores dados son los estipulados para esfuerzo cortante.

(b) Valores máximos determinados usando las cargas de camión tipo. Cuando no se especifica de otra manera, gobierna la carga tipo por carril.

CARGA TIPO HS 20-44

TABLA DE MOMENTOS FLEXIONANTES, ESFUERZOS CORTANTES Y REACCIONES, MAXIMOS, - CLAROS SIMPLES, - UN CARRIL

Entre valores quedan sujetos a la especificación de reducción que se aplica al caso de varios carriles cargados simultáneamente. - No está incluido el impacto.

Claro en m	Momento en Ton.m	E. C. y R. en Ton.(a)	Claro en m	Momento en Ton.m	E. C. y R. en Ton.(a)
6	21,772(b)	16,698	51	411,998	36,080
7	25,402(b)	20,171	52	426,289	36,556
8	31,222(b)	21,295	53	443,848	37,033
9	38,017(b)	22,327	54	452,407	37,509
10	44,916(b)	23,353	55	472,464	37,985
11	52,605(b)	24,197	56	487,932	38,461
12	60,648(b)	24,924	57	503,400	38,937
13	70,301(b)	25,608	58	518,932	39,414
14	76,608(b)	25,972	59	535,126	39,890
15	84,865(b)	26,446	60	551,320	40,366
16	92,967(b)	26,863	61	567,557	40,842
17	101,016(b)	27,194	62	584,840	41,319
18	109,175(b)	27,492	63	602,132	41,795
19	117,299(b)	27,781	64	619,405	42,271
20	125,419(b)	28,044	65	636,687	42,747
21	133,533(b)	28,231	66	653,970	43,223
22	141,661(b)	28,444	67	671,252	43,700
23	149,784(b)	28,644	68	689,905	44,176
24	157,911(b)	28,792	69	700,639	44,652
25	166,078(b)	29,539	70	727,373	45,128
26	174,223(b)	29,087	71	746,107	45,604
27	182,361(b)	29,203	72	764,841	46,081
28	190,499(b)	29,323	73	783,575	46,557
29	201,868(b)	29,444	74	803,541	47,033
30	206,793(b)	29,563	75	823,726	47,509
31	214,944(b)	29,668	76	843,911	47,986
32	222,091(b)	29,756	77	864,097	48,462
33	231,238(b)	29,845	78	884,283	48,938
34	239,387(b)	29,927	79	904,669	49,414
35	247,539(b)	30,002	80	925,743	49,890
36	255,680(b)	30,074	81	947,382	50,367
37	263,842(b)	30,196	82	969,020	50,843
38	271,989(b)	30,373	83	990,657	51,319
39	280,155(b)	30,550	84	1012,294	51,795
40	288,309(b)	30,842	85	1033,931	52,271
41	296,460(b)	31,318	86	1056,320	52,748
42	304,612(b)	31,794	87	1078,609	53,224
43	312,546(b)	32,271	88	1101,698	53,700
44	324,083(b)	32,747	89	1125,787	54,176
45	324,629(b)	33,223	90	1148,876	54,652
46	345,913	33,699			
47	359,206	34,175			
48	372,496	34,652			
49	385,956	35,128			
50	399,972	35,604			

(a) E. C. y R. = Esfuerzo cortante y reacción en el apoyo. - La carga concentrada se considera sobre el apoyo. Las cargas usadas son las estipuladas para esfuerzo cortante.

(b) Valores máximos determinados usando las cargas de camión tipo. Cuando no se especifica de otra manera, gobierna la carga tipo por carril.

Factor de impacto  $I = \frac{15.24}{\lambda + 38.1} < 30\%$

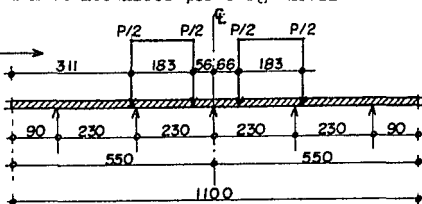
donde  $\lambda$  = longitud de claro en mts.

$$I = \frac{15.24}{30.6 + 38.1} = 0.22 < 0.30 \therefore I = 0.22$$

d).- Cálculo de elementos mecánicos por carga móvil

a) Caso 1

idealización del  
vehículo tipo reg-  
pecto a la secc-  
ión transversal -  
del puente



Condición de carga I.- Con la rueda a 61 cm. de la banqueta, es decir:  $61 + 250 = 311$  y pasando dos vehículos HS-20

$$\text{Factor de inercia } I = 2 \left[ (2.3)^2 + (4.6)^2 \right] = 52.90 \text{ m}^4.$$

Número de traveses  $A = 5$

Resultante de cargas  $N = 2P$

$$\text{Así, } M = P/2 \left[ (0.56 + 1.83) + 0.56 - 0.66 - (0.66 + 1.83) \right] = 0.10 P$$

$$G_1 = \frac{2P}{5} \times \frac{0.10 P}{52.90} \times 4.6$$

$$= 0.4P \times 0.01 P = 0.4P$$

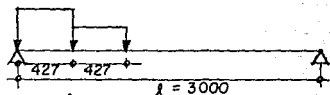
Obteniendo momento y cortante máximos con vehículo tipo HS-20 de normas AASHTO y que son los correspondientes a las po -

siciones mostradas a continuación:

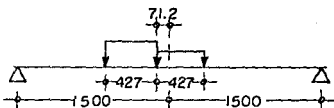
$$MGV = 206.793 \text{ Ton-m/carril}$$

$$VGV = 29.563 \text{ Ton/carril}$$

-Posición para determinar el cortante máximo.



-Posición para momento máximo.

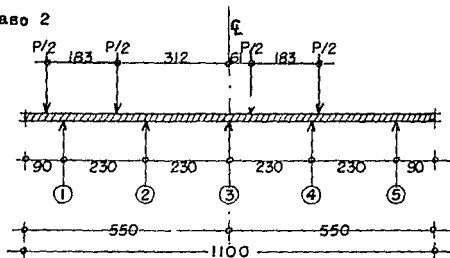


Así, se tiene que:

$$MGV + f_c + I = 206.793 \times 0.4 \times 1.22 = 100.91 \text{ ton-m/carril.}$$

$$VGV + f_c + I = 29.563 \times 0.4 \times 1.22 = 14.43 \text{ ton/carril.}$$

b) Caso 2



Condición de carga II con la rueda a 30 cm. de la guarnición

$$I = 52.9 \text{ m}^4.$$

$$A = 5$$

$$N = 2P$$

$$M = P/2 [(1.83 + 3.12) - 0.61 - (1.83 + 0.61)] = 0.95P$$

$$C_1 = \frac{2P}{5} + \frac{0.95}{52.98} \times 4.6 = 0.48P$$

$$\begin{aligned} \therefore MCV+I+fc &= 206.793 \times 1.22 \times 0.48 = 121.10 \text{ ton-m/carril} \times 2 \\ &= 242.2 \text{ ton-m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} VGV+I+fc &= 29.563 \times 1.22 \times 0.48 = 17.30 \text{ ton/carril} \times 2 \\ &= 34.6 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Cortante para carga equivalente.

$$RCV = (0.952 \times 30.6 + 11.793) \times 2 = 81.85 \text{ ton.}$$

e).- Resumen de cargas verticales.

Superestructura	468.71 ton.
subestructura	69.25 ton.
Carga móvil	81.85 ton.
Encamisado	16.30 ton.
	<u>= 636.11 ton.</u>

2.- Análisis de cargas horizontales.

a).- Viento sobre la estructura.

$$VEN = 62.12 \times 0.244 \dots\dots\dots 15.16 \text{ ton.}$$

$$VKL = 62.12 \times 0.059 \dots\dots\dots 3.67 \text{ ton.}$$



b).- Viento sobre carga móvil.

$$VGVN = 30.6 \times 0.149 \dots\dots\dots 4.6 \text{ ton.}$$

$$VGVL = 30.6 \times 0.06 \dots\dots\dots 1.84 \text{ ton.}$$

Aplicadas longitudinalmente a nivel del cabezal.

c).- Fricción.

$$Fr = 5\% \text{ C.M.}$$

$$= 0.05 \times 554.3 \dots\dots\dots 27.72 \text{ ton.}$$

Aplicada longitudinalmente a nivel del cabezal.

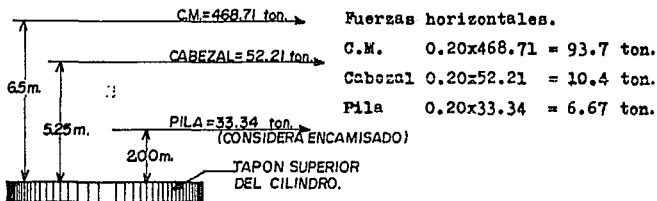
d).- Frenaje.

$$F = 5\% \text{ C.V.}$$

$$0.05 \times 81.85 \dots\dots\dots 4.1 \text{ ton.}$$

Aplicada longitudinalmente a nivel del cabezal.

e).- Sismo. con  $C = 20$  (obtenido previamente).



Cálculo de momento horizontal por sismo.

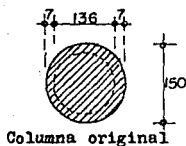
Así, el momento en la base de la pila es:

Concepto	P(ton)	Brazo(m)	Momento(ton-m)
C.M.	93.7	6.5	609.05
Cabezal	10.4	5.25	54.60
Pila	6.67	2.00	13.34

$$\sum_{MOM} = 677.0 \text{ ton-m.}$$

#### V.4.2 REVISIÓN DE LOS GRUPOS DE CARGA, Y DEL DISEÑO.

Se revisarán las siguientes condiciones.

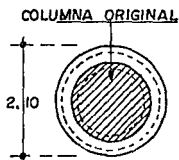


Considerando solo la columna original - para carga muerta.

Esto es, el grupo II

-Grupo II = CM + ET + S + PC + VE con 125% de incremento en sus esfuerzos.

Considerando columna original + encamisado se tiene que:



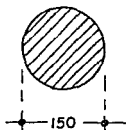
Se analizará para carga muerta + sismo y carga muerta + carga viva. Es decir:

-Grupo VII = CM + ET + S + PC + TT...133% incremento en sus esfuerzos.

-Grupo III = Gpo.I+FL+F+30%VE+VGV+PC.... 125% de incremento en sus esfuerzos.

Columna con encamisado.

Así, se tiene que:



a).- Grupo II de cargas . . . . 125%

$$N = 468.71 + 69.25 = 538 \text{ ton.}$$

$$M_1 = 15.16 \times 6.5 = 98.54 \text{ ton-m.}$$

$$M_2 = 3.67 \times 6.5 = 23.90 \text{ ton-m.}$$

b).- Revisión de sección.

$$e = \frac{98.54}{538} = 0.18 \text{ m.} = 18 \text{ cm.}$$

$$\text{con } \rho = \frac{A_s}{A_g} \text{ y } n = \frac{E_s}{E_L}$$

Donde:  $\rho$  = porcentaje de acero       $n$  = Relación de módulos de elasticidad.  
 $A_s$  = área de acero       $E_s$  = módulo elástico de acero.  
 $A_g$  = área de concreto       $E_c$  = Módulo elástico de concreto.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$n = 9$$

$$A_s = 22 \text{ vars. } 80 \text{ } \phi = 22 \times 5.07 = 111.54 \text{ cm}^2.$$

$$A_g = \frac{\pi (150)^2}{4} = 17\,671.5 \text{ cm}^2.$$

$$\therefore \rho = \frac{111.54}{17671.5} = 0.0063 \quad \rho_n = 0.057 \quad r = 68 \text{ cm.}$$

$$\frac{r}{e} = \frac{68}{18} = 3.78$$

Consultando diagramas  
de Sutherland:

$$C = 7.2$$

$$K = 0.98$$

$$F_c = C \frac{M}{\pi r^3} = 7.2 \times \frac{9\,854\,000}{\pi (68)^3} = 71.8 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_s = 71.8(9) \left[ \frac{1}{0.98} - 1 \right] = 13.2 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F's = 71.8(9) = 646 \text{ kg/cm}^2.$$

$$K = 0.98$$

$$F_c \text{ perm.} = 0.50 f'_c = 0.50(250) = 125 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_s \text{ perm.} = 0.5 f_y = 0.5(4000) = 2000 \text{ kg/cm}^2.$$

∴ ¡ BIEN !

$$c). - \text{Grupo III} = G_{po.I} + P_L + F + 30\% V_E + V_{GV} + F_C \dots 125\%$$

Considerando el encamisado

$$N = 636.11 \text{ ton.}$$

$$M_1 = (0.3 \times 3.67 + 1.84 + 4.1 + 27.72) 6.5 = 226 \text{ ton-m.}$$

$$M_2 = (0.3 \times 15.16 + 4.6) 6.5 = 59.5 \text{ ton-m.}$$

a la altura  
de la -  
base de la  
pila.

$$\therefore e = \frac{226}{636.11} = 0.36 \text{ m.}$$

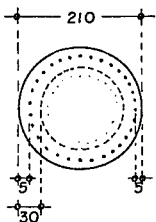
De encamisado:

Considerando porcentaje mínimo de acero  $1\% \leq \rho \leq 8\%$ ,

$$\text{se tiene que } \rho = 1\% = 0.01 \quad \rho_n = 0.09 \quad r = 200$$

Sin embargo, aumentando el porcentaje de acero de la colum-

na existente:  $\rho = 0.0063$



$$\therefore \rho_{\text{total}} = 0.0163 \text{ y } \rho_n_{\text{total}} = 0.147$$

$$\rho_{\text{encamisado}} = \frac{A_s}{A_c}; A_s = \rho_{\text{encamisado}} \times A_c$$

$$A_s = 16964.6 \text{ cm}^2 \times 0.01 = 169.65 \text{ cm}^2.$$

Proponiendo vars. de 8 C  $\emptyset$

$$G_s = 5.07 \text{ cm}^2.$$

$$\# \text{ vars. de encamisado} = 33$$

Se colocarán 33 vars. # 8 C en el encamisado como acero longitudinal.

d).- Cálculo de zuncho en encamisado.

Para zuncho, se propone emplear espiral de 5/8"  $\phi$ .

$$\rho' = \frac{0.45 F'c}{f_y} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad \text{con } A_g = \text{Area total de concreto.}$$

$$A_c = \text{Area interna de concreto.}$$

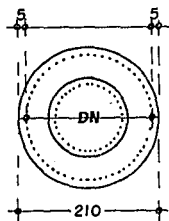
No considerando los estribos de armado original, se tiene -

que:

$$\therefore A_g = \frac{\pi (210)^2}{4} = 34\,636.1 \text{ cm}^2.$$

$$A_c = \frac{\pi (200)^2}{4} = 31\,416 \text{ cm}^2.$$

$$\rho' = \frac{0.45 \times 250}{4000} \left[ \frac{34\,636.1}{31\,416} - 1 \right] = 0.003 = 0.3\%$$



$$\text{Paso}_{\text{espiral}} = \frac{4 D_n}{D_n \rho'} \quad \text{con } D_n = \text{Diámetro interior ó efectivo.}$$

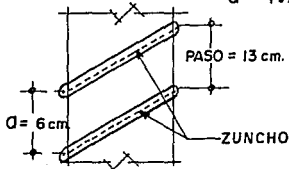
$$\text{Paso}_{\text{espiral}} = \frac{4(1.98)}{200(0.003)} = 13.2 \text{ cm.} \leq D_n/6 \quad \therefore \text{paso} = 13 \text{ cm.}$$

$$\frac{D_n}{6} = \frac{200}{6} = 33.3 \text{ cm.}$$

$G$  = espacio libre vertical

$$3.5 \leq G \leq 7.5$$

$$G = 7.5 - 1.59 = 5.91 \text{ cm.} \therefore G = 6 \text{ cm}$$





$$2.- \Sigma V = 0 \quad \int (da) f = \rho, \quad \int (da) f c \frac{y_n}{x} = \rho$$

$$\frac{f_c}{x} \int (da) y_n = \rho; \quad \frac{f_c}{x} S_{nn} = \rho$$

$$f_c = \frac{\rho x}{S_{nn}} \dots \dots \dots (2)$$

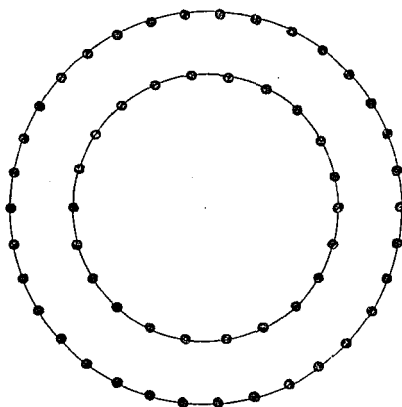
6 también:

$$\int (da) f c \frac{H-y_p}{x} = \rho$$

$$\frac{f_c}{x} \int (da) H - (da) y_p = \rho, \quad \frac{f_c}{x} (AH - S_{pp}) = \rho$$

$$f_c = \frac{\rho x}{AH - S_{pp}} \dots \dots \dots (3)$$

Acomodo de acero longitudinal en sección con encamisado.



As int. = 22 vars 8 c  $\emptyset$  (22 espacios de 19.1)  $\pm$  427 (perím.)

As ext. = 33 vars 8 c  $\emptyset$  (33 espacios de 19)  $\pm$  628 (perím.)

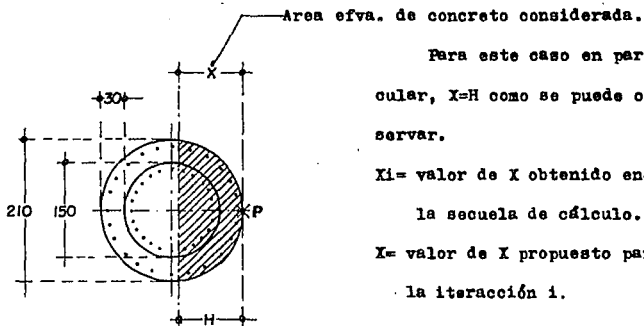
As total = 55 vars 8 c  $\emptyset$

# APLICACION DEL METODO PARA LA REVISION DE LOS ESFUERZOS

Consiste en suponer un valor de  $X$ , y al calcular  $I_{pp}$  y  $S_{pp}$  si la relación del primero al segundo nos da una  $H$  igual a la - implícitamente supuesta al suponer  $X$ , el problema está resuelto; de otro modo, habrá que suponer una nueva  $X$  y hacer un nuevo - tanteo.

Para esto, se requiere conocer previamente:  $A_s$ ,  $\rho$ ,  $n$

Sección con encamisado.-



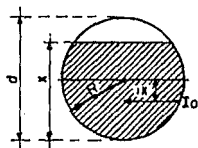
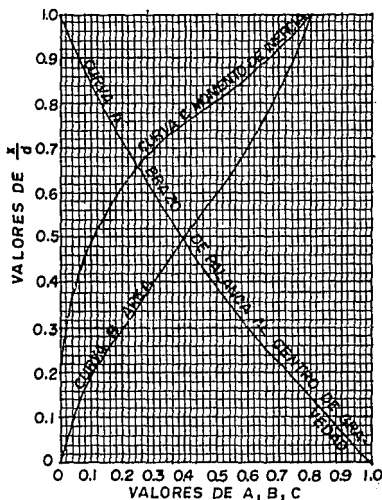
En general, se puede afirmar que:

si  $X_i > X$  prop..... aumentar concreto ||

$X_i < X$  prop..... disminuir concreto ||



Por otra parte, para facilitar el cálculo de sus propiedades, tales como el área, centroide, e inercia de las fracciones de circunferencia del concreto, se aplica la gráfica de propiedades de segmentos circulares que se muestra en seguida:



Cuyas propiedades son:

$$\bar{x} = AR$$

$$AREA = Bd^2$$

$$I_o = CR^4$$

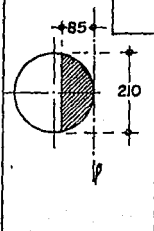
Con A, B, C, obtenidas de la gráfica.

Constantes para propiedades de segmentos circulares.

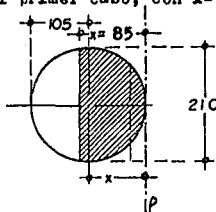
Analizando la sección anteriormente mostrada, se procede a calcular los esfuerzos.

SEGMENTO	AREA	Xpp (BRAZO)	Spp=A Xpp	Ipp
1	136.89 cm <sup>2</sup>	- 202	- 27,652 cm <sup>3</sup>	5,585,660cm <sup>4</sup>
2	91.26 "	- 198	- 18,069.5 "	3,577,757 "
3	91.26 "	- 190	- 17,339 "	3,294,486 "
4	91.26 "	- 177	- 16,153 "	2,859,085 "
5	136.89 "	- 169	- 23,134 "	3,909,715 "
6	182.52 "	- 162	- 29,568 "	4,790,055 "
7	182.52 "	- 148	- 27,013 "	3,997,918 "
8	182.52 "	- 129	- 23,545 "	3,037,315 "
9	136.89 "	- 113	- 15,469 "	1,747,948 "
10	45.63 "	- 105	- 4,791 "	503,071 "
11	91.26 "	- 98	- 8,943 "	876,461 "
12	45.63 "	- 90	- 4,107 "	369,603 "
13	136.89 "	- 81	- 11,088 "	898,135 "
14	45.63 "	- 72	- 3,285 "	236,546 "
15	136.89 "	- 64	- 8,761 "	560,701 "
16	45.63 "	- 57	- 2,601 "	148,252 "
17	182.52 "	- 48	- 8,761 "	420,526 "
18	136.89 "	- 39	- 5,339 "	208,210 "
19	91.26 "	- 33	- 3,012 "	99,382 "
20	91.26 "	- 21	- 1,916 "	40,246 "
21	91.26 "	- 12	- 1,095 "	13,141 "
22	136.89 "	- 7	- 958 "	6,708 "
$\Sigma =$	2,509.65 cm <sup>2</sup>		-262,599.5cm <sup>3</sup>	37,180,921cm <sup>4</sup>

SEGMENTO PROPUESTO	AREA	Xpp	Spp	Ipp
As	2,509.65cm <sup>2</sup>		- 262,599cm <sup>3</sup>	37,180,921cm <sup>4</sup>
x=107	18,081 "	-63.95	-1,156,280 "	73,944,103 "
		$\Sigma 2=$	1,418,879	14,586,120 "
x=100	16,758 "	53.8	901,580	48,505,026
		$\Sigma 3=$	1,164,179	11,911,998
x=80	12,348	22.25	274,743	48,597,945
		$\Sigma =$	637,342	97,597,945
x=90	14,112	37.5	529,200	6,113,032
		$\Sigma =$	791,799	4,862,040
x=86	13,583	31.4	426,506.2	19,845,000
		$\Sigma =$	689,105.2	7,293,060
x=85	13,230	29.35	388,300.5	64,318,981
		$\Sigma =$	650,899.5	6,685,305
II RIEN II				57,258,521
				11,396,620
				6,077,550
				54,655,091



Para el primer caso, con  $x=85$ , se tiene:



$$x_6 = 84 \approx x = 85 \quad \therefore \text{BIEN} \quad ||$$

$$\begin{aligned} \frac{x}{d} &= 0.404 & A &= 0.528 & \therefore I_o &= 0.05(105)^4 = 6,077,550 \text{ cm}^4 \\ B &= 0.30 \\ C &= 0.05 \end{aligned}$$

$$H_1 = \frac{I}{S}; \quad H_6 = \frac{54,655,091}{650,899.5} = 84 \approx 85 \quad \therefore \text{BIEN} \quad ||$$

Esfuerzos en el concreto:

$$f_c = \frac{P x}{A H - S p p} = \frac{636,110(85)}{13,230(85) - 650,899.5} = 114.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 125 \text{ kg/cm}^2$$

|| BIEN ||

Esfuerzo en el acero:

$$f_s = n f_c \frac{d-x}{x} = 9(114.2) \frac{205-85}{85} = 1,451 \text{ kg/cm}^2 < f_s \text{ perm.} = 2000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

|| BIEN ||

Se observa que para el grupo de cargas analizado, los esfuerzos que se presentan tanto en el acero como en el concreto son menores a los admisibles; lo que garantiza el método de re

paración.

Cabe aclarar que además requieren de gran cuidado, las zonas articuladas pues un acoplamiento inadecuado en dichas zonas podría ocasionar la falla de la estructura, quedando por consiguiente, infructuosa la reparación.

b).- Revisión de grupo VII.

Gpo. VII = CM + ET + S + PC + TT .... 133% de incremento -  
en sus esfuerzos.

$$N = 636.11 - 81.85 = 554.26 \text{ ton.}$$

$$M = (93.7 + 10.4 + 6.67)6.5 = 720 \text{ ton-m.}$$

Considerando el incremento de esfuerzos de 33 %, se tiene:

$$M = \frac{720}{1.33} = 541.4 \text{ ton-m.}$$

$$\therefore e = \frac{541.4}{554.26} = 0.98 \text{ m.}$$

Revisión de esfuerzos aplicando fórmulas de método de aproximaciones sucesivas:

$$f_c = \frac{\rho_x}{A_H - S_{pp}} = \frac{554,260 (85)}{13,230 (85) - 650,899.5} = 99.5 \text{ kg/cm}^2$$

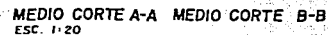
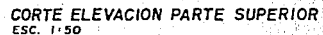
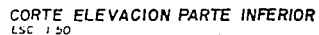
$$99.5 \text{ kg/cm}^2 < 125 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{!! BIEN !!}$$

$$f_s = n f_c \frac{d-x}{x} = 9 (99.5) \frac{205 - 85}{85} = 1,264 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,264 \text{ kg/cm}^2 < 2,000 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{!! BIEN !!}$$

**¡SE ACEPTAN LAS DIMENSIONES PROPUESTAS!**

Finalmente, las columnas quedan como se muestra a continuación.



## V.5 CONCLUSION.

Se debe tener en cuenta que la reparación llevada a cabo, - alcanzará los niveles de servicio estimados, siempre que se tenga la precaución de ensamblar en forma adecuada las zonas articuladas; de otro modo, el método de reparación, resultará por demás infructuoso.



## VI APLICACION A UN CASO PARTICULAR DE REHABILITACION.

### VI.I INTRODUCCION

La estructura que se estudia a continuación, es un puente - llamado "ENRAMADAS", ubicado en la carretera Querétaro-San Luis - Potosí, en el km. 167+073. Esta estructura fué construída hace - más de 30 años y presenta ciertos deterioros ya que no ha recibi - do un mantenimiento adecuado. Si a lo anterior se agrega la --- esbeltez excesiva de los elementos estructurales, se comprende - que este puente se encuentra en riesgo grave.

Como es natural, este puente fué diseñado aplicando los -- criterios de su época que resultan insuficientes para las condi - ciones actuales. Por una parte la carga móvil de diseño fue la - tipo HS-15 de AASHTO, con peso total de 24.5 toneladas y actual - mente sobre él circulan vehículos mucho más pesados, por ejemplo la carga tipo T3-S2-R4 del reglamento de operación de la S.C.T., con peso total de 77.5 toneladas.

Por otro lado, en el diseño del puente, muy probablemente - no se consideró la acción del sismo, ya que, como se explicó en - capítulos anteriores, las normas subestimaban los efectos del -- sismo en las construcciones.

Teniendo en cuenta el crecimiento que ha experimentado el -

tránsito entre las ciudades mencionadas, la S.C.T. emprendió la modernización de la carretera, ampliando su capacidad vial mediante la construcción de una carretera paralela a la existente para convertir la vía en una de 4 carriles. Esta disposición, planteó la necesidad de modernizar o de sustituir los puentes de la vieja carretera que deberían adecuarse a las condiciones modernas del tránsito.

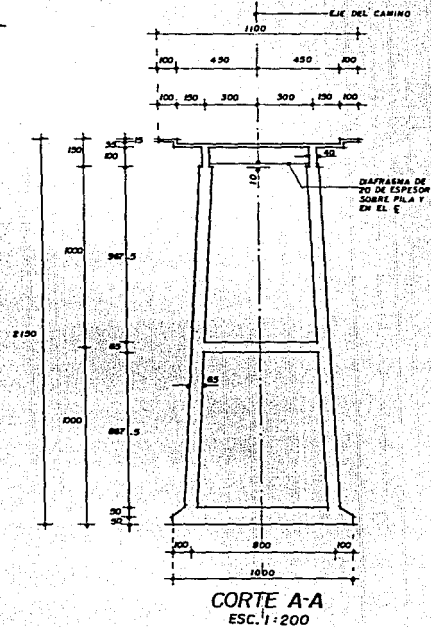
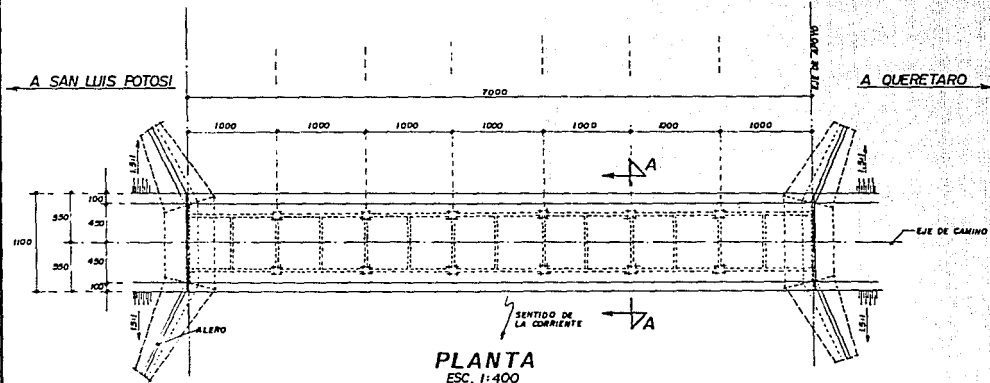
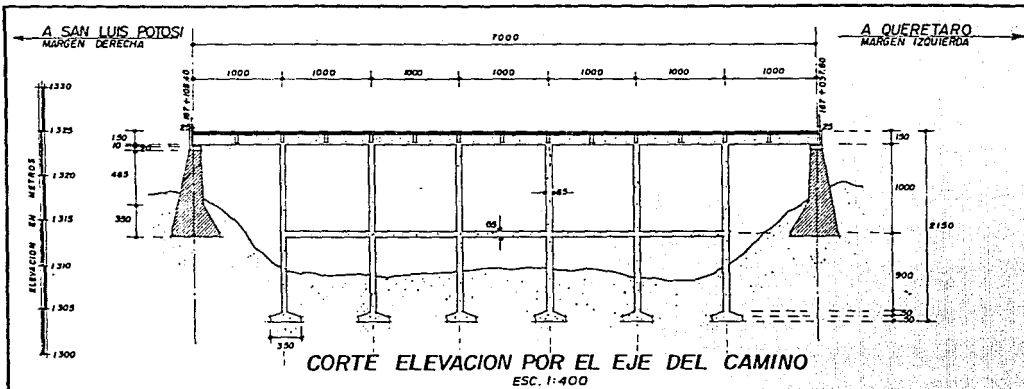
En el caso del puente "ENRAMADAS", se tomó la decisión de rehabilitarlo para incrementar su capacidad a la carga circulante actual, para corregir el deterioro físico causado por la falta de mantenimiento y para mejorar su comportamiento ante un sismo-eventual.

En este capítulo, por razones de limitarnos a los objetivos de tesis, se presentará únicamente el estudio relativo a la rehabilitación sísmica del puente.

## VI.2 DATOS DE PARTIDA

Para la elaboración de un proyecto de rehabilitación de una estructura, es conveniente contar con los planos estructurales y las memorias de cálculo originales.

Sin embargo, en la mayor parte de los casos, esto no es



posible porque el subdesarrollo de nuestro país se refleja ---  
también en un inadecuado control de los archivos; por lo que --  
desafortunadamente muchas veces no se puede contar con esos docu-  
mentos por haberse perdido.

Ese fué el caso del puente ENRAMADAS.

Cuando ocurre lo anterior, el proyecto debe basarse en un -  
levantamiento geométrico de la estructura en el sitio y en una -  
reconstrucción de su diseño aplicando las cargas y los métodos -  
de diseño que se usaban en la época de construcción de la estru-  
tura. Los resultados de esta reconstrucción teórica, deben ser-  
confirmados mediante calas que se practiquen en la estructura -  
real.

En la hoja siguiente, se presentan las características --  
geométricas más importantes del puente "ENRAMADAS" conforme se --  
determinaron en un levantamiento en el sitio. Después de este -  
dibujo se presentan los cálculos que permitieron determinar ---  
cuales son los armados más probables que tienen los principales-  
elementos resistentes del puente. Estos armados se verificaron-  
posteriormente en la obra mediante algunas calas.

### VI.3 RECONSTRUCCION DEL DISEÑO DEL PUENTE

Se considerarán las siguientes calidades de materiales --  
según la práctica anterior a 1960.

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

Conforme esa misma práctica, se aplicará el método de ---  
diseño de los esfuerzos admisibles (Diseño Elástico). Por las --  
innumerables incertidumbres que se tienen, no se justifica un --  
análisis cuidadoso, basta con aplicar métodos burdos.

Para el cálculo de los elementos mecánicos (Cortante y ----  
Momento) actuantes en el puente, se tienen las siguientes expre --  
siones:

$$\text{MOMENTO} = 0.8 \left[ \frac{w l^2}{8} + M_{cv} \right]$$

EN DONDE:  $\frac{w l^2}{8}$  CORRESPONDE AL MOMENTO PRODUCIDO POR LA CARGA MUERTA  
ACTUANTE EN LAS VIGAS PARA UN CLARO DE 10.00 m.

$M_{cv}$  CORRESPONDE AL MOMENTO QUE PRODUCE EN LA ESTRUCTURA  
EL VEHICULO TIPO HS-15 PARA UN CLARO DE 10.00 m.

#### CORTANTE

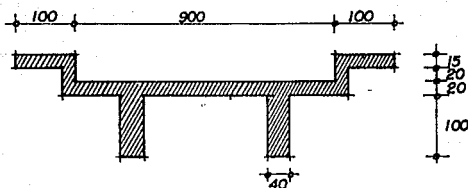
CON:  $\frac{w l}{2}$  = CORTANTE QUE PRODUCE EN EL CLARO DE 10.00 m.  
LA CARGA MUERTA.

$$V = \frac{w l}{2} + V_{cv}$$

$V_{cv}$  = CORTANTE PRODUCIDO POR LA CARGA VEHICULAR  
HS-15 EN UN CLARO DE 10.00 m.

## VI.3.1 EVALUACION DE CARGAS

a).- Cargas permanentes.-



SECCION TRANSVERSAL

## ANALISIS DE CARGA MUERTA.

CONCEPTO		PESO (kg/m)
GUARNICION	$2 \times 2400 [1,00 \times 15 + 20 \times 20]$	9 1 2
LOSA	$2400 \times 0,2 \times 9,4$	4 5 1 2
TRABE	$2400 \times 0,4 \times 1,0 \times 2$	1 9 2 0
CARPETA DE ASFALTO	$0,1 \times 9 \times 2200$	1 9 8 0
		<hr/> 9 3 2 4 kg/m

a.1).- MOMENTO POR CARGA PERMANENTE ACTUANTE PARA CADA TRABE.

$$W = \frac{9324 \text{ kg/m}}{2} = 4662 \text{ kg/m. / TRABE}$$

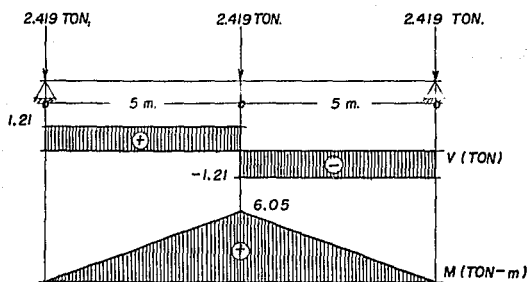
$$\therefore \text{MOM. C.M.} = \frac{4662 (10)^2}{8} = 5'827,500 \text{ kg-cm / TRABE}$$

-CORTANTE PRODUCIDO POR C.M.

$$V = \frac{w l}{2} = \frac{4662 (10)}{2} = 23\,310 \text{ kg/VIGA}$$

# CALCULO DE CORTANTE Y MOMENTO OCASIONADOS POR DIAFRAGMAS.

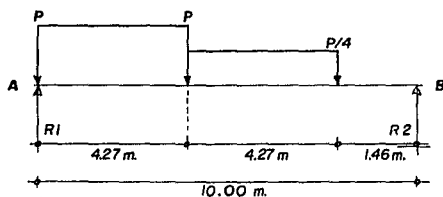
PESO DIAFRAGMA =  $2400 (0.9)(0.2)(5.6) = 2419 \text{ kg.}$



b).- CARGA VEHICULAR.

1).- CORTANTE CON VEHICULOS HS-15

PARA EL CLARO DE 10.00 m, SE COLOCA EL EJE MAS PESADO EN "A" COMO SE MUESTRA:



LAS CARACTERISTICAS DEL VEHICULO TIPO, SE MUESTRA EN EL DIBUJO.

DONDE:  $P = 10\ 886 \text{ kg.}$

OBTENIENDO MOMENTO RESPECTO A "B":

$$-10 P - 5.73 P - 0.365 P + 10 R I = 0$$

$$R I = \frac{10 P + 5.73 P + 0.365 P}{10}$$

SUSTITUYENDO:

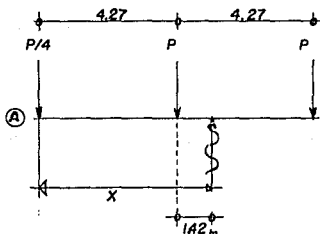
$$R I = \frac{10.886 (10 + 5.73 + 0.365)}{10} = 17\,519 \text{ kg.}$$

OTRA FORMA DE OBTENER EL VALOR, ES CONSULTANDO LAS TABLAS DEL VEHIC. HS-15 DONDE  $R I = 17\,519 \text{ kg.}$

b.1).- MOMENTO PRODUCIDO POR CARGA VEHICULAR.

Ubicación de resultante del vehículo HS-15.

DE LA DISTRIBUCION DE EJES DE CAMION, SE TIENE:



TOMANDO MOMENTOS RESPECTO AL PUNTO (A)

$$M_A = 4.27 P + 8.54 P - x R = 0$$

$$x R = P (4.27 + 8.54)$$

ADEMAS, SE SABE QUE:

$$R = 2 P + P/4 = 2(10\,886) + \frac{10\,886}{4}$$

$$R = 24\,494 \text{ kg.}$$

SUSTITUYENDO:

$$24\,494 X = 10\,886 [4.27 + 8.54]$$

$$X = 5.69 \text{ m.}$$

PARA ESTO, LA DISTANCIA DE LA POSICION DE LA RESULTANTE DE CARGAS Y EL EJE MAS CERCANO, SERA:

$$e = X - 4.27$$

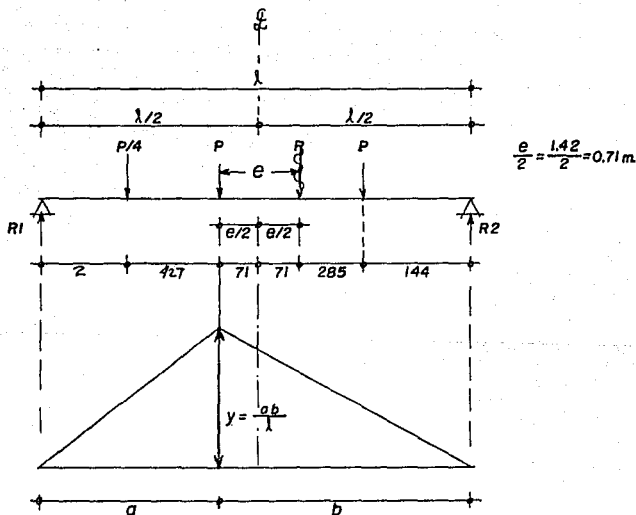
$$= 5.69 - 4.27$$

$$e = 1.42 \text{ m.}$$



## b.2).- LINEA DE INFLUENCIA PARA MOMENTO.

Del valor  $e$  obtenido, para encontrar el valor del momento-máximo maximorum, las cargas se ubicarán en forma tal, que al centro del claro equidisten la posición del eje del camión más cercano a la resultante y la resultante misma; como se observa a continuación:



CONSIDERANDO COMO  $P=1$ , SE TIENE EL VALOR DE LAS REACCIONES —  
COMO SIGUE:

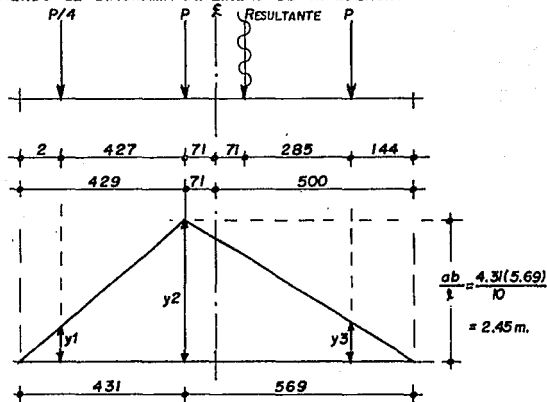
$$R_1 = \frac{Px}{l} \quad , \quad R_2 = \frac{P(l-x)}{l}$$

TOMANDO EL MOMENTO A DISTANCIA "a" SE TIENE QUE:

$$M_a = R_1 \cdot a = \frac{P \cdot x}{l} \cdot a = \frac{P \cdot a}{l} \cdot x \quad \text{SIENDO } x = b$$

$$M_a = \frac{P \cdot q \cdot b}{l} = \frac{q \cdot b}{l} \quad (\text{POR SER } P=1)$$

RESOLVIENDO EL DIAGRAMA DE LINEAS DE INFLUENCIA:



EL VALOR DE LAS ORDENADAS ES:

POR TRIÁNGULOS SEMEJANTES,

$$y_1 = \frac{ab/l}{a} (a-2) = \frac{245}{431} [431-427] = 2.27 \text{ cm.}$$

$$y_2 = 245 \text{ cm.}$$

$$y_3 = \frac{qb/l}{b} (b-427) = \frac{245}{569} (569-427) = 61.14 \text{ cm.}$$

CONSIDERANDO EL VALOR REAL DE "P",

$$M_{cv} = \frac{P}{4} y_1 + P \cdot y_2 + P \cdot y_3$$

$$= \frac{10\ 886}{4} (2.27) + 10\ 886(245) + 10\ 886(61.14)$$

$M_{cv} = 3'338,818\text{ kg-cm}$ . QUE ES EL MOMENTO ACTUANTE EN SU POSICIÓN MAS DESFAVORABLE.

Además, el valor se podía haber obtenido con las tablas del vehículo HS-15, donde  $M_{cv} = 3'368,200\text{ kg-cm}$ .

#### c).- RESUMEN DE ELEMENTOS MECANICOS

En forma aproximada, se tiene que:

$$\begin{aligned} M_{om.} &= 0.8 \left[ \frac{w l^2}{8} + MDIAF + M_{cv} \right] \\ \text{FINAL} & \\ &= 0.8 \left[ 5\ 827\ 500 + 302\ 500 + 3\ 338\ 818 \right] \\ &= 7'575,054\text{ kg-cm} / \text{TRABE} \end{aligned}$$

CORTANTE FINAL.

$$\begin{aligned} V &= \frac{w l}{2} + VDIAF + V_{cv} \\ &= 23\ 310 + 605 + 17\ 521 \\ &= 41\ 436\text{ kg.} \end{aligned}$$

### VI.3.2 DISEÑO DE TRABES.

#### DISEÑO POR FLEXION.-

##### a).- DATOS

$$f'_c = 200\text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2\ 530\text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1\ 265\text{ kg/cm}^2$$

## b).- CONSTANTES DE CALCULO.

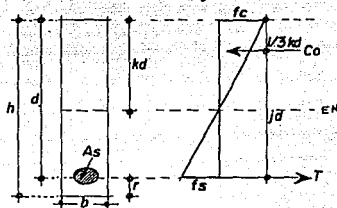
$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1265}{9(90)}} = 0.39$$

$$J = 1 - K/3 = 1 - \frac{0.39}{3} = 0.87$$

CONSIDERANDO RECUBRIMIENTO DE 4cm,

$$Jd = 0.87(100 - 5) = 82.65$$

$$n = 9 \quad f_c = 0.45 f'_c = 0.45(200) = 90 \text{ kg/cm}^2$$



## c).- CALCULO DEL AREA DE ACERO.

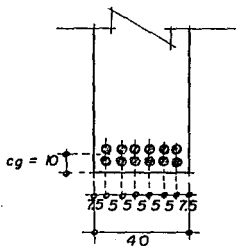
$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot Jd} = \frac{7\,575\,054}{1265(82.65)} = 72.5 \text{ cm}^2$$

NUMERO DE VARILLAS:

EMPLEANDO VARS. #8 CON  $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$ .

NUMERO DE VARS. = 12 VARS. DE #8

## d).- CENTRO DE GRAVEDAD DEL ACERO DE REFUERZO.



## VI.3.3 CORTANTE EN TRABES.

## a).- CORTANTE EN APOYO

$$V_{tot} = 41\,436 \text{ kg.}$$

## b).- ESFUERZO POR CORTANTE

Por especificación, se corren a todo lo largo de la viga - como mínimo,  $1/3$  de las varillas por flexión, siendo  $12/3 = 4$  VARS.

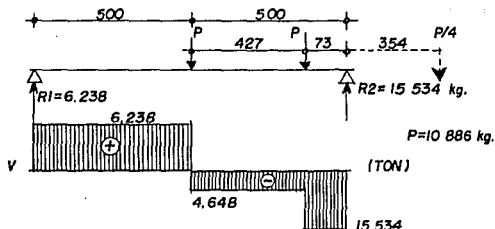
Así, el centro de gravedad de éstas será:  $C_g = 100 - 5 = 95 \text{ cm.}$

Con lo que se obtiene el esfuerzo cortante

$$v = \frac{V T}{b d} = \frac{41\,436}{40 (95)} = 10.9 \text{ kg / cm}^2$$

## c).- FUERZA CORTANTE AL CENTRO DEL CLARO.

Colocando el eje más desfavorable al centro del claro en su posición más desfavorable que es la que se muestra:



CORTANTE MAXIMO AL  $C_g$ :

$$V = V_{CARGA \text{ VEHIC.}} + V_{DIAFRAGMA} = 6\,238 + 1\,210 = 7\,448 \text{ kg.}$$

CORTANTE EN TRABES.

c1).- CORTANTE EN APOYO.

$$V_{TOT} = 41\,436 \text{ kg.}$$

c2).- CAPACIDAD DEL CONCRETO Y ESTRIBOS PARA TOMAR CORTANTE

Considerando que el concreto toma:

$$V_c = 0.02 f'_c = 0.02 (200) = 4 \text{ kg/cm}^2.$$

y el cortante total será:  $V_c = v_c \cdot b \cdot d$

es decir:  $V_c = 4 (40) (95) = 15\,200 \text{ kg. (CONTRIBUCION DE CONCRETO)}$

CORTANTE QUE TOMARAN LOS ESTRIBOS:

$$V_E = V_{TOT} - V_c = 41\,436 - 15\,200 = 26\,236 \text{ kg.}$$

Por tanto, el esfuerzo cortante en estribos será:

$$V_E = \frac{26\,236}{40 (95)} = 6.9 \text{ kg/cm}^2.$$

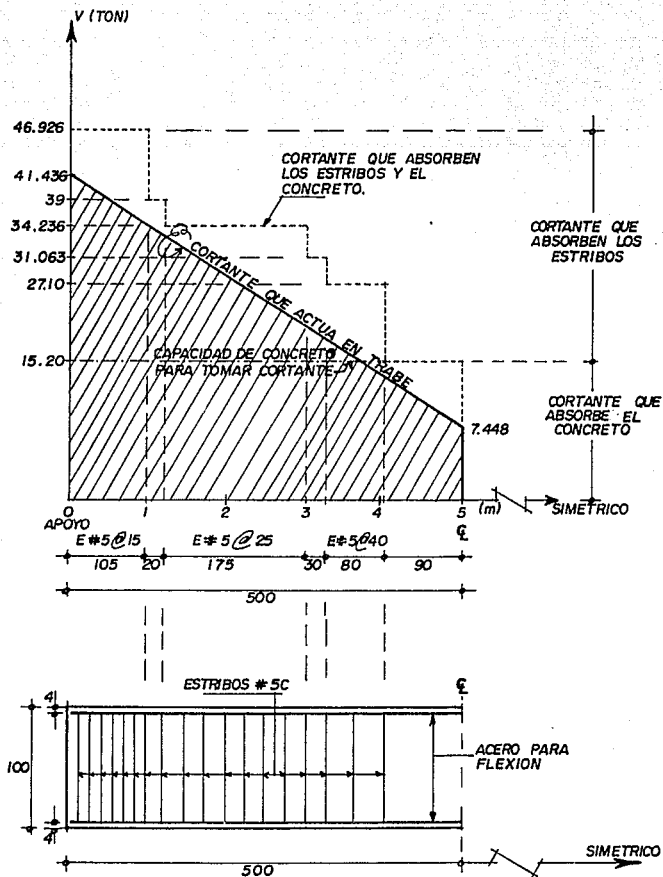
SE TIENE:  $V_E = \frac{V}{b \cdot h}$  ADEMÁS,  $S = \frac{A_v f_s}{V_E b}$  De ambas

expresiones, se requiere despejar  $V$ , para saber el cortante que se absorbe a una determinada separación de estribos.

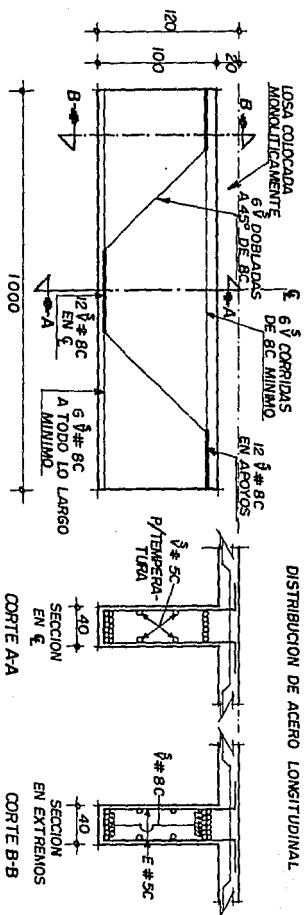
$$V = \frac{A_v f_s}{b} \left( \frac{b \cdot h}{s} \right) = \frac{A_v f_s h}{s}$$

CON VARS. # 5C CON  $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$ .

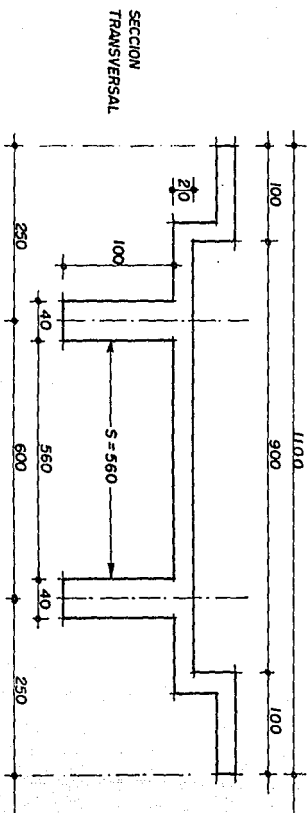
SEPARACION DE ESTRIBOS SI E # 5C DE 2 RAMAS	V ABSORBEN LOS ESTRIBOS (TON)	V ABSORBE EL CONCRETO (TON)	V TOTAL (TON)
si S = 15 cm.	V = 31.726	15.2	46.926
S = 20 cm.	V = 23.795	15.2	39.00
S = 25 cm.	V = 19.036	15.2	34.236
S = 30 cm.	V = 15.863	15.2	31.063
S = 40 cm.	V = 11.90	15.2	27.10



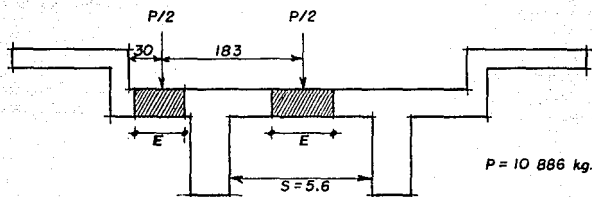
# DISTRIBUCION DE ACERO LONGITUDINAL



## VI.3.3 DISEÑO DE LOSA.







$$MOM_{cv} = \frac{PS}{SE}$$

$E = \text{ANCHO DE DISTRIBUCION}$   
 $E = 2.14\text{ m.}$

$$= \frac{5443 (5.6)}{5(2.14)} (1.3)$$

$$MOM_{cv} + IMP = 3\ 703\text{ kg-m.}$$

$$= 370\ 328\text{ kg-m}$$

#### ANALISIS DE CARGAS.

$$\text{LOSA} \dots\dots\dots 2\ 400(0.2) = 480\text{ kg/m.}$$

$$\text{CARPETA ASFALTICA} \dots\dots 0.1(2\ 200) = 220\text{ kg/m.}$$

$$\underline{W_{TOT} = 700\text{ kg/m.}}$$

$$MOMENTO_{CM} = \frac{Wm (S)^2}{10} = \frac{700 (5.6)^2}{10} = 2\ 195\text{ kg-m}$$

$$= 219\ 520\text{ kg-cm / m.}$$

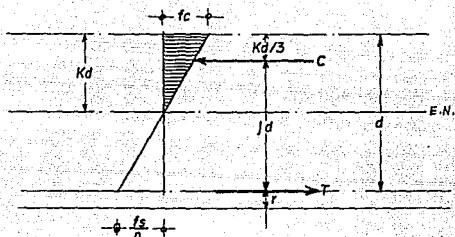
$$MOM_{TOT\ LOSA} = MM + MV$$

$$= 370\ 328 + 219\ 520 = 589\ 848\text{ kg-cm/m.}$$

#### CALCULO DEL BRAZO DEL PAR RESISTENTE (jd)

$$\text{CON } f_s = 1\ 265\text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 200(0.5) = 100\text{ kg/cm}^2$$



$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} \quad j = 1 - K/3 \quad n = 10$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{1265}{10(100)}} = 0.44 \quad j = 1 - \frac{0.44}{3} = 0.85$$

$$d = h - r = 20 - 4 = 16 \text{ cm.}$$

$$\therefore j d = 0.85(16) = 13.6 \text{ cm.}$$

ACERO DE REFUERZO POR FLEXION.-

$$A_s(+) = \frac{M_T}{f_s j d} = \frac{589\,848}{1265 (13.6)} = 34.3 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A_s(-) = \frac{589\,848}{1265 (13.6)} = 34.3 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{Si } \bar{V} \neq 5C, \quad a_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

SE COLOCARAN  $\bar{V} \neq 5C @ 20 \text{ cm.}$  TANTO EN MOMENTO POSITIVO COMO NEGATIVO.

ACERO DE REFUERZO PARA DISTRIBUCION.-

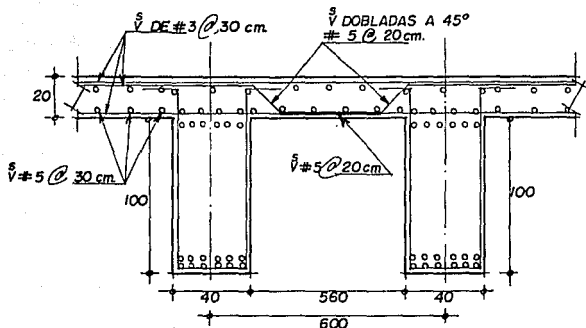
$$A_s(\%) = \frac{220}{\sqrt{3.28 S'}} \leq 67 \%$$

$$A_s(\%) = \frac{220}{\sqrt{3.28(5.6)}} = 51.33 < 67 \% \quad \therefore \text{¡BIEN!}$$

$$\therefore A_s(\%) = 51.33 \approx 0.5133$$

$$A_s \text{ DISTRIBUCION} = 0.5133 (34.3) = 17.6 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$\checkmark \# 5 \text{ @ } 30 \text{ cm. COMO } A_s \text{ DISTRIBUCION.}$



— SECCION TRANSVERSAL LOSA Y TRABES EN  $q$  —

#### VI.3.4 DISEÑO DE COLUMNAS.

##### a).- CARGAS ACTUANTES;

DESCARGA DE SUPERESTRUCTURA  
EN CADA COLUMNA.  $\frac{93\ 24\ (10)}{2} = 46\ 620 \text{ kg.}$

DIAFRAGMAS  $\frac{2\ 419}{2} = 1\ 210 \text{ kg.}$

CARGA VIVA  $10\ 886\ (2.25) = \frac{24\ 494 \text{ kg.}}{72\ 324 \text{ kg.}}$

PESO DE TRABES INTERMEDIAS  $2\ 400\ (0.65 \times 0.4 \times 7/2 + 10) = 8\ 424 \text{ kg.}$

PESO DE COLUMNAS  $(0.65 \times 20) (2\ 400) = 20\ 280 \text{ kg.}$

CARGA TOTAL  $\approx 101\ 028 \text{ kg.}$

$= 101.03 \text{ TON/COLUMNA}$

## b).- DISEÑO DE COLUMNA POR CARGA AXIAL.

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 0.85 A_g [0.25 f'_c + f_s \cdot P_g] \Rightarrow \text{PARA COLUMNAS CON ESTRIBOS AISLADOS}$$

$$\text{DONDE } P_g = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$A_{st}$  = AREA TOTAL DEL ACERO

$A_g$  = AREA TOTAL DEL CONCRETO

$P_g$  = PORCENTAJE DE ACERO

$$1\% < P_g < 8\%$$

PROPONIENDO  $P_g = 0.5\%$  (MINIMO PORCENTAJE) Y REVISANDO LA CARGA

$$P = 0.85 (65)^2 [0.25 (200) + 1265 (0.005)]$$

$$P = 202\,277 \text{ kg} > 101\,028 \text{ kg. ¡BIEN!}$$

$$\therefore A_{st} = P_g A_g = 0.005 (65)^2 = 21.125 \text{ cm}^2$$

PROPONIENDO VARILLAS # BC CON  $d_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$\text{NUMERO DE VARILLAS} = \frac{21.125}{5.07} = 4; \text{ SE COLOCARAN 4 VARS. \# BC}$$

-EL MISMO ARMADO SE EMPLEARA EN TRABES INTERMEDIAS.

## c).- DISEÑO DE ESTRIBOS.

$$\left. \begin{array}{l} \text{SEPARACION} \\ \text{DE} \\ \text{MAXIMA.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 16 \text{ Ø VARS. LONGITUDINALES} \\ 48 \text{ Ø VARS. DE ESTRIBOS} \\ b \end{array}$$

¡ SE TOMA EL MENOR DE  
LOS TRES RESULTADOS !

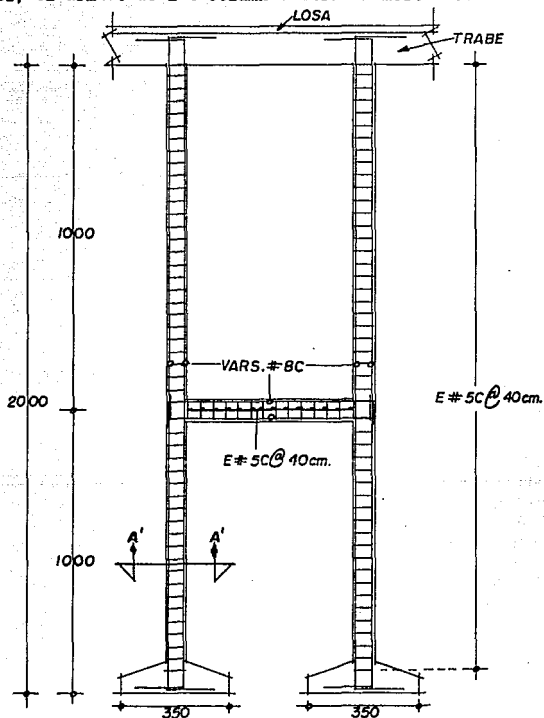
SI ESTRIBOS # 5C, CON  $\phi = 1.59 \text{ cm}$ .

$$16 (2.54) = 40.64 \text{ cm. ¡RIGE!}$$

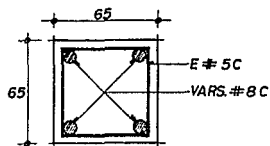
$$48 (1.59) = 76.32 \text{ cm.}$$

$$b = 65 \text{ cm.}$$

Así, el armado de las columnas será el mostrado:



CORTE  $A'-A'$



#### VI.4 REVISION CON LOS CRITERIOS SISMICOS ACTUALES.

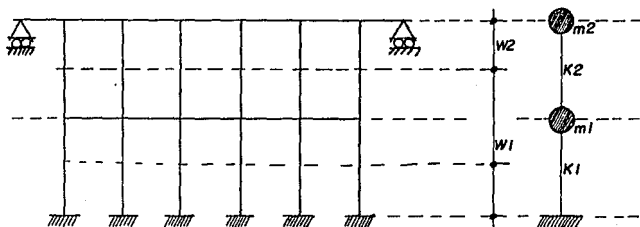
Una vez que se han determinado las características de la estructura existente mediante cálculos y verificaciones de campo, se procede a revisarla conforme a los criterios actuales de diseño sísmico. Los resultados de esta revisión permitirán definir si se requiere o no reforzarlo y se fijarán los elementos para seleccionar el método más adecuado de reforzamiento.

Se considerará que la estructura tiene dos grados de libertad, correspondientes a masas concentradas al nivel de la calzada y al nivel de las trabes de contraventeo. El análisis se hará en las direcciones longitudinal y transversal del puente, idealizando la estructura como sigue:

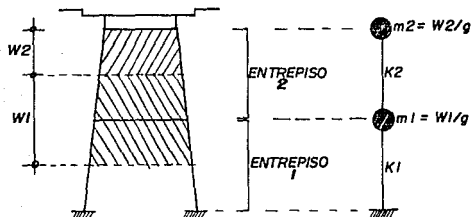
##### VI.4.1 ANALISIS SISMICO.

###### a).- IDEALIZACION DEL MODELO SISMICO.

Caso 1 .- Análisis sísmico longitudinal.

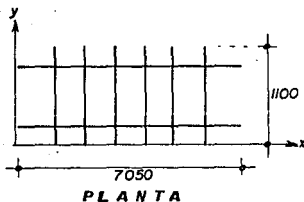


## Caso 2.- Análisis sísmico transversal.



Se considera la estructura con dos entrepisos y se determinan sus propiedades mecánicas y geométricas.

## 1.- DETERMINACION DE CARGAS.



## PISO ②

-CARGA UNIFORME

$$9.324(70.5) = 657.3 \text{ Ton.}$$

-DIÁFRAGMAS

$$2.419(11) = 26.6 \text{ Ton.}$$

$$\text{PESO DE COLUMNAS } (0.65)^2(5)(2400)(12) = 60.84 \text{ Ton.}$$

ASÍ, SUMANDO CARGAS DEL PISO 2:

$$657.3$$

$$26.6$$

$$60.84$$

$$W2 = 744.74 \text{ Ton.}$$

## PISO ①

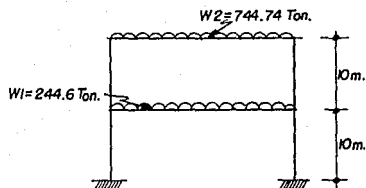
$$\text{COLUMNAS } (0.65)^2(10)(2400)(12) = 121.68 \text{ Ton.}$$

$$\text{TRABES INTER-MEDIAS } (0.65)^2(8.70)(2400)(10) = 88.22 \text{ Ton.}$$

$$(0.65)^2(15.70)(2400)(6) = 34.70 \text{ Ton.}$$

$$W1 = 244.60 \text{ Ton.}$$

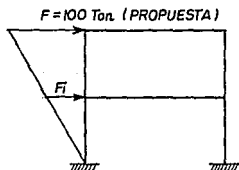
RESUMIENDO:



Todas las cargas se encuentran aplicadas en el centro de gravedad de la estructura.

RIGIDEZ DE ENTREPISO DEL MARCO.

Se calculará por medio de programa de computadora para marcos planos:



SENTIDO LONGITUDINAL

$$F1 = \frac{245}{745}(100) = 32.89 \text{ Ton.}$$

De programa de computadora, se tiene que:

$$\Delta 1 = 2.397 \text{ cm.}$$

$$\Delta 2 = 7.74 \text{ cm.}$$

$$K1 = \frac{F1}{\Delta 1} = \frac{32.89 \text{ T}}{2.397 \text{ cm}} = 13.72 \text{ T/cm.} ; \quad K2 = \frac{100}{7.74} = 12.92 \text{ T/cm.}$$

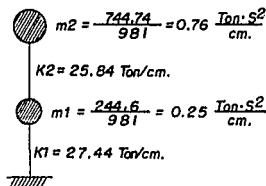
-- LA RIGIDEZ TOTAL DEL ENTREPISO ES :

$$K1 = 13.72 (2) = 27.44 \text{ Ton/cm.}$$

$$K2 = 12.92 (2) = 25.84 \text{ Ton/cm.}$$



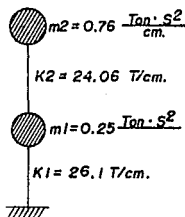
Por tanto, se tiene el siguiente modelo:



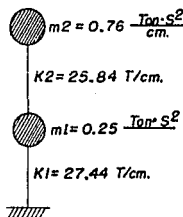
De la misma forma, se determina la rigidez total de entre -  
piso en sentido transversal.

Obteniéndose, los siguientes modelos.

SENTIDO TRANSVERSAL:



SENTIDO LONGITUDINAL:



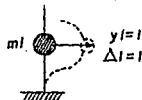
Como puede observarse, el comportamiento en ambos sentidos-  
es similar; Por lo que se analizará en el sentido longitudinal-  
que es menos rígido. Empleándose el método de "análisis dinámico".

A continuación se determinan las propiedades dinámicas del-  
modelo sísmico.

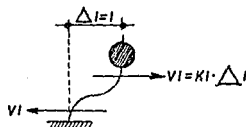
b).- CALCULO DE VALORES CARACTERISTICOS.

Para el cálculo de estos valores (Periodo y Ley de cualquier modo) se empleará el método de "HOLZER" que parte de las siguientes hipótesis:

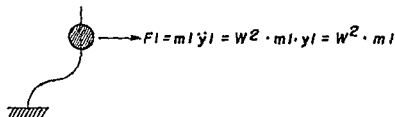
- 1.- Se supone un valor de  $w^2$ .
- 2.- Suponer un desplazamiento del primer piso por comodidad, con valor unitario.



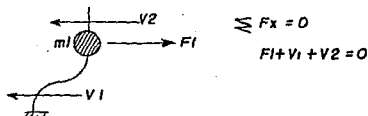
- 3.- Cálculo de cortante de primer entrepiso.



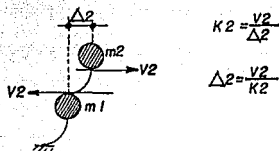
- 4.- Fuerza de inercia del primer piso.



- 5.- Por equilibrio de la primera masa, se obtiene el cortante en el segundo entrepiso.



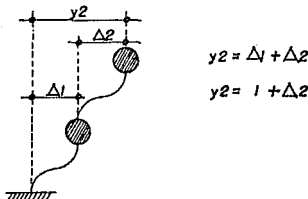
- 6.- Conocido  $V_2$ , obtener desplazamiento relativo del segundo entrepiso.



$$K_2 = \frac{V_2}{\Delta_2}$$

$$\Delta_2 = \frac{V_2}{K_2}$$

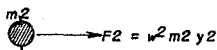
- 7.- El desplazamiento total de la masa  $m_2$  será:



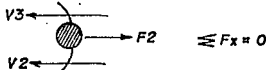
$$y_2 = \Delta_1 + \Delta_2$$

$$y_2 = 1 + \Delta_2$$

- 8.- La fuerza de inercia en  $m_2$ , es:

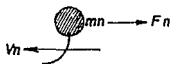


- 9.- Por equilibrio en la masa  $m_2$ , se obtiene  $V_3$ .



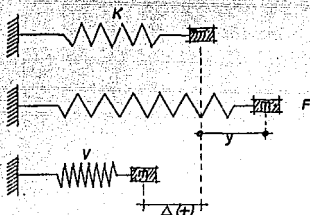
- 10.- A partir de  $V_3$ , se obtienen  $\Delta_3, y_3, F_3$ . El procedimiento se repite hasta llegar a la última masa  $m_n$ .

En esta masa, las fuerzas  $F_n$  y  $V_n$  deben estar en equilibrio. De no ser así, la diferencia se denomina residuo  $R$ .



Se efectúa otro tanteo con otro valor  $W_2$  y así sucesivamente hasta que el residuo sea igual a 0,  $R=0$ .

Para la aplicación del método, se establece la siguiente simbología para fuerzas y desplazamientos, recurriendo a la analogía del resorte.

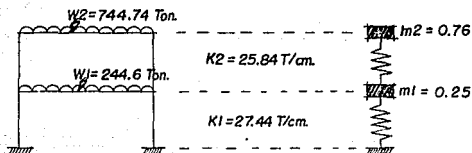


$F$ , y HACIA LA DERECHA SON (+)

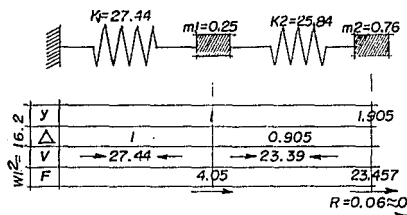
$V$  DE COMPRESION (+)

$V$  DE EXPANSION (-)

CALCULO DE LEY Y PERIODO DE MODOS.



CALCULO DE LEY Y PERIODO DEL PRIMER MODO (MODO FUNDAMENTAL).

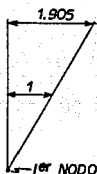


$$\omega_1 = \sqrt{16.2} = 4.025 \text{ RAD/SEG.}$$

FRECUENCIA ANGULAR CUYA LEY ES ,

LEY DEL MODO.

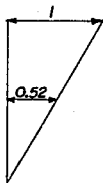
$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2\pi}{4.025} = 1.56 \text{ Seg.}$$



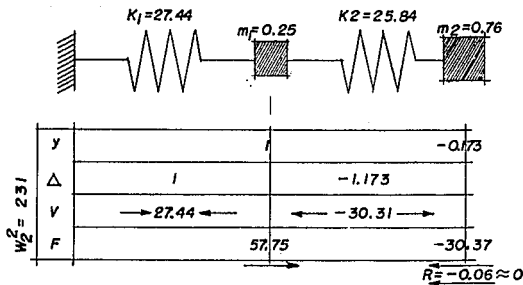
Se observa que la ley tiene 1 nodo, por tanto corresponde al primer modo.

LEY NORMALIZADA DEL MODO.

Es decir:  $T_1 = 1.56 \text{ Seg.}$   $\{\phi\}_1 = \begin{Bmatrix} 0.52 \\ 1 \end{Bmatrix}$



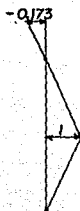
CALCULO DE LEY Y PERIODO DEL SEGUNDO MODO.



$$\omega_2 = \sqrt{231} = 15.19 \text{ RAD/SEG.}$$

$$T = \frac{2\pi}{15.19} = 0.413 \text{ Seg.}$$

LEY DEL MODO:



LEY NORMALIZADA:

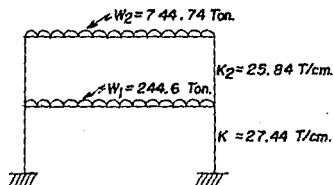


$$T_2 = 0.413 \text{ Seg} \quad \{\theta\}_2 = \begin{Bmatrix} -5.78 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

NOTA: Cabe aclarar que los valores a determinar se calculan después de varios tanteos del valor  $W^2$ ; Empero, solo se representan los valores que corresponden a los modos correspondientes.

### c).- CORTANTES DE ENTREPISO Y DESPLAZAMIENTOS.

El siguiente paso, será determinar los cortantes de entrepiso y desplazamientos máximos en cada piso, mediante un análisis dinámico nodal.



Q=4 Correspondiente a marcos dúctiles.

- Puente ubicado en San Luis Potosí.
- Puente importante grupo A...F.I. = 1.3
- Cimentado en suelo tipo I (firme).
- Formado por marcos dúctiles de concreto reforzado.
- Regionalización sísmica : B

de tablas, se tiene que:

1.- Definición de espectro de diseño.

$$a_0 = 0.03 (1.3) = 0.039$$

$$c = 0.16 (1.3) = 0.208$$

$$T_a = 0.3$$

$$T_b = 0.8$$

$$r = 1/2$$

Para la determinación de cortantes de entreno, así como los desplazamientos máximos en cada piso, se empleó el programa que se encuentra al final del análisis sísmico.

2.- Valores característicos.

$$1^{\text{er}} \text{ Modo} \quad T_1 = 1.56 \text{ Seg.} \quad \phi_{1j} = \begin{Bmatrix} 0.52 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$W_1^2 = 16.2$$

$$2^{\text{do}} \text{ Modo.} \quad T_2 = 0.413 \text{ Seg.} \quad \phi_{2j} = \begin{Bmatrix} -5.78 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$W_2^2 = 231$$

3.- Aceleraciones en cada modo y coeficientes de ductilidad.

$$Q_{\text{MODO } 1} = 4 \quad \text{ACELERACION DE MODO } 1 = 36.53 \text{ cm/s}^2$$

$$Q_{\text{MODO } 2} = 4 \quad \text{ACELERACION DE MODO } 2 = 71.00 \text{ cm/s}^2$$

4.- Coeficientes de participación.

$$C_j = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{W_i \phi_{ij}}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{ij}^2}} \quad C_1 = 1.075 \quad C_2 = -7.504$$

5.- Desplazamientos máximos por modo, en cada piso.

$$1^{\text{er}} \text{ Modo} \quad y_i \text{ Máx. } 1 = \begin{Bmatrix} 1.261 \\ 2.425 \end{Bmatrix}$$

$$2^{\text{do}} \text{ Modo} \quad y_i \text{ Máx. } 2 = \begin{Bmatrix} 0.133 \\ 0.023 \end{Bmatrix}$$

$$y_{ij} = \frac{A_j Q}{W_2 j} C_j \{ \phi_{ij} \}$$

- 6.- Desplazamientos relativos en cada entrepiso, para cada modo.

$$\Delta_{ij} = y_{ij} - y_i - l_j$$

$$1^{\text{er}} \text{ Modo} \quad \Delta l_{mdx_1} = \begin{Bmatrix} 1.261 \\ 1.164 \end{Bmatrix}$$

$$2^{\text{do}} \text{ Modo} \quad \Delta l_{mdx_2} = \begin{Bmatrix} 0.133 \\ -0.156 \end{Bmatrix}$$

- 7.- Cortantes de entreniso, para cada modo.  $V_{ij} = K_i \Delta_{ij}$

$$1^{\text{er}} \text{ Modo} \quad V_{i1} = \begin{Bmatrix} 34.60 \\ 30.07 \end{Bmatrix}$$

$$2^{\text{do}} \text{ Modo} \quad V_{i2} = \begin{Bmatrix} 3.66 \\ -4.04 \end{Bmatrix}$$

- 8.- Cortantes totales de entrepiso

$$V_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n V_{ij}^2}$$

$$1^{\text{er}} \text{ Entrepiso} \quad V_1 = 34.8 \text{ Ton.}$$

$$2^{\text{do}} \text{ Entrepiso} \quad V_2 = 30.34 \text{ Ton.}$$

- 9.- Desplazamientos relativos totales en cada entrepiso

$$\Delta i = \sqrt{\sum (Q_j \Delta_{ij})^2}$$

$$1^{\text{er}} \text{ Entrepiso} \quad \Delta_1 = 5.07 \text{ cm.}$$

$$2^{\text{do}} \text{ Entrepiso} \quad \Delta_2 = 4.7 \text{ cm.}$$

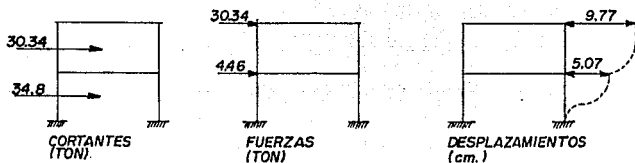
- 10.- Desplazamientos totales en cada piso  $y_i = y_i - l + \Delta_i$

$$1^{\text{er}} \text{ Piso} \quad y_1 = 5.07 \text{ cm.}$$

$$2^{\text{do}} \text{ Piso} \quad y_2 = 9.77 \text{ cm.}$$

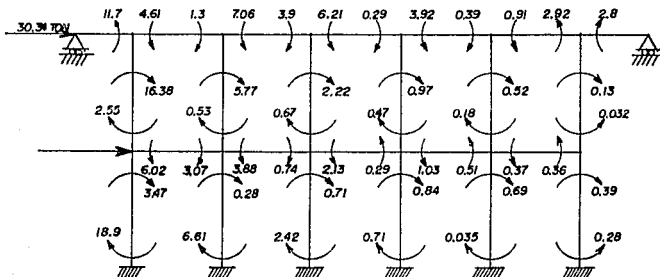


## RESUMEN DE EFECTOS SISMICOS.



## VI.5 OBTENCION DE ELEMENTOS MECANICOS.

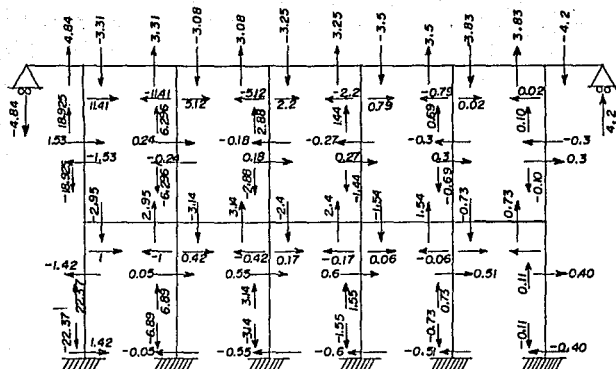
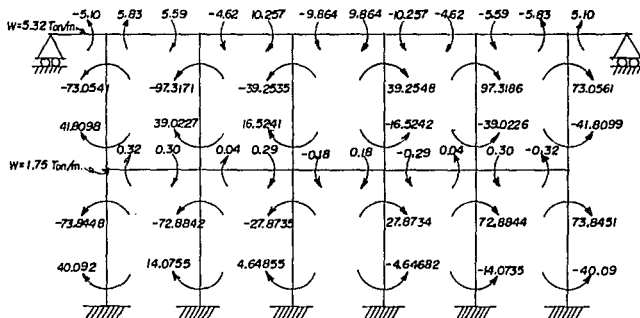
A continuación, se obtienen los elementos mecánicos originados por sismo y por carga permanente; para lo cual, se empleó un programa de análisis estructural, obteniéndose los siguientes valores.



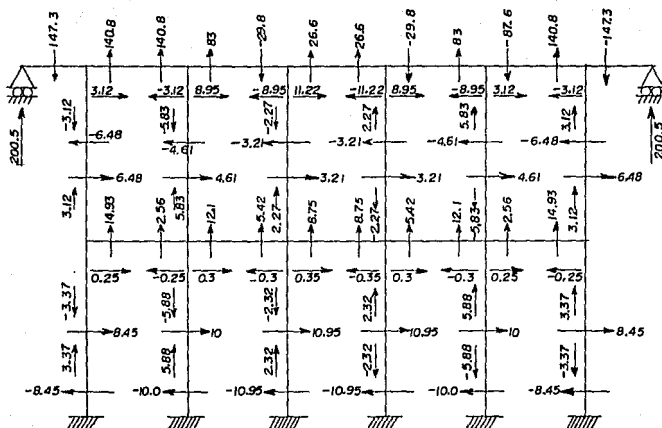
## MOMENTOS PRODUCIDOS POR SISMO (TON-M).

Los elementos mecánicos debidos a sismo son  $\pm$  debido al efecto alternante del evento.

Siendo además, el momento que aparece, el total de los dos marcos iguales.

CORTANTES PRODUCIDOS POR SISMO ( TON ) SON  $\pm$ .

MOMENTOS DEBIDOS A CARGA PERMANENTE ( TON-M ).



CORTANTES DEBIDOS A CARGA PERMANENTE (TON.).

Posteriormente, se presentan los diagramas de los elementos mecánicos.

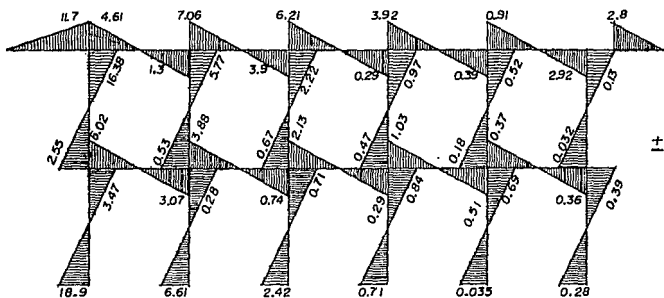


DIAGRAMA DE MOMENTOS POR SISMO (TON-M.).

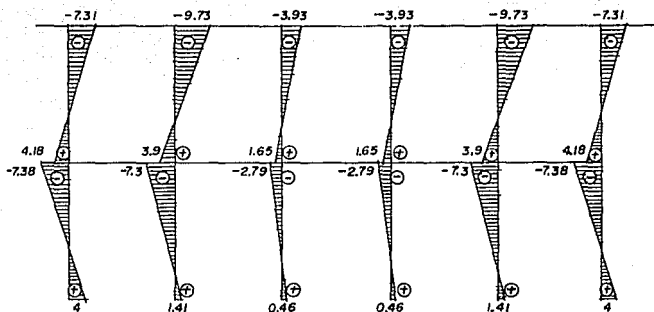


DIAGRAMA DE MOMENTOS POR CARGA PERMANENTE EN COLUMNAS (T-m).

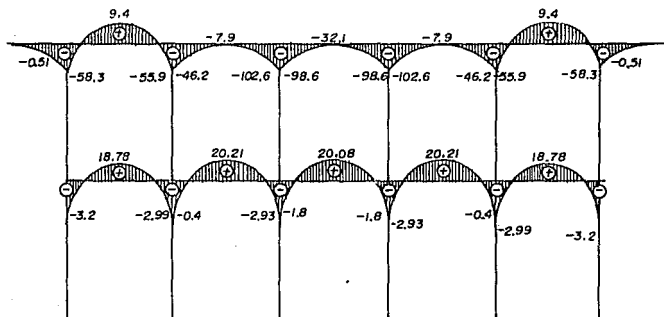


DIAGRAMA DE MOMENTOS POR CARGA PERMANENTE EN TRABES (T-m).

## VI.5.1 FACTORIZACION DE ELEMENTOS MECANICOS.

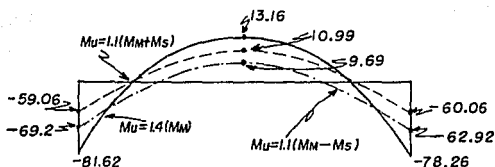
Una vez obtenidos los momentos, se procederá a evaluarlos considerando únicamente los valores más desfavorables; bajo las siguientes condiciones:

$$Mu = 1.4 M_M$$

$$Mu = 1.1 (M_M + M_S)$$

$$Mu = 1.1 (M_M - M_S)$$

Se analizan las trabes del sistema de piso (trabes superiores) considerando:

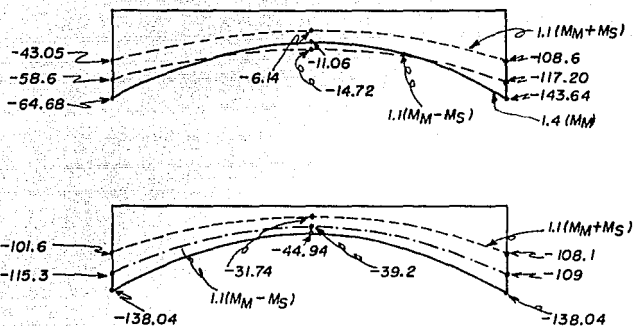


$$Mu = 1.4 M_M \begin{cases} \text{EN APOYO IZQUIERDO} = 1.4 (-58.3) = -81.62 \text{ Ton-m.} \\ \text{EN APOYO DERECHO} = 1.4 (-55.9) = -78.26 \text{ Ton-m.} \\ \text{EN } \text{C} = 1.4 (9.4) = 13.16 \text{ Ton-m.} \end{cases}$$

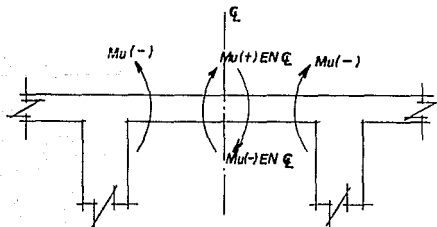
$$Mu = 1.1 (M_M + M_S) \begin{cases} \text{EN APOYO IZQUIERDO} = 1.1 (-58.3 + 4.61) = -59.06 \text{ Ton-m.} \\ \text{EN APOYO DERECHO} = 1.1 (-55.9 + 1.3) = -60.06 \text{ Ton-m.} \\ \text{EN } \text{C} = 1.1 (9.4 + 0.591) = 10.99 \text{ Ton-m.} \end{cases}$$

$$Mu = 1.1 (M_M - M_S) \begin{cases} \text{EN APOYO IZQUIERDO} = 1.1 (-58.3 - 4.61) = -69.2 \text{ Ton-m.} \\ \text{EN APOYO DERECHO} = 1.1 (-55.9 - 1.3) = -62.92 \text{ Ton-m.} \\ \text{EN } \text{C} = 1.1 (9.4 - 0.591) = 9.69 \text{ Ton-m.} \end{cases}$$

Del mismo modo, se analizan las siguientes trabes:  
(Ton-m)



Resumiendo los momentos más desfavorables, se tiene que:



$$Mu(-) = -143.64 \text{ Ton-m EN APOYO.}$$

$$Mu(+) = 13.16 \text{ Ton-m EN C}$$

$$Mu(-) = -44.94 \text{ Ton-m. EN C}$$

Con los cuales, se procederá a revisar las trabes superiores

## PROGRAMAS PARA INGENIERIA SISMICA.-

## "METODO DE RAYLEIGH"

```

1  Clear
3  Print "Método Rayleigh"
5  INPUT "Núm. pisos = " ; N
6  DIM P(N), D(N), K(N), A(N), B(N)
10 FOR I=N To 1 step -1
15 PRINT "Peso ( " ; I; " )= " ; INPUT P(I): PRINT " rigidez
    ( " ; I; " )= " ; INPUT K(I)
20 NEXT I
25 V=0
35 FOR J=N To 1 step -1
40 V=P(J)+V
50 D(J)=V/K(J) : PRINT "Cortante ( " ; J; " )" ; V
55 PRINT "Δ relativo ( " ; J; " )= " ; D(J) : next J
60 Y=0
65 FOR I=1 To N
70 y=D(I)+y
73 A(I)=P(I)*y
75 B(I)=(P(I) * (y)^2)
80 PRINT "*** desplazamiento total ( " ; I; " )=*** " ; y
90 Next I

```

```
100 FOR L=N To 1 step -1
110 PRINT "peso * y(" ; L; ") = " ; A(L) : next L
120 FOR L=N To 1 step -1
130 PRINT "peso * y^2 (" ; L; ") = " ; B(L) : next L
140 FOR J=1 To N
150 SA=A(J)+SA : SB=B(J)+SB
155 Next J
160 PRINT "Suma (peso * y) = " ; SA : PRINT "Suma (peso * y^2) = " ;
    SB
170 T=0.2 * (SQR (SB/SA))
180 PRINT " periodo (T1) (seg) = " ; T : Beep 1 : Beep 0
185 END
```



## METODO NEWMARK

```

1  Clear
2  Print " Método Newmark " : CLS
3  Input "número de pisos= " : N
4  Dim y(N), F(N), D(N), K(N), M(N), y (N), W(N), E(N), P(N)
5  For I=1 to N
6  Print " rigidez ( " ; I; ") = " ; : input K(I) : print " ma-
7  sa ( " ; I; ") = " ; : input M(I)
8
9
10 Next I
11
12 For J=1 to N
13
14
15 y(J)=J : next J
16
17 For I=1 to N
18
19
20 F(I)=M(I)*y(I)
21
22
23 Print " y tanteo ( " ; I; ") = " ; y(I)
24
25
26 Next I
27
28 For J=1 to N
29
30
31 Print " F/W^2 ( " ; J; ") = " ; F(J) : next J
32
33
34 V=0
35
36 For J=N to 1 step -1
37
38
39 V=V+F(J)
40
41
42 D(J)=V/K(J)
43
44
45 Print " V/W^2 ( " ; J; ") = " ; V

```

```

110 Next J
120 For I=1 to N
130 Print "  $\Delta/W^{A2}$  ( " ; I; ") = " ; D(I)
135 Next I
140 S=0
150 For I=1 to N
160 S=D(I)+S
180 Print "  $y/W^{A2}$  ( " ; I; ") = " ; S
185 y U (I)=S
190 Next I
200 For I=1 to N
210 W(I)=y(I)/y U(I)
215 Set F2
220 Print "  $W^{A2}$  (2 ; I; ") = " ; W(I)
230 Next I
240 IF (W(1)/W(N)<=1) or (W(1)/W(N) =1.03 then 250 else 270
250 Beep 1 : beep 0 : beep 1 : beep 0
260 Go to 310
270 For I=1 to N
280 Y(I)=Y U(I)*1000
290 Next I
300 Go to 20
310 WP=0

```

```

320 For J=1 to N
330 WP=W(J)=WP ; next J
335 W F=WP/N
338 Set  $F^2$ 
340 Print "  $W^2$  promedio= " ; WF
350 W1=SQR (WF)
353 Set F2
355 Print " finalmente, W de período (rad/seg)= " ; W1
360 T=(2 * PI)/W1
365 Set F3
370 Print " período de modo (T) (seg)= " ; T
380 For L=1 to N
385 E(L)=Y U(L) * 1000
388 Set F3
390 Print " ley ( " ; L; ") = " ; E(L)
400 Next L
410 For J=1 to N
420 F(J)=E(J)/E(N)
425 Set F3
430 Print " ley normalizada ( " ; J; ") = " ; F(J) :next J
440 End.

```

## METODO HOLZER

```

5  Clear
10  Print " Método Holzer"
12  Input "núm. de pisos = " ; N
13  Dim M(N), K(N), V(N), F(N), D(N), Y(N), U(N)
15  For I=1 to N
20  Print " masa(" ; I; ")" ;
28  Input M(I) : print " rigidez (" ; I; ")=" ; : input K(I) :
    next I : stop
40  Input " freq^2(W^2)= " ; W
50  For I=1 to N
60  IF I=1 then 120
70  V(I)=(-V(I-1)+F(I-1))
72  IF V(I) > 0 then 80
74  V(I)=(-V(I-1)+F(I-1)) * (-1)
80  D(I)=V(I)/K(I)
90  Y(I)=Y(I-1)+D(I)
100  F(I)=W * M(I) * Y(I)
110  Go to 150
120  Y(I)=1 : D(I)=1
130  V(I)=K(I) * D(I)
140  F(I)=W * M(I)

```

```

150 Next I
160 For I=1 to N
170 Print tab (10); " Y(" ; I; ")= " ; Y(I) : print tab (1); "
    Δ(" ; I; ")= " ; D(I) : print tab (1); " VC " ; I; ")= " ;
    V(I) : print tab (10); " FC " ; I; ")= " ; F(I)
180 Next I
185 R=F(N)-V(N)
190 Print " residuo= " ; R
200 IF(R > -0.9) and (R < 0.9) then 208
205 Go to 40
208 Beep 1 : beep 0 : beep 1 : beep 0
210 WU=SQR (W)
220 T=(2*PI)/WU
230 Print " frecuencia (W) (rad/seg)= " ; WU : print " período
    (T) (seg)= " ; T
240 Print " ley del modo "
250 For I=1 to N
260 Print " Y del piso (" ; I; ")= " ; Y(I) : next I
270 Print " ley normalizada del modo "
280 For I=1 to N
290 U(I)=Y(I)/Y(N) : next I
295 For I=1 to N
300 Print " Y del piso (" ; I; ")= " U(I) : next I
305 End.

```

## METODO DINAMICO

```

2  Clear
5  Print ";Método Dinámico;"
10 Input "núm. de pisos= " ; N
20 Dim Fl (N,N), T(N), W(N), Ql(N), A(N), P(N), K(N), CP(N)
25 Dim U(N,N), S(N,N), V(N,N)
30 For I=1 to N : for J=1 to N
40 Print " modo ( " ; I; " ), piso ( " ; J; " )= " ;
50 Input Fl(I,J)
60 Next J,I : CLS
70 Print " datos de zona y tipo de estructura " : stop
80 Input " a= ", a, "C= ", C, "Ta= " Ta, "Tb, "r= ", r, "Q= ",
    Q
90 For I=1 to N
100 Print " período ( " ; I; " )" ; : input T(I) : print " fre -
    cuencia ^ 2 ( " ; I; " )=" ; : input W(I) : next I
110 For J=1 to N
120 If T(J) > Ta then 160
130 Ql(J)=(1+(((Q-1)/Ta) * T(J)))
140 A(J)=((a+(((C-a)/Ta) * T(J)))/Ql(J)) * 981
150 Go to 180
160 A(J)=(981 * C)/Q

```

```

170 Q1(J)=Q
180 Next J
190 Print " cálculo de Q y aceleración en cada modo "
200 For I=1 to N
210 Print " Q de modo (" ; I; ")= " ; Q1(I) : print " acelera--
ción de modo (" ; I; ")= " ; A(I)
220 Next I
225 Print " datos de estructuras "
230 For I=1 to N
240 Print " peso (" ; I; ")= " ; : input P(I) : print " rigidez
(" ; I; ")= " ; : input K(I)
250 Next I : CLS
260 Print " coeficientes de participación " : CLS
265 Print "|| ya estoy calculando||..."
270 For I=1 to N
275 S=0 : DI=0
280 For J=1 to N
285 S=S+(P(J)*F1(I,J))
290 DI=DI+(P(J)*(F1(I,J))^2)
295 RU=S/DI
300 CP(I)=RU
310 Next J
320 Next I

```

```

330 For J=1 to N
340 Print"coeficiente de participación(" ; J; ")=" ; CP(J):next
    J
345 Print " desplazamiento máximo por modo en cada piso "
350 For I=1 to N
360 For J=1 to N
370  $Y = ((A(I) * CP(I)) / W(I))$ 
380  $L = Y * FI(I, J)$ 
390  $U(I, J) = L$ 
400 Next J, I
410 For I=1 to N
420 For J=1 to N
430 Print " Y máx. MODO (" ; I; "), piso (" ; J; ")=" ;  $U(I, J)$  :
    next J, I
440 Print "  $\Delta$  relativos en C " entre piso P/cada modo "
450 For I=1 to N
460 For J=1 to N
470  $S = U(I, J) - U(I, J-1)$ 
480  $S(I, J) = S$ 
490 Next J, I
500 For I=1 to N
510 For J=1 to N
520 Print "  $\Delta$  relativo modo (" ; I; ") piso (" ; J; ")=" ;  $S(I, J)$ 

```



```

530 Next J,I
540 Print " cortantes de entre piso para cada modo "
550 For I=1 to N
555 For J=1 to N
560 V(I,J)=K(J)*S(I,J)
570 Next J,I
580 For I=1 to N
585 For J=1 to N
590 Print " cortante modo ("; I; "), piso ("; J; ")": V(I,J)
600 Next J,I
610 Print " cortantes totales de entre piso "
620 For I=1 to N
630 S=0
640 For J=1 to N
650 S=S+(V(J,I))^2
660 T=SQR(S)
670 T(I)=T
680 Next J,I
690 For I=1 to N
700 Print " cortante total de piso ("; I; ") = "; T(I): next I :
CLS
710 Print " Δ relativos totales en cada entre piso "
720 For I=1 to N : S=0

```

```

740 For J=1 to N
750 S=S+(.11(J)*S(J,I))^2
760 A(I)=SQR(S)
770 Next J,I
775 For I=1 to N
780 Print "Δrelativo total piso ("; I; ")="; A(I) : next I
790 Print "desplazamientos totales en cada piso"
795 S=0
800 For I=1 to N
810 S=S+A(I)
815 K(I)=S : next I
820 For J=1 to N
825 Print " desplazamiento total en piso ("; J; ")="; K(J) :
      next J : CLS
826 Stop
828 Print " dibujar : cortantes, fuerzas y desplazamientos tota
      les "
829 Beep 1 : beep 0 : beep 1 : beep 0
830 End.

```

## VI.6 REVISIÓN DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

A continuación, se lleva a cabo una revisión de los diseños estructurales de acuerdo a las técnicas de la época para determinar si la estructura se encuentra en condiciones de servicio o - rehabilitarla en caso de que se requiera.

### VI.6.1 TRABES SUPERIORES.

Datos para diseño de trabes. (Se empleará el diseño plástico).  
co).

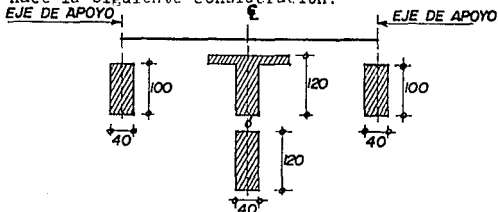
LONGITUD DE TRABE = 10.00 m.

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

ESPESOR DE LOSA = 20 cm.

Se hace la siguiente consideración:



En los extremos, se considera como viga rectangular y en  $Q$  como viga "T" ó rectangular.

a<sub>1</sub>).- En apoyo:

Se considera el momento negativo en el apoyo.-

$$M_u (-) = 143.64 \text{ T-m.}$$

$$M_n (-) = \frac{143.64}{0.9} = 159.6 \text{ T-m.}$$

$$M_n = b d^2 f'_{cw} (1 - 0.59 w)$$

$$\rho = \frac{0.18 f'_c}{f_y} = \frac{0.18 (200)}{2530} = 0.0142$$

$$= 1.42 \%$$

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c} = \frac{0.0142 (2530)}{200} = 0.18$$

$$14364000 = 40 d^2 (200) (0.18) [1 - 0.59 (0.18)]$$

$$d = \sqrt{\frac{14364000}{40 (200) (0.18) [1 - 0.59 (0.18)]}}$$

$$d \approx 106 \text{ cm.}$$

$$A_s = \rho h d$$

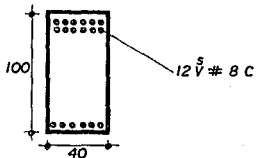
$$= 0.0142 (40) (106) = 60.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{CON } 5 \# 8 \text{ C}$$

$$A_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Núm. Vars.} = \frac{60.2}{5.07} = 12 \# 8 \text{ C}$$

Se observa que el armado de traves en los extremos es:



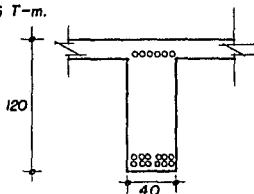
Con lo que podemos observar que es mínimo el aumento en el peralte de la viga que se requiere.

Pero si consideramos la sección como doblemente armada, es evidente que estaremos de lado de la seguridad.

a2).- Analizando la sección en  $\xi$  donde se puede considerar como viga T ó viga rectangular.

Considerando:

$$Mu(+) \xi = 13.16 \text{ T-m.}$$



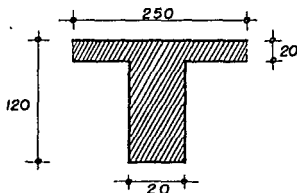
$$Mn \xi = \frac{13.16}{0.9} = 14.62 \text{ T-m.}$$

Cálculo de ancho efectivo del patín.

$$a) \text{-- } b = 16t + b' = 16(20) + 40 = 360 \text{ cm.}$$

$$b) \text{-- } f/4 = \frac{1000}{4} = 250 \text{ cm. ¡RIGE!}$$

$$c) \text{-- } 600 \text{ cm.}$$



$$M_n = A_s f_y (d - q/2)$$

$$\text{CON: } (d - q/2) = jd \quad y \quad jd \begin{cases} 0.85 d \\ 0.90 d \end{cases}$$

$$\text{PROPONIENDO } jd = 0.85 d$$

$$jd = 0.85 (106) = 90.1 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_n}{f_y (d - q/2)} ; d - q/2 = 90.1 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{1462000}{2530 (90.1)} = 6.41 \text{ cm}^2.$$

Por lo tanto, el número de varillas requeridas será de:

$$\text{EMPLEANDO VARS. \# 8C CON } a_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\frac{6.41}{5.07} \quad 2 \text{ VARS. \# 8C } \quad \text{¡BIEN!}$$

¡NO REQUIERE ACERO ADICIONAL DE FLEXION!

También, se revisa para cortante.

Se consideran los cortantes mayores que se presentan en el sistema de piso:

$$V_u = 1.1 (V_M + V_s) = 100.25 - 2.42 = 97.83 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 1.1 (V_M - V_s) = 100.25 + 2.42 = 102.67 \text{ Ton.}$$

$$\text{ESFUERZO CORTANTE } (V_u) . - \quad V_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{102670}{9000} = 11.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = \lambda 0.53 \sqrt{f'c} b d \quad ; \text{ CON } \lambda = 1 \text{ PARA CONCRETO NORMAL}$$

$$= 0.53 \sqrt{200'} (9000) = 67\,458 \text{ kg.}$$

$$212 \sqrt{200'} (9000) < \frac{102\,670}{0.85} = 67\,458$$

$$269\,832 \text{ kg.} > 53\,330 \text{ kg.}$$

Por tanto, continua el cálculo

$$\text{si: } V_u > \frac{0.5 V_c}{2}$$

$$\text{; SE REQUIERE ACERO DE REFUERZO PARA CORTANTE } 1$$

$$102\,670 > \frac{0.85(67\,458)}{2}$$

$$102\,670 \text{ kg} > 28\,670 \text{ kg.}$$

A continuación, se calcula el acero para cortante:

$$A_v = \frac{(\frac{V_u}{\phi} - V_c) S}{f_y \cdot d}$$

$$A_v = \frac{(\frac{102\,670}{0.85} - 67\,458) S}{2\,530(116)}$$

$$A_v = 0.182 \text{ S}$$

$$S = \frac{A_v}{0.182} \text{ CON } E \neq 5 \quad ds = 1.98 \text{ cm.}^2$$

ESTRIBOS DE 2 RAMAS, POR TANTO:

$$A_v = 2(1.98) = 3.96$$

$$S = \frac{3.96}{0.182} = 21.8 \text{ cm.}$$

Lo cual indica que el armado de estribos en las trabes superiores es adecuado.

CONCLUSION: ; Las vigas que forman el sistema de piso, no requieren de refuerzo adicional ;

#### VI.6.2 REVISION DE TRABES INTERMEDIAS.

Estas se revisan como columnas sometidas a flexocompresión.

Para estos elementos, se aplicará el " DISEÑO ELASTICO " - el cual, no requiere de factorización de sus elementos mecánicos. Es decir, estos no se afectan por el factor 1.1

FUERZAS. NORMALES:	MOMENTOS:	CORTANTES:
N SISMICO = 1.0 Ton.	POR SISMO: $\pm 6.02$ Ton-m	V SISMICO = 3.14 Ton.
N C.M. = 0.25 "	$\pm 3.07$ " "	V C.M. = 19.93 Ton.
	POR C.M.: - 3.2 " "	
	- 2.99 " "	
MOMENTOS:	CORTANTES:	NORMALES:
$-3.2 + 6.02 = 2.82$ Ton-m.	$14.93 + 3.14 = 18.07$ Ton.	$0.25 - 1 = -0.75$ Ton.
$-3.2 - 6.02 = -9.22$ " "	$14.93 - 3.14 = 11.8$ "	$0.25 + 1 = 1.25$ "
$-2.99 + 3.07 = 0.08$ " "		
$-2.99 - 3.07 = -6.06$ " "		

Por otra parte, considerando que los efectos más desfavorables se presentan en el mismo miembro:





Se tienen como datos:

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_y = 2530 \text{ " "}$$

$$l = 10.00 \text{ m.}$$

$$h = 65 \text{ cm.}$$

$$b = 65 \text{ cm.}$$

ESTRIBOS # 5C @ 40 cm.

4 VARS. # 8C

$$n = 9$$

$$E_c = 198\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

1.- Se determina la relación de esbeltez del elemento.

$$\frac{KH}{\ell} \quad \text{Donde: } K = \text{Coeficiente que depende de los apoyos de la columna.}$$

$H$  = Altura libre de la columna.

$\ell$  = Radio de giro de la columna.

$$\ell = \sqrt{\frac{I}{A_g}} \quad \text{Además: } I = \text{Inercia de la columna.}$$

$A_g$  = Área de concreto de la columna.

SI  $KH/\ell < 60 \Rightarrow$  COLUMNA CORTA.

$$\therefore H = 1000 - 65 = 935 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{(65)^4}{12} = 1\,487\,550 \text{ cm}^4.$$

$$A_g = (65)^2 = 4\,225 \text{ cm}^2.$$

$$\ell = \sqrt{\frac{1\,487\,550}{4\,225}} = 18.76$$

$G$  = FACTOR DE NUDO

$$G = \frac{\sum K \text{ VIGAS}}{\sum K \text{ COLUMNAS}}$$

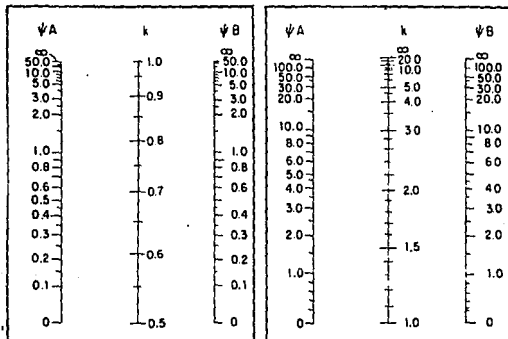
$$K_{COL} = K_{VIGAS} = \frac{1487.550}{935} = 1.591$$

$$\therefore G_A = \frac{1.591}{1.591(2)} = 0.5$$

$$G_B = \frac{1.591(2)}{1.591(2)} = 1$$

Consultando el Nomograma siguiente, se determina el valor -

de  $K$



NOMOGRAMAS PARA DETERMINAR EL GRADO DE EMPOTRAMIENTO EN  
LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS.

$K=1.22$  PARA MARCOS CON DESPLAZAMIENTO LATERAL.

$$\frac{KH}{\ell} = \frac{1.22(935)}{18.76} = 60.8 > 60$$

ASI QUE SE ANALIZA COMO  
COLUMNA LARGA.



## 2.- Cálculo de altura de pandeo de la columna.

$$H' = H \left[ 0.78 + 0.22 r'A \right] \geq H$$

$$r'A = \frac{GA + GB}{2}$$

$$r'A = \frac{1.5}{2} = 0.75$$

$$H' = 935 \left[ 0.78 + (0.22 \times 0.75) \right] = 884 \text{ cm}$$

$$R = \left[ 1.07 - 0.008 \left( \frac{H'}{l} \right) \right] \leq 1.00$$

$$R = \left[ 1.07 - 0.008 \left( \frac{884}{18.76} \right) \right] = 0.693$$

$$\text{CON } K = 1.22$$

$$R = \left[ 1.07 - 0.008 \left( \frac{KH}{l} \right) \right]$$

$$= \left[ 1.07 - 0.008 \left( \frac{1.22 \times 935}{18.76} \right) \right] = 0.584$$

## 3.- Cálculo de carga y momento de diseño requeridos.

$$P_L = \frac{PC}{R} = \frac{1.25 \text{ Ton}}{0.584} = 2.14 \text{ Ton.}$$

$$M_L = \frac{MC}{R} = \frac{9.22}{0.584} = 15.79 \text{ Ton-m.}$$

$$\frac{6.06}{0.584} = 10.38 \text{ " "}$$

4.- Con los valores obtenidos de  $P_L$  y  $M_L$ , se procede a --  
verificar si el diseño de estos elementos es el adecuado.

$$A_s = \rho_{bh}, \quad \rho = A_s / bh$$

$$\rho = \frac{5.07(4)}{4225} = 0.0048 = 0.48\%$$

$$\rho_n = 0.0048(9) = 0.0432$$

Considerando momento mayor.

$$c = \frac{15.79}{2.35} = 6.7 \text{ cm.}$$

$$\frac{c}{h} = \frac{6.7}{65} = 0.10$$

$$\frac{d'}{h} = 0.10 \quad d' = 6.5$$

De diagramas de apéndice se tiene:

$$C = 1.44, \quad f'_c = 0.35 f_c$$

#### 4.- REVISION DE ESFUERZOS.

##### 4.1).- Revisión de esfuerzos en el concreto.

$$f_c = \frac{C \cdot P_L}{A_g} = \frac{1.44 (2\,350)}{4\,225} = 0.80 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f'_c = 0.35 (0.80) = 0.28 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{c \text{ perm.}} = 0.45 f'_c = 0.45 (200) = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$90 > 0.80 \text{ ; BIEN ;}$$

##### 4.2).- Revisión de esfuerzos en el acero.

$$f_s = n f_c \left[ 1 - d'/h (1 - f'_c / f_c) \right]$$

$$= 9(0.80) \left[ 1 - 0.10 \left( 1 - \frac{0.28}{0.80} \right) \right] = 6.7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$= 6.7 \text{ kg/cm}^2 < 0.5 (2\,530) = 1\,265 \text{ kg/cm}^2.$$

¡BIEN!

Se puede concluir que estas trabes no requieren aumento de sección de acero de flexión como rehabilitado.

#### 5.- REVISION DE CORTANTE.

##### 5.1).- Esfuerzo cortante unitario en la sección.

$$V_{CRITICO} = \frac{V_{CRITICO}}{b \cdot d}$$

Se toma el mayor valor de cortante para estar del lado de la seguridad.

$$= \frac{18\,070}{4\,225} = 4.28 \text{ kg/cm}^2$$

5.2).- Contribución del concreto.

$$\begin{aligned} V_c &= 0.29 \sqrt{f'_c} \\ &= 0.29 \sqrt{200} = 4.1 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

5.3).- Comparación de esfuerzos cortantes.

si  $V_c < V_{CRIT}$ . LA VIGA NECESITA ESTRIBOS.

$4.1 \text{ kg/cm}^2 < 4.28 \text{ kg/cm}^2$  SE REQUIERE DE REFUERZO DE ACERO PARA ABSORBER EL CORTANTE.

$$\begin{aligned} V' &= V_{CRIT} - V_c \\ &= 4.28 - 4.1 = 0.18 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

5.4).- Separación de estribos.

$$S = \frac{A_v F_v}{V' b}$$

Con estribos de #5C dos ramas.

$$\begin{aligned} dS &= 1.98 \text{ cm}^2 \\ S &= \frac{1.98(2)(1265)}{0.18(65)} = 428 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Es evidente que no se requiere de acero para cortante ya que el concreto prácticamente absorbe todo el cortante. Empero, por especificación se colocan estribos de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$16 \text{ } \emptyset \text{ VARS.} = 16(2.54) = 40.64 \text{ cm. } \textbf{¡ BIEN !}$$

$$48 \text{ } \emptyset \text{ S} = 48(1.59) = 76.32 \text{ cm.}$$

$$b = 65 \text{ cm.}$$

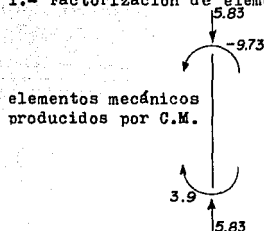
$$\therefore \text{ESTRIBOS } \# 5 \text{ } \emptyset \text{ 40 cm. } \textbf{¡ BIEN !}$$

CONCLUSION: ¡No se requiere de rehabilitación en estos elementos!

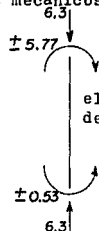
### VI.6.3 REVISION DE COLUMNAS.

En estos elementos estructurales, se efectua la revision --  
por el método de diseño elástico.

#### 1.- Factorización de elementos mecánicos.



elementos mecánicos  
producidos por C.M.



elementos mecánicos  
debidos a sismo.

$$Mu = 1.1 \text{ MCM}$$

$$1.1 (-9.73) = -10.7 \text{ Ton-m}$$

$$1.1 (3.9) = 4.30 \text{ " "}$$

$$Nu = 1.1 \text{ NCM}$$

$$1.1 (5.83) = 6.4 \text{ Ton.}$$

$$Mu = 1.1 (\text{MCM} + \text{MS})$$

$$1.1 (-9.73 + 5.77) = -4.4 \text{ Ton-m.}$$

$$1.1 (3.9 + 0.53) = 4.9 \text{ " "}$$

$$Nu = 1.1 (\text{NCM} + \text{NS})$$

$$1.1 (5.83 + 6.3) = 13.3 \text{ Ton.}$$

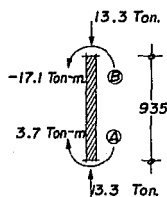
$$Mu = 1.1 (\text{MCM} - \text{M})$$

$$1.1 (-9.73 - 5.77) = -17.1 \text{ Ton-m}$$

$$1.1 (3.9 - 0.53) = 3.7 \text{ " "}$$

$$Nu = (\text{NCM} - \text{NS})$$

$$1.1 (5.83 - 6.3) = -0.5 \text{ Ton.}$$



2.- Se procederá a calcular el momento de amplificación.

$$I_{COL} = I_{TRABE} = 1\,487\,550 \text{ cm}^4$$

$$K_{COL} = K_{TRABES} = 1\,591$$

$$= 18.76 \text{ cm.}$$

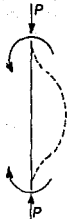
$$\text{FACTOR DE NUDO} \quad G = \frac{\sum K_{COLS.}}{\sum K_{TRABES}}$$

$$G_A = \frac{1\,591 (2)}{1\,591 (2)} = 1$$

$$G_B = \frac{1\,591}{1\,591 (2)} = 0.5$$

De nomograma:  $K = 1.22$

$$\frac{KH}{\rho} = \frac{1.22 (935)}{18.76} = 60.8 \quad \therefore \text{SE CONSIDERA COLUMNA LARGA.}$$



De los factores de nudo  $G$ , se tiene que  $K=1.22$  para marcos que experimentan desplazamiento lateral.

Cálculo de la longitud efectiva de pandeo considerando que la estructura sufre desplazamiento lateral.

$$H' = K \ell = 1.22 (935) = 1\,141 \text{ cm.}$$

Cálculo de los factores de amplificación.

$$\beta_d = \frac{M_{CM}}{M_T} = \frac{3.7}{17.1} = 0.22 \quad \beta_I = \frac{198\,000 (1\,487\,550)}{2.5 (1 + 0.22)} = 9.6568 \times 10^9$$

Aplicando la fórmula de EULER.

$$P_C = \frac{\pi^2 E C I_g}{(K L)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 (9.6568 \times 10^9)}{(11.41)^2} = 732.1 \text{ Ton.}$$

Aplicando un criterio conservador, y suponiendo que todas las columnas tienen el mismo comportamiento, se tiene que:

Suma de cargas aplicadas en todas las columnas:



$$\Sigma PM = 13.3 (12) = 160 \text{ Ton.}$$

Suma de cargas amplificadas.-

$$\Sigma PC = 732.1 (12) = 8785 \text{ Ton.}$$

Factor de amplificación debido a sismo;

$$\delta S = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma PM}{\Sigma PC}}$$

CON  $\phi$  = Factor de reducción por  
aplastamiento en concreto  
= 0.70

$$\delta S = \frac{1}{1 - \frac{160}{8785(0.7)}} = 1.027$$

Por tanto, el momento amplificado, es :

$$M_C = \delta b M_{2b} + \delta S M_{2S}$$

Donde:

$M_{2b}$  = Momento debido a carga gravitacional.

$M_{2S}$  = Momento debido a carga sísmica.

Considerando los momentos máximos:



$$M2b = 9.73 \text{ Ton-m.}, \quad M2S = 18.9 \text{ Ton-m}$$

$$Mc = 1(9.73) + 1.027(18.9)$$

$$= 29.14 \text{ Ton-m.}$$

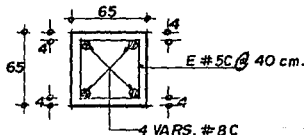
3.- Finalmente, se diseña con los valores de:

$$MM = 29.14 \text{ Ton-m. (MOMENTO)}$$

$$PM = 13.3 \text{ Ton. (CARGA AXIAL)}$$

#### DISEÑO DE COLUMNAS.

1.- Se consideran las condiciones existentes:



$$f''c = 0.8(0.85)(200) = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Recubrimiento } r = 4 \text{ cm.}$$

$$\text{Por tanto: } d = 65 - 4 = 61 \text{ cm.}$$

$$d/h = \frac{61}{65} = 0.94$$

A continuación, se determina el armado necesario y se compara con el existente en la columna:

Constantes de cálculo:

$$K = \frac{PM}{FR bh f''c}$$

$$= \frac{13300}{0.7(65)(65)(136)} = 0.034$$

$$R = \frac{M_u}{\phi R_n} = \frac{2914000}{0.7(65)(65)^2(136)} = 0.111$$

Consultando diagramas de interacción para columnas, se encuentra el valor del coeficiente  $q$ .

$$q = 0.22$$

Cálculo de porcentaje de acero requerido:

Se considera el tipo de acero que actualmente se encuentra en el mercado y que corresponde a  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.22 \frac{136}{4200} = 0.0071$$

Así, se tiene que, el acero requerido será:

$$A_s = \rho b h = 65(65)(0.0071) = 30 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas de # 8C con  $A_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$\frac{\text{NUM. DE VARS.}}{\text{DE}} = \frac{30}{5.07} = 6 \text{ VARS. \# 8C} \quad \text{Con límite de fluencia de: } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Se obtiene un porcentaje con las varillas contenidas en la sección.

$$\frac{4(2530)}{4200} = 2.4 \text{ VARS. DE } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Es el promedio del acero contenido en la sección.

$2.4 < 6$  Por tanto, ¡ LA COLUMNA NO PASA !

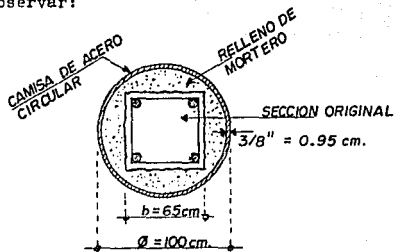
¡¡ REQUIERE DE REHABILITADO !!

Dada la importancia de estos elementos para la seguridad del nudo y dadas las incertidumbres en el cálculo para la

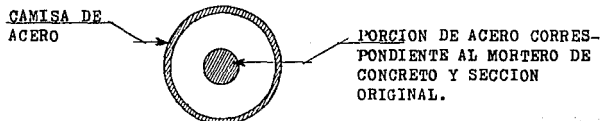
determinación del reforzamiento, " SE APLICARA UN METODO CONSERVADOR ". El diseño elástico.

## VI.7 REHABILITACION DE COLUMNAS.

El método de rehabilitación empleado, consistirá en un encamisado con sección circular de acero hueca y los espacios entre esta y la sección original, serán cubiertos de mortero como se puede observar:



Con la sección mostrada, se efectuarán los cálculos necesarios; para lo cual, se transformará la sección anterior en sección de acero equivalente, como sigue:



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

$$A_g = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{\pi (100)^2}{4} = 7854 \text{ cm}^2$$

$$A_{g_{\text{TOT}}} = 7854 - 20.28 = 7833.7 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{s1} = \frac{7833.7 + 20.28(9)}{9} = 890.7 \text{ cm}^2 \quad \text{EQUIVALENTES DE ACERO}$$

Area de acero de camisa.-

$$A_{s2} = \frac{\pi (\phi^2 - \phi'^2)}{4} = \frac{\pi [(100)^2 - (98.1)^2]}{4}$$

$$A_{s2} = 295.6 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{s_{\text{TOT}}} = 890.7 + 295.6 = 1186.3 \text{ cm}^2$$

Cálculo de momentos de inercia.-

$$I_1 = \frac{\pi \phi^4}{64}$$

$$\text{CON: } \phi = \sqrt{\frac{4 A_{s1}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(890.7)}{\pi}} = 33.68 \text{ cm.}$$

$$\text{ASI: } I_1 = \frac{\pi (33.68)^4}{64} = 63162 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = \frac{\pi (\phi^4 - \phi'^4)}{64}$$

$$= \frac{\pi [(100)^4 - (98.1)^4]}{64} = 362,564 \text{ cm}^4$$

$$I_{TOT} = I_1 + I_2 = 425\,726 \text{ cm}^4.$$

A continuación, se procede a analizar los esfuerzos en la sección originados por los elementos mecánicos; sin ser afectados dichos elementos por los factores de carga (debido a que el diseño elástico no considera estos factores).

$$MOM_{C.M} = 9.73 \text{ ton-m}; \quad P_{C.M.} = 5.83 \text{ ton.}$$

$$MOM_{SISMO} = 5.77 \text{ ton-m}; \quad P_{SISMO} = 6.3 \text{ ton.}$$

Además, de la sección se hará la siguiente consideración:

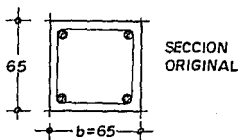
a).- Se considerará la sección original únicamente para la carga muerta.

b).- Se considerará toda la sección (columna original + en camisado) para los elementos mecánicos originados por sismo + carga permanente.

1.- Para carga permanente, se tiene:

$$MOM. = 0.10 \cdot P_{C.M.}$$

$$P_{C.M.} = 5.83 \text{ ton.}$$



$$MOM = 0.10 (0.65)(5.83)$$

$$= 37\,895 \text{ kg-cm} < 973\,000 \text{ kg-cm.}$$

Por tanto, se toma el momento mayor.

Se analiza con:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

Donde:

$$f_a = P/A_g$$

$$F_a = 0.34 (1 + P_g \cdot m) f'_c$$

$$f_b = \frac{M}{I} y$$

$$F_b = 0.45 f'_c$$

$$f_a = \frac{5\,830}{(65)^2} = 1.4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$m = \frac{2\,530}{0.85 (200)} = 14.88$$

$$F_a = 0.34 \left[ 1 + (0.0048 \times 14.88) \right] 200 = 72.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{b^4}{12} + (2n-1) A s t \frac{(h-2r)^2}{4}$$

$$= \frac{(65)^4}{12} + (18-1) (20.28) \frac{(65-8)^2}{4}$$

$$I = 1,767,581 \text{ cm}^4$$

$$f_b = \frac{973\,000}{1,767,581} \left( \frac{65}{2} \right) = 17.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.45 (200) = 90 \text{ kg/cm}^2$$

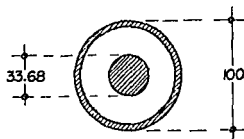
Es decir:

$$\frac{1.4}{72.9} + \frac{17.9}{90} \leq 1 \quad 0.22 \leq 1 \quad \text{!! BIEN !!}$$

2.- Para sismo + carga muerta, se supondrá que la sección es completamente de acero.

$$M_{TOT} = 9.73 + 5.77 = 15.5 \text{ ton-m.}$$

$$P_{TOT} = 5.83 + 6.3 = 12.13 \text{ ton-m.}$$



Cálculo de excentricidad  $e$

$$e = \frac{M_{TOT}}{P_{TOT}} = \frac{15.5}{12.13} = 1.28 \text{ m.}$$

$$\frac{P}{A} = \frac{12130}{1186.3} = 10.23 \text{ kg/cm}^2.$$

$$y = 50 \text{ cm.}$$

Verificando esfuerzos, con:

$$\frac{P}{A} + \frac{P_e}{I} y$$

Para sección interior y considerando elementos mecánicos -  
por carga muerta:

$$\frac{9\,730}{890.7} + \frac{973\,000}{63\,162} (16.84) = 270.3 \text{ kg/cm}^2.$$

Para encamisado de acero sujeta a elementos mecánicos originados por sismo:

$$\frac{6\,300}{295.6} + \frac{577.000}{362\,564} (50) = 101 \text{ kg/cm}^2.$$



1.- Cálculo del número de varillas requeridas en la zona -  
de articulación.-

a).- Se considerará el área de acero correspondiente a la-  
del tubo de acero del encamisado, es decir:

$$A_s \text{ tubo} = \frac{\pi [(100)^2 - (98.1)^2]}{4} = 295.6 \text{ cm}^2$$

Proponiendo vars. de #8 c. con  $Q_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$\text{Núm. vars.} = \frac{295.6}{5.07} = 58 \text{ vars. \#8 c.}$$

La longitud de anclaje (ahogada en el tubo) será de 40  $\phi$ .

$\phi$  vars. #8 c. = 2.54 cm; 2.54 (40)  $\approx$  102 cm.

Longitud de anclaje = 100 cm.

El procedimiento constructivo a seguir en las zonas articuladas, será el siguiente:

Se desprenderá el recubrimiento en aquellas zonas donde - existirá unión entre el concreto existente y el que se colocará para obtener una mejor adherencia.

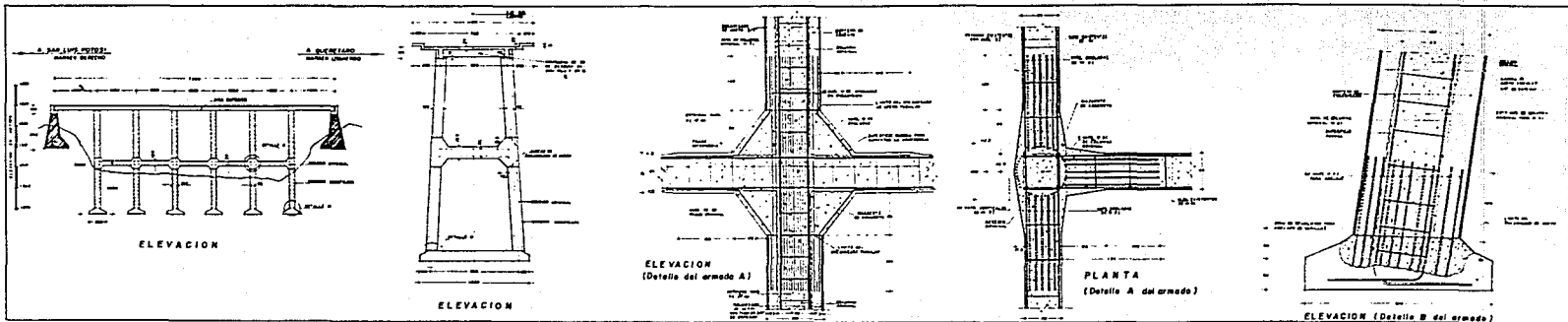
Se habilitarán las varillas que servirán de unión entre - las columnas con la finalidad de dar continuidad a la estructura modificada.

Para esto, se colocará el número de varillas que corresponda al área de acero del tubo de encamisado. El habilitado de a cero se hará de la siguiente manera: las varillas que se localicen bajo las trabes ó sobre estas, serán dobladas en forma para lela a las trabes tal que, el trabajo en conjunto sea homogéneo y sin presentar cambios bruscos en su geometría. Por otra parte, las varillas que se ubiquen fuera de la zona mencionada, se rán corridas a todo lo largo de la articulación, sin dejar de - considerar su longitud de anclaje que quedará ahogada en los tu bos de acero del encamisado.

Posteriormente, se colocarán las regiones articuladas; de jando descubiertas las varillas que se anclarán posteriormente- en el encamisado de acero.

El siguiente paso, será el montaje de las secciones circulares de acero en las columnas. Estas secciones, estarán compuestas de dos medias circunferencias; las que, una vez colocadas en su posición serán unidas con soldadura de campo.

A continuación, se verificará el anclado adecuado de las varillas que darán continuidad en las zonas articuladas; después, se procederá al relleno de las camisas circulares con mortero de cemento.



## VII. CONCLUSIONES

Se puede decir que en la actualidad, existen métodos confiables de rehabilitación de columnas para puentes, y podrían aplicarse a aquéllos que presentan deterioro debido a la falta de mantenimiento adecuado, su largo periodo de vida útil o por las condiciones de servicio actuales que dan lugar a mayores efectos dinámicos en la estructura con lo que el riesgo de falla aumenta notablemente.

Otra razón que justifica la rehabilitación de puentes, se da como consecuencia de la posición geográfica de nuestro país; pues se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico; por lo tanto, a pesar de que los daños causados por los fatídicos sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 en estructuras de puentes se pueden considerar como moderados, más aún si se les compara con los efectos causados en las edificaciones en zonas aledañas al epicentro así como a la Ciudad de México. Esto no quiere decir que siempre se presentarán las mismas condiciones, ya que lo anterior tiene su explicación en gran medida debido a que los puentes son en general, estructuras demasiado rígidas y con baja altura lo que da lugar a periodos fundamentales de oscilación cortos que en la mayoría de los casos, son menores a 0.5 seg. y por consiguiente, se puede explicar su respuesta ante los citados -

sismos, cuyas características fueron de un gran contenido de frecuencias bajas en estructuras como las mencionadas.

Con esto, se pone de manifiesto la importancia de llevar a cabo una rehabilitación en las estructuras de puentes y principalmente a los comprendidos en zonas aledañas a eventos sísmicos considerando siempre los efectos mecánicos que origina; puesto que un diseño adecuado para soportar efectos comunes, puede ser inadecuado para los efectos sísmicos.

Por otra parte, debido al carácter accidental sísmico, así como el costo elevado que implica lograr que ante un sismo intenso la respuesta de una estructura se mantenga en niveles confiables, se debe tratar de aprovechar la capacidad de la estructura para tomar deformaciones que sobrepasen el límite elástico; de allí que, el comportamiento inelástico de los materiales así como miembros estructurales y en particular, la ductilidad, tienen una importancia notable en el diseño sísmico. Lo que origina la necesidad de mayores investigaciones sobre dichos conceptos.

En resumen, se puede decir, que el objetivo de todo proyecto debe ser el que sus costos de construcción, de operación, mantenimiento y reparación no deben ser mayores al beneficio que dicho proyecto proporcionará; sin olvidar la importancia vital que tiene el que dicha estructura sea confiable.

También, se observa la importancia de realizar mayores investigaciones acerca de el comportamiento de elementos diversos como es el caso de las placas de apoyo y juntas de dilatación - que contribuyen en gran medida como disipadores de energía y - consecuentemente como elementos reductores de los efectos mecánicos que se transmiten a la subestructura.

También, se deben mencionar los detalles de diseño pues si no se tiene precaución, pueden originar grandes concentraciones de esfuerzos o mala distribución de estos. En general, estos deben tener cambios graduales en cada sección así como carecer de esquinas o remates agudos.

Finalmente, se debe de cuidar otro aspecto relevante y que es el evitar en la medida que sea posible causar daños al ambiente o malestar a la sociedad.

## BIBLIOGRAFIA.

AASHTO. STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES.  
Washington, D.C. 1983.

S.C.T. ESPECIFICACIONES PARA PROYECTO DE PUENTES.  
México, D.F. 1979. (Traducción de STANDARD  
SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES. AASHTO,-  
1973).

Galindo, Amilcar. NECESIDAD DE NUEVAS NORMAS PARA -  
DISEÑO SISMICO DE PUENTES EN MEXICO. XV Con  
greso Panamericano de Carreteras. México, -  
D.F. 1986.

Galindo, Amilcar. COMPORTAMIENTO DE PUENTES A CARGO  
DE LA S.C.T. DURANTE LOS SISMOS DE SEPTIEM-  
BRE DE 1985. VII Congreso Nacional de Inge-  
niería Sísmica. Querétaro, Qro. 1987.

Galindo, Amilcar. APUNTES DE LA CLASE DE INGENIERIA  
SISMICA. ENEP Aragón, U.N.A.M. 1991.



Park, R. y Rodríguez, M. RETROFITTING OF REINFORCED-  
CONCRETE BRIDGE PIERS FOR SEISMIC RESISTANCE.  
Proceedings New Zealand Concrete Society con-  
ference, Wairakei, New Zealand, September  
1991.

Priestley, Nigel Et al. SEISMIC RETROFIT OF CIRCULAR  
BRIDGE COLUMNS FOR ENHANCED FLEXURAL PERFOR-  
MANCE. ACI STRUCTURAL JOURNAL, Detroit, -  
Michigan. 1991.

Sánchez, Adolfo. PROYECTOS DE REPARACION DEL PUENTE-  
"LAZARO CARDENAS" EN EL ACCESO A LA ISLA DEL  
CAYACAL EN LAZARO CARDENAS, MICHOACAN. Archi-  
vos de la Dirección General de Carreteras Fe-  
derales. S.C.T. México, D.F. 1986.

García Muciño, Adrián. PROYECTO DE REFORZAMIENTO DEL  
PUENTE "ENRAMADAS" EN LA CARRETERA QUERETARO  
-S.L.P. Archivos de la Dirección General de  
Proyectos Servicios Técnicos y Concesiones.  
S.C.T. 1986.

Ferguson, Phil M. TEORIA ELEMENTAL DEL CONCRETO RE-  
FORZADO. Editorial C.E.C.S.A. México, D.F.