

36
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON

**“ESTRUCTURAS PARA PASOS PEATONALES
EN LA CIUDAD DE MEXICO”**



TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTAN:

JUAN RODRIGUEZ MEJIA
JAVIER PILON MEJIA

San Juan de Aragón, Edo. de México. 1996

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

JUAN RODRIGUEZ MEJIA
P R E S E N T E .

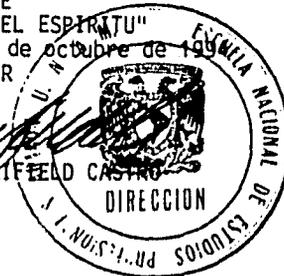
En contestación a la solicitud de fecha 3 de octubre del año en curso, presentada por Javier Pilon Mejía y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. AMILCAR GALINDO SOLORZANO pueda dirigirles el trabajo de Tesis denominado " ESTRUCTURAS PARA PASOS PEATONALES EN LA CIUDAD DE MEXICO ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Mex., 6 de octubre de 199

EL DIRECTOR

M en C. CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO



- c c p Lic. Alberto Ibarra Rosas, Jefe de la Unidad Académica.
- c c p M en I Daniel Velázquez Vázquez, Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil.
- c c p Ing. Amilcar Galindo Solórzano, Asesor de Tesis.

CCMC'AIR'ila.

DEDICATORIA

Con sincero agradecimiento dedico mi Tesis a personas muy queridas:

**A MIS PADRES: SANTOS RODRIGUEZ MOLINA (I)
VICENTA MEJIA GOMEZ (I)**

Porque me dieron lo más valioso que existe en este mundo: **la vida.**

A MIS HERMANOS:

Beatriz, Alfonso (I), Maximina, Olga, Guadalupe, José Luis, María de los Angeles, Isidoro y Amada.

Por darme su apoyo moral y económico en todos sus aspectos.

A MI ESPOSA E HIJA: Adriana y Zaira Guadalupe

A ti Adriana por el amor y el apoyo que me has brindado.
A ti Zaira, porque eres el Ser mas hermoso que he tenido.

Con agradecimiento sincero, por apoyarme en muchas ocasiones:

**A la Familia Bretón Mejía
A la Familia Mejía Solorzano
A la Familia Páez Ramírez**

DEDICATORIA

Dedico mi Tesis a:

**A MIS PADRES: CRUZ PILON ZACATE
EVA MEJIA HERRERA**

Por darme todo su apoyo en todos los aspectos.

A MIS HERMANOS:

Manuel e Ignacio

Por darme su apoyo moral en todos sus aspectos.

A María de Lourdes Ramirez Lugo

**Por compartirme su amistad y haber pasado
momentos muy gratos.**

A mi Tío Alberto Mejía Herrera

DEDICATORIA

Ambos agradecemos a nuestro Asesor de Tesis:

Ing. Amilcar Galindo Solorzano

Por dedicarnos con gusto: su tiempo, dedicación y experiencia, en la elaboración de este trabajo.

A nuestros Sinodales de Tesis:

**Ing. Rubén Frías Aldaraca
Ing. Gustavo Jiménez Villegas
Ing. José Paulo Mejorada Mota
Ing. Daniel Velázquez Vázquez**

Por haber dado su tiempo, tanto al impartirnos su clase en la carrera, como en este momento tan importante para nosotros.

A la UNAM y a nuestro plantel de la ENEP Aragón

A todos nuestros profesores de la carrera, que nos impartieron las asignaturas para poder adquirir conocimiento y experiencia.

**A nuestros amigos de generación:
Fernando Aguilar Pérez
Armando Castellanos Flores**

INDICE GENERAL

	PAG.
CAPITULO I INTRODUCCION	1
CAPITULO II GENERALIDADES DEL PROYECTO	4
II.1 ASPECTOS DE INGENIERIA DE TRANSITO	5
II.1.1 ¿QUE ES LA INGENIERIA DE TRANSITO?	5
II.1.2 CARACTERISTICAS DE INGENIERIA DE TRANSITO	5
II.1.3 EL PEATON	6
II.1.4 ASPECTOS DE SEGURIDAD PERSONAL	6
II.1.5 CARACTERISTICAS DEL DESPLAZAMIENTO PEATONAL	8
II.1.6 ¿CUANDO? Y ¿EN DONDE? SE DEBEN CONSTRUIR PASOS PEATONALES	8
II.1.6.1 SEÑALAMIENTO	9
II.1.6.2 SEMAFOROS	9
II.1.6.3 PASOS ELEVADOS	10
II.2 ASPECTOS ESTRUCTURALES	13
II.2.1 NORMAS AASHTO PARA EL CASO DE PUENTES	13
II.2.2 CARGAS DE DISEÑO	13
II.2.3 COMBINACION DE CARGAS	14
II.2.4 ASPECTOS DE RIGIDEZ Y VIBRACION	17
II.2.5 RESISTENCIA DE LOS MATERIALES	20
II.2.6 TIPOS DE APOYO	22
II.3 ASPECTOS DE SUELO	33
II.3.1 CARACTERISTICAS DEL SUELO EN LA CIUDAD DE MEXICO	33
II.3.2 TIPOS DE CIMENTACION PARA PUENTES PEATONALES	33
II.3.3 IMPORTANCIA DEL ESTUDIOS DEL SUELO PARA PUENTES	34

	PAG.
CAPITULO III. ELECCION DEL TIPO	35
III.1 CLASIFICACION DE PUENTES PEATONALES	36
III.1.1 DE ACUERDO AL TRAZO HORIZONTAL	37
III.1.2 DE ACUERDO AL TRAZO VERTICAL	38
III.1.3 POR EL MATERIAL EMPLEADO	40
III.1.4 POR EL SISTEMA ESTRUCTURAL	42
III.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA PUENTES PEATONALES	44
III.2.1 TRAZO Y NIVELACION	44
III.2.2 EXCAVACION	44
III.2.3 CIMENTACION	45
III.2.3.1 PLANTILLA	45
III.2.3.2 HABILITACION DE ACERO	46
III.2.3.3 CIMBRA	46
III.2.3.4 COLADO DEL CONCRETO	46
III.2.3.5 TRANSPORTE DEL CONCRETO AL SITIO	47
III.2.4 PROCEDIMIENTO EN SUBESTRUCTURA	47
III.2.4.1 CONCRETO REFORZADO	47
III.2.4.1.1 HABILITACION DE ACERO	47
III.2.4.1.2 CIMBRADO	48
III.2.4.1.3 COLADO DE CONCRETO	48
III.2.4.1.4 TRANSPORTE DEL CONCRETO AL SITIO	49
III.2.4.1.5 CURADO	50
III.2.4.1.6 DESCIMBRADO	50
III.2.4.2 ACERO	51
III.2.4.2.1 CORTES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES	51
III.2.4.2.2 REMACHES	51
III.2.4.2.3 SOLDADURA	52
III.2.4.2.4 MONTAJE	52

	PAG.
III.2.5 PROCEDIMIENTO EN SUPERESTRUCTURA	52
III.2.5.1 CONCRETO REFORZADO	52
III.2.5.1.1 CIMBRADO	53
III.2.5.1.2 HABILITACION DE ACERO	53
III.2.5.1.3 COLADO DE CONCRETO	54
III.2.5.1.4 CURADO	54
III.2.5.1.5 DESCIMBRADO	55
III.2.5.2 CONCRETO PRESFORZADO	55
III.2.5.2.1 PRETENSADO	56
III.2.5.2.2 POSTENSADO	56
III.2.5.2.3 MONTAJE	57
III.2.5.3 ACERO	58
III.2.5.3.1 CORTES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES	58
III.2.5.3.2 REMACHES	59
III.2.5.3.3 SOLDADURA	59
III.2.5.3.4 MONTAJE	59
CAPITULO IV ESTRUCTURAS DE CONCRETO	61
IV.1 CONCRETO REFORZADO	62
IV.1.1 CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES GEOMETRICAS	62
IV.1.2 ANALISIS POR CARGA VIVA Y CARGA MUERTA	66
IV.1.3 ANALISIS SISMICO LONGITUDINAL	72
IV.1.4 ANALISIS SISMICO TRANSVERSAL	76
IV.1.5 CALCULO Y DISEÑO DE LA LOSA	77
IV.1.6 CALCULO Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA	83
IV.1.6.1 CALCULO Y DISEÑO DE LA COLUMNA	83
IV.1.6.2 CALCULO Y DISEÑO DE LA ZAPATA	91
IV.1.7 CALCULO Y DISEÑO DE LA ESCALERA	97
IV.1.8 PLANOS DE LEVANTAMIENTO	100

	PAG.
IV.2 CONCRETO PRESFORZADO	102
IV.2.1 CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES GEOMETRICAS	102
IV.2.2 ANALISIS POR CARGA VIVA Y CARGA MUERTA	106
IV.2.3 REVISION DE ESFUERZOS	107
IV.2.3.1 EN ETAPA INICIAL	107
IV.2.3.2 EN ETAPA DE SERVICIO	109
IV.2.4 REVISION POR MOMENTO ULTIMO RESISTENTE	111
IV.2.5 REVISION POR CORTANTE	112
IV.2.6 PLANOS DE LEVANTAMIENTO	115
CAPITULO V ESTRUCTURAS DE ACERO	119
V.1. MARCO RIGIDO	119
V.1.1. CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES GEOMETRICAS	119
V.1.2 CONSIDERACIONES DE REVISION DE LA ESTRUCTURA	124
V.1.3 ANALISIS POR CARGA VIVA Y CARGA MUERTA	125
V.1.4 ANALISIS SISMICO LONGITUDINAL	131
V.1.5 ANALISIS SISMICO TRANSVERSAL	133
V.1.6 REVISION DE ESFUERZOS	135
V.1.6.1 EN SUPERESTRUCTURA	135
V.1.6.2 EN SUBESTRUCTURA	136
V.1.7 PLANOS DE LEVANTAMIENTO	140
V.2. ARMADURA	142
V.2.1 CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES GEOMETRICAS	142
V.2.2 CONSIDERACIONES DE REVISION DE LA ESTRUCTURA	143
V.2.3 ANALISIS POR CARGA VIVA Y CARGA MUERTA	144
V.2.4 ANALISIS DE LA ESCALERA	149

	PAG.
V.1.6 REVISION DE ESFUERZOS	154
V.2.5.1 EN ARMADURA	154
V.2.5.2 EN ESCALERA	158
V.2.5.3 EN COLUMNAS	158
V.1.7 PLANOS DE LEVANTAMIENTO	162
CAPITULO VI CONCLUSIONES	164
BIBLIOGRAFIA	167

CAPITULO I
INTRODUCCION

CAPITULO I

INTRODUCCION

El explosivo crecimiento y desarrollo urbano de la ciudad de México, ha dado lugar a intersecciones vehiculares a nivel, donde los peatones corren peligro y donde lamentablemente ocurren atropellamientos, con lesiones o pérdida de vidas.

Para incrementar la seguridad de los peatones, se ha llevado un programa de construcción de pasos a desnivel. En la ciudad de México, se construyó el primero en 1930, que es el paso inferior en 16 de septiembre y San Juan de Letrán, ubicado en el centro de la ciudad. Hacia 1950, se hizo un paso peatonal en forma de arco en Chapultepec, ubicado sobre el Periférico y con la construcción del circuito interior en 1975, creció grandemente el número de puentes peatonales en toda la ciudad. En la actualidad existe un gran número que tienen el objeto de dar protección a los peatones y mayor fluidez a los vehículos.

El paso peatonal es el tema principal de esta tesis, que se desarrolla en varios capítulos, que se describen a continuación:

En el capítulo II, se presentan los criterios generales que se deben seguir, para definir la ubicación y el dimensionamiento de estos pasos, mediante un estudio de tránsito, cuyas características se detallan a fin de dar una idea clara de su importancia. Asimismo, se indica la forma de obligar a que los pasos sean utilizados adecuadamente y no sean esquivados como sucede en muchos casos. Se mencionan los aspectos estructurales más importantes que se deben considerar para el análisis y diseño de estas obras; se citan cuáles son las cargas de proyecto y las combinaciones de las mismas; se mencionan los aspectos de rigidez y vibración, que son importantes para dar seguridad al usuario al momento de pasar sobre la estructura. Se da una breve explicación de los tipos de apoyos y de su idealización para cuestiones de análisis, con el objeto de ilustrar la forma como funcionan en la realidad. Se finaliza este capítulo con una breve explicación de las características del suelo que predomina en la ciudad de México y la importancia que tiene éste para los puentes peatonales.

En el capítulo III se describen las partes de un puente y se incluye la clasificación de este tipo de estructuras de acuerdo a su trazo horizontal y vertical, material de construcción predominante y sistema estructural. Se dan recomendaciones de construcción, en las

diferentes etapas como son: trazo y nivelación, excavación, cimentación, construcción de la subestructura y superestructura. Estas recomendaciones se refieren tanto a estructuras de concreto, como de acero.

La motivación de esta tesis, fue la de servir de apoyo didáctico a las asignaturas del área de Estructuras de la Carrera de Ingeniería Civil, a saber: Introducción a la Ingeniería, Estática, Estructuras Isostáticas, Análisis Estructural, Diseño Estructural y Puentes.

El estudiante que ingresa a esta carrera, durante sus estudios a menudo tiene dificultad para comprender cómo se idealiza una estructura para su análisis, por ejemplo, no llega a entender cómo el dibujo de un triángulo, representa un apoyo, y por lo menos se pregunta: ¿Qué es un apoyo libre?, ¿Qué es una articulación? y ¿Qué es un empotramiento?.

Existe una gran variedad y número de puentes peatonales cercanos a la ENEP Aragón que pueden servir de modelos a escala natural para responder estas preguntas. En el capítulo IV y V, se realizan el análisis, revisión y diseño de cuatro estructuras de diferente material y sistema estructural: Dos puentes de concreto (uno reforzado y otro presforzado) y dos de acero (marco rígido y armadura). Para cada uno de ellos, se hizo un levantamiento geométrico, con lo que pudo trazarse el plano general que se incluye al final de cada análisis. En estos capítulos se trata de enseñar de manera sencilla y práctica la forma de idealizar las estructuras elegidas, para que el estudiante se familiarice con ellas y no tenga problemas para entender su idealización, análisis y diseño, con lo que tendrá una base sólida para resolver los problemas posteriores a que tenga que enfrentarse en su carrera.

La razón de escoger un paso a desnivel como un apoyo didáctico, es que este tipo de estructuras es relativamente sencillo y presenta muchas variantes con las que se pueden ejemplificar muchos aspectos de diseño y construcción. Además es fácil para los estudiantes visitarlas, en el medio en que viven, sin tener que hacer viajes largos como sucede en otras prácticas.

Por estas razones, se escogieron pasos a desnivel cercanos a la ENEP Aragón, cuya ubicación se cita en cada análisis, con el fin de que el catedrático y el estudiante tengan la posibilidad de visitar estas estructuras y eliminar dudas que muchas veces son motivo de atraso en las asignaturas.

Finalmente en el capítulo VI, se presentan las conclusiones de los autores sobre las experiencias recabadas al ejecutar esta tesis. Se espera sean de utilidad para alumnos y maestros de nuestra Escuela.

CAPITULO II

GENERALIDADES DEL PROYECTO

CAPITULO II

GENERALIDADES DEL PROYECTO

II.1 ASPECTOS DE INGENIERIA DE TRANSITO.

II.1.1 ¿QUE ES LA INGENIERIA DE TRANSITO?

La ingeniería de tránsito, por definición, es la disciplina que estudia el movimiento de personas o vehículos en un camino; la denominación "camino" incluye las calles de una ciudad.

II.2 CARACTERISTICAS DE LA INGENIERIA DE TRANSITO

En un estudio de ingeniería de tránsito se analizan los diversos factores, las limitaciones de los vehículos y los usuarios como elementos propios de la corriente de tránsito. Son investigados su velocidad y densidad; el origen y destino del movimiento; la capacidad de los caminos, el funcionamiento de: **pasos a desnivel**, terminales, intersecciones canalizadas; se analizan los accidentes, número de peatones que circulan en un lugar específico, etc.

El automóvil ha proporcionado al usuario comodidad, libertad y seguridad; su uso no está por demás decirlo, es ya una necesidad y no un lujo. El medio donde se ve involucrado, es el terrestre, y donde el peatón está presente por diferentes situaciones.

La mejor manera de utilizar la ingeniería de tránsito consiste en estructurar planes adecuados, prácticos y bien meditados para mejorar la seguridad y la fluidez del tránsito, sobre todo en áreas críticas. Especialmente es necesaria la aplicación de ésta en los grandes proyectos de vialidad, cuando se trata de construir sistemas arteriales de altas especificaciones, como autopistas urbanas. Pero también es indispensable para lograr abatir la incidencia de accidentes en un cruceo conflictivo o en una arteria peligrosa. Por lo general, ya no bastan las medidas educativas o

policíacas. En muchos casos se requiere ya de una remodelación física del cruce o de la utilización óptima de dispositivos de control. La canalización mediante isletas, la supresión de obstáculos, u obras mayores como **pasos a desnivel**, requieren de la más avanzada ingeniería de tránsito.

La ingeniería de tránsito ha sido aceptada debido a su potencialidad de mostrar resultados en sus aplicaciones, esto a través de menos pérdidas de vida y de bienes materiales en la vialidad.

II.1.3 EL PEATON

El peatón constituye cualquier transeúnte que se ve ante la necesidad de cruzar el espacio vial. De los accidentes mas peligrosos, se registran aquellos en los que resulta involucrado el peatón, pues carece de protección que le ayude ante el impacto de un choque. Por ello, el cruce humano a través de una vialidad, de muy variadas condiciones geométricas y operativas, merece una especial atención, ya que además de ocasionar serios conflictos e interrupciones a la corriente vehicular, puede hacer de él mismo una víctima.

Las soluciones ante este problema, tienen en su origen, características técnicas, restrictivas y educacionales, de muy diversos tipos y que requieren de un estudio especial de amplio criterio. Es decir, es necesario de un estudio de tránsito, para proporcionar elementos técnicos suficientes para dar seguridad al peatón en primer lugar, a los caminos y superficies adyacentes a estos.

II.1.4 ASPECTOS DE SEGURIDAD PERSONAL

El peatón es un factor muy importante en cualquier problema de circulación urbana, especialmente desde el punto de vista de su seguridad. En general, o bien conoce poco las normas del tráfico o es poco consciente de sus deberes dentro del conjunto de la circulación lo que es un factor negativo para su propia seguridad.

El cruce de las calzadas es un problema crítico para los peatones y donde se producen la mayor parte de los accidentes. El peatón que cruza una calzada toma la decisión de cruzar en

función de la posición y la velocidad de los vehículos que se acercan al cruce. Generalmente el peatón hace un rápido cálculo mental para comparar el riesgo y el tiempo de espera al cruzar una avenida con flujo de autos numerosos, subestima la velocidad de los vehículos y hasta entonces, toma la decisión de cruzar la arteria en medio de los vehículos o espera a que se desaloje la calzada para cruzar.

Los peatones no siempre utilizan adecuadamente los pasos destinados para ellos, aunque a medida que aumenta el tráfico, es mayor la proporción que cruza correctamente. Normalmente un peatón no utiliza, si no se le obliga a ello, un paso peatonal, si esto le supone perder un minuto más.

El sistema de señalizar adecuadamente los pasos de peatones depende del número de peatones que cruzan y de la intensidad de tráfico. En intersecciones con análogo tráfico, puede estar justificada o no la instalación de semáforos según los itinerarios en que está situada la intersección.

Un criterio para justificar la instalación de semáforos es la seguridad. La protección de los pasos de peatones con semáforos es la más perfecta dentro de las soluciones a nivel, desde el punto de vista de la seguridad. Los peatones al igual que los conductores, en general pierden tiempo cuando se instalan semáforos, pero los primeros ganan considerablemente mucha seguridad.

La experiencia demuestra también que cuando existen semáforos, la mayor parte de los peatones cruzan por los pasos señalizados.

Uno de los problemas que más preocupan en las ciudades desde el punto de vista de la seguridad es el de la protección de los cruces en zonas escolares. Debido a que la población escolar es numerosa y conflictiva desde el punto de vista de su conducta. Cualquier descuido de los infantes puede ocasionar un hecho lamentable. Consecuentemente, en estas zonas ha sido conveniente poner señalización preventiva, asimismo pasos destinados al cruce de escolares.

Las principales fallas del peatón por las que resultan muertos o gravemente heridos, según las estadísticas, son a grandes rasgos: cruzar a media calle o en lugares prohibidos, caminar y circular en bicicletas a lo largo de la carretera, cruzar sin respetar señales o indicaciones de semáforo, otras acciones, etc. Todo lo anterior puede resumirse en dos factores: Ignorancia o

imprudencia del peatón, combinado con errores similares por parte del conductor, causan la colisión entre el bólido y la víctima.

II.1.5 CARACTERISTICAS DE DESPLAZAMIENTO PEATONAL.

A diferencia de los conductores, las actividades de los peatones son de lo más diverso y se apegan con mucho menor rigor a las normas específicas y a la señalización; todo ello dificulta su ordenamiento y por tanto, las posibilidades de mejorar sus seguridad.

Se acepta un ancho de 0.75 m de vía para que un peatón se desplace evitando interferencias. Sin embargo, cuando dos peatones se conocen y caminan juntos cada uno puede llegar a ocupar una anchura mínima de hasta 0.65 m; un espacio menor sólo se produce cuando existen grandes aglomeraciones.

Otro aspecto muy importante de la circulación peatonal es la velocidad. Este parámetro varía sensiblemente debido a varios factores tales como la edad, el sexo, el motivo del viaje y la experiencia del peatón, pueden intervenir también la presencia de otros peatones, el área disponible, las condiciones atmosféricas, etc.

Para pasos peatonales, de acuerdo al número de personas que emplearan la estructura, resultado de un aforo en el lugar y debido a experiencias de ingenieros en la materia, se recomienda usar un ancho de pasillo, que va desde 1.2 m hasta 3 m.

II.1.6 ¿CUANDO?, Y ¿EN DONDE? SE DEBEN CONSTRUIR PASOS PEATONALES

La definición de un criterio para la determinación de una medida de seguridad peatonal, no es una tarea fácil; depende de la conjugación de una serie de factores entre los que se encuentran los volúmenes vehiculares y peatonales, las características de lugar y las características de la medida que se desea implantar. La determinación, por ejemplo, de utilizar señalamiento, semáforo o pasos a desnivel, debe de resultar del análisis detallado de todos estos factores.

A continuación se proporcionan algunos criterios convenientes de ser considerados para la definición de una medida técnica de protección al peatón.

II.1.6.1 SEÑALAMIENTO.

- Selección del tipo de señalamiento (horizontal ó vertical)
- Tipo y tamaño de letras, símbolos y formas.
- Claridad, marco visual.
- Uniformidad
- Número de renglones de leyenda.
- Visibilidad
- Iluminación ambiental.

Para la observación de las especificaciones técnicas de señalamiento, se recomienda utilizar el manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras, editado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

II.1.6.2 SEMAFOROS

La utilización de semáforos, por su parte, requiere de un análisis de los volúmenes peatonales y vehiculares, mismos que se hayan especificados en el anteriormente mencionado.

El cruce de las calles es el problema mayor de los peatones y donde se producen casi todos los atropellamientos, haciéndose necesario brindarles protección mediante un adecuado señalamiento, protección de semáforos o pasos a desnivel.

Las siguientes tablas muestran dos de los muchos criterios para la selección de señalización, o bien la de implantar pasos peatonales.

PEATONES/HORA	VEHICULOS/HORA		
	200	200 A 450	450
200	Nada	Nada	Señales
200 A 800	Nada	Señales fijas o Semáforos	Semáforos
800	Señales Fijas	Semáforos	Semáforos o Pasos a desnivel

Tabla II.1

VOLUMEN DE PEATONES	VOLUMENES MAXIMOS DE VEHICULOS		MEDIDAS NECESARIAS
	Un solo sentido	Dos sentidos	
Menos de 100	menos de 100	menos de 200	Ninguna
100	100 a 400	200 a 400	Isleta o paso de peatones
100 a 400	400 a 800	400 a 600	Paso de peatones
		600 a 100	Paso con isleta
Mas de 400	Mas de 800	Mas de 1000	Semáforos

Tabla II.2

II.1.6.3 PASOS ELEVADOS

Desde el punto de vista de la seguridad del peatón y de la capacidad de las vías, la solución ideal es la separación de peatones y vehículos, bien sea mediante pasos elevados sobre la calzada o subterráneos.

A continuación se hace una comparativa de los tipos de pasos peatonales, con el fin de tener una visión general de las características de cada uno.

Las ventajas de los puentes peatonales son:

- a) No interfieren con los servicios públicos subterráneos
- b) Para los peatones, en general son más agradables desde el punto de vista estético y son más limpios.
- c) En zonas poco pobladas son más seguros desde el punto de vista del orden público.
- d) En general, son más económicos
- e) Su construcción es muy sencilla, pues no requiere del cierre de la vía o parte de ella por tiempo prolongado.
- f) No necesitan equipos que requieren mantenimiento y sólo debe cuidarse su aspecto exterior
- g) Pueden combinarse adecuadamente con las líneas del metro para facilitar el acceso de los peatones a las estaciones.

Desventajas de los puentes peatonales:

- a) Irrumpen brusca y totalmente en el medio urbano donde se sitúe, por lo que deben ser diseñados en armonía con el medio que les rodea.
- b) Gran desarrollo de los accesos para salvar los obstáculos, pues el peatón tiene que subir el gálibo de la vía (que frecuentemente rebasa los 5.50 m), más el peralte del elemento.
- c) No es fácil obtener la combinación rampa-escalera y que ésta armonice adecuadamente con el entorno circundante.
- d) Al peatón le desagrada subir primero y bajar después.

Las ventajas de los pasos subterráneos son:

- a) Menor desnivel a salvar por el peatón (3 a 3.5 m frente a 5.5 ó más).
- b) Menores inconvenientes estéticos desde el punto de vista de la calle.
- c) Si las condiciones atmosféricas son malas, resultan más confortables.
- d) Se combinan adecuadamente rampas y escaleras, lo que permite el uso simultáneo de peatones, sillas de ruedas, etc.
- e) Ofrecen grandes posibilidades para la construcción de obras que atraen a los peatones como: Tiendas subterráneas, cafeterías, etc.
- f) Pueden combinarse adecuadamente con las líneas del metro para facilitar el acceso de los peatones a las estaciones.

Desventajas de los pasos subterráneos:

- a) Construir los pasos peatonales inferiores requiere de la construcción de otras obras inducidas, necesarias para mantener la circulación vial, tales como desviaciones.
- b) Son más costosos que los pasos superiores, pues requieren técnicas constructivas y materiales más complejos, así como el movimiento de grandes volúmenes de materiales, con el consecuente costo de equipo.
- c) En el caso de un manto freático alto (presencia de agua en el subsuelo), la impermeabilización, que se hace necesaria crea nuevas dificultades.

d) Requiere equipos para el bombeo del agua de lluvia y la ventilación en el caso de que superen determinada longitud; estos equipos obviamente requieren de un mantenimiento periódico y adecuado.

e) En este tipo de pasos, es común en nuestros días que los usuarios sean víctimas de asaltos.

f) Además en éstos no se da un mantenimiento adecuado, por lo general les falta limpieza.

En general, en zonas céntricas se utilizan más los pasos subterráneos y en zonas periféricas, menos pobladas y con más espacio, los pasos elevados. Además se recomiendan los pasos a desnivel elevados cuando las corrientes peatonales son muy elevadas y no conviene retardar el cruce de vehículos y peatón con semáforo.

Los pasos elevados, deben de considerarse en el plan Director de Desarrollo Urbano del lugar, dentro de los Estudios de Vialidad. Su justificación y colocación depende de estudios de ingeniería de tránsito similares a los que se efectúan en carreteras, considerando: volúmenes peatonales y vehículos de operación, oportunidades de cruce, accidentes, etc.

Los pasos peatonales, generalmente suponen un aumento de recorrido y de tiempo para cruzar y por ello una parte de los peatones se resisten a utilizarlos.

Con el objeto de asegurar su uso, debe complementarse con la malla para peatones que consiste en construir una barrera de alambrada sobre el camellón central y así obstaculizar el paso de éstos (generalmente de 2 m de altura). Su porcentaje de utilización según aforos recientes puede variar desde un 100 % hasta menos de un 10 % si se carece de dicha malla.

Es importante hacerlos lo más atractivos posible, e instalar barreras en las aceras, para orientar al peatón hacia el paso a desnivel.

La construcción debidamente justificada, cumple la condición básica de proporcionar seguridad en el cruce, evitando que el binomio peatón-vehículo, cause problemas. Es muy variada la gama de situaciones que pueden presentarse para la justificación del paso. Una práctica común consiste en realizar un estudio detallado en los días y horas de mayor demanda (tiempo) y en los sitios más propensos de cruce (espacio), de este modo, se puede realizar una comparación entre los tiempos normales de cruce de calzada y el tiempo real que permite la corriente de tránsito, entre vehículo y vehículo; posteriormente se analiza cuántas veces se repite el evento de que el tiempo real sea igual o mayor al necesario.

II.2 ASPECTOS ESTRUCTURALES

II.2.1 NORMAS AASHTO PARA EL CASO DE PUENTES

La ingeniería de puentes peatonales comprende la Planeación, Diseño, Construcción y Operación de estructuras que faciliten el movimiento de personas.

Actualmente México no cuenta con un reglamento propio para el proyecto de puentes, sin embargo, la Dirección General de Servicios Técnicos y Concesiones, considera que la traducción de las Normas AASHTO (Asociación Norteamericana de Funcionarios Estatales de Carreteras y de Transporte), es de utilidad para los ingenieros mexicanos dedicados al proyecto estructural de puentes, dado que en nuestro medio ha sido práctica común adaptar las especificaciones respectivas de las AASHTO, llamadas Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros.

De tal manera, debe tenerse en cuenta que cualquier conjunto de especificaciones corresponde a las características del medio socioeconómico en que ha sido elaborado, por lo que estas normas son aplicables directamente a los puentes usuales en los Estados Unidos, para los cuales proporcionan requisitos mínimos de seguridad.

Los ingenieros proyectistas deben estar conscientes de que las especificaciones disponibles no constituyen reglas rígidas, sino que deben ser evaluadas juiciosamente para cada caso particular, especialmente cuando se empleen materiales nuevos, sistemas estructurales fuera de lo común o formas geométricas complejas, como las que resultan en puentes con trazo circular y/o esviajados.

En algunos casos será necesario analizar detalladamente el comportamiento estructural mediante modelos matemáticos o físicos, o bien realizar investigaciones especiales que están fuera del alcance de estos documentos.

II.2.2 CARGAS DE DISEÑO

En la ciudad de México los puentes peatonales deben soportar las cargas siguientes sin que excedan los esfuerzos permisibles, asimismo las deflexiones que especifican las normas:

- a) Cargas muertas b) Cargas vivas c) Carga accidental (sismo)

a) Cargas Muertas.- Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

b) Cargas Vivas.- Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las estructuras y que no tienen carácter permanente. Para nuestro caso se proyectarán las estructuras con una carga viva de 415 kg/m^2

c) Carga accidental (sismo).- Las estructuras deberán proyectarse para resistir los movimientos sísmicos tomando en consideración la relación entre el sitio y las zonas sísmicas de las fallas activas, la respuesta sísmica del suelo en el sitio y las características de la respuesta dinámica de toda la estructura.

II.2.3 COMBINACION DE CARGAS

Los grupos de combinaciones de cargas, considerando la carga de servicio de proyecto y el factor de carga están dadas por la expresión:

$$\text{Grupo (N)} = \gamma (\beta_{CM} CM + \beta_{CV}(CV+I) + \beta_C FC + \beta_{ET} ET + \beta_S S + \beta_{VE} VE + \beta_P PC + \beta_{VCV} VCV \\ + \beta_{LFL} FL + \beta_A(A+C+T) + \beta_{TT} TT + \beta_{PH} PH)$$

donde:

N = numero de grupo

γ = factor de carga

β = coeficiente

Los grupos representan varias combinaciones de cargas y fuerzas a las que podrá estar sometida una estructura. Cada parte de la estructura o la cimentación sobre la cual se apoye, se proporcionará para resistir con seguridad todos los grupos de combinaciones de estas fuerzas que puedan aplicarse al tipo o sitio en particular.

Los factores aplicables a la carga de proyecto gama (γ) y beta (β) dados en la tabla II.3, serán utilizados únicamente para el proporcionamiento de miembros estructurales, sólo para el método de factor de carga. Las cargas efectivas no serán incrementadas por los factores que se muestran en la tabla cuando se trate de proyectos de cimentaciones.

F A C T O R D E C A R G A	GRUPO	FACTORES β												
		γ	CM	CV+I	FC	ET	S	PC	VE	VCV	FL	A+C+T	TT	PH
	I	1.3	1	1.67	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
	IA	1.3	1	2.2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	II	1.3	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0
	III	1.3	1	1	1	1	1	1	0	1	1	0	0	0
	IV	1.3	1	1	1	1	1	1	0	0	0	1	0	0
	V	1.25	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0
	VI	1.25	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	0	0
	VII	1.3	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0
	VIII	1.3	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1
	IX	1.3	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1
	X	1.5	1	1.67	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0

TABLA II.3

A continuación se describe la simbología de la expresión citada anteriormente:

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

I = Impacto

ET = Empuje de tierras

S = Subpresión

VE = Viento sobre la estructura
VCV = Presión del viento sobre la carga
FL = Fuerza longitudinal por carga viva
FC = Fuerza centrífuga
A = Acortamiento por compresión
T = Temperatura
TT = Sismo
PC = Presión de la corriente
PH = Presión del Hielo.

Cabe aclarar, que para el caso de puentes peatonales, sólo se utilizan tres grupos, debido a que no existen otras fuerzas que interactúen sobre los puentes peatonales, las únicas cargas que actúan son: CM, CV y TT.

Diseño por factor de carga

Para puentes peatonales se diseñarán estas estructuras por el método de factor de carga, para los cuales los valores de " γ " y " β " serán los siguientes:

$\gamma = 1.3$ Para diseño de momento flexionante último y cortante último

$\beta_{CM} = 0.75$ Para verificar los elementos sujetos a carga axial mínima y momento máximo o excentricidad máxima. Este valor se utilizará para el diseño de columnas.

$\beta_{CM} = 1.0$ Para elementos a flexión y tensión.

$\beta_{CV} = 1.67$ Para elementos a flexión y tensión

II.2.4 ASPECTOS DE RIGIDEZ Y VIBRACION

En el diseño estructural se presta gran atención a los estados límite de falla, pero poca importancia a los de servicio. Sin embargo, éstos rigen el diseño de un número significativo de estructuras modernas.

Los estados límite de servicio se agrupan en tres categorías:

A) De deterioro. Daños locales excesivos (flujo plástico localizado, pandeo, deslizamiento de juntas atornilladas, grietas, etc.), que pueden requerir un mantenimiento costoso o provocar fenómenos de corrosión en estructuras de acero.

B) De deformación. Deflexiones o rotaciones excesivas, que afecten la apariencia, funcionamiento o drenaje de la construcción, u ocasionen daños en elementos no estructurales o en sus ligas con la estructura.

C) De movimiento. Vibraciones excesivas, producidas por viento o por cargas vivas móviles, que afecten la comodidad de los usuarios de la estructura.

Dentro de las categorías anteriores, relacionadas con deformaciones estáticas excesivas (deflexión, rotación, y curvatura), o con movimientos inadmisibles, se identifican varios problemas de servicio que son frecuentes en la construcción moderna. La rigidez del sistema estructural constituye un factor importante en muchos de ellos, por lo que suelen estar interrelacionados.

Las deflexiones tienen componentes de flexión y de cortante, que en algunos casos han de considerarse por separado, y en otros no. Es difícil considerar límites de servicio aceptables, referentes a la rigidez lateral de las estructuras, sin entender las diferencias entre las dos componentes. La deflexión debida a la deformación por cortante de un marco, está asociado con las deformaciones en flexión de vigas y columnas, mientras que la componente que corresponde a la flexión en conjunto proviene de los cambios de longitud, alargamiento o acortamiento de las columnas.

Cabe recordar que los estados límite de servicio son condiciones en las que la estructura deja de funcionar adecuadamente, bajo acciones de servicio, sea porque se produzcan daños menores o deterioro de los elementos que la componen, estructurales o no, asimismo porque ocasionan incomodidad a las personas que las utilizan.

Aunque la falta de cumplimiento de algún estado límite de servicio no ocasiona, en general, ni el colapso de la estructura, ni la pérdida de vidas, si puede reducir seriamente la utilidad de la construcción y dar lugar a reparaciones que suelen ser costosas.

En el pasado, en las construcciones tradicionales, diseñadas por esfuerzos permisibles, los estados límite de servicio casi nunca constituían un problema. Los posibles daños locales se evitaban con factores de seguridad incluidos en los esfuerzos de diseño y las deflexiones y vibraciones se controlaban, directa o indirectamente limitando las flechas máximas a un porcentaje del claro de las vigas y conservando las relaciones claro/peralte por debajo de ciertos valores, que provenían de experiencias previas; con esas sencillas reglas se obtenían estructuras que se comportaban satisfactoriamente en condiciones de trabajo.

Cambios en requisitos arquitectónicos, métodos de análisis más precisos, basados en computadoras electrónicas, el empleo de materiales arquitectónicos más ligeros y el uso creciente de aceros estructurales y concretos de alta resistencia, han llevado a sistemas estructurales menos rígidos y masivos que en el pasado. Por lo que, los problemas relacionados con el comportamiento en condiciones de servicio han adquirido gran importancia en muchas estructuras modernas, flexibles y con poco amortiguamiento.

Los códigos y reglamentos modernos cubren con mucha amplitud los aspectos del diseño relacionados con los estados límite de falla, pero tratan los de servicio de manera muy breve, incompleta y a veces inadecuada. Esto se debe, por una parte, a que se refieren a aspectos que tienen que ver con la economía de las estructuras, pero no con la seguridad de quiénes las ocupan y por otra, a la dificultad de identificarlos y analizarlos, en vista de que dependen, en buena parte del tipo y uso de la estructuras y de reacciones psicológicas subjetivas de sus ocupantes a los movimientos. Además, los estados límite de falla se revisan por medio de relaciones matemáticas entre solicitaciones y resistencias, pero en condiciones de servicio no suele ser posible establecer relaciones equivalentes.

Los puentes peatonales en la ciudad de México están sometidos a cargas relativamente pequeñas, es por eso que las dimensiones de los elementos están regidas por la necesidad de que la estructura posea una rigidez suficiente para limitar las vibraciones a amplitudes que no resulten

molestas a los transeúntes. Este requisito suele ser más crítico que el de proporcionar a la estructura suficiente resistencia.

En lugar de un análisis dinámico de dichas vibraciones las normas suelen aceptar como comprobación de comportamiento adecuado en este sentido, la revisión de que la deflexión calculada para la carga de tráfico aplicada estáticamente no exceda de cierto valor admisible.

Para limitar las vibraciones, o para cumplir con la deflexión máxima aceptada por las normas AASHTO, una estructura continua es más eficiente que una simplemente apoyada, así que un marco rígido de acero presenta ventajas en cuanto a que las restricciones al giro que existen en sus extremos dan lugar a un diagrama de momentos flexionantes más favorable, lo que implica deflexiones menores.

Las acciones dinámicas aplicadas a los pisos de estructuras pueden ocasionar vibraciones continuas o transitorias. Los métodos de diseño y construcción, en los que se emplean concretos ligeros de alta resistencia y perfiles de acero de límite de fluencia elevado, llevan a la obtención de pisos de masa y rigidez reducidas que aunque correctos por resistencia, experimentan vibraciones transitorias producidas por las pisadas de las personas que caminan en ellos, que son molestas para demás los usuarios.

De acuerdo con la respuesta de los ocupantes, los pisos pueden dividirse en las categorías siguientes:

- a) Los ocupantes no perciben las vibraciones
- b) Los ocupantes perciben las vibraciones, pero no les molestan.
- c) Las vibraciones molestan e inquietan
- d) Las vibraciones son tan severas que hacen que la gente se maree.

En la últimas dos décadas se han desarrollado varios métodos para determinar, analíticamente la aceptabilidad de un sistema de piso propuesto, basadas en la frecuencia del sistema, la amplitud máxima, la velocidad o aceleración y una estimación del amortiguamiento. Conocidos los datos, se emplea una escala de percepción humana para determinar si se satisfacen los requisitos de servicio.

No existen actualmente en las normas AASHTO, algún parámetro ó rango para medir las vibraciones que se presentan en las estructuras, solamente contamos con la gran experiencia de

ingenieros, que a través de los años de construir y observar el comportamiento de cada estructura realizada han obtenido mucha experiencia para aplicarla a otros casos semejantes.

II.2.5 RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

El conocimiento de la resistencia de los materiales con los cuales se diseñan los puentes, tiene por objeto suministrar al ingeniero todos los elementos necesarios para realizar rápida y económicamente cualquier tipo de estructura. Esta resistencia se determina mediante procedimientos analíticos basados en el conocimiento de las propiedades geométricas de la estructura y mecánicas de los materiales que la componen. En el contexto del planteamiento de estados límite, el cálculo de la resistencia consiste en la determinación de la fuerza interna que produce algún estado límite.

Los métodos de cálculo se basan usualmente en algún modelo analítico del comportamiento de la estructura y del mecanismo de falla que la rige, aunque generalmente los parámetros de esos modelos están ajustados con base a resultados experimentales. En algunos casos, cuando no se ha podido establecer un modelo teórico suficientemente confiable para el fenómeno que rige el estado límite, los procedimientos de cálculo tienen base puramente empírica.

Resulta evidente de lo anterior, que los procedimientos para la determinación de la resistencia son muy específicos de cada material y tipo estructural y que para su tratamiento deberá recurrirse a los métodos convencionales y especializados de cálculo para estructuras según sea el caso: de acero, de concreto, etc.

Se presenta con frecuencia el caso de que un tipo de estructura, o de elemento estructural, no esté incluido en un reglamento, debido a que por su carácter novedoso en el material, en la forma o en el procedimiento de construcción no existen procedimientos comprobados para el cálculo de la resistencia. El proyectista deberá, en este caso intentar establecer un procedimiento analítico de cálculo con base en los principios de la teoría de las estructuras, pero es probable que las peculiaridades o la complejidad de la estructura lo lleven a la necesidad de realizar ensayos, o

sea, determinar la resistencia por medios experimentales o, por lo menos, obtener comprobaciones experimentales de las hipótesis que ha hecho para el cálculo.

Sea que la resistencia se determine de manera analítica o experimental, existen incertidumbres significativas en el valor que puede adquirir realmente en la estructura terminada. Las incertidumbres principales se derivan de la variabilidad de las propiedades de los materiales empleados, de la dispersión introducida por los procedimientos de construcción y de la falta de precisión de los métodos de cálculo de la resistencia.

Las características que hacen que un material sea adecuado para cumplir funciones estructurales se relacionan principalmente con sus propiedades mecánicas y con su costo.

Las propiedades estructurales de un material se definen en forma rigurosa por medio de sus leyes constitutivas, o sea del conjunto de ecuaciones que describen el estado de deformaciones que se presenta en el material ante cada posible estado de esfuerzos, así como los estados que corresponden a condiciones de falla.

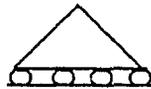
De una manera más sencilla, las principales propiedades de un material pueden representarse mediante curvas esfuerzo-deformación obtenidas de ensayos estándar ante condiciones uniaxiales de esfuerzos (de compresión o de tensión). Se ignoran en estos ensayos, efectos como los de la velocidad y permanencia de la carga, los de repeticiones y alternaciones de esfuerzos y los de estados multiaxiales de esfuerzos. A pesar de estas limitaciones, las curvas esfuerzo-deformación en tensión y en compresión, recabadas de ensayos en condiciones estándar proporcionan una información relevante acerca del comportamiento de un material. Las principales propiedades estructurales que se obtienen de curvas esfuerzo-deformación, son las de resistencia, de rigidez y de comportamiento inelástico

La resistencia se define usualmente como el esfuerzo máximo que se alcanza en el material durante el ensaye. En algunos casos ésta se limita a un esfuerzo menor que el máximo, como en el acero donde se adopta como resistencia para fines de diseño el esfuerzo de fluencia, por considerar que el esfuerzo máximo no es aprovechable ya que se alcanza para deformaciones excesivamente grandes para las cuales las estructuras tendrían entre otros, problemas de inestabilidad.

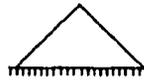
II.2.6 TIPOS DE APOYO

¿Que es un apoyo?. Es un dispositivo estructural instalado para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la superestructura a la subestructura. Los apoyos deben cumplir 2 requisitos básicos, distribuir las reacciones sobre las áreas adecuadas de la subestructura y ser capaces de adaptarse a las deformaciones elásticas, térmicas y otras de la superestructura, sin generar fuerzas restrictivas perjudiciales.

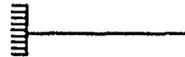
Los tipos de apoyos pueden ser fijos o móviles o empotrados, su representación es la siguiente:



Apoyo Móvil



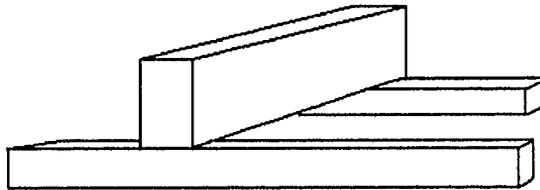
Apoyo Fijo



Apoyo Empotrado

Para una mejor comprensión de lo que son los apoyos y realizar el análisis y diseño de cualquier estructura, es conveniente dar una breve explicación de cada uno de estos y sus características.

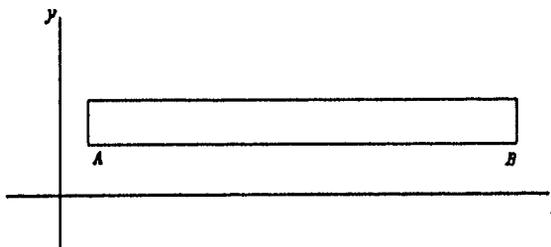
Si imaginamos una estructura cualquiera, no solo pensamos en la geometría que la define (vigas, marcos, arcos, retículas) o en las cargas que debe soportar, atendiendo a su magnitud y dirección, tenemos la necesidad de pensar en la forma la que está apoyada. En el estudio de las estructuras, este es un hecho fundamental puesto que el comportamiento de una estructura depende, entre otras características de la manera en que está apoyada.



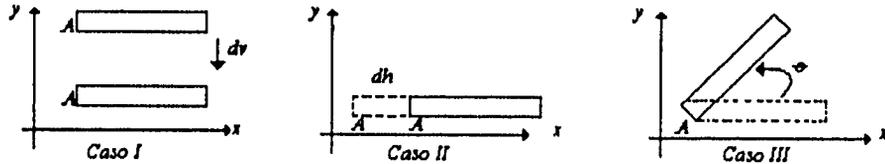
Llamamos apoyos, a la forma de unión entre una estructura y el sistema tierra o a la forma de unión entre una estructura y otra cuando la primera resulta ser una carga para la segunda. Un elemento, una estructura o el sistema tierra resultan ser apoyo si y sólo si están cargados por el elemento o la estructura que reciben.

Para entender los apoyos y sus características es necesario conocer tres condiciones que los definen: los desplazamientos que pueden existir para un cuerpo en el plano y en el espacio, el concepto de vínculo y el concepto de grado de libertad.

Imaginemos una viga como la mostrada en los ejes:



Estamos tratando la viga en el plano definido por los ejes "X" y "Y". Si ponemos atención al punto "A" notamos que la viga puede desplazarse de tres maneras:



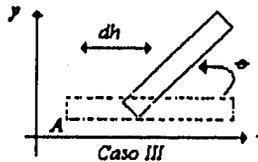
En el caso I la viga se desplaza verticalmente en el punto "A" paralelamente al eje "Y" una distancia dv .

En el caso II la viga sufre un desplazamiento horizontal en el punto "A" paralelo al eje "X". La magnitud del desplazamiento es dh .

Los movimientos que puede tener una viga contemplados en los casos I y II los llamamos desplazamientos lineales debido a que su magnitud está dada en unidades de longitud.

En el caso III se presenta un desplazamiento diferente. La pendiente de la viga en el punto A es diferente a la original, la viga ha girado en ese punto un ángulo θ . A los giros les llamamos desplazamientos angulares.

Cualquier otro desplazamiento que podamos imaginar estará definido como una combinación de los tres mencionados; por ejemplo:



Desplazamientos lineales:

Desplazamiento vertical = 0

Desplazamiento horizontal = dh

Desplazamiento angular:

La barra gira un ángulo θ

Para fijar un cuerpo en el plano o en el espacio, necesitamos impedirle a ciertos puntos del mismo que se desplacen. Al elemento que impide un desplazamiento, sea angular o lineal, lo conocemos como vínculo. El vínculo es un amarre que sufre un cuerpo con objeto de impedirle uno de los desplazamientos conocidos.

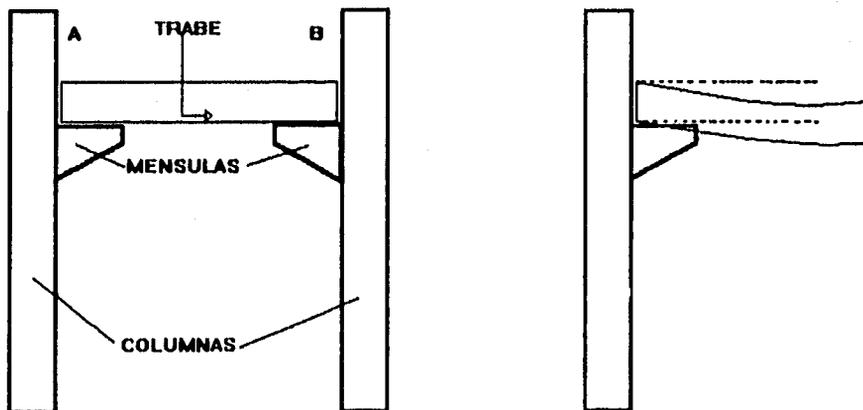
Grado de libertad.

Grado de libertad es el número de desplazamientos independientes que no están restringidos. Puede hablarse de grado de libertad de un punto, de un elemento o de una estructura.

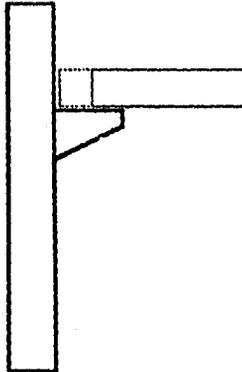
Apoyos
en el plano

- Apoyo Libre
- Apoyo Articulado
- Empotramiento
- Nudo Elástico

Si pensamos en una obra de montaje en la cual colocamos sobre las ménsulas de columnas una trabe y ponemos atención a la unión que existe entre columnas y trabe podemos observar que la trabe tiene la capacidad de girar en el punto en que está unida a la columna, puede tener un desplazamiento angular en la ménsula que le sirve de apoyo:

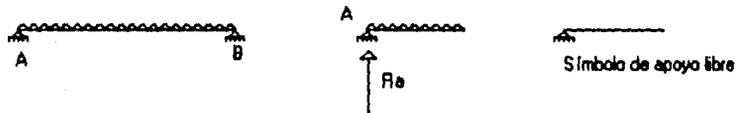


Podemos concluir también que puede desplazarse horizontalmente una distancia pequeña



Y por último, que el desplazamiento vertical está totalmente restringido. No es posible que puede moverse verticalmente la trabe en la unión con la columna. A éste tipo de apoyo le llamamos apoyo libre. En el ejemplo planteado la trabe es una carga para la columna y la columna un apoyo para la trabe que responde con una reacción vertical

La trabe sería representada como sigue

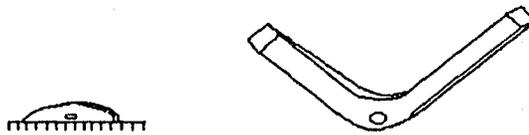


El apoyo libre responde con una reacción vertical a las cargas activas a que está sometida la trabe, con lo que restringe el desplazamiento vertical, por eso decimos que es un apoyo de un solo vínculo. En este caso se restringe un grado de libertad. Decimos que el punto A tiene grado de libertad igual a dos.

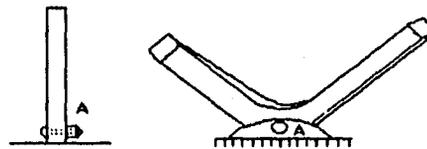
Llamamos apoyo libre aquel que tiene solo una reacción y con ella restringe un solo desplazamiento, permitiendo giros en la barra llamados desplazamientos angulares, y por otra parte desplazamientos lineales perpendiculares a la carga reactiva, se dice que es un apoyo de un solo vínculo. El apoyo libre restringe un desplazamiento lineal en el sentido en que se presenta la reacción.

En la realidad, este tipo de apoyo es una placa de neopreno, un material parecido al caucho de las llantas de un auto; y en algunas ocasiones es una mecedora metálica.

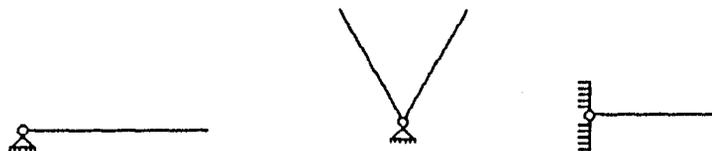
Imaginemos ahora una base que recibe a dos columnas inclinadas como se muestra:



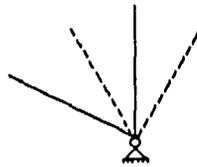
donde las piezas quedan unidas por medio de un pasador que las atraviesa por las perforaciones mostradas.



A este tipo de apoyo le llamamos apoyo articulado y podemos representarlo como se muestra:



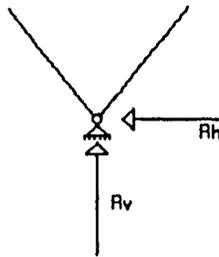
Al analizar este apoyo nos damos cuenta de que no se tiene impedido el giro.



Suponemos que la unión con el pasador está libre de fricción, y por tanto, la articulación permite desplazamientos angulares.

Como la base que recibe a las columnas está totalmente fija, no es posible que existan desplazamientos lineales en las columnas.

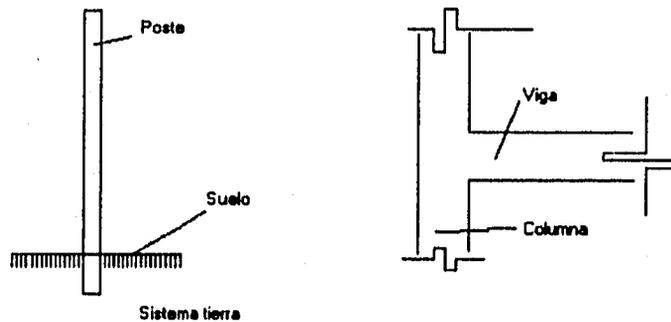
En este caso, las columnas transmiten una carga a la base que las soporta y ésta constituye un apoyo que responde con dos reacciones.



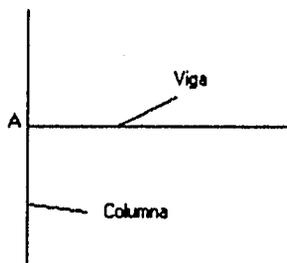
El apoyo articulado responde con una reacción vertical y con una reacción horizontal a las cargas activas a que están sometidas las columnas, con lo que restringe los dos desplazamientos lineales posibles, por eso decimos que es un apoyo de dos vínculos. Quedan impedidos dos grados de libertad. Decimos que el punto A tiene grado de libertad igual a uno.

Llamamos apoyo articulado al que responde con dos reacciones a las cargas activas y con ella restringe los dos desplazamientos lineales que existen en el plano, permitiendo desplazamientos angulares, se dice que es un apoyo de dos vínculos. En la realidad, la articulación está hecha por una rótula ó una placa de neopreno más gruesa que el de apoyo libre.

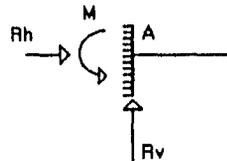
Pensemos ahora en algún caso en el que un elemento está totalmente sujeto al sistema tierra o a otro elemento, como sucede en postes de luz enterrados en el suelo o en vigas sujetas por columnas o muros que forman parte de un volado, como es el caso de los balcones.



Si representamos el sistema formado por la viga y la columna tendremos:



Observemos la unión de los dos elementos. En el punto de unión (A) la viga tiene impedidos los tres desplazamientos posibles en el plano, no puede girar en el punto A, tampoco puede desplazarse vertical ni horizontalmente.



A este tipo de apoyo le llamamos empotramiento. En este ejemplo, la viga transmitirá cargas a la columna y la columna es un apoyo para la viga. El empotramiento responde con tres reacciones a las cargas activas a que está sometida la viga, dos fuerzas que impiden los movimientos lineales y un momento que impide el giro de la viga; por tener la capacidad de impedir los tres desplazamientos mencionados decimos que es un apoyo de tres vínculos. Restringe los tres grados de libertad en el plano, el punto A tiene grado de libertad igual con cero.

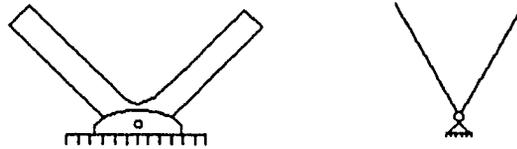
Llamamos empotramiento al apoyo que responde con tres reacciones y con ellas restringe los desplazamientos posibles en el plano (dos lineales y un angular). Es un apoyo de tres vínculos.

Es conveniente hacer la aclaración de que en muchos casos no se logra el empotramiento perfecto, que es el caso que se ha planteado, es necesario que la pieza que recibe a otra tenga un rigidez muy grande para que no permita giros de la pieza que es recibida.

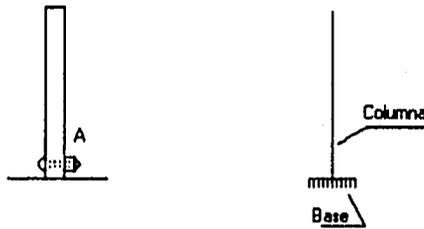
Cuando una pieza tiene la capacidad de desplazarse angularmente un poco, decimos que el apoyo es un semiempotramiento.

Es necesario aclarar también que un apoyo puede ser concebido de dos formas diferentes en algunos casos dependiendo del sentido en el que se analice. Pensamos en un

ejemplo ya planteado, el de la base que sostiene dos columnas y estudiemos el caso pensando que el plano de análisis es el formado por la hoja del papel.



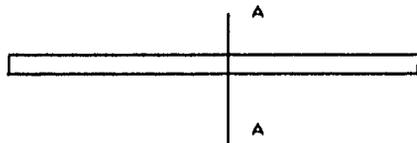
Considerando las columnas y la base en este sentido, dijimos que se trataba de una articulación, pero si ahora pensamos en el plano perpendicular al considerarlo tendremos:



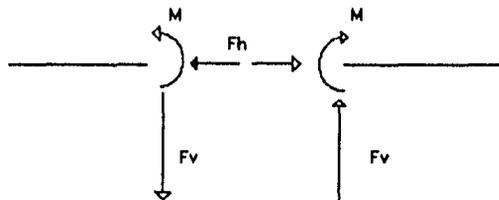
En este sentido tenemos que concluir que el apoyo es una semiempotramiento o un empotramiento dependiendo de cuánta capacidad o giro le de a las columnas la unión con el pasador.

El último apoyo considerado en el plano es el nudo elástico, que restringe los tres desplazamientos en el plano (dos lineales y uno angular), provocando tres cargas internas, una parte se comporta como apoyo de la otra, y a la vez, cada parte es carga de la otra, se dice que un apoyo de tres vínculos.

Pensamos en la sección A-A de una pieza continua, como se muestra:



el diagrama de cuerpo libre de dicha sección es:

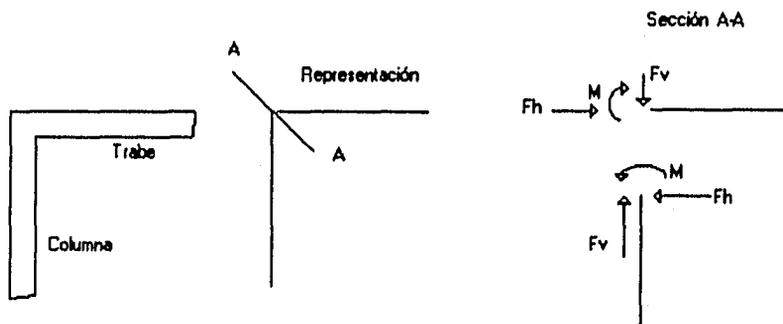


El momento M y las fuerzas F y H son necesarias para tener el equilibrio la sección planteada. Este es el caso de apoyo llamado nudo elástico, es un apoyo de tres vínculos, en el que están impedidos los dos desplazamientos lineales y el desplazamiento angular, por esta razón la sección A-A tiene grado de libertad igual con cero.

En el nudo elástico los desplazamientos están impedidos por tres vínculos, éstos provocan tres cargas internas: un momento, una fuerza vertical y una fuerza horizontal.

El nudo elástico no sólo se presenta en una pieza, la unión monolítica de dos o más elementos se comporta de la misma manera.

Para una mejor comprensión, pensemos en el caso de la unión entre una columna y una trabe:



Si la columna no es mucho más rígida que la trabe, no se presenta un empotramiento para la trabe, es más apropiado hablar de semiempotramiento y de nudo elástico en la sección A-A

II.3. ESTUDIOS DE SUELO.

II.3.1 CARACTERISTICAS DEL SUELO EN LA CIUDAD DE MEXICO

Una buena parte de la ciudad de México, se encuentra construida sobre el fondo del ex-lago de Texcoco, a este hecho se deben los problemas de cimentación que en la ciudad se presentan. Los numerosos estudios que se han realizado hasta hoy en relación con el subsuelo del Valle de México han permitido zonificar a la ciudad de México en tres grandes áreas:

La primera de las áreas mencionadas corresponde a la zona llamada de las lomas y está constituida por terrenos compactos.

La segunda es la zona de transición, en donde las condiciones del subsuelo varían muchísimo de un punto a otro de la zona urbanizada, formada por depósitos superficiales arcillosos.

La tercera, llamada zona de lago, tiene suelos formados por material altamente compresible, con presencia de agua y grandes deformaciones.

Se dispone hoy en día de una amplia información de las características del subsuelo proveniente de la perforación de pozos de muestreo y exploración en todos los rumbos de la ciudad; se han realizado muestreo innumerables y pruebas de laboratorio, que han producido un cúmulo de información y experiencia con las cuales, el ingeniero puede tomar un criterio del tipo y tamaño de cimentación adecuada a la zona en donde se va a alojar ésta, aunado a esto, estimar las posibles complicaciones que pudiera tener la etapa de construcción y así proponer en su caso un método constructivo adecuado para disminuir estos problemas.

II.3.2 TIPOS DE CIMENTACION PARA PUENTES PEATONALES.

La cimentación se distingue de la Subestructura en que los elementos estructurales que la forman interactúan con el terreno para resistir la carga transmitida, de modo que la cimentación de un puente puede considerarse constituida por los elementos estructurales enterrados y por el terreno circundante.

Tipos de cimentación para los puentes

Los tipos de cimentación que se han aplicado en México, para la construcción de puentes son los siguientes:

- Cimentaciones Someras o Superficiales
 - a) Zapatas aisladas o corridas
 - b) Losas de cimentación
- Cimentaciones profundas
 - a) Pilotes colados in situ (en el lugar)
 - b) Pilotes hincados
 - c) Cilindros

Para nuestro caso, en la ciudad de México las cimentaciones usuales para puentes peatonales son las cimentaciones someras ó superficiales. Debido a que estas estructuras son por lo general muy ligeras en comparación con otras, en las que sería probable usar las cimentaciones profundas.

La cimentación y el suelo circundante tienen una influencia preponderante en la respuesta de una estructura ante sollicitaciones dinámicas como el sismo y el viento. Es usual que los análisis estructurales de los efectos del sismo se realicen suponiendo a la estructura empotrada en su base.

Esta hipótesis puede en muchos casos conducir a resultados muy diferentes al comportamiento real. El enfoque más adecuado para el análisis es hacer un modelo de la estructura que incluya a la cimentación y al suelo como partes integrantes de la estructura.

En los casos más sencillos la cimentación del suelo pueden representarse por resortes cuya rigidez sea equivalente a la que esos dos elementos tienen ante los desplazamientos y giros posibles. Para nuestro caso nosotros consideraremos a la estructura empotrada en su base.

II.3.3 IMPORTANCIA DEL ESTUDIO DEL SUELO PARA PUENTES.

Con lo expuesto se pone de manifiesto la importancia que tiene el conocimiento de las condiciones del suelo antes de realizar el proyecto y la construcción de un puente peatonal, esto sólo se logra con un estudio geotécnico que incluya una exploración de campo, la realización de pruebas de laboratorio y muestras tomadas en el sitio.

El estudio geotécnico tendrá por objetivo definir el tipo de cimentación, la profundidad de desplante, el procedimiento de construcción y el comportamiento esperado a largo plazo.

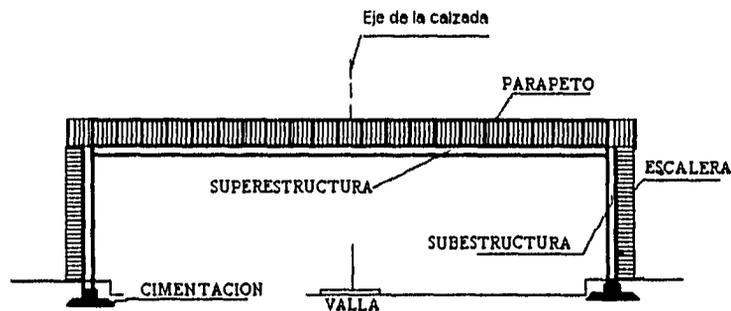
CAPITULO III
ELECCION DEL TIPO

CAPITULO III

ELECCION DEL TIPO

III.1 CLASIFICACION DE PUENTES PEATONALES.

Primeramente se citan las partes que constituyen a un puente peatonal



La definición de cada una de las partes es:

Cimentación: Es la parte que transmite las cargas totales del puente al suelo.

Superestructura.- Es la parte del puente que soportará el paso de los peatones y por donde cruzará la avenida.

Subestructura.- Es la parte que sirve de apoyo de la superestructura, descargando la carga viva y peso propio, para después transmitir las a la cimentación.

Valla.- Es el elemento de restricción para los peatones, a fin de que utilicen la estructura.

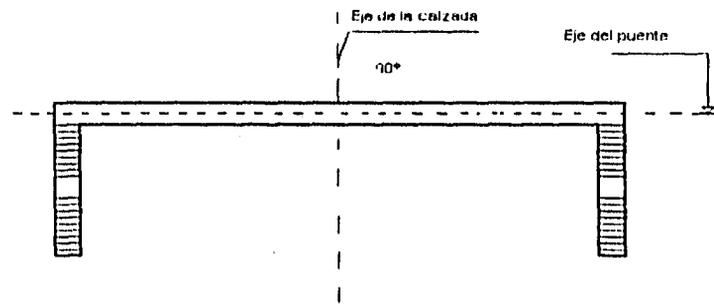
Escalera.- Es la parte que sirve de acceso al puente.

La clasificación de los puentes pueden agruparse de acuerdo con las características que se describen a continuación:

III 1.1 DE ACUERDO AL TRAZO HORIZONTAL

A) NORMALES

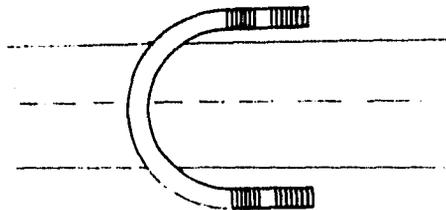
Son aquellos cuyo eje de calzada es perpendicular al eje del camino o avenida. generalmente, la mayoría de los puentes son de este tipo de trazo, como se ilustra a continuación:



Puente visto en planta

B) EN CURVA

Son aquellos cuyo eje de calzada tiene forma circular, la razón de este trazo es debido a la presencia de obstáculos topográficos o por motivos de estética del lugar en que se situará. Se muestra en la siguiente figura un croquis de este tipo:

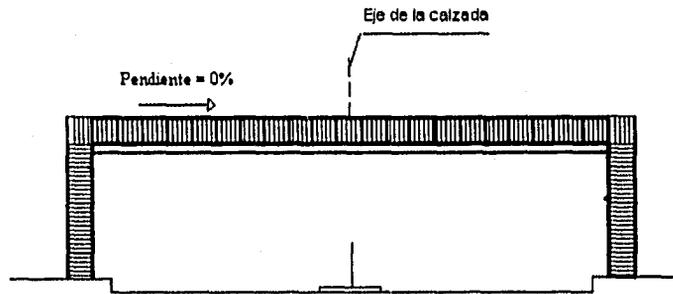


Puente visto en planta

III.1.2 DE ACUERDO AL TRAZO VERTICAL

A) TANGENTE HORIZONTAL.

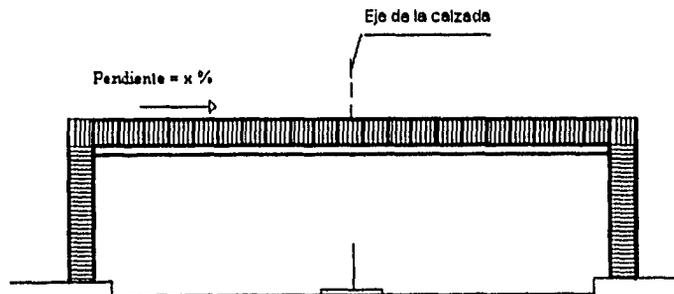
Son aquellos cuya pendiente es igual a cero, como en la mayoría de los puentes de la ciudad de México.



Vista en elevación

B) TANGENTE CON PENDIENTE

Son aquellos con cierto porcentaje de pendiente en la superestructura. Aunque no son muy comunes verlos en las calles de la ciudad, se han construido estructuras en el metro, como ejemplo se tienen en los transbordos de la estación Pantitlán.



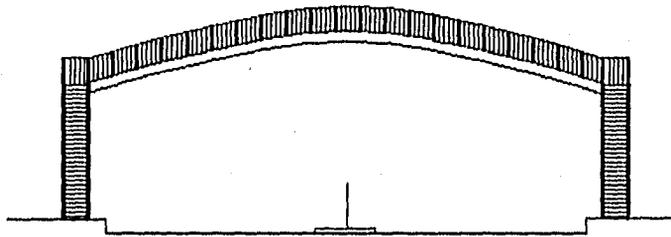
Vista en elevación.

C) EN CURVA VERTICAL

Aquellos que tienen una superestructura en curva.

C.1.- EN CRESTA

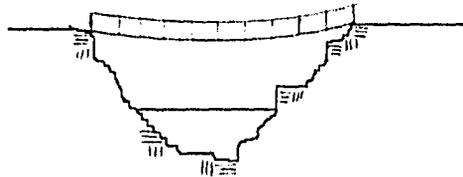
Cuya concavidad es hacia arriba, llamados generalmente puentes de arco. Ejemplo de éstos se encuentran en la Calzada Zaragoza, en la ciudad de México.



Vista en elevación.

C.2.- EN COLUMPIO

Cuya concavidad es hacia abajo. En la ciudad de México, ejemplo de éstos puentes son los utilizados en pasos en depresiones bajas, son llamados colgantes, ubicados sólo en parques o centros de recreo.



III.1.3 POR EL MATERIAL EMPLEADO.

A) MADERA

Ejemplo de estos son los puentes viejos de armadura o los colgantes. Actualmente no se construyen. Aunque en algunos ubicados en parques y centros recreativos, el sistema de piso es de este material.

B) MAMPOSTERIA

El material predominante es la piedra, construidos en forma de arco. Se usaron y construyeron durante la época colonial, actualmente no se hacen.

C) CONCRETO.

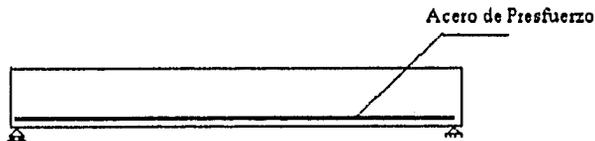
C.1.- CONCRETO REFORZADO

Son aquellos que llevan el armado de acero común, junto con los componentes del mismo concreto: agua, cemento, arena, grava y en algunos casos aditivos.

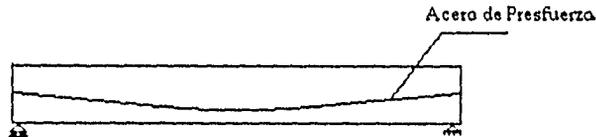
C.2- CONCRETO PRESFORZADO

El concreto presforzado es aquel en donde se crean intencionalmente esfuerzos permanentes en una estructura con el objeto de mejorar su comportamiento y resistencia bajo diversas condiciones de servicio. Es decir, que el elemento de concreto trabaje lo más que se pueda a esfuerzos de compresión y no a esfuerzos de tensión. Esto debido, a que el concreto común resiste muy poco a esfuerzos de tensión, y por el contrario puede resistir esfuerzos de compresión muy altos. Puede dividirse en: Pretensado y Postensando.

Presfuerzo Pretensado.- Cuya fuerza de tensión en los cables se aplica antes de que el concreto sea introducido al molde de colado, es decir antes de que el concreto adquiera dureza. Generalmete la trayectoria de los cables de presfuerzo son de eje recto.



Presfuerzo Postensado.- Cuya fuerza de tensión en los cables se aplica después de que el concreto ha endurecido. Generalmete la trayectoria de los cables de presfuerzo son de forma curva.



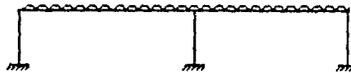
D) ACERO

Muchos de los puentes actuales son de este material. La diversidad de tipos de estructuras que se pueden construir con éste, hace que el ingeniero tenga preferencia de trabajar con él. Las estructuras mas conocidas de este material son:

D.1 MARCO RIGIDO

Un marco rígido, es una estructura cuyos elementos son barras de eje recto, pueden ser de sección transversal constante ó variable. las uniones de las barras son nudos elásticos y el sistema de fuerzas que actúan están concentradas sobre la misma barra, actuando sobre axialmente sobre de ella, o bien, pueden presentarse perpendicularmente a ésta.

Los elementos mecánicos que se presentan son: Momento flexionante, cortante y normal.

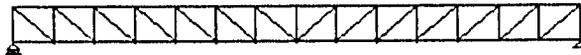


D.2 ARMADURA

Armadura es una estructura, cuyos elementos son barras que se consideran de eje recto y de sección transversal constante. Estos elementos se unen de manera que se forma una serie de triángulos, arreglados de modo que se tenga una estructura rígida capaz de resistir sistemas de cargas. Por esta razón también se les llama estructuras trianguladas. Se supone que las uniones de las barras son articulaciones y que el sistema de fuerzas están concentradas con puntos de aplicación en dichas articulaciones.

De lo anterior resulta que el único elemento mecánico al que se encuentran sujetos las barras es el debido a fuerza normal, en la dirección del eje longitudinal de la barra.

La siguiente figura representa una forma de un sin fin de variantes, de tipos de armadura:

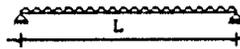


E) MIXTOS

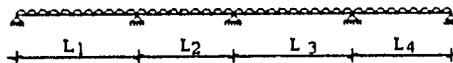
Este tipo de puentes se caracteriza, porque generalmente las subestructuras se construyen de concreto reforzado y la superestructuras son de acero o de concreto presforzado.

III.1.4 POR EL SISTEMA ESTRUCTURAL.

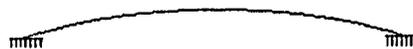
A continuación, se esquematizan los principales sistemas estructurales, con los que están contruidos los puentes peatonales:



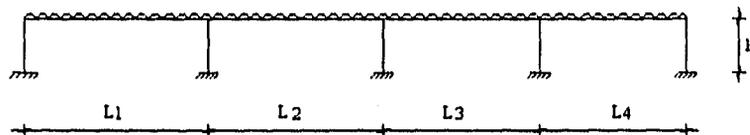
Puentes de claro simple.



Puentes de viga continua



Puentes de arco



Puentes de marco rígido.

En la ciudad de México, las estructuras comúnmente empleadas para pasos peatonales son:

- a) Para puentes de concreto reforzado
 - Estructura de viga simplemente apoyada
 - Estructura de viga continua.
 - Estructura de marco rígido.

- b) Para puentes de concreto presforzado
 - Estructura de viga simplemente apoyada
 - Estructura de viga continua.

- c) Para puentes de acero
 - Estructura de marco rígido
 - Estructura de viga simplemente apoyada
 - Estructura de viga continua.
 - Estructura de armadura.

En este trabajo se escogieron cuatro pasos elevados, dos de concreto y dos de acero. Se realizó un levantamiento geométrico con lo que pudo trazarse las dimensiones generales, para el diseño y revisión de esfuerzos a las diversas solicitaciones que se presentan en estas estructuras. Se da una forma de idealizarlas para que los alumnos disipen las posibles dudas y tengan una idea de analizar otros problemas que se les presenten durante su carrera.

III.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA PUENTES PEATONALES

Los procedimientos constructivos que se siguen en la ejecución de estas obras dependen del tipo de estructura y la zona en donde se construirá, por esto se hace necesario que el constructor, conozca las condiciones topográficas, climatológicas y sobre todo las condiciones del tránsito vehicular de la zona de cruce, para así poder plantear un sistema constructivo adecuado, derivado de las condicionantes que presenta la zona.

En términos generales se describirá el procedimiento constructivo, que se lleva a cabo en forma normal para este tipo de obras, aunque hay que recordar que cada obra es diferente, no por su estructuración, sino por ubicación, es por ello que el constructor desarrollará todo su ingenio para que la ejecución de los trabajos resulte como se planeó.

III.2.1 TRAZO Y NIVELACION.

Una vez que nos encontramos en el lugar donde se ejecutará la obra y ya designado con anterioridad el equipo y personal que se requiere para estos trabajos, que normalmente es una brigada de topografía, con su equipo respectivo, se procede a ejecutar los trabajos de ubicación de cada uno de los apoyos y escaleras que marca el proyecto, que se referenciarán con estacas o marcas en el pavimento según sea el terreno, así también se sacarán los niveles o elevaciones de la cimentación, subestructura y superestructura referenciados a bancos de nivel ya establecidos o colocando bancos de nivel arbitrarios. Estos datos se anotarán en libretas de trabajo de la brigada.

Ya ubicados los apoyos, se marcan sobre el terreno, para así dar inicio a los trabajos de excavación, a esto se le conoce como trazo y nivelación del terreno.

III.2.2 EXCAVACION.

Se entiende por excavación a la remoción y extracción de materiales, efectuadas de acuerdo con lo fijado en el proyecto, para desplantar o alojar la estructura.

El proyecto fijará si las excavaciones para estructuras deben ejecutarse a mano o con máquina. En este último caso, el equipo de construcción será previamente autorizado, por el residente que esté a cargo de la obra.

Cuando el proyecto fije que las paredes de la excavación puedan servir de molde a un colado, sus dimensiones no deberán excederse en más de 10 cm respecto a las fijadas en el proyecto, en caso de que se excedan de dicho límite será forzoso poner moldes.

Cuando la cimentación deba hacerse en un lecho de roca o suelo que pueda ser afectado rápidamente por el intemperismo, las excavaciones deberán suspenderse a 15 cm aproximadamente, arriba del nivel de desplante. La excavación de esta capa deberá hacerse inmediatamente antes de ejecutar la obra.

Salvo indicaciones en contrario, se utilizarán los materiales producto de la excavación, en el relleno de la misma. Los materiales sobrantes deberán utilizarse o desperdiciarse depositándolos en lugares previamente fijados.

Los taludes serán acabados ajustándose a las secciones fijadas en el proyecto. Las piedras sueltas, derrumbes y en general el material inestable, serán removidos.

Si existieran problemas con el nivel freático, se construirán las obras de protección necesarias para evitar derrumbes o inundaciones de las excavaciones.

En los casos en que no pueda drenarse la excavación por gravedad, se realizará mediante bombeo.

El fondo de las excavaciones deberá quedar limpio de raíces, troncos o cualquier material suelto y si nos encontramos con grietas y oquedades que se encuentran en el lecho de roca o suelo de cimentación, éstas se rellenarán con concreto, mortero o lechada de cemento.

III.2.3 CIMENTACION

Normalmente para pasos peatonales, las cimentaciones son someras, las cuales constituyen un tipo de cimentación económica. Las zapatas deben estar integradas con el cuerpo de la subestructura para formar un solo elemento y son generalmente de concreto reforzado.

Las zapatas se construirán de acuerdo con las dimensiones, procedimientos y demás características fijados en cada proyecto particular.

III.2.3.1.- PLANTILLA

Se colocará una plantilla de concreto simple en la parte inferior de la excavación; una vez adquirida la resistencia de la plantilla se limpiará y se colocará el acero de refuerzo.

III.2.3.2.- HABILITACION DE ACERO

Esta etapa se refiere a la fabricación del armado de acero de refuerzo que llevan las estructuras, en este caso de la zapata, en donde:

- a) Cada proyecto fijará el diámetro del acero, así como la separación de éste.
- b) Se verificará que el acero se encuentre libre de óxido u otro material que dañe su comportamiento estructural.

III.2.3.3. CIMBRA

- a) Los moldes podrán ser de madera, o metálicos y deberán tener la rigidez suficiente para evitar las deformaciones debidas a la presión de la revoltura, al efecto de las vibraciones de los vibradores y a las demás cargas y operaciones correlativas al colado o que puedan presentarse durante la construcción.
- b) Los moldes podrán usarse en un mayor número de veces siempre y cuando la madera se encuentre en buenas condiciones.
- c) Los moldes deberán limpiarse perfectamente antes de una nueva utilización. La parte inferior de los moldes recibirá una capa de aceite mineral.
- d) Todos los moldes se construirán de manera que puedan ser retirados sin dañar el concreto.

III.2.3.4 COLADO DEL CONCRETO

Una vez colocada la cimbra y el acero de refuerzo, se realizará el colado en el cual debemos observar los siguientes requisitos:

- a) A menos que el proyecto fije otra cosa, deberá entenderse que se usará cemento Portland tipo I.
- b) La resistencia del concreto no será menor de $f'c = 250 \text{ kg / cm}^2$.
- c) La revoltura de los materiales deberá hacerse a máquina.

III.2.3.5 TRANSPORTE DE CONCRETO AL SITIO

a) De acuerdo con el tipo y condiciones de la obra el transporte de la revoltura se hará con carretillas, vagonetas y/o cubetas, y cuando se emplee este tipo de equipos no se permitirá que los mismos apoyen directamente sobre el acero de refuerzo.

III.2.4 PROCEDIMIENTO EN SUBESTRUCTURA

Las subestructuras pueden ser de:

- Concreto reforzado
- Acero

III.2.4.1 CONCRETO REFORZADO

Las pilas se construirán de acuerdo con las dimensiones, procedimientos y demás características fijado en cada proyecto.

La subestructura debe estar perfectamente empotrada con la zapata, para esto se recomienda anclar adecuadamente el acero, de tal manera que no se forme alguna articulación.

III.2.4.1.1.- HABILITACION DE ACERO EN SUBESTRUCTURA

- a) El acero para concreto hidráulico deberá llegar a la obra sin oxidación perjudicial.
- b) Las varillas de refuerzo se doblarán lentamente en frío, para darles la forma que fije el proyecto cualquiera que sea su diámetro. A menos que el proyecto fije otra cosa, los dobleces o ganchos, se harán alrededor de una pieza cilíndrica que tenga un diámetro igual o mayor de dos veces el de la varilla.
- c) Todas las varillas de refuerzo deberán colocarse preferentemente con las longitudes que fije el proyecto y sin empalmes. Si existe la necesidad de empalmes serán de dos tipos: traslapados ó soldados a tope. Los traslapes tendrán una longitud de cuarenta veces el diámetro. Se colocarán en los puntos de menor esfuerzo de tensión, nunca se pondrán en lugares donde la sección no permita una separación mínima libre de una vez y media el tamaño máximo del agregado grueso, entre el empalme y la varilla más próxima. En los

empalmes a tope, los extremos de las varillas se unirán mediante soldadura de arco u otro procedimiento que autorice el residente.

d) Las varillas de refuerzo deberán colocarse en la posición de proyecto y mantenerlas firmemente en su sitio durante el colado.

e) Los estribos deberán rodear a las varillas longitudinales y quedar firmemente unidos a ellas.

f) El refuerzo próximo al molde deberá separarse del mismo, por medio de separadores, que tengan el espesor necesario para dar el recubrimiento requerido.

g) Para dar por terminado el armado y colocación del acero se verificarán sus dimensiones, separación, sujeción, forma y posición de acuerdo con el proyecto.

III.2.4.1.2 CIMBRADO

a) La cimbra se construirá de acuerdo al proyecto.

b) Los moldes podrán ser de madera, o metálicos y deberán tener la rigidez suficiente para evitar las deformaciones debidas a la presión de la revoltura, al efecto de las vibraciones de los vibradores y a las demás cargas y operaciones correlativas al colado o que puedan presentarse durante la construcción.

c) Los moldes podrán usarse en un mayor número de veces siempre y cuando la madera se encuentre en buenas condiciones.

d) Los moldes deberán limpiarse perfectamente antes de una nueva utilización. La parte inferior de los moldes recibirá una capa de aceite mineral.

e) Todos los moldes se construirán de manera que puedan ser retirados sin dañar el concreto.

III.2.4.1.3 COLADO DE CONCRETO

Una vez colocado el acero, los moldes y las obras falsas, se procede a colar la subestructura siguiendo las siguientes recomendaciones:

a) Los materiales que se emplean en la fabricación del concreto hidráulico son los siguientes: cemento portland, agua, agregado fino, agregado grueso y cuando se requiera se usarán aditivos que pueden ser: aditivos o agentes inclusores de aire.

b) Los agregados finos y gruesos deberán estar limpios, es decir, libres de cualquier material orgánico.

- c) La revoltura tendrá el revenimiento o manejabilidad fijados en el proyecto y se recomienda que se realice mediante una máquina revoladora.
- d) Podrá utilizarse concreto elaborado en camión revolador cuya revoltura se efectúa en el trayecto de la planta de dosificación, en el sitio en el cual vaya a ser colocado, siempre y cuando el producto elaborado al llegar a su destino, reúna las características fijadas en el proyecto.
- e) No se aplicaran las cargas totales de proyecto hasta 28 días después de terminado el colado de concretos fabricados con cemento portland, de los tipos I, II, IV o V. Si se usa algún acelerante, el fabricante dará las características del producto.

III.2.4.1.4 TRANSPORTE DEL CONCRETO AL SITIO

Una vez colocada la cimbra y el acero de refuerzo, se realizará el colado en el cual debemos observar los siguientes requisitos:

- a) El transporte de la revoltura podrá llevarse a cabo mediante cubetas o camiones cuidando que no dañen al acero. También puede realizarse mediante canales o tubos que deberán disponerse de manera que prevengan cualquier segregación de los materiales. El ángulo de caída deberá ser el adecuado para permitir el flujo de la revoltura, sin provocar velocidades excesivas que propicien la segregación del material.
- b) Si se requiere bombeo, el equipo deberá instalarse fuera de la zona de colado, de tal manera que no produzca vibraciones que pueda dañar al concreto fresco; la operación de bombeo deberá hacerse con flujo continuo de la revoltura.
- c) El acomodo y comparación de la revoltura se hará de manera que llene totalmente los moldes, sin dejar huecos dentro de su masa. Esto se obtendrá mediante el uso de vibradores u otro método aprobado por el supervisor de la obra. Se tendrá cuidado de que el vibrado no sea excesivo, para impedir la segregación, además se evitará el contacto directo con el acero de refuerzo.
- d) La revoltura se vaciará colocándola por capas horizontales, continuas de aproximadamente 25 a 30 cm de espesor. Cada capa se acomodará y compactará en toda su profundidad, para obtener un concreto que llene completamente los moldes y cubra en forma efectiva al acero de refuerzo.
- e) Cuando la revoltura deba vaciarse desde alturas mayores de tres metros, deberán tomarse precauciones especiales, tales como el uso de deflectores y trompas de elefante.

f) El colado de las capas se efectuará en forma continua y de manera que las subsecuentes se vayan colando una vez que la precedente haya sido acomodada y compactada convenientemente y antes de iniciarse su fraguado para evitar discontinuidad o que se marquen juntas.

g) Por ningún motivo se paralizará el trabajo o se interrumpirá temporalmente, cuando falten menos de 45 cm para enrasar el coronamiento final de las pilas.

III.2.4.1.5 CURADO

Una vez colada la estructura se procede a realizar un buen curado. El curado del concreto, necesario para lograr un fraguado y endurecimiento correctos, se obtendrá conservando la humedad superficial mediante algunos de los procedimientos siguientes:

a) Aplicando riegos de agua adecuados sobre la superficie expuestas y moldes, a partir del momento en que dichos riegos no marquen huellas en las superficies expuestas durante 7 días.

b) Mediante el empleo de vapor

III.2.4.1.6 DESCIMBRADO

a) Al descimbrar todas las superficies deberán estar exentas de bordes, rugosidades, salientes u oquedades de cualquier clase y presentar el acabado superficial que fije el proyecto.

III.2.4.2 DE ACERO

Generalmente este tipo de estructuras se encuentran empotradas en la parte inferior a un banco de concreto reforzado mediante placas con tornillos, dicha sujeción se puede considerar como un empotramiento (para fines de cálculo estructural).

Las características y dimensiones de los elementos y de sus partes, así como los procedimientos de montaje de las estructuras de acero, deberán estar de acuerdo con lo fijado en cada proyecto.

III.2.4.2.1 CORTES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

A veces se necesita realizar cortes a las placas y perfiles, que constituyen la estructura. Así, cuando el proyecto fije cortes con soplete en determinadas piezas, el soplete deberá ser guiado mecánicamente; y por lo tanto, no será necesario cepillar los cantos obtenidos.

III.2.4.2.2 REMACHES

En las estructuras de acero, es muy común unir el sistema estructural con remaches. Por lo tanto, se tendrán en cuenta las indicaciones siguientes:

- a) El diámetro de los agujeros será 1.6 mm mayor que el nominal de remaches y tornillos no acabados.
- b) Los agujeros se podrán hacer al diámetro requerido mediante punzón, siempre y cuando el espesor del material no sea mayor de 19 milímetros, ni menor que el diámetro nominal del remache o tornillo.
- c) Todas las partes que se vayan a remachar tendrán que unirse por medio de pernos o tornillos en el número que señale el proyecto.
- d) El botador no deberá maltratar el material, ni ensanchar los agujeros.
- e) Los remaches se colocarán a máquina con remachadoras del tipo operado manualmente usando fuerza neumática, hidráulica o eléctrica, calentando previamente el remache a una temperatura que no exceda de mil sesenta y cinco grados centígrados ni sea menor que quinientos treinta y ocho grados centígrados al colocarlo.
- f) Las cabezas deberán ser completas, en forma de casquete esférico de tamaño uniforme para cada diámetro y estarán en contacto pleno con las superficies de las piezas unidas,

concéntricas con los agujeros, proporcionando ajuste entre el remache y las piezas así unidas. Se botarán los remaches que se encuentren flojos.

III.2.4.2.3 SOLDADURA

Otra forma de unir los perfiles ó placas que formarán a la estructura es por medio de soldadura, y se recomienda lo siguiente:

- a) Las partes por soldar de la subestructura se mantendrán en su posición correcta hasta terminar el proceso de soldadura.
- b) Siempre que sea posible, la soldadura se hará en posición horizontal y el avance deberá hacerse partiendo de los puntos donde las piezas estén relativamente fijas, hacia los puntos donde tengan una mayor libertad relativa al movimiento.

III.2.4.2.4 MONTAJE

- a) Generalmente el montaje de las estructuras se hace mediante grúas de la capacidad que requiera cada una de éstas.
- b) Para dar por terminada la construcción y el montaje de las estructuras de acero, se verificarán sus dimensiones, forma, acabado, elevaciones y alineamientos de acuerdo con lo fijado en proyecto.

III.2.5 PROCEDIMIENTO EN SUPERESTRUCTURA

El material de la superestructura pueden ser:

- Concreto reforzado
- Concreto presforzado
- Acero

III.2.5.1 CONCRETO REFORZADO

La superestructura se construirá de acuerdo con las dimensiones, procedimientos y demás características fijados en cada proyecto.

III.2.5.1.1 CIMBRADO

Se procederá a la construcción de la cimbra y los moldes se construirán de acuerdo con lo fijado en el proyecto, se observarán las siguientes recomendaciones:

- a) Los moldes podrán ser de madera ó metálicos
- b) Los moldes deberán tener la rigidez suficiente para evitar las deformaciones, debidas a la presión de la revoltura al efecto de los vibradores y a las demás cargas y operaciones correlativas al colado.
- c) Los moldes deberán limpiarse perfectamente antes de una utilización. La parte interior de los moldes recibirá una capa de aceite mineral

III.2.5.1.2. HABILITACION DE ACERO DE REFUERZO

Una vez colocada la cimbra se procede a la habilitación del acero de refuerzo en la superestructura, teniendo en cuenta lo siguiente:

- a) El acero deberá llegar a la obra sin oxidación perjudicial de aceite o grasas, quiebres, escamas y deformaciones de la sección.
- b) Las varillas se doblarán lentamente en frío, para darle la forma que fije el proyecto.
- c) Los empalmes pueden ser: traslapados o soldados a tope y deberá usarse el tipo que fije el proyecto y se observarán los siguientes requisitos: los traslapes tendrán una longitud de 40 veces el diámetro. se colocaran en los puntos de menor esfuerzo de tensión. En los empalmes a tope, los extremos de las varillas se unirán mediante soldadura de arco.
- d) Las varillas de refuerzo deberán colocarse en la posición que fije el proyecto y mantenerse firmemente en su sitio durante el colado y se observarán los requisitos siguientes:
- e) Los estribos deberán rodear a las varillas longitudinales y quedar firmemente unidos a ellos.
- f) Debido a que en este tipo de losas se requiere doble capa de refuerzo, las capas se mantendrán en su posición por medio de separadores (silletas o pollitos), de tal modo que la separación entre las varillas inferiores y superiores sea la fijada en el proyecto.
- g) No se iniciará el colado sin antes inspeccionar el armado. Una vez verificadas las dimensiones, separación y sujeción del armado se procede a colar la estructura.

III.2.5.1.3 COLADO DEL CONCRETO

Una vez colocada la cimbra y el acero de refuerzo, se realizará el colado en el cual debemos observar los siguientes requisitos:

- a) Los materiales que se emplearán en la fabricación del concreto hidráulico son: cemento portland, agua, agregado fino, agregado grueso y si se requiere, algún aditivo.
- b) Los agregados deberán estar limpios de toda materia orgánica y cumplir con la granulometría que fije el proyecto.
- c) Si la revoltura de los materiales se hiciera a máquina debe cumplir con lo siguiente:
 - Las máquinas deben estar en buenas condiciones
 - La revoltura deberá hacerse de manera que trabaje a su capacidad normal y que garantice la homogeneidad de la mezcla.
- d) Podrá utilizarse concreto elaborado en camión revolador, cuya revoltura se efectuó en el trayecto de la planta de dosificación al sitio en la cual va a ser colocado, siempre y cuando el producto elaborado al llegar a su destino, reúna las características fijadas en el proyecto.
- e) El colado de la superestructura se hará de la siguiente manera:
 - Por frentes continuos cubriendo para toda la sección del elemento estructural.
 - No se dejará caer la revoltura de alturas mayores de 1.5 m, ni se amontonará para después extenderla.
 - Deberá ser continuo hasta la terminación del elemento estructural o hasta la junta de construcción que fije el proyecto.
- f) El acomodo y comparación de la revoltura se harán de manera que llenen totalmente los moldes, sin dejar huecos dentro de su masa; esto se obtendrá con algunos de los procedimientos siguientes:
 - Mediante el uso de vibradores
 - Cuando por algún motivo no se cuente con vibradores, la revoltura deberá acomodarse perfectamente picando con varillas metálicas.

III.2.5.1.4 CURADO

Una vez colada la superestructura se procede a realizar el curado del concreto, mediante alguno de los procedimientos siguientes:

- a) Aplicando riegos de agua adecuados sobre las superficies expuestas y moldes.

- b) Aplicando a las superficies expuestas una membrana impermeable que impida la evaporación del agua contenida en la masa de concreto.
- c) Cubriendo las superficies expuestas con arena, costales o mantas que se mantendrán húmedos lo mismo que los moldes.

III.2.5.1.5 DESCIMBRADO

La remoción de cimbras se hará de acuerdo con lo fijado en el proyecto. Se observarán las recomendaciones siguientes:

- a) La determinación del tiempo a partir del cual puede iniciarse la remoción de los moldes y obras falsas, depende del tipo de la estructura, de las condiciones climáticas y de otros factores que puedan influir en el endurecimiento del concreto, generalmente se remueve la cimbra a los 15 días después del colado.
- b) Cuando se usen aditivos, la remoción de los moldes y de la obra falsa, se iniciará cuando los resultados de las pruebas de los cilindros sean satisfactorios.
- c) Todas las superficies deberán estar exentas de bordes, rugosidades, salientes u oquedades de cualquier clase y presentar el acabado superficial que fije el proyecto.
- d) Finalmente no se aplicarán las cargas totales del proyecto hasta que el concreto tenga la resistencia requerida.

III.2.5.2 CONCRETO PRESFORZADO

Las estructuras de concreto presforzado son las constituidas por uno o varios elementos de concreto hidráulico sometidos a esfuerzos previos a los originados por las cargas de trabajo.

Este tipo de superestructuras puede producirse en forma muy parecida a la del concreto armado de alta resistencia, ya sea colando en la obra o prefabricándolo, la mayor parte de los puentes peatonales son precolados, debido a que se tienen que transportar desde la cama del colado hasta su posición final.

Existen dos métodos generales para presforzado: El pretensado y el postensado.

III.2.5.2.1 PRETENSADO

El término pretensado se emplea para describir cualquier método de presfuerzo en el cual se tensan los tendones antes de vaciar el concreto. La transferencia de esfuerzos del acero al concreto suele ser la adherencia (no se usan ductos).

La forma y dimensiones de los elementos y de sus partes se sujetarán a lo fijado en proyecto.

Después de haber tensado con gatos los tendones a la fuerza marcada en el proyecto, se anclan contra cabezales o plataformas de esfuerzos. Los dispositivos de anclaje y demás accesorios, tales como placas de acero, cuñas, separadores y coples, serán de las características que fije el proyecto.

Se verificará el funcionamiento y calibración de los gatos, manómetros y demás instrumentos para las operaciones del tensado.

La cama de colado sobre la cual se estiran los tendones se suele hacer con una losa de concreto de superficie lisa, con formas laterales de acero de fácil desprendimiento.

Después de colar el concreto, ya que ha alcanzado la resistencia especificada en proyecto y después de un periodo de prefraguado y de curado con vapor, se quitan los moldes laterales; y luego, los tendones se desprenden de las anclas en los extremos de la línea y se liberan. Este procedimiento se utiliza en plantas de precolado (las cuales por comodidad se buscan lo más cercanas a la obra), en donde existen plataformas permanentes para el tensado.

III.2.5.2.2 POSTENSADO

Es un método de presfuerzo en el cual se tensa el tendón después de que ha endurecido el concreto. Se usa con frecuencia para elementos colados en el sitio y para elementos a flexión con claros largos. El procedimiento constructivo es el siguiente:

Se colocan los cables (torones), dentro de ductos flexibles para evitar la adherencia con el concreto. La forma y dimensiones de estos elementos, así como la colocación de los ductos

y la del refuerzo adicional, la de los dispositivos de anclaje y demás operaciones que se requieran se sujetarán a lo fijado en proyecto.

En el manejo y colocación de los ductos se tendrá en cuenta lo siguiente:

1) Los ductos y sus uniones serán herméticos, para impedir la entrada de agua o lechada del concreto hidráulico.

2) Se mantendrán en la posición indicada en el proyecto sujetandolos firmemente al acero de refuerzo y/o al molde. No se iniciará el colado hasta verificar e inspeccionar el armado.

Una vez colocados los ductos y el armado sobre las plataformas, así como los moldes, se inicia el colado de la estructura. Después de colado el concreto y de que éste ha alcanzado suficiente resistencia, se aplica tensión a los tendones por medio de gatos contra el elemento y se anclan en él.

Salvo lo fijado en el proyecto para la aplicación del presfuerzo se observarán las siguientes recomendaciones:

1) Los gatos, manómetros y demás instrumentos, necesarios para las operaciones del tensado, serán previamente inspeccionados, verificando el funcionamiento y calibración de estos instrumentos.

2) En ningún caso se hará el tensado inicial antes de que el concreto hidráulico haya adquirido el 80% de la resistencia del concreto (f_c) fijada en proyecto.

3) El tensado total se hará cuando el concreto hidráulico haya adquirido la resistencia fijada en el proyecto.

Una vez aplicado el presfuerzo, los cables, anclajes y demás dispositivos, se protegerán mediante inyección de mortero en los ductos.

El sistema de presfuerzo que se utilice será el fijado en proyecto. Generalmente para este tipo de estructuras se utiliza el pretensado debido a que en la ciudad existe muy poco espacio para colar la estructura en el sitio

III.2.5.2.3 MONTAJE

Una vez contando con la estructura (superestructura) en el sitio, se comienza a realizar el montaje.

Debe tenerse cuidado que antes de que se coloque la superestructura en su posición final, se coloquen las placas de neopreno en las pilas, las cuales una debe ser fija y la otra móvil. Al colocar la superestructura sobre las pilas debe cuidarse que sea uniforme el

aplastamiento de las placas en los dos extremos. Las dimensiones de las placas serán las especificadas según el proyecto.

Los métodos usados en el montaje varían según el tipo y tamaño de las estructuras, las condiciones del lugar y disponibilidad del equipo. Generalmente para el montaje de estas estructuras se utilizan las grúas con un contrapeso y una pluma móvil. Estas grúas pueden montarse en un camión de orugas o de locomotora. Para su montaje se colocan cables en los extremos de las vigas, para posteriormente levantar la estructura con el cable de carga.

Los dispositivos para el manejo, así como la sujeción lateral de la superestructura solo podrán retirarse cuando éstas queden montadas en su posición de proyecto.

III.2.5.3 ACERO

Los materiales empleados en la superestructura son por lo regular perfiles y placas de acero, los cuales se adquieren con los distintos distribuidores o fabricantes, o bien se fabrican las estructuras de acuerdo a lo fijado en el proyecto.

Una vez fabricadas las estructuras como lo indica el proyecto, se transportan las estructuras al sitio. Cuando se trate de vigas de más de 12 m de longitud, debe preverse la forma de transporte con el fin de no complicar el mismo, sin embargo, debe considerarse que el transportar los tramos lo más grandes posible representa economía y rapidez en la ejecución de los trabajos, ya que puede evitar el realizar un menor número de uniones en el sitio de construcción, que implican costos, tiempos y supervisión más cuidadosa.

Cuando se trate de una superestructura de armadura, debido a que éstas tienen un gran número de elementos, debe tenerse cuidado desde la fabricación en taller pues de no hacerlo, se tendrán problemas en la obra.

III.2.5.3.1 CORTES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

a) Cuando el proyecto fije cortes con soplete en determinadas piezas, el soplete deberá ser guiado mecánicamente; y por lo tanto, no será necesario cepillar los cantos obtenidos.

III.2.5.3.2 REMACHES

En la actualidad los remaches y tornillos tienen usos específicos y restringidos, pero si el proyecto marca estructuras remachadas se tendrán en cuenta las indicaciones siguientes:

- a) El diámetro de los agujeros será 1.6 mayor que el nominal de remaches y tornillos no acabados.
- b) Todas las partes que se vayan a remachar tendrán que unirse por medio de pernos o tornillos, en el número que señale el proyecto.

III.2.5.3.3 SOLDADURA

La soldadura ha logrado tener una importancia fundamental en la construcción moderna y prácticamente en todos los tipos de puentes de acero las juntas o uniones son realizadas con soldadura, sin embargo, durante la ejecución de ésta se observará lo siguiente:

- a) Verificar que el equipo no presente deficiencias
- b) Las superficies por soldar deberán limpiarse de escamas sueltas, escorias, óxido, grasas, humedad o cualquier otro material extraño, debiendo quedar tersas, uniformes y libres de rebabas y no presentar desgarraduras, grietas u otros defectos que puedan disminuir la eficiencia de la junta soldada.
- c) Las partes por soldar se mantendrán en su posición correcta hasta terminar el proceso de soldadura, mediante el empleo de pernos, prensas, cuñas, puntales o mediante puntos provisionales de soldadura.
- d) Siempre que sea posible, la soldadura se hará en posición horizontal y el avance deberá hacerse partiendo en los puntos donde las piezas estén relativamente fijas, hacia los puntos donde tengan una mayor libertad relativa de movimiento.

III.2.5.3.4 MONTAJE

El montaje se realiza, después de que se han verificado, dimensiones, soldadura, remaches y características de los elementos, que se hayan ensamblado en el piso.

Generalmente se realiza mediante grúas, pero si no contamos con esta máquina, deberá hacerse utilizando plumas o malacates manuales para cable de acero.

Cuando el proyecto fije un sistema de piso de concreto, lo ideal es montar primero las trabes, para posteriormente, soldar la losacero (sistema de placas acanaladas), que servirá como cimbra para después sobre ésta colocar el concreto hidráulico.

Después de haber sido inspeccionados y aprobados los elementos estructurales y/o sus partes se les aplicará la pintura o capa de protección que fije el proyecto. Las superficies estarán completamente libres de humedad al aplicar la pintura y ésta deberá cubrir totalmente las piezas.

Para dar por terminada la construcción de la superestructura, se verificarán sus dimensiones, forma, acabado, elevaciones y alineamientos de acuerdo a lo fijado en el proyecto.

CAPITULO IV
ESTRUCTURAS DE CONCRETO

CAPITULO IV

ESTRUCTURAS DE CONCRETO

IV.1 CONCRETO REFORZADO

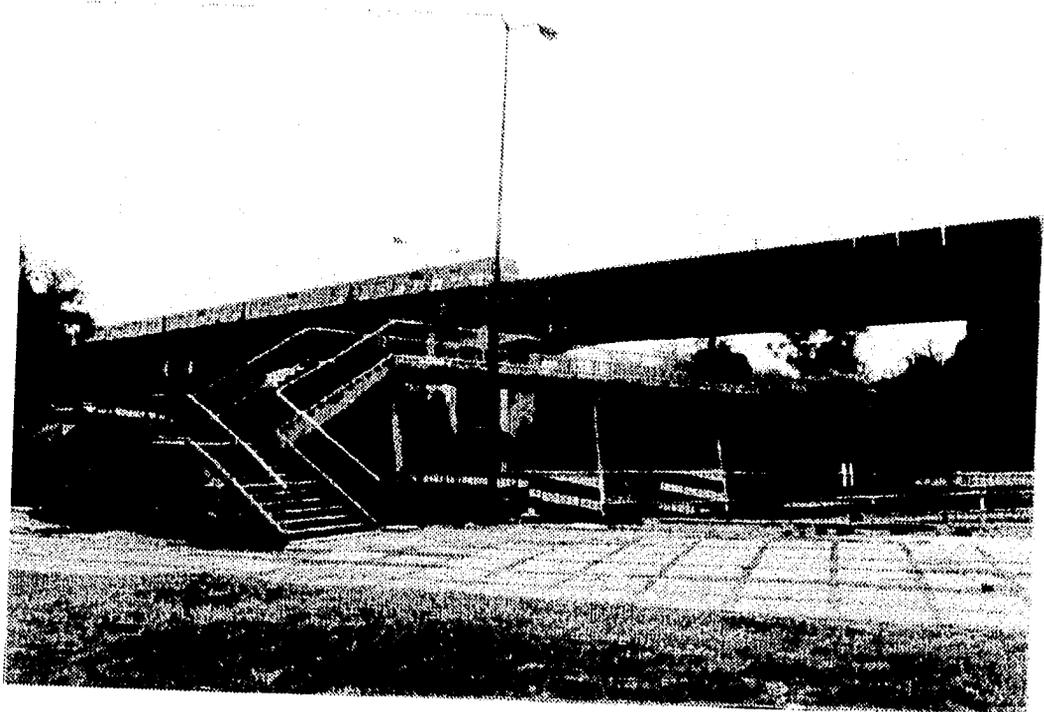
IV.1.1 CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES GEOMETRICAS

Ubicación: Viaducto Miguel Alemán y Bulevar Puerto Aéreo.

Superestructura y Subestructura: Concreto reforzado coladas in-situ

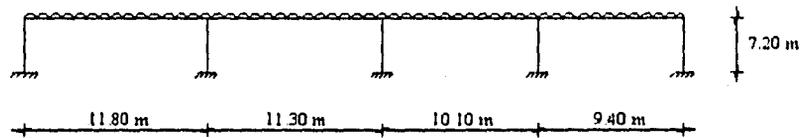
Cimentación: Por las características de la estructura es seguro que se trata de una cimentación a base de zapatas aisladas.

Panorámica del puente:

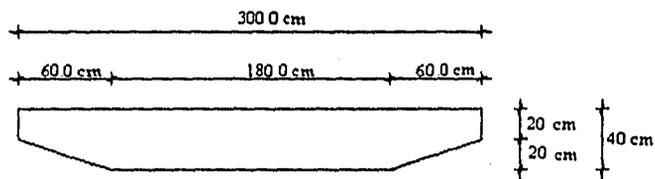


La estructura está constituida por 2 cuerpos, de 4 tramos continuos cada uno. Para el análisis y el diseño de ésta, se tomará sólo uno de los cuerpos, ya que los dos son casi simétricos y tienen las mismas condiciones de carga.

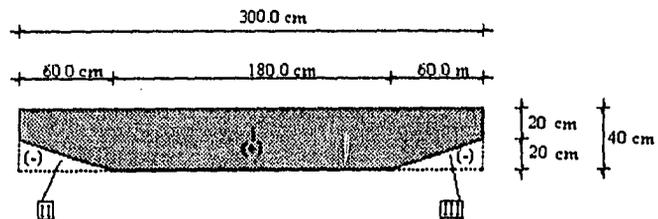
Esta estructura se idealiza como un marco continuo, la altura de ésta, se acota desde el centroide de la superestructura hasta la base de la zapata (supuesta):



La sección transversal de la superestructura es constante y tiene la siguiente geometría.



Para calcular las propiedades de la sección transversal, se dividirá ésta en tres figuras, la primera representada por un rectángulo, al cual se le quitara el área que representan los triángulos, como se puede apreciar en la siguiente figura:



Una forma sencilla de calcular las propiedades, es realizar una tabla de cálculo, como se cita abajo, la cual resume todas las operaciones realizadas:

FIGURA	AREA (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	Ix' (cm ⁴)	d (cm)	d ² (cm ²)	Ad ² (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
1	12000	20	240000	1600000	1.48	2.1904	26284.4	1626284.4
2	-600	6.67	-4000	13333.33	14.81	219.34	-13160.4	-144937.33
3	-600	6.67	-4000	13333.33	14.81	219.34	-13160.4	-144937.33
	Σ=10800		Σ=232000					Σ=1336404.73

Cálculo del centroide, mediante la siguiente expresión:

$$y = \frac{\sum AY}{\sum A} =$$

$$y = \frac{232000}{10800} = 21.48 \text{ cm}$$

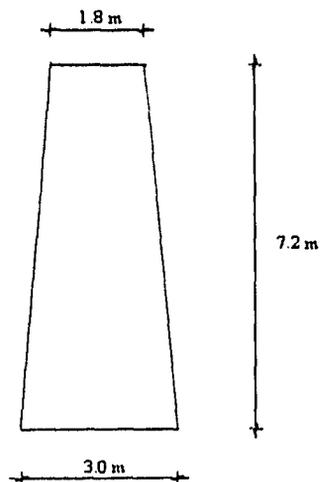
El momento de inercia se calcula por la expresión de los ejes paralelos:

$$I_x = I_x' + Ad^2$$

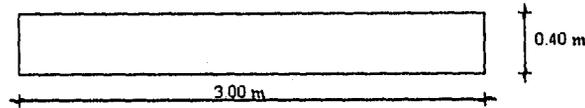
de la tabla anterior:

$$I_x = 13364404.73 \text{ cm}^4$$

La geometría de las pilas es la siguiente:



La sección inferior de la pila tiene las siguientes dimensiones:

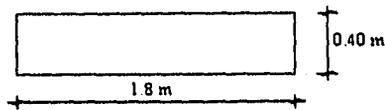


$$A = 1200 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{(300)(40)^3}{12} = 1600000 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{(40)(300)^3}{12} = 90000000 \text{ cm}^4$$

La sección superior de la pila tiene las dimensiones y propiedades geométricas siguientes:



$$A = 7200 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{(180)(40)^3}{12} = 960000 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{(40)(180)^3}{12} = 19440000 \text{ cm}^4$$

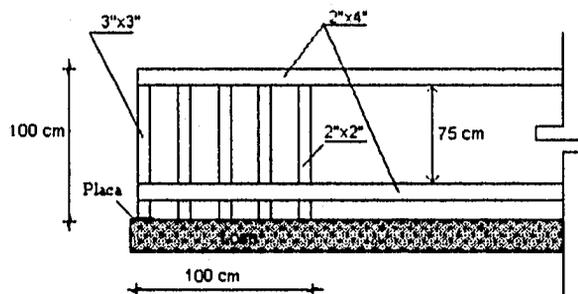
IV.1.2 ANALISIS POR CARGA MUERTA Y CARGA VIVA

Análisis de Carga Muerta: Este análisis consiste en sumar todas las solicitaciones provocadas por el peso propio de la superestructura.

a) **Peso de la losa de concreto.**

Esta se obtiene multiplicando el área de la sección transversal de la losa por el peso volumétrico del concreto, que es de 2400 kg / m^3 , como resultado una carga uniforme de $\omega_{pp} = 2592 \text{ kg / m}$.

b) **Peso del barandal.**



Del croquis del barandal del puente se obtiene los siguientes pesos de los tubos que lo componen .

De acuerdo al manual IMCA, el peso de cada una de las piezas es:

Peso de tubo de $3'' \times 3'' = 10.2 \text{ kg / m}$

Peso de tubo de $2'' \times 4'' = 10.2 \text{ kg / m}$

Peso de tubo de $2'' \times 2'' = 5.45 \text{ kg / m}$

Peso de la placa-base, de $8'' \times 18'' \times 3/8''$

Peso = $(0.2\text{m})(0.2\text{m})(0.0095\text{m})(7850 \text{ kg/m}) = 3 \text{ kg}$

En un metro lineal de barandal tenemos:

longitud total de tubo de 3" x 3" = 1m, le corresponde un peso de 10.20 kg

longitud total de tubo de 2" x 4" = 2m, le corresponde un peso de 20.40 kg

longitud total de tubo de 2" x 2" = 4.5m, le corresponde un peso de 24.50 kg

Placa = 1 placa / m = 3 kg

Por lo tanto, $\omega_T = 58.1 \text{ kg/m}$

Como lleva en los dos lados de la calzada se multiplica por dos y el peso total de parapeto es de:

$$\omega_T = 116.2 \text{ kg/m}$$

$$\omega_{CM} = 2592 + 116.2 = 2.6 + 0.116 = 2.71 \text{ Ton/m}$$

Se propone para diseño $\omega_{CM} = 2.75 \text{ Ton/m}$

Análisis de carga viva

De acuerdo a las normas AASHTO en el capítulo II inciso 1.2.11 A, especifican que los puentes para peatones se proyectarán con una carga viva de 4070 Pascales por área de pasillo. Haciendo la conversión a kg/m^2 y multiplicando por un ancho de pasillo de 3 m, resulta una carga viva de :

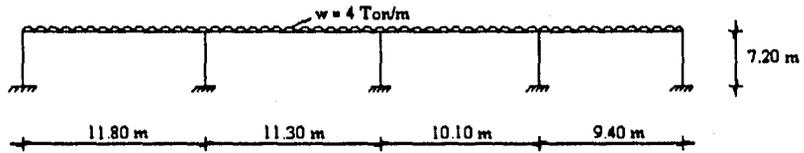
$$\omega_{CV} = (415 \text{ kg/m}^2) (3 \text{ m}) = 1250 \text{ kg/m}$$

$$\text{Por lo tanto } \omega_{CM} + \omega_{CV} = 2.75 + 1.25 = 4 \text{ Ton/m}$$

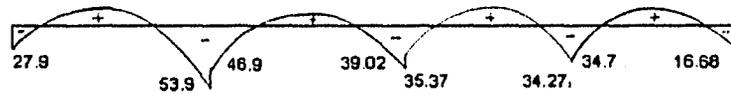
El análisis del puente se idealizó para 4 casos, de los cuales se tomará para diseño el caso que arroje los momentos y cortantes más desfavorables.

El análisis se realizó mediante un programa de computadora. Los esquemas y resultados son los que a continuación se citan:

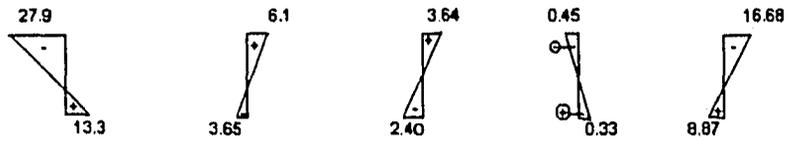
a) CASO 1.- El análisis consiste en proporcionar carga muerta y carga viva todo el marco



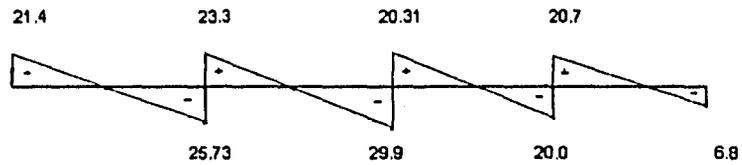
Los diagramas de elementos mecánicos de este análisis son:



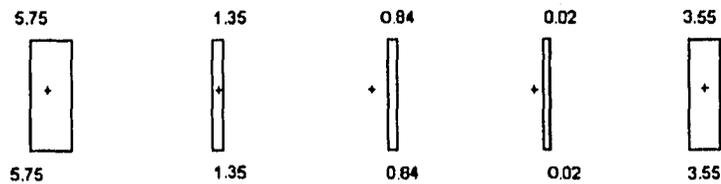
Diagramas de momento en vigas (Ton-m)



Diagramas de momento en columnas (Ton-m)

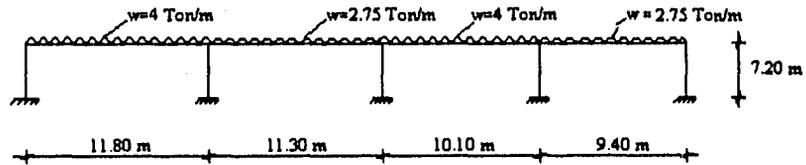


Diagramas de cortante en vigas (Ton)

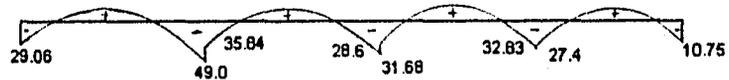


Diagramas de cortante en columnas (Ton)

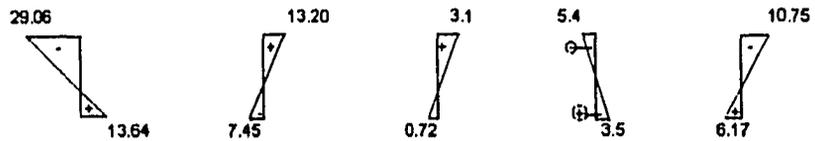
b) CASO II. Un claro cargado con carga viva y uno no.



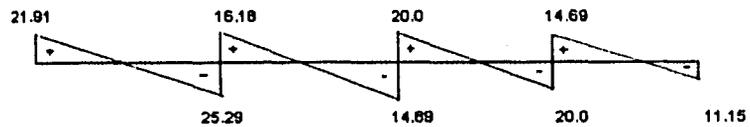
Los diagramas de elementos mecánicos de este análisis son:



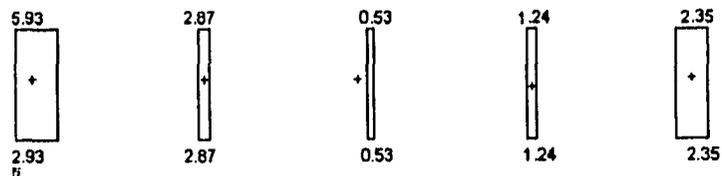
Diagramas de momento en vigas (Ton-m)



Diagramas de momento en columnas (Ton-m)

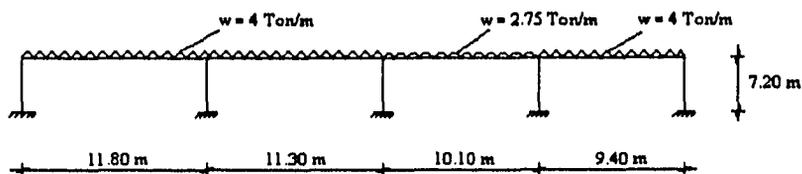


Diagramas de Cortante en vigas (Ton)

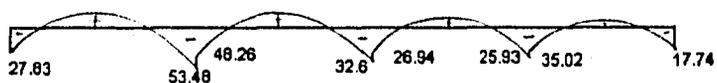


Diagramas de Cortante en columnas (Ton)

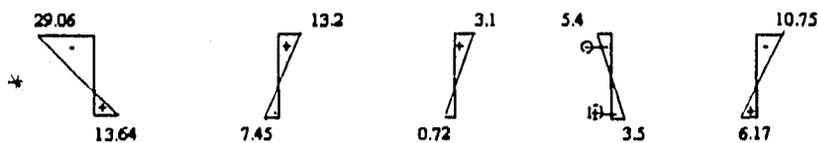
c)CASO III. Dos claros cargados con carga viva y uno no.



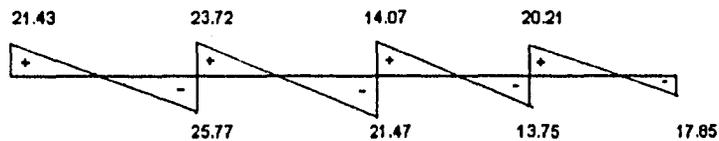
Los diagramas de elementos mecánicos de este análisis son:



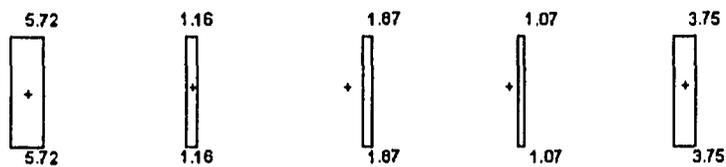
Diagramas de momento en vigas (Ton-m)



Diagramas de momento en columnas (Ton-m)

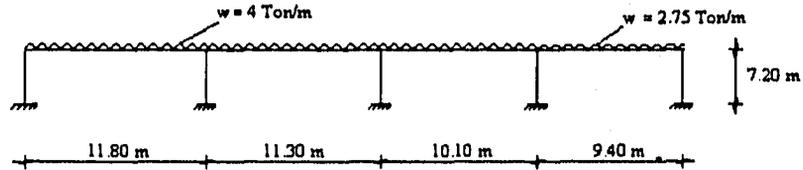


Diagramas de Cortante en vigas(Ton)

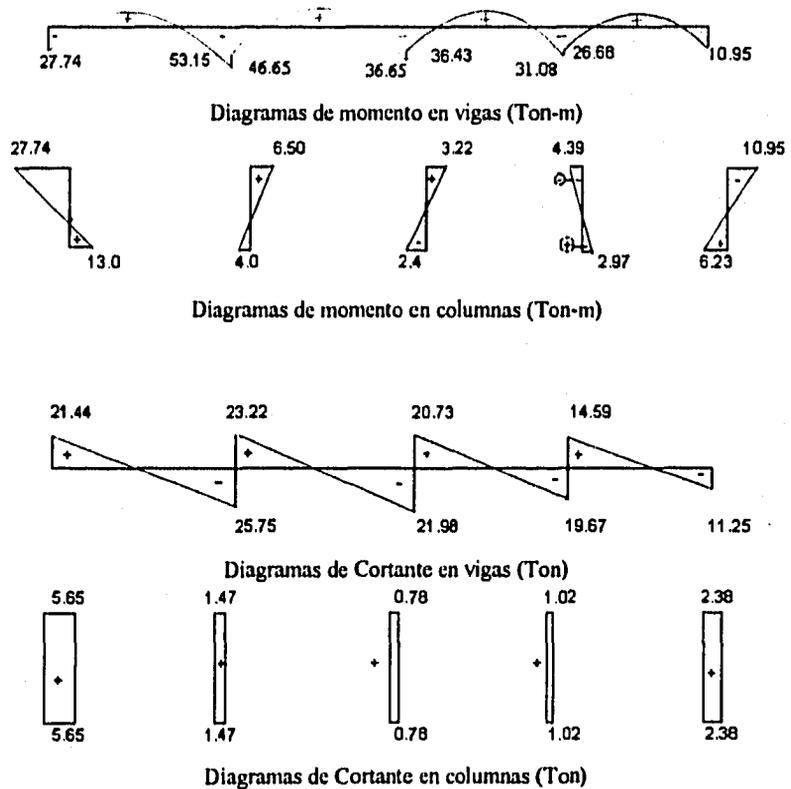


Diagramas de Cortante en columnas (Ton)

d) CASO IV. Tres claros cargados con carga viva y uno no



Los diagramas de elementos mecánicos de es este análisis son:



IV.1.3 ANALISIS SISMICO LONGITUDINAL

Datos:

Ubicación: Ciudad de México

Terreno: Tipo III (terreno blando)

Factor de ductilidad $Q = 4$ (debido a que se trata de un marco dúctil de concreto reforzado).

Con los datos entramos a las tablas (IV.1 y IV.2) y obtenemos los siguientes valores:

$$a_0 = 0.10$$

$$C = 0.40$$

$$T_a = 0.60$$

$$T_b = 3.90$$

Donde:

a_0 = Aceleración del terreno / Aceleración de la gravedad

C = Aceleración máxima-maximorum de la estructura / Aceleración de la gravedad.

T_a, T_b = Periodos que limitan el intervalo de resonancia.

Cálculo de la fuerza sísmica:

El factor está dado por: $C/Q = 0.40 / 4 = 0.10$

Por lo tanto, la fuerza sísmica será el peso total de la superestructura multiplicado por el factor 0.10. El peso de la superestructura es de 117.15 Ton, por lo que:

$$F = (0.10)(117.16) = 11.72 \cong 11.8 \text{ Ton}$$

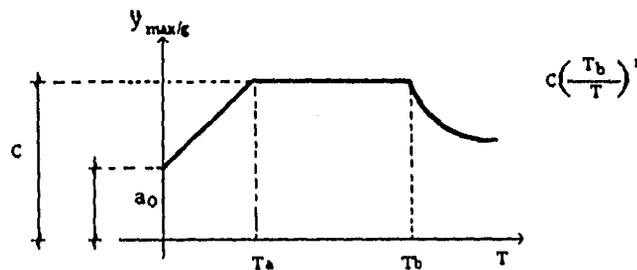


TABLA IV.1. Espectro de diseño en Reglamentos mexicanos.

ESPECTROS DE DISEÑO

ZONA SISMICA	TIPO DE SUELO	ao	C	Ta (seg)	Tb (seg)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	(1/2)
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	(2/3)
	II	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	(1/2)
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	(2/3)
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0	0.6	(1/2)
	II	0.64	0.64	0	1.4	(2/3)
	II	0.64	0.64	0	2.9	1
D	I	0.50	0.50	0	0.6	(1/2)
	II	0.86	0.86	0	1.2	(2/3)
	II	0.86	0.86	0	1.7	1
E	I	0.04	0.16	0.2	0.6	(1/2)
	II	0.08	0.32	0.3	1.5	(2/3)
	II	0.10	0.40	0.6	3.9	1

donde:

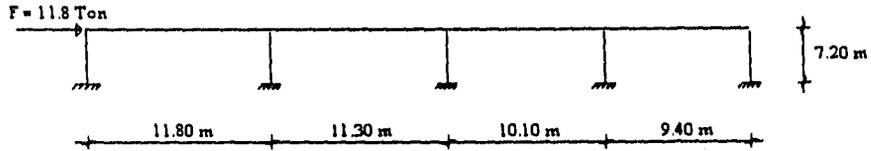
I CORRESPONDE A TERRENO	FIRME
II CORRESPONDE A TERRENO	INTERMEDIO
III CORRESPONDE A TERRENO	BLANDO

Los valores de esta tabla, corresponden a estructuras comunes (GRUPO B).

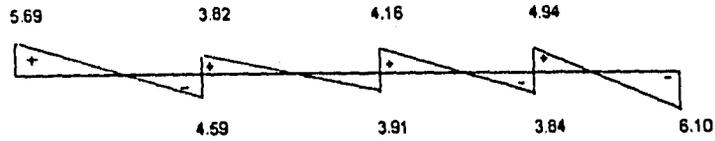
Para estructuras importantes (GRUPO A), los valores de ao, y C deben de ser afectados por un "FACTOR DE IMPORTANCIA" cuyo valor corresponde a 1.5. los valores de Ta, Tb y r no cambian.

TABLA IV.2 Espectros de diseño sísmico

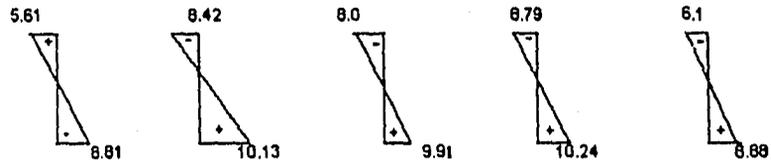
La fuerza se aplicará de acuerdo al siguiente esquema de análisis:



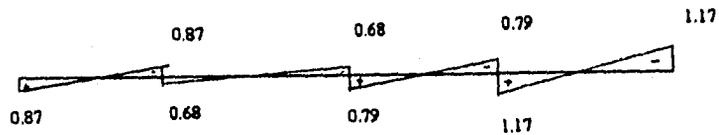
Los diagramas de elementos mecánicos de este análisis son:



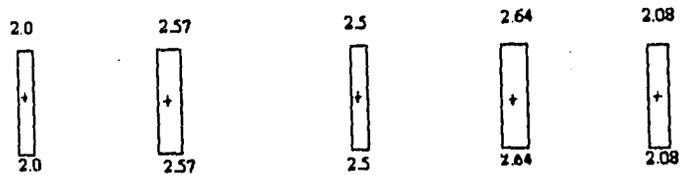
Diagramas de momento en vigas (Ton-m)



Diagramas de momento en columnas (Ton-m)

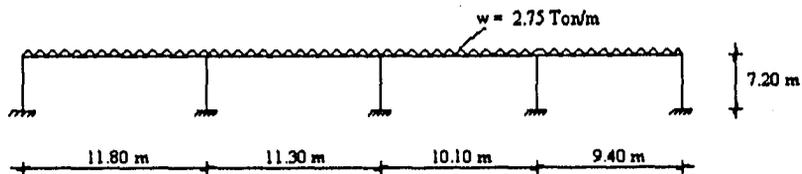


Diagramas de Cortante en vigas (Ton)

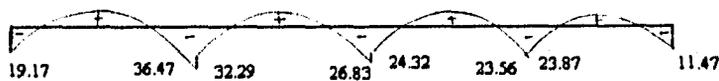


Diagramas de Cortante en columnas (Ton)

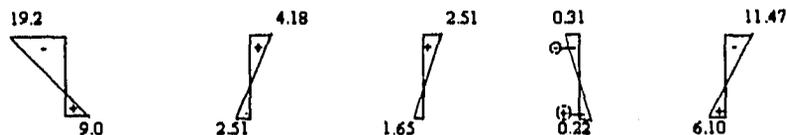
El análisis por carga muerta, tiene el esquema de análisis siguiente:



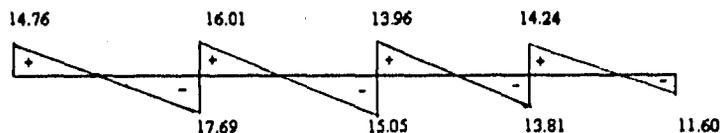
Los diagramas de elementos mecánicos de este análisis son:



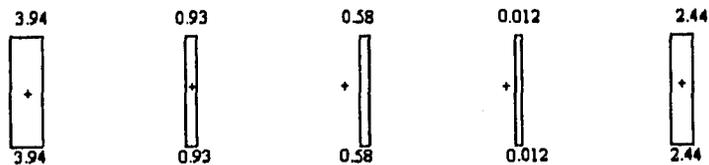
Diagramas de momento en vigas (Ton-m)



Diagramas de momento en columnas (Ton-m)



Diagramas de Cortante en vigas (Ton)

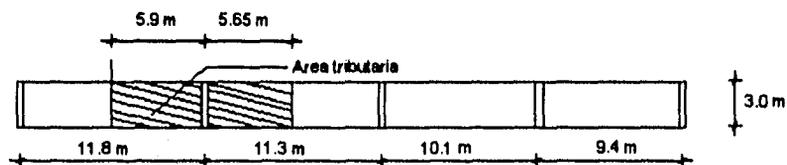


Diagramas de Cortante en columnas (Ton)

IV.1.4 ANALISIS SISMICO TRANSVERSAL

Se realiza la misma secuencia que el anterior, los datos son similares solo que ahora el factor de ductilidad es de $Q = 2$

Al analizar el marco nos percatamos que existen dos claros mas desfavorables (claro 1 y 2). Por lo tanto, obtendremos el área tributaria de ambos claros.



Esquema visto en Planta

El peso total del área tributaria de la superestructura es de 31.76 Ton.

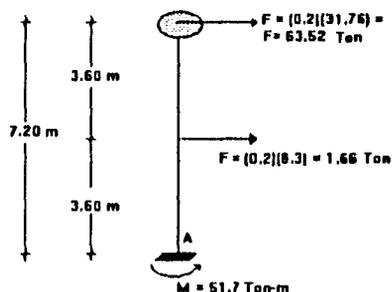
Para este análisis se tomará 1/2 del peso total de la pila, el cual es de 8.3 Ton.

Cálculo de la fuerza sísmica

La fuerza sísmica se idealiza como el peso de la superestructura multiplicado por el factor:

$$\frac{C}{Q} = \frac{0.4}{2} = 0.2$$

La siguiente figura idealiza el puente en sentido transversal.



Se hace una suma de momentos en el punto A y se obtiene un momento total de 51.7 Ton-m

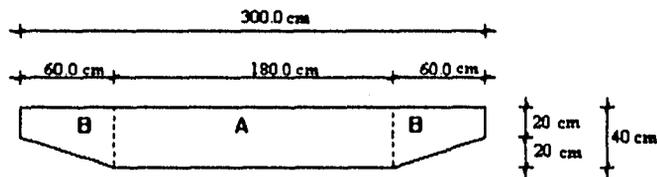
De los análisis anteriores se llega a la conclusión de que los mayores momentos y cortantes se dan cuando existen un claro cargado y uno no (CASO I).

Por lo que se diseñara con los elementos mecánicos resultantes de estos análisis.

IV.1.5 CALCULO Y DISEÑO DE LA LOSA

Se realizará el cálculo de la losa por el "método de diseño último".

Para el análisis de la losa, se dividirá a ésta de la siguiente manera:



Por consiguiente esta estructura se idealizará en la sección A como una viga de sección rectangular y en las secciones B como una viga en voladizo.

Esta estructura se analizará por flexión y cortante.

a) Análisis de la sección A.

Constantes:

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 238\,767 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2\,039\,490 \text{ kg/cm}^2$$

Estas constantes fueron obtenidas de acuerdo a las normas AASHTO.

Existen muchas combinaciones de cargas y fuerzas a las que puede estar sometida una estructura. Para nuestro caso analizaremos conforme al grupo I.

Los grupos de combinaciones de cargas, considerando la carga de servicio; de proyecto y el factor de carga están dadas por:

$$\text{Grupo (N)} = \gamma (\beta_{CM} CM + \beta_{CV}(CV+I) + \beta_C FC + \beta_{ET} ET + \beta_S S + \beta_{VE} VE + \beta_P PC + \beta_{VCV} VCV + \beta_{LFL} + \beta_A(A+C+T) + \beta_{TT} TT + \beta_{PH} PH)$$

De acuerdo a lo enunciado en el capítulo II, la ecuación anterior se reduce a la siguiente expresión:

$$\text{Grupo I} = 1.3(1.0 CM + 1.67 CV).$$

Cabe aclarar que el grupo I, descarta todas las demás cargas y fuerzas tales como: empuje de tierras, subpresión, viento, etc. Porque en puentes peatonales no intervienen tales fuerzas.

El momento máximo por carga muerta es de 36.47 Ton-m

El momento máximo por carga viva es de 17.02 Ton-m

Realizando operaciones:

$$Mu = 1.3 (36.47 + 1.67(17.02)) = 84.36 \text{ Ton-m}$$

Para el análisis por flexión utilizaremos la siguiente ecuación:

$$Mu = \phi [q f'c b d^2 (1-0.59q)]$$

donde:

b = base

d = peralte

ϕ = factor de reducción para flexión, el cual es de 0.9

$$q = \frac{pfy}{f'c}$$

p = porcentaje de acero

$$p_{bal} = \frac{0.85 f'c (6118)}{fy (6118 + fy)}$$

$$P_{m\acute{a}x} = 0.75 P_{bal}$$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Un valor conveniente de p es de $\frac{0.18 f'c}{f_y}$

$$P_{bal} = 0.03$$

$$P \text{ valor conveniente} = \frac{0.18(250)}{4200} = 0.0107$$

$$\text{Por lo tanto, } q = \frac{p f_y}{f'c} = 0.17976$$

De la ecuación de momento despejamos el peralte y base, para obtener la expresión siguiente:

$$bd^2 = \frac{Mu}{\phi f'c q (1 - 0.59q)}$$

$$bd^2 = \frac{84.36 \times 10^3}{(0.9)(250)(0.17976)(1 - (0.59)(0.17976))}$$

$$\text{Si } b = 180$$

$$d = 36.0 < 40$$

Por lo tanto,

$$A_s = pbd = (0.0107)(180)(36) = 69.34 \text{ cm}^2$$

Si utilizamos varillas del # 8 ,

$$\text{No. de varillas} = A_s / a_s = 69.34 / 5.07 = 13.6 = 14 \text{ V}^8 \text{ # 8}$$

Se considera un recubrimiento de 4 cms. y consideramos el mismo número de varillas, tanto en el lecho superior como en el inferior, con una separación a cada 12 cms

b) Análisis de la sección B
Idealización del volado.



$$M_1 = \frac{wL^2}{2} = \frac{(2.75)(0.6)}{2} = 0.50 \text{ Ton-m}$$

$$M_2 = \frac{wL^2}{2} = \frac{(1.25)(0.6)}{2} = 0.23 \text{ Ton-m}$$

Por lo tanto:

$$Mu = 1.3(0.50 + 1.67(0.23)) = 1.15 \text{ Ton-m}$$

Cálculo del peralte y área de acero

Datos:

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$Mu = 1.15 \text{ Ton-m}$$

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = 0.17976$$

$$\phi = 0.9$$

$$bd^2 = \frac{Mu}{\phi f_c q (1 - 0.59q)}$$

$$bd^2 = \frac{1.15 \times 10^5}{(0.9)(250)(0.17976)(1 - 0.59(0.17976))}$$

$$\text{Si } b = 60 \text{ cm}$$

$$d = 7.3 \text{ cm} < 16 \text{ cm}$$

El área de acero será:

$$A_s = pbd = 0.0107(60)(606) = 4.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si } V_s \# 4, a_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la separación de varillas será de:

$$\text{Sep} = 100 a_s / A_s = 100(1.27) / 4.69 = 27.1 \text{ cm}$$

La separación que se toma en la práctica es a cada 25 cm, pero se propone una separación de 20 cm en ambos sentidos.

Diseño por cortante de la losa

De acuerdo al grupo I:

$$CM = 17.7 \text{ Ton}$$

$$CV = 8.1 \text{ Ton}$$

Expresión de el cortante:

$$V_u = \left(\frac{1.3}{\phi} \right) \left(V_{CM} + \frac{5V_{CV}}{3} \right) =$$

$$\phi = \text{factor de reducción} = 0.85$$

$$V_u = \left(\frac{1.3}{0.85} \right) \left(17.1 + \frac{5(8.1)}{3} \right) = 34.03 \text{ Ton}$$

La expresión del cortante último está dado por:

$$V_u = \frac{Vu}{bd} =$$

donde:

$$V_u = \text{cortante máximo} = 34030 \text{ kg}$$

$$b = \text{base} = 180 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte de losa} = 36 \text{ cm}$$

sustituyendo valores:

$$V_u = 5.57 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Esfuerzo que toma el concreto según AASHTO:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53\sqrt{250} = 8.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$8.3 > 5.57$$

Entonces, no necesita estribos.

Existe otra ecuación mas conservadora que es la siguiente:

$$V_c = 0.158 \sqrt{f'_c} + 17.2 f_v V_u d / M_u$$

donde:

$$f_v = A_s/bd = 0.0107$$

$$V_u = 30627 \text{ kg}$$

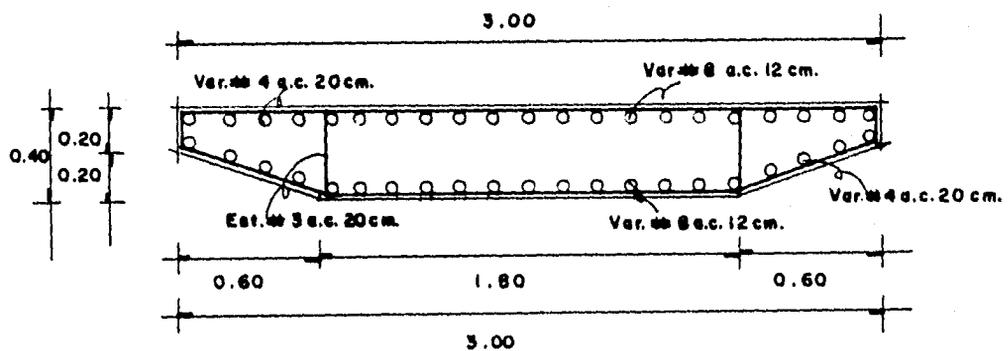
$$d = \text{peralte} = 36 \text{ cm}$$

$$M_u = 83.36 \text{ Ton-m} = 8436000 \text{ kg-cm}$$

Sustituyendo tenemos:

$$V_c = 7.9 \text{ kg/cm}^2 > 5.1 \text{ kg/cm}^2$$

Se llega a la conclusión que no se requiere estribos, sin embargo, por especificación se colocarán estribos del Núm. 3 a cada 20 cm



IV.1.6 CALCULO Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

La subestructura se diseñará con el grupo VII, mediante el método de diseño último, cuya ecuación es:

$$U = \gamma (0.75 D + EQ)$$

donde:

U = Fuerza o Momento último

$\gamma = 1.3$

D= Carga o Momento del análisis de carga muerta.

EQ = Carga o Momento del análisis por sismo

Sustituyendo valores para saber la fuerza última y el momento último tenemos que:

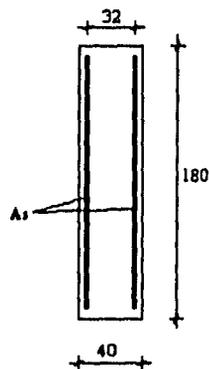
$$Pu = 1.3 (0.75 (50.3) + (17.72)) = 72.14 \text{ Ton}$$

$$Mu = 1.3 (0.75 (19.2) + (10.23)) = 32.02 \text{ Ton-m}$$

Los valores "D" y "EQ", son los valores más desfavorables del análisis de carga muerta y sismo. además se incremento el peso propio de la columna.

IV.1.6.1 ANALISIS Y DISEÑO DE LA COLUMNA

Sentido longitudinal



proponiendo un porcentaje de acero igual 0.01, el área de acero será:

$$A_s = pbd = (0.01)(180)(40) = 72 \text{ cm}^2$$

Si colocamos en la columna varillas del # 8, el área de acero de esta varilla es de $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$, por lo tanto, serán necesarias 8 varillas del # 8 por cada lado, el área total de estas es de $81.12 \text{ cm}^2 > 72 \text{ cm}^2$

Revisando la columna, para tener la seguridad que podrá resistir las cargas actuantes, será necesario contar con los siguientes datos:

$$\frac{d}{h} = \frac{36}{40} = 0.9$$

$$e = \text{excentricidad de la fuerza} = \frac{M}{P} = \frac{32.02}{72.14} = 0.43 \text{ m}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.44}{0.40} = 1.11$$

$$p = \frac{A_s}{b d} = \frac{81.12}{(36)(180)} = 0.01$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f'_c} = (0.0125)(4200)/250 = 0.21$$

De acuerdo a la tabla IV.1, a los valores obtenidos anteriormente, les corresponde un valor de $K=0.18$.

La expresión siguiente debe resultar mayor o igual a $P_u = 72.14 \text{ Ton}$, para que al análisis sea satisfactorio:

$$\phi R_u = [K b h f'_c]$$

donde:

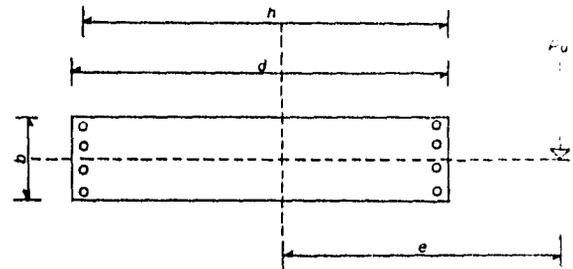
R_u = Fuerza resistente.

ϕ = Factor de reducción igual a 0.7

K = Valor obtenido en gráficas.

b = Base.

d = Peralte.



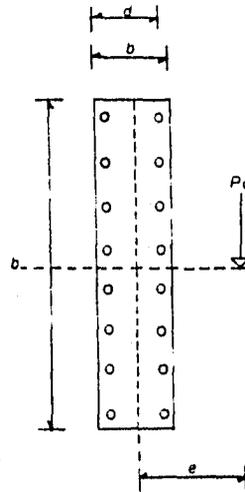
$$f^*c = 0.8 f_c = (0.8)(250) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 0.85 f^*c = (0.85)(200) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo los valores:

$$R_u = 128 > P_u = 72.14 \text{ Ton, por lo tanto, se acepta.}$$

Sentido transversal



Se propone porcentaje de acero igual a 0.008, por lo tanto, $A_s = 57.6 \text{ cm}^2$. Si utilizamos varillas del # 8 obtenemos que serán necesarias 6 varillas por lado. Lo cual nos arroja un área de acero de $A_s = 60.84 \text{ cm}^2$ que es mayor que 57.6 cm^2 .

Revisión:

Datos:

$$\frac{d}{h} = \frac{175}{180} = 0.97$$

$$e = M_u/P_u = 1.24$$

$M = 51.7 \text{ Ton-m}$, momento obtenido del análisis sísmico transversal

Por lo tanto, $M_u = 1.3(51.7) = 67.21 \text{ Ton-m}$

$P_u = (41.75)(1.3) = 54.27 \text{ Ton}$

$$\frac{e}{h} = \frac{1.24}{180} = 0.68$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{6084}{(40)(175)} = 0.0087$$

$$q = 0.21$$

Entrando a la tabla IV.2, se obtiene $K = 0.3$

Utilizando la ecuación:

$$R_u = \phi [K b h f'_c]$$

$$R_u = (0.3)(40)(180)(170) = (367200)(0.7) = 257 \text{ Ton.} > \text{ de } 54, \text{ por lo tanto, se acepta.}$$

ANÁLISIS SÍSMICO EN DOS DIRECCIONES

Existe la posibilidad de que el sismo actúe en cualquier dirección diferente de "X" o "Y", para esto las normas AASHTO recomiendan dos combinaciones:

1.- Sismo Longitudinal (R_x) + 30 % Sismo Transversal (R_y)

El parámetro del sismo longitudinal ya se calculó, por lo que

$$R_x = 128 \text{ Ton}$$

El 30% del sismo transversal se realizará obteniendo el 30% de la relación e/h . Los demás datos que hacen falta ya se obtuvieron y son los siguientes:

$$\frac{d}{h} = 0.95$$

$$30\% e/h = (0.3)(1.24)/1.8 = 0.21$$

$$q = 0.21$$

Entrando a las gráficas:

$$K = 0.80$$

Por lo tanto, de la ecuación:

$$R_y = \phi [K b h f'_c]$$

Sustituyendo:

$$R_y = (0.8)(40)(180)(170)(0.7) = 685.4 \text{ Ton}$$

2.- 30% Sismo longitudinal(R_x) + Sismo transversal (R_y)

$$R_y = 257 \text{ Ton}$$

Para 30% del sismo longitudinal tenemos los siguientes datos:

$$30\% e/h = (0.3)(1.11) = 0.32$$

$$\frac{d}{h} = 0.90$$

$$q = 0.21$$

Entrando a gráficas:

$$K = 0.65$$

Por lo tanto, $R_x = 556.9 \text{ Ton}$

Se procede a calcular la resistencia por carga axial (R_o)

$$R_o = 0.85[f'_c A_c + f_y A_s]$$

donde:

$$A_c = \text{Area de la columna} = 220 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Area de acero en las 4 caras} = 141.96 \text{ cm}^2$$

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores:

$$R_o = 0.85[(250)(220) + (4200)(141.96)] = 553.55 \text{ Ton}$$

Finalmente la resistencia se calcula por la fórmula de Bresler:

$$\frac{1}{R_u} = \frac{1}{R_x} + \frac{1}{R_y} - \frac{1}{R_o}$$

sustituyendo valores para la combinación 1:

$$\frac{1}{R_u} = \frac{1}{128} + \frac{1}{685} - \frac{1}{553.6}$$

por lo tanto, $R_u = 134$ Ton.

Pero se debe cumplir que:

$$\phi R_u > P_u$$

Por lo tanto $(134)(0.7) = 93 > 72.14$, entonces es aceptable

Sustituyendo valores para la combinación 2:

$$\frac{1}{R_u} = \frac{1}{557} + \frac{1}{257} - \frac{1}{553.55}$$

por lo tanto:

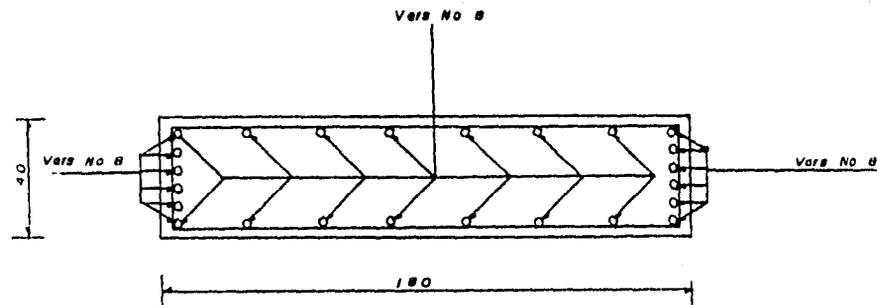
$$R_u = 257$$

$$\phi R_u > P_u$$

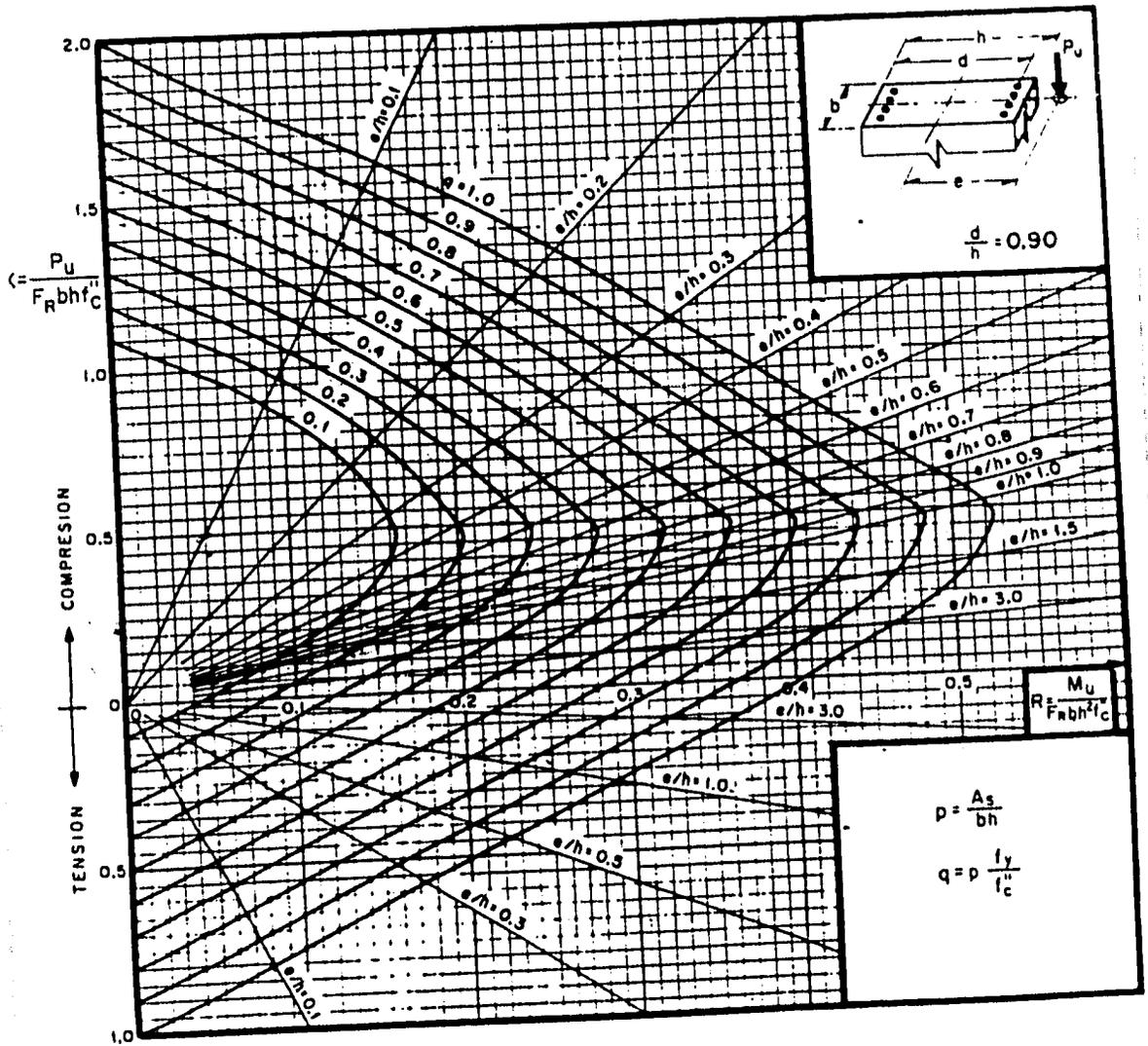
Entonces:

$$257(0.7) = 180 \text{ Ton} > 72.14 \text{ Ton}$$

Se concluye que la columna resiste los efectos del sismo.

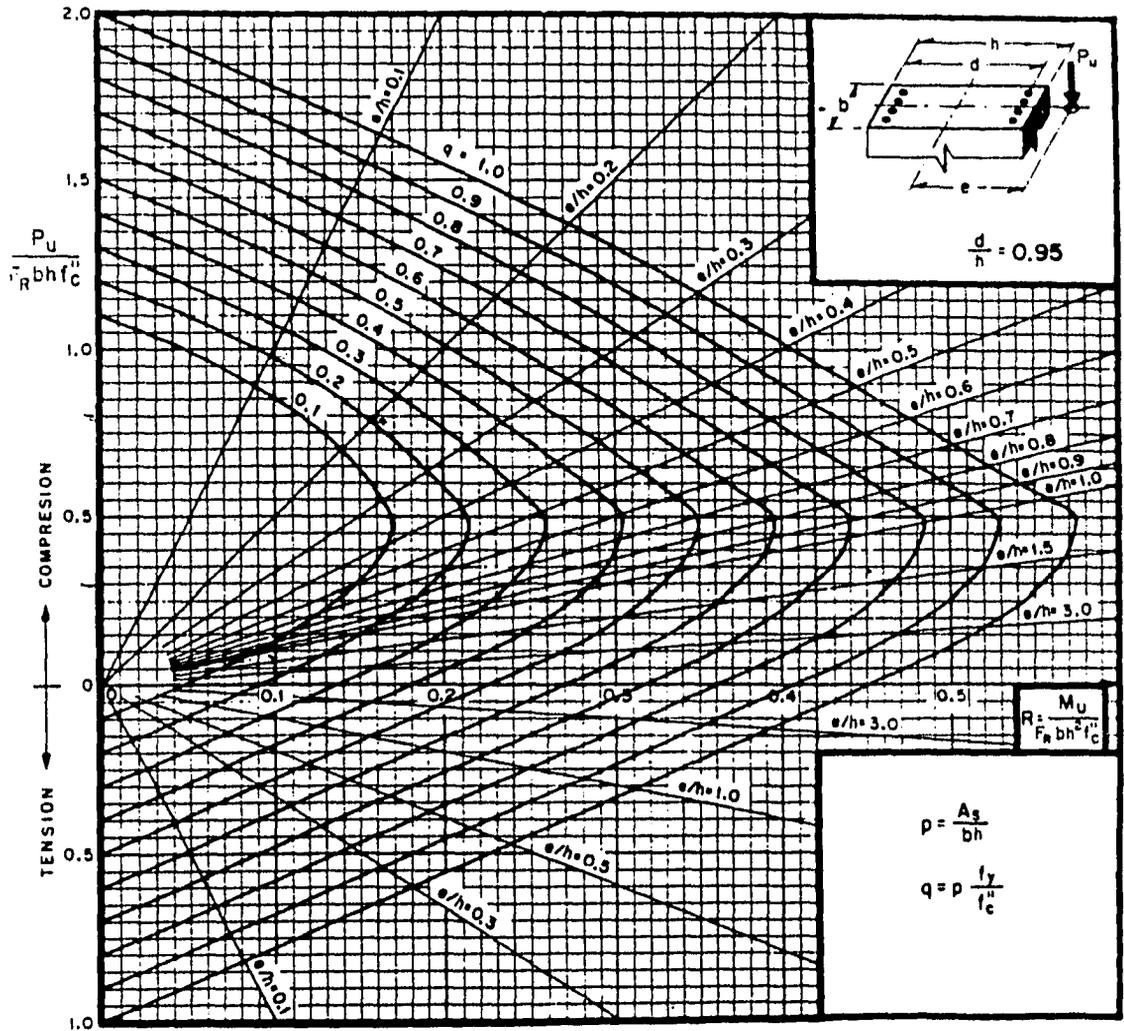


A R M A D O D E P I L A



A_s = Area total de refuerzo
 $f'_c = 0.85 f'_c$ si $f'_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f'_c}{1250}) f'_c$ si $f'_c > 250 \text{ kg/cm}^2$
 M_u = Momento flexionante de diseo
 P_u = Carga axial de diseo

TABLA IV.1



A_s = Area total de refuerzo
 $f'_c = 0.85 f'_c$; si $f'_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f'_c}{1250}) f'_c$; si $f'_c > 250 \text{ kg/cm}^2$
 M_u = Momento flexionante de diseño
 P_u = Cargo axial de diseño

TABLA IV.2

IV.1.6.2 CALCULO Y DISEÑO DE ZAPATA.

Como la zapata se encuentra construida y fué imposible sacar su levantamiento, se supondrá las dimensiones y el armado que en este análisis resulte.

Para el diseño de la zapata se requiere de los siguientes datos:

d = Peralte propuesto = 40 cm

σ = Resistencia del terreno = 5 Ton/m²

e = Excentricidad de la fuerza = 135 cm

P_u = Fuerza que actúa sobre la zapata = 78 830 kg.

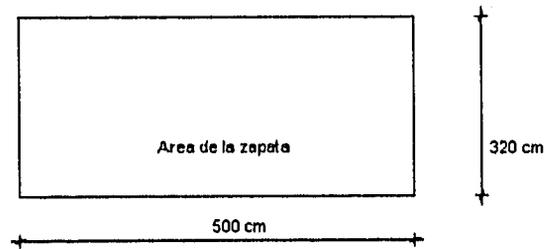
Partimos de la ecuación de esfuerzo para calcular el área de la zapata que se requiere para alojar la cimentación.

$$\sigma = P_u/A$$

despejando A

$$A = 78\,830 \text{ kg} / 0.5 \text{ kg/cm}^2 = 157660 \text{ cm}^2$$

Si proponemos una longitud de 500 cm², entonces el ancho resulta de 320 cm



Una vez obtenida la sección de la zapata, será necesario calcular los esfuerzos máximos y mínimos que transmite el terreno a la zapata. Existe una excentricidad en la pila la cual debemos tomar en consideración. Con la siguiente ecuación se calcularán los esfuerzos:

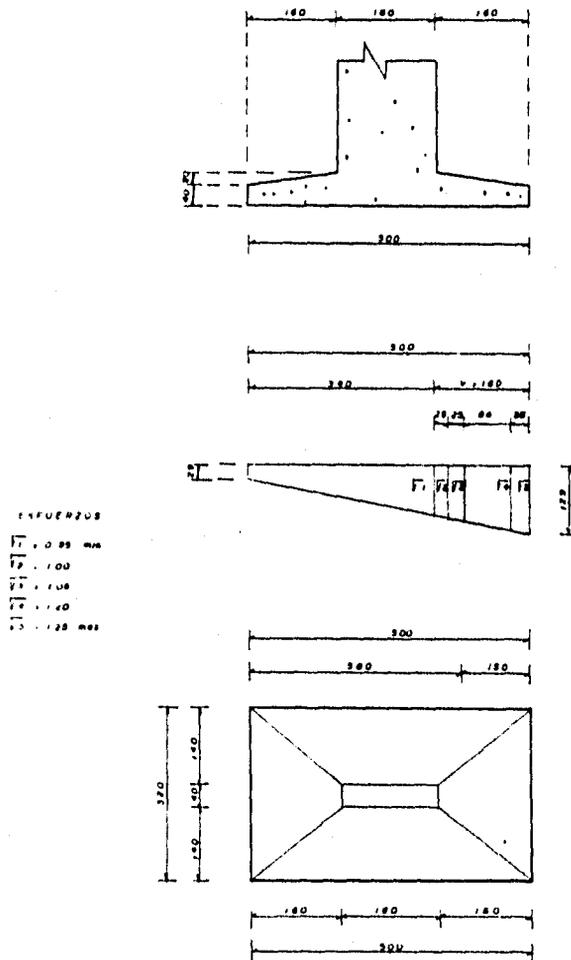
$$\sigma = \frac{P_u}{A \left(\frac{1 \pm 6e}{B} \right)}$$

Sustituyendo Valores:

$$\sigma_{\max} = 1.29$$

$$\sigma_{\min} = 0.30$$

Se procede a dibujar la zapata, así como los esfuerzos a los que está sometida.



ESFUERZOS

σ_1	0.30 mm
σ_2	1.00
σ_3	1.08
σ_4	1.20
σ_5	1.28 mm

DIAGRAMA DE ESFUERZOS

Después de obtener los esfuerzos más desfavorables (σ_1 , σ_2 y σ_3). Se procede a realizar a calcular el peralte por flexión, partimos de:

$$F = (\sigma_{\text{prom}})(A)$$

donde:

$$\sigma_{\text{prom}} = \frac{\sigma_{\text{máx}} + \sigma_1}{2}$$

$$A = (\text{Vuelo})(B)$$

$$\text{Vuelo} = 160$$

$$B = 320$$

Sustituyendo:

$$F = 57344 \text{ kg}$$

Ahora será necesario calcular una distancia "dx" en la cual actuará la fuerza:

$$dx = \frac{\text{vuelo} \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_{\text{máx}}}{(\sigma_1 + \sigma_{\text{máx}})} \right)}{3} =$$

Sustituyendo valores:

$$dx = \frac{160 \left(\frac{0.95 + 2(1.29)}{(0.95 + 1.29)} \right)}{3} =$$

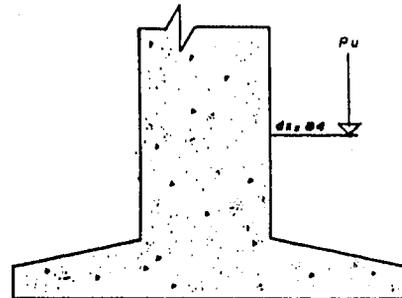
$$dx = (160/3)(0.95 + 2(1.29))/(0.95 + 1.29) =$$

$$dx = 84.04 \text{ cm}$$

por lo tanto, el momento que se presenta es de:

$$Mu = F dx$$

$$Mu = 6624873 \text{ kg/cm}^2$$



El peralte será:

$$dM = \sqrt{\frac{Mu}{0.15Bf'c}} = \sqrt{\frac{Mu}{0.15(320)(250)}} = 23.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto: $23.5 \text{ cm} < 40$, que es el peralte propuesto.

Cálculo del área de acero requerida.

Se propone: $p = 0.007$

Por lo que, $A_s = pbd = (0.007)(320)(40) = 89.6 \text{ cm}^2$

Si usamos Varillas del # 6 donde: $a_s = 2.84 \text{ cm}^2$

Entonces, el número de varillas será de:

$\text{Num} = 89.6 \text{ cm}^2 / 2.84 = 31.5 \text{ cm}^2 = 32 \text{ Varillas.}$

La separación será de: $320 \text{ cm} / 32 \text{ var.} = 10 \text{ cm}$

Refuerzo en sentido perpendicular.

El momento último está dado por la siguiente ecuación:

$$M_u = \frac{1}{2} B e^2 \sigma_{máx}$$

Sustituyendo:

$M_u = 11750000 \text{ kg-cm}$

De la ecuación del peralte tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{(100)(0.15)(250)}} = 31 \text{ cm} < 40$$

Cálculo de acero

Se supone $p = 0.007$

$A_s = (0.007)(31)(100) = 22.12 \text{ cm}^2$

Si Varillas del # 6, por lo tanto requerimos 8 var/m

Entonces: Varillas del #6 a cada 12 cm.

Cálculo del peralte por Tension diagonal.

Partimos de la ecuación:

$$V_v = \sigma A$$

donde:

$$\sigma = \sigma_{máx.} + \frac{\sigma_1}{2}$$

$$A = B d_1 = 320$$

Sustituyendo:

$$V_v = 45120 \text{ kg.}$$

Por lo tanto, el peralte por tensión diagonal esta dado por la ecuación:

$$dv = \frac{V_v}{0.5(0.85)\sqrt{f'c}B} = \frac{45120}{0.5(0.85)\sqrt{f'c}(320)} = 30 < 40. \text{ Bien.}$$

Revisión por penetración.

Partimos de la siguiente expresión:

$$V_1 = (\sigma_A)(A_1)$$

donde:

$$\sigma_A = \frac{\sigma_2 + \sigma_4}{2} = \frac{1 + 1.2}{2} = 1.1$$

$$A_1 = \left(\frac{80 + 320}{2} \right) 115 = 23000$$

sustituyendo:

$$V_1 = 25\ 300 \text{ kg}$$

Ahora calculamos:

$$V_2 = (\sigma_{A2})(A_2)$$

donde:

$$\sigma_{A2} = \frac{\sigma_4 + \sigma_m}{2} = \frac{1.2 + 1.29}{2} =$$

$$A_2 = \left(\frac{320 + 280}{2} \right) 36 = 10800$$

sustituyendo valores:

$$V_2 = 13\ 446 \text{ kg}$$

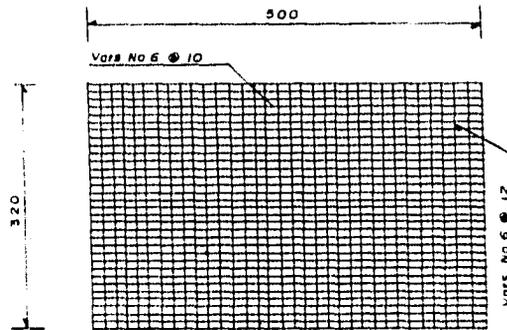
se calculará una fuerza total:

$$V_T = V_1 + V_2 = 38\ 746 \text{ kg}$$

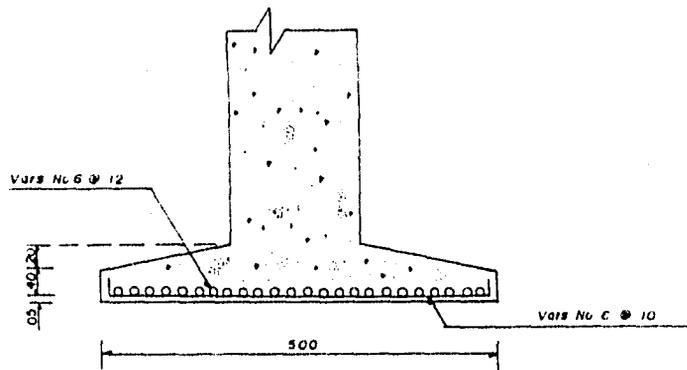
con la siguiente ecuación se hará la revisión por penetración:

$$dp = \frac{V_T}{80(0.85)\sqrt{f'c}} =$$

Sustituyendo: $dp = 36 < 40$, por lo tanto, es correcto.



P L A N T A
 ARMADO DE ZAPATA



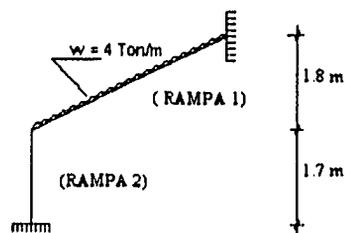
A L Z A D O
 ARMADO DE ZAPATA

IV.1.7. ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESCALERA

La siguiente fotografía muestra el panorama de la escalera:

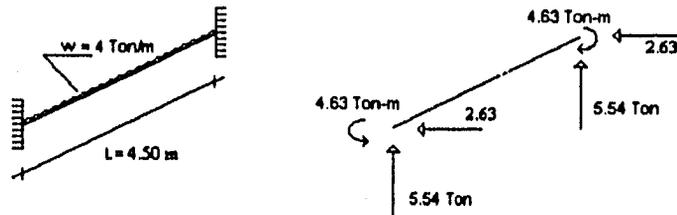


La escalera se idealizó de la siguiente manera:



El análisis de la escalera se hará por separado, debido a que la rampa 2, se analiza en el sentido perpendicular.

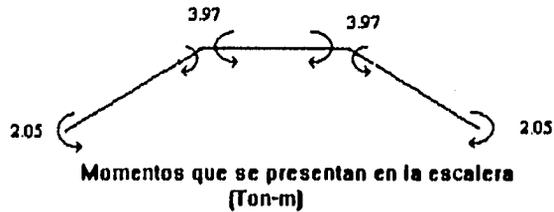
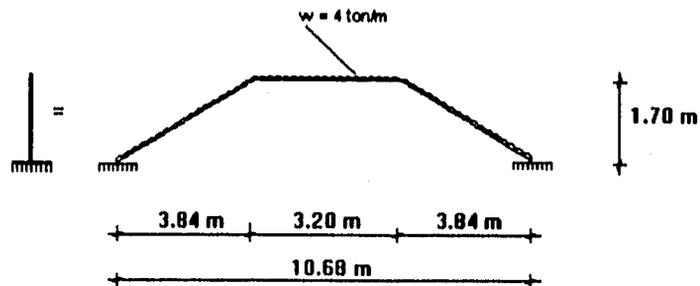
El análisis de la rampa 2 y sus resultados se presentan en estos esquemas:



En el esquema anterior, sólo se muestran los momentos flexionantes, debido a que los parámetros de cortante son bajos, como se ha visto en los análisis anteriores, y por lo tanto no se necesita estribos.

De lo anterior, resulto un momento y una reacción que actúan en la rampa 1

Así, la escalera de acceso será idealizada de acuerdo al diagrama siguiente:



Al realizar el análisis de la escalera, se llegó a la conclusión que el momento más desfavorable, es el de 4.63 Ton-m, el cual actúa en la rampa 2 que va de la superestructura al marco de la rampa 1.

Por lo tanto, afectando el parámetro por el factor de carga:

$$Mu = 1.3(4.63)$$

$$Mu = 6.02 \text{ Ton-m}$$

Diseño Por Flexión.

Valor conveniente de $p=0.0107$

por lo tanto, $q = p (f_y)/f'c = 0.17976$

Sabemos que:

$$Mu = [q f'c b d^2 (1-0.59 q)] \phi$$

Por lo tanto, despejando el peralte:

$$bd^2 = Mu / f'c q (1-0.59 q) \phi$$

$$bd^2 = (6.02 \times 10^5) / (0.9(250)(0.17976) (1-(0.59)(0.17976))) = 16649.90$$

Si $b=300$, por lo tanto:

$$d = \sqrt{\frac{16649.9}{300}} = 7.4 \text{ cm}$$

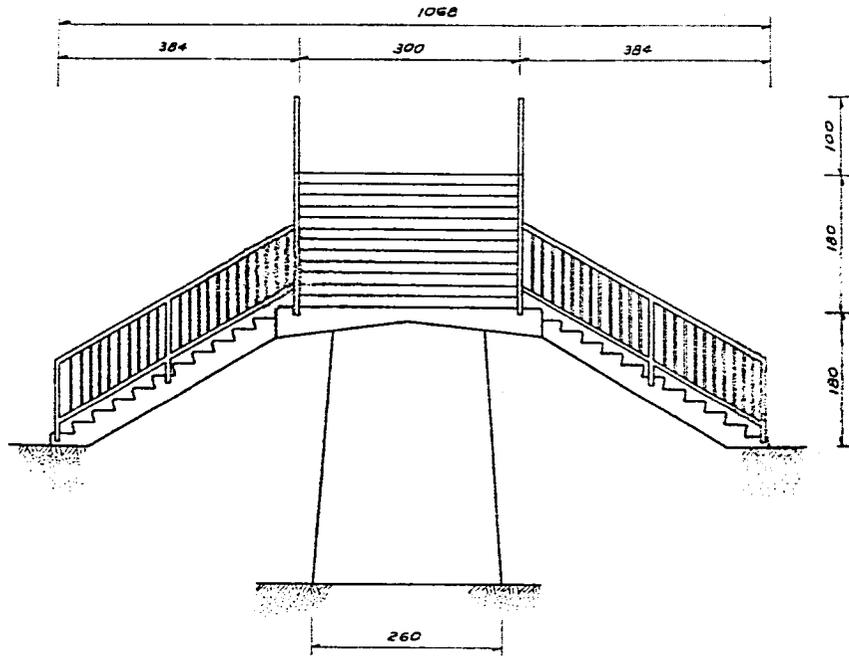
Se propone 15 cm de peralte efectivo

Por lo tanto; $As = 0.0107(300)(15) = 48.15 \text{ cm}^2$

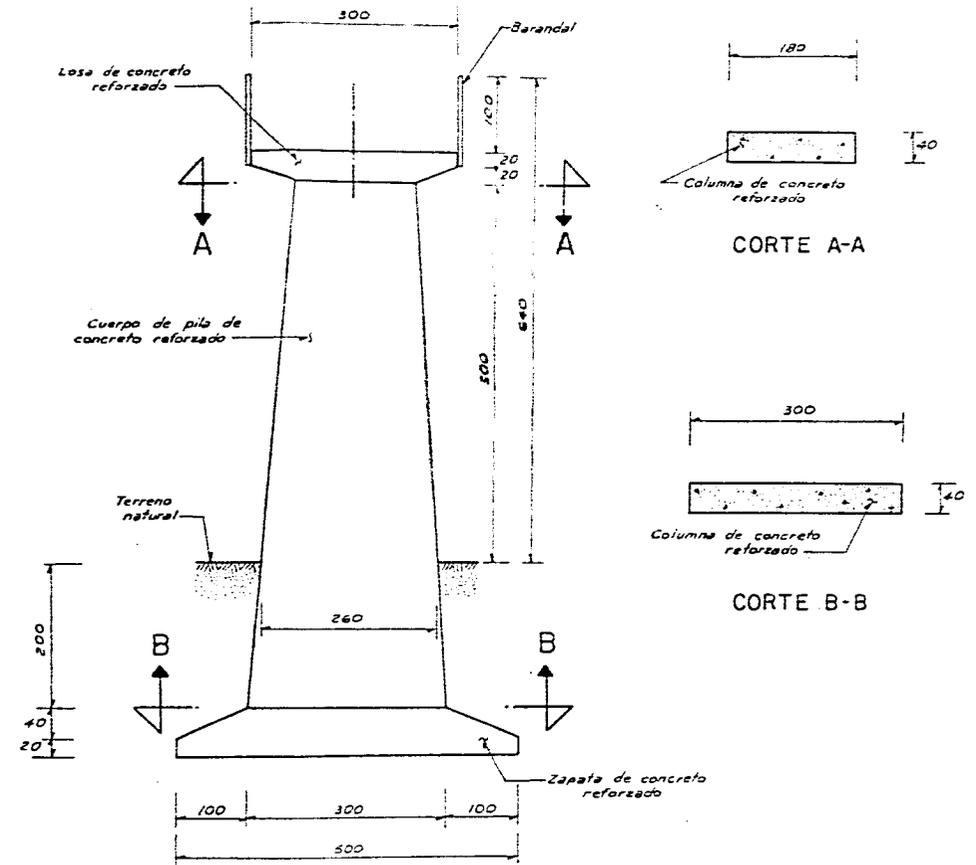
si se colocan Var del #6, el área de ésta es $As = 2.85 \text{ cm}^2$

Por lo tanto, la separación, será a cada 15 cm.

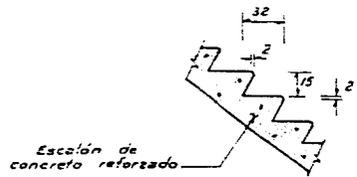
Observando los momentos del marco de la escalera notamos que los momentos son mucho menores que los analizados anteriormente por lo tanto se propone el mismo armado y por estética se concluye que son variables las secciones.



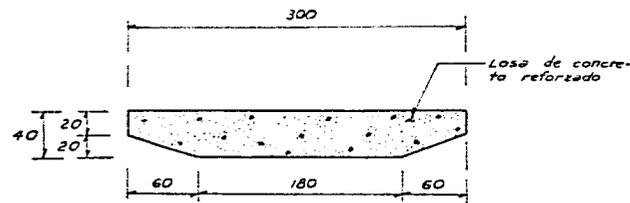
ESCALERA DE ACCESO



PILA



DETALLE DE ESCALON



DETALLE DE LOSA

Anotaciones en centímetros, excepto donde se indica otra unidad.

Materiales
 Concreto reforzado de
 $16 \cdot 250 \text{ Kg/cm}^2$

U. N. A. M.
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
 PROFESIONALES ARAGON

PASO PEATONAL
 ESCALERAS Y COLUMNAS

TESIS PROFESIONAL
 JUAN RODRIGUEZ MEJIA
 JAVIER PILON MEJIA

MEXICO D. F. 1995 PLANO N.º IV.1.2

IV.1 PUENTE PEATONAL DE CONCRETO PRESFORZADO.

IV.1.1 CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES GEOMETRICAS:

Claro: 28 m

Tipo de estructuración : Viga simplemente apoyada

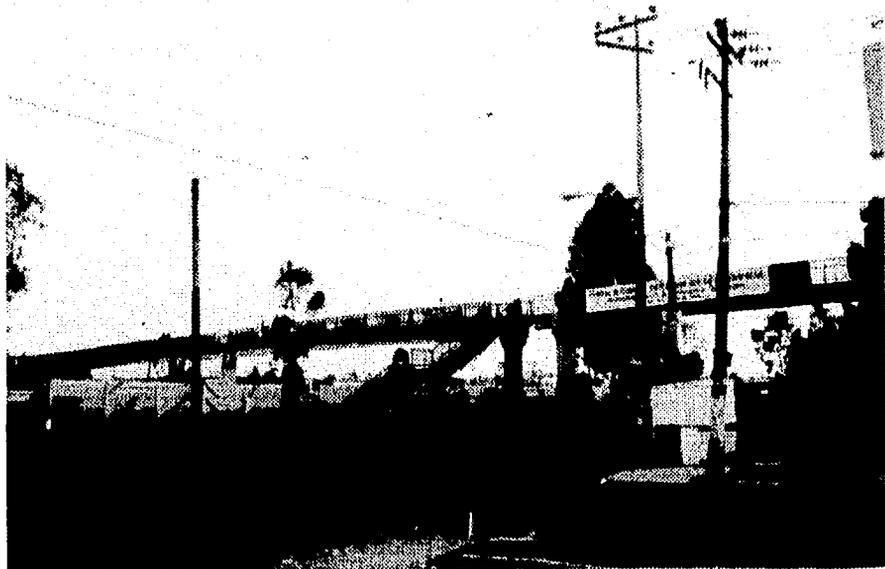
Ubicación: Av. Central, esquina con Av. Rancho Seco, ENEP Aragón.

Material de Superestructura: Concreto presforzado

Material de Subestructura: Concreto reforzado

Este puente consta de 4 tramos, la sección transversal de la superestructura son de dos tipos; los dos tramos de claro mayor formados por una sección T y los otros dos tramos de claro menor formados por una sección doble T.

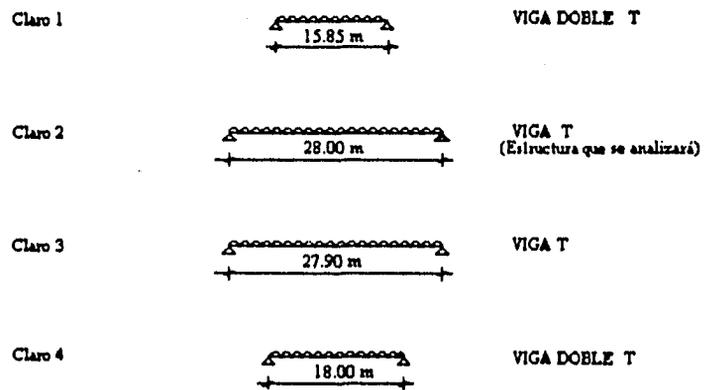
En la foto se muestra, el panorama general de este puente.



A simple vista el puente se aprecia como si fuera una estructura continua, pero realmente está compuesta por 4 tramos de vigas simplemente apoyadas.

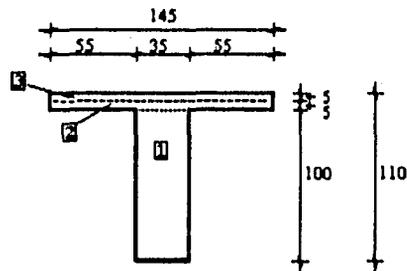
La estructura es de sección variable, en la parte central de la viga el ancho en el alma es menor, y a los extremos de ésta, el alma es de mayor dimensión, en una longitud de 1.6 m por lado.

A continuación se muestra la esquematización de las estructuras para su análisis:



Solo se analizará un tipo de superestructura, la compuesta por una sección T, debido a que en ambas, el seguimiento de cálculo es muy similar.

La sección transversal de la viga tiene la geometría y propiedades siguientes:



Geometría de la viga

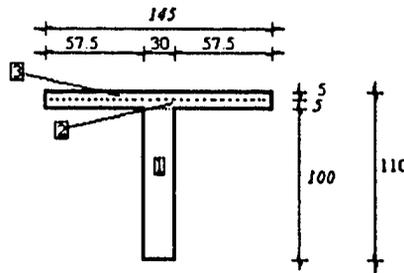
Las propiedades geométricas de esta sección son::

FIGURA	AREA (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	Ix (cm ⁴)	d (cm)	d ² (cm ²)	Ad ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
1	3500	50	175000	2916666.67	17.37	301.72	1056009.1	3972675.7
2	725	102.5	74312.5	1510.40	35.13	1234.12	894737.4	896247.4
3	725	107.5	77937.5	1510.4	41.39	1713.13	1242020.7	1438806.0
	Σ=5095		Σ=343272.5					Σ=1243531.1

Calculando el centroide de la figura, resulta:

$$y = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{327250}{4950} = 66.11 \text{ cm}$$

La sección transversal con alma menos ancha tiene las siguientes características y propiedades geométricas:



Las propiedades geométricas de la sección T, con menor ancho de alma, sin considerar el firme de la losa son:

FIGURA	AREA (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	Ix (cm ⁴)	d (cm)	d ² (cm ²)	Ad ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
1	3000	50	150000	2500000	10.22	104.44	313345.2	2813345.2
2	725	102.5	74312.5	1510.4	38.53	1484.56	1076306.6	1077817.0
	Σ= 3725		Σ=224312.5					Σ=3891162.2

Calculando el centroide de la figura, resulta:

$$y_i = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{224312.5}{3725} = 60.22 \text{ cm}$$

$$y_s = 105 - 60.22 = 44.78 \text{ cm}$$

$$S_i = 3891162.2 / 60.22 = 64616 \text{ cm}^3$$

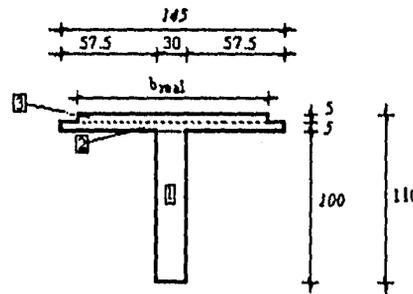
$$S_s = 3891162.2 / 44.78 = 86895.1 \text{ cm}^3$$

Como los concretos son de diferentes resistencias, el ancho efectivo del firme que trabajará en colaboración con la losa de la viga T, en sección compuesta será la resultante de la expresión siguiente:

$$f'c_{losa} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c_{trabe} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_{real} = b \sqrt{\frac{f'c_{losa}}{f'c_{trabe}}} = 145 \sqrt{\frac{250}{350}} = 122.55 \text{ cm}$$



Sección Transversal

Las propiedades geométricas tomando el valor de b_{real} son:

FIGURA	AREA (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	Ix (cm ⁴)	d (cm)	d ² (cm ²)	Ad ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
1	3000	50	150000	2500000	16.89	285.27	855810	3355810
2	725	102.5	74312.5	1510.42	29.18	851.47	617317.5	618827.9
3	612.5	107.5	65843.8	1276.56	35.54	1263.1	773643.6	774920.16
	$\Sigma=4337.5$		$\Sigma=290156.3$					$\Sigma=4749558.1$

Calculando su centroide y el módulo de sección:

$$y_1 = \frac{\Sigma Ay}{\Sigma A} = \frac{290156.3}{4337.5} = 66.9 \text{ cm}$$

$$y_s = 105 - 66.9 = 38.1 \text{ cm}$$

$$y's = 110 - 66.9 = 43.11$$

$$S_j = Ix/y_i = 4749558.1 / 71.96 = 70995 \text{ cm}^3$$

$$S_s = Ix/y_s = 4749558.1 / 38.1 = 124660 \text{ cm}^3$$

$$S'i = Ix/y's = 4749558.1 / 43.11 = 110198.6 \text{ cm}^3$$

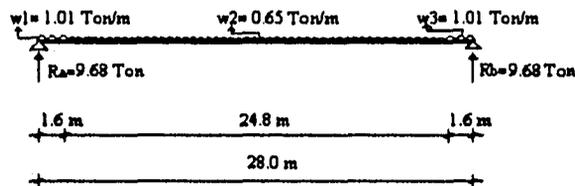
IV.2.2 ANALISIS POR CARGA VIVA Y CARGA MUERTA

Las cargas de diseño son las siguientes:

Carga muerta1	= 1014 kg / m
Carga muerta2	= 650 kg / m
Carga adicional	= 110 kg / m
Carga viva	= 602 kg / m
Carga de firme de losa	= 174 kg / m

En vigas simplemente apoyadas, el momento flexionante máximo, se genera al centro del claro, los diagramas de elementos mecánicos es de tipo parabólico.

Debido a que la sección transversal del puente no es constante, para el caso de la carga muerta, el análisis del momento flexionante, se determina de acuerdo al siguiente esquema de viga simplemente apoyada:



$$M_{CL} = (9.68)(14) - (1.62)(13.2) - (8.06)(6.2) = 135.52 - 21.38 - 49.97 = 64.17 \text{ Ton-m}$$

Realizando el cálculo se determina que el momento máximo al centro del claro de esta viga es de 64.17 Ton-m.

Para el caso de las cargas adicionales y carga viva se emplea la fórmula conocida para vigas simplemente apoyadas.

$$M = \frac{\omega l^2}{8}$$

$$M_{\text{adic.}} = \frac{\omega l^2}{8} = (0.110)(28)^2/8 = 10.8 \text{ Ton - m}$$

$$M_{\text{cv}} = \frac{\omega l^2}{8} = (0.602)(28)^2/8 = 59.0 \text{ Ton - m}$$

$$M_{\text{losa}} = \frac{\omega l^2}{8} = (0.174)(28)^2/8 = 17.1 \text{ Ton - m}$$

IV.2.3 REVISION DE ESFUERZOS

IV.2.3.1 REVISION DE ESFUERZOS EN ETAPA INICIAL

Datos de las propiedades geométricas para esta etapa:

$$y_i = 60.22 \text{ cm}$$

$$y_s = 44.78 \text{ cm}$$

$$S_i = 64616 \text{ cm}^3$$

$$S_s = 868956 \text{ cm}^3$$

$$A = 3725 \text{ cm}^2$$

$$f'c = 350 \text{ kg / cm}^2$$

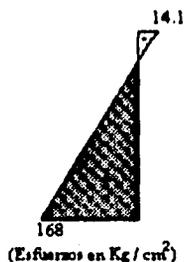
Los esfuerzos permisibles del presfuerzo, en etapa inicial son:

$$f_{ci} = 0.8 f'c = (0.8)(350) = 280 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{ci} = 0.6 f_{ci} = (0.6)(280) = 168 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{ti} = 14.1 \text{ kg / cm}^2$$

El diagrama de esfuerzos permisibles es el siguiente:



El esfuerzo admisible del acero de presfuerzo es de:

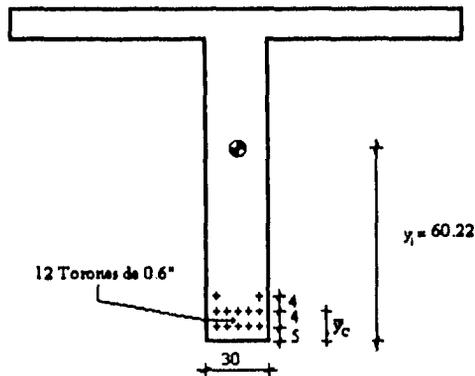
$$\sigma_i = 0.75 \text{ L.R.} = (0.75)(19000 \text{ kg/cm}^2) = 14250 \text{ kg / cm}^2$$

Se proponen 12 torones de 0.6"

$$a_s = 1.394 \text{ cm}^2$$

La fuerza inicial de tensado, se calcula con el total de torones que llevará la viga.

$$P_i = (0.75)(19000 \text{ kg/cm}^2)(12 \text{ torones})(1.394 \text{ cm}^2) = 238374 \text{ kg}$$



El centroide del acero de presfuerzo está a una distancia de:

$$y_c = \frac{(5)(5) + (5)(9) + (2)(13)}{15} = 8 \text{ cm}$$

$$d' = y_i - y_c = 60.22 - 8 = 52.22 \approx 52 \text{ cm}$$

Cálculo de esfuerzos en etapa inicial o de montaje.

Los esfuerzos debidos al peso propio son los que se presentan, de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$f_s = M_{pp} / S_s = 6417000 / 86895 = 73.85 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_i = M_{pp} / S_i = 6417000 / 64616 = -99.31 \text{ kg / cm}^2$$

Los esfuerzos debidos al presfuerzo son:

$$f_s = T (1/A - e/S_s) = 238374 (1/3725 - 52 / 86895) = -78.7 \text{ kg/cm}^2$$

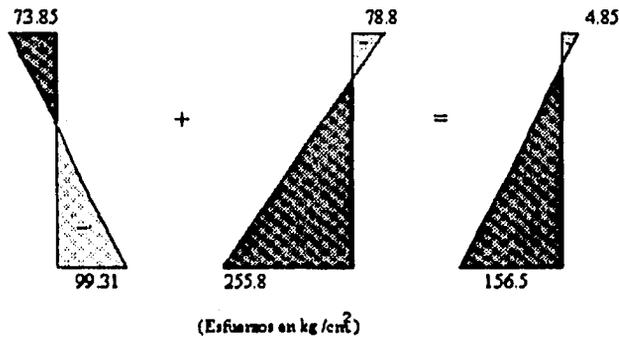
$$f_i = T (1/A + e/S_i) = 238374 (1/3725 + 52 / 64616) = 255.8 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos en etapa inicial:

$$f_s = 73.85 \text{ kg / cm}^2 - 78.7 \text{ kg/cm}^2 = -4.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -99.31 \text{ kg / cm}^2 + 255.8 \text{ kg/cm}^2 = 156.99 \text{ kg/cm}^2$$

Los diagramas de estos esfuerzos son los que se muestran:



Se aceptan, la fuerza de $P_i = 238374$ kg, no rebasa los esfuerzos permisibles en etapa inicial.

IV.2.3.2 REVISION DE ESFUERZOS EN ETAPA DE SERVICIO:

$P_{requerida} = 195338$ kg, para un momento total de 141.32 Ton-m

Esfuerzos debidos a carga adicional:

$$f_s = 1080000 / 124660 = 8.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 1080000 / 70995 = -15.021 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_s = 1080000 / 110197 = 9.8 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos debidos a carga viva:

$$f_s = 5900000 / 124660 = 47.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 5900000 / 70995 = -83.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_s = 5900000 / 110197 = 53.5 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos debidos a carga de firme de losa:

$$f_s = 1705000 / 86895.1 = 19.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 1705000 / 64616 = -26.4 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos por presfuerzo disminuyen en etapa de servicio., Considerando 20% de perdidas, por lo que:

$$f_s = (78.7)(0.8) = -62.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = (-255.8)(0.8) = 204.64 \text{ kg/cm}^2$$

La tabla muestra el resumen de esfuerzos de esta etapa:

CARGA	f_s (kg/cm ²)		f_i (kg/cm ²)	
	PARCIAL	ACUMULADO	PARCIAL	ACUMULADO
peso propio	73.85		-99.31	
presfuerzo	-62.96	10.89	204.64	105.33
firme de losa	19.62	30.51	-26.40	78.93
carga adicional	8.66	39.17	-15.21	63.72
carga viva	47.3	86.47	-83.1	-19.38

El esfuerzo permisible en la fibra superior es de:

$$f_c = 0.4 f'_c = (0.4)(350) = 140 \text{ kg/cm}^2$$

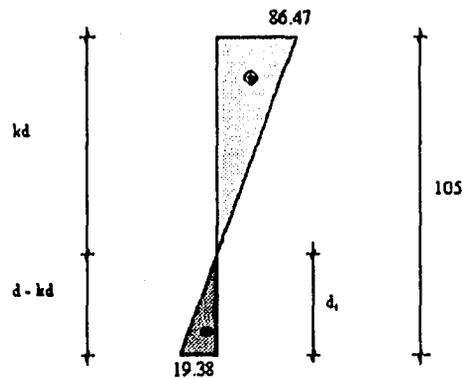
El esfuerzo permisible en fibra inferior es:

$$f_t = 1.6 \sqrt{f'_c} = 1.6 \sqrt{350} = -29.3$$

En conclusión:

El esfuerzo en la fibra inferior, no rebasa al permisible. Se adicionará acero de refuerzo para tomar el esfuerzo de tensión.

Del bloque a tensión del diagrama de esfuerzos en etapa de servicio se calculará el acero necesario para absorber dicha tensión.



Haciendo una relación de triángulos, para calcular d_1 :

$$\frac{86.47 + 19.4}{105} = \frac{19.38}{d_1}$$

El valor resultante es de:

$$d_1 = 19.24 \text{ cm}$$

El volumen del block de tensiones es:

$$T = (19.24)(19.4)(0.5)(30) = 5599 \text{ kg}$$

$$A_s = T / F_s = 5599 / (0.5)(4200) = 2.67 \text{ cm}^2$$

Si se coloca acero del Num. 4, $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$\text{No. de Vars} = 2.67 / 1.27 = 2.1$$

Entonces se adicionaran 2 V^s del Num. 3

IV.2.4 REVISION POR MOMENTO ULTIMO RESISTENTE:

$$\rho^* = A_s / bd = (12)(1.394) / (122.55)(102) = 0.001338$$

$$f^*_{su} = f_s(1 - 0.5\rho^* f_s/f_c) = 19000(1 - (0.5)(0.001338)(19000)/350) = 18310 \text{ kg/cm}^2$$

Verificando como trabaja la viga, si como sección rectangular o como sección T.

$$t = 1.4 d \rho^* f^*_{su} / f_c = 1.4(102)(0.001338)(18383.15)/350 = 9.99 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

Entonces trabaja como viga rectangular.

Calculando el momento último Resistente

$$M_{UR} = A_s^* f^*_{su} d (1 - 0.6\rho^* f^*_{su} / f_c) =$$

$$M_{UR} = (12)(1.394)(18310)(102)(1 - (0.6)(0.001338)(18310)/350) = 299.3 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = \frac{1.3}{\phi} \left(M_{CM} + \frac{5M_{CV}}{3} \right) =$$

$$\phi = 1$$

$$M_{CM} = 92.1 \text{ Ton-m}$$

$$M_{CV} = 59.0 \text{ Ton-m}$$

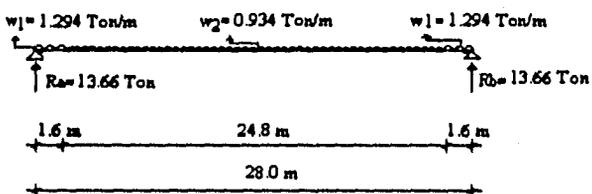
$$M_u = 1.3(92.1 + (5)(59.0)/3) = 247.56 \text{ Ton-m}$$

$M_u < M_R$, entonces se acepta la propuesta del acero de presfuerzo.

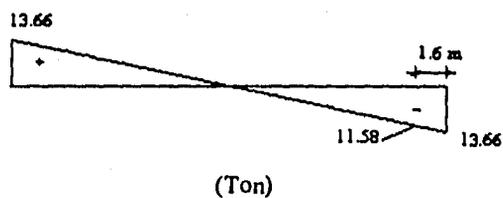
IV.2.5 REVISION POR CORTANTE

Con este tipo de carga, el cortante máximo ocurre en el apoyo:

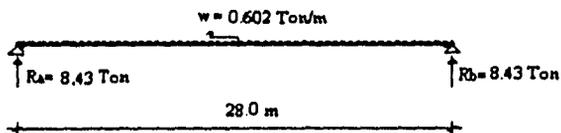
Para la carga muerta:



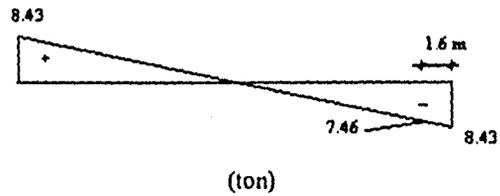
El diagrama de cortante para carga muerta, en este caso no es linealmente, pero es muy poco lo que varia, con la carga mayor que actua en los extremos. En el diagrama se muestra el valor correspondiente a 1.6 m a partir del apoyo..



Para la carga viva, la viga se idealiza de la siguiente forma:



El diagrama de cortante para carga viva varía linealmente, como se aprecia a continuación:



Resumiendo los valores de los cortantes actuantes:

$$V_{CM} = 9.68 \text{ Ton}$$

$$V_{CV} = (0.602)(28) / 2 = 8.43 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{adicional}} = (0.11)(28) / 2 = 1.54 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{firme}} = (0.174)(28) / 2 = 2.44 \text{ Ton}$$

Cortante ultimo actuante,

$$V_u = \frac{1.3}{\phi} \left(V_{CM} + \frac{5V_{CV}}{3} \right) =$$

$$\phi = 0.9$$

$$V_{CM} = 13.66 \text{ Ton}$$

$$V_{CV} = 8.43 \text{ Ton}$$

$$V_u = \frac{1.3}{0.9} \left(13.66 + \frac{5(8.43)}{3} \right) = 40 \text{ Ton}$$

La viga trabaja como sección rectangular. Por lo tanto, el cortante se revisará como tal:

Cortante que absorbe el concreto en sección extrema:

$$V_c = 12.6 b' j d = (12.6)(35)(0.9)(102) = 40453.8 \text{ kg}$$

o bien,

$$V_c = 0.06 f' c j d b' = (0.06)(350)(0.9)(102)(35) = 67473 \text{ kg}$$

Entonces, no necesita estribos

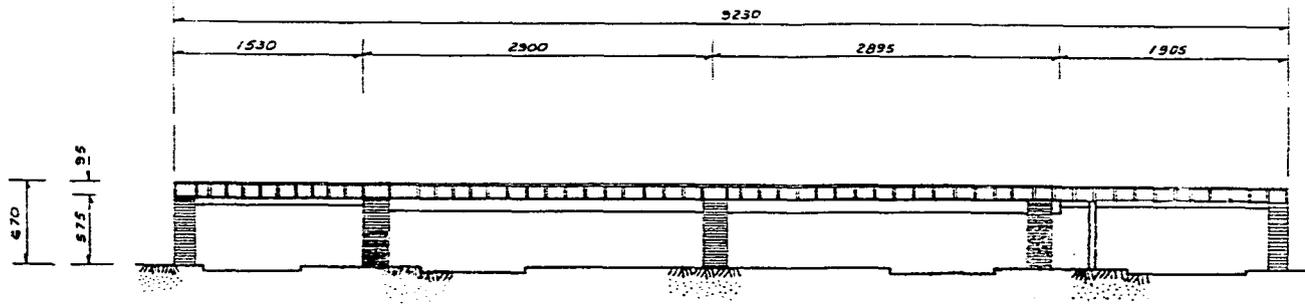
El cortante en sección con alma más delgada es de:

$$V_u = \frac{1.3}{0.9} \left[11.58 + \frac{5(7.46)}{3} \right] = 34.7 \text{ Ton}$$

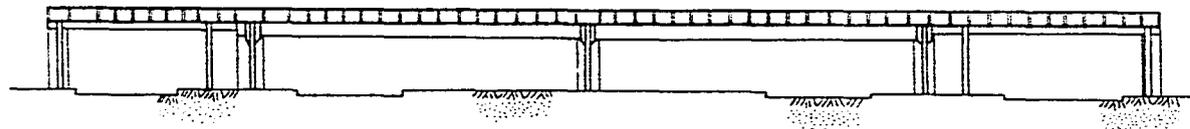
$$V_c = (12.6)(30)(0.9)(102) = 34700$$

Entonces no necesita estribos. Sin embargo, se proponen estribos de 3/8" a cada 30 cm, por especificación.

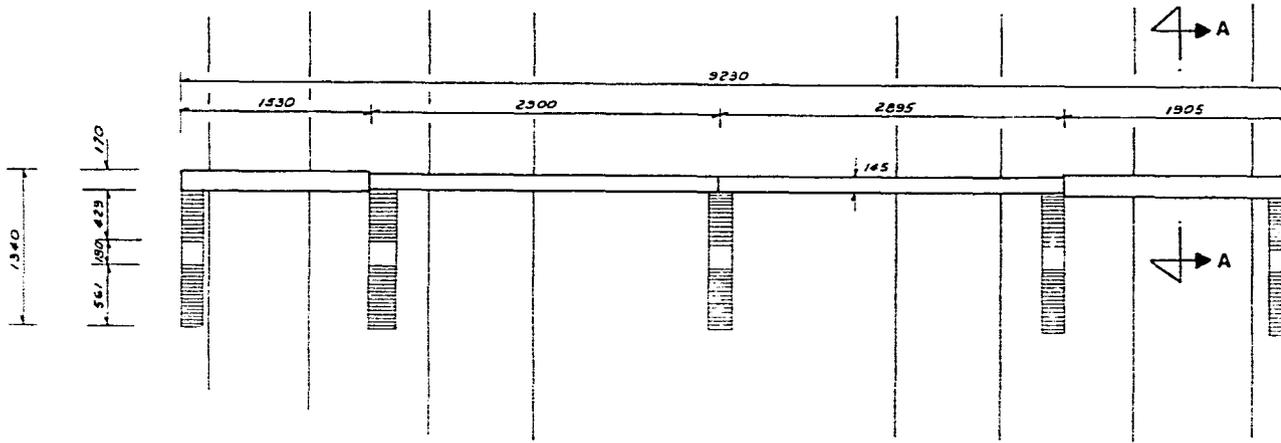
La losa de piso, se armará con varillas del número 4 distribuidas en dos direcciones a cada 20 cm y adicionalmente se colocará una malla electrosoldada de 6 x 6- 6 / 6, en el firme de ésta.



ELEVACION VISTA DE SUR A NORTE

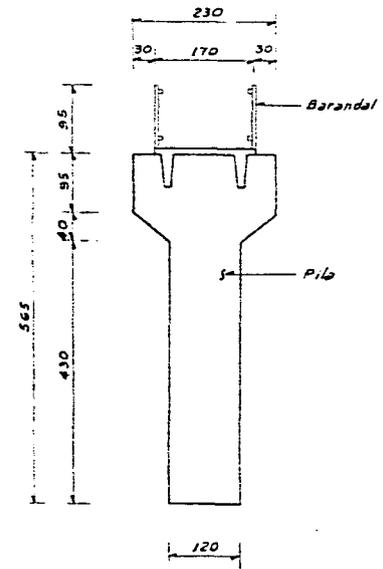


ELEVACION VISTA DE NORTE A SUR



TRAMO 1 TRAMO 2 TRAMO 3 TRAMO 4

P L A N T A



CORTE A - A

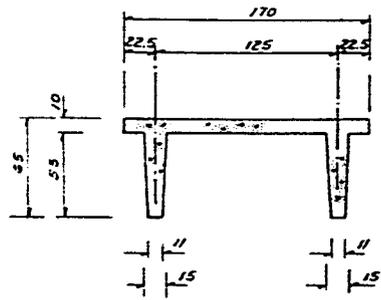
NOTAS:

Anotaciones en centímetros, excepto donde se indica otra unidad.

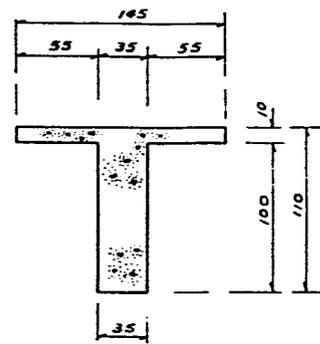
Material:

Superestructura:
 Concreto pretensado
 Pretensado, de $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
 Subestructura:
 Concreto reforzado de
 $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

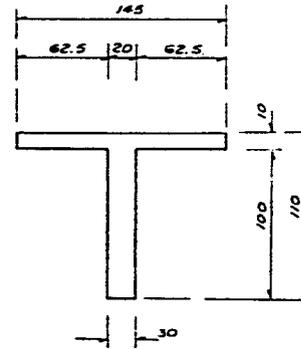
U. N. A. M. ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON	
PASO PEATONAL	
PLANO GENERAL	
TESIS PROFESIONAL JUAN RODRIGUEZ MEJIA JAVIER PILON MEJIA	
MEXICO, D. F. 1995	PLANO N° IV.2.1



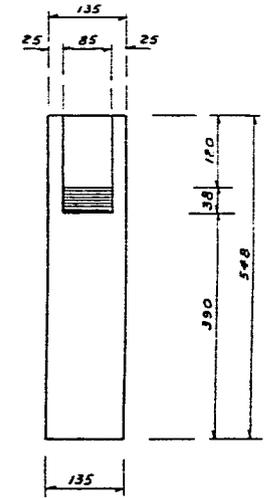
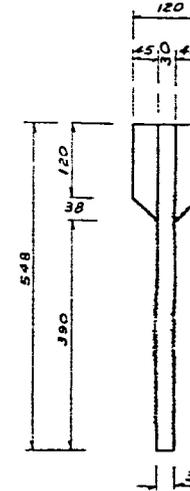
SECCION TRANSVERSAL
TRAMOS 1 Y 4



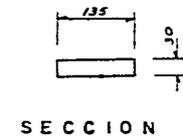
TRABE
TRAMOS 2 Y 3



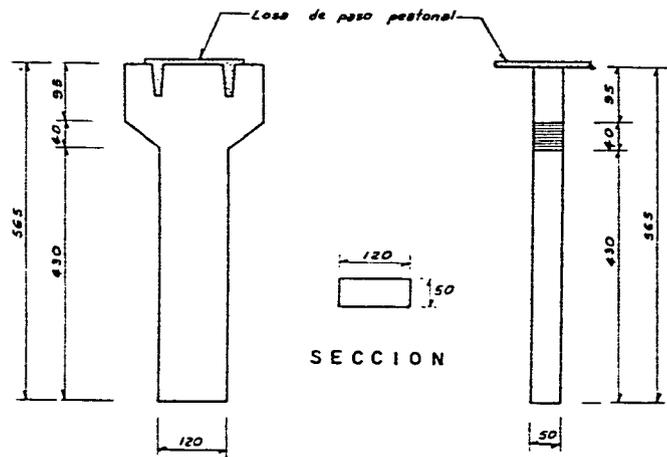
TRABE
TRAMOS 2 Y 3



PILAS
TRAMOS 2 Y 3



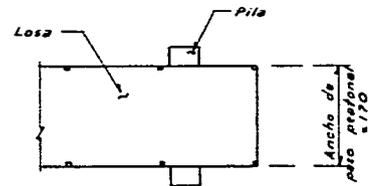
SECCION



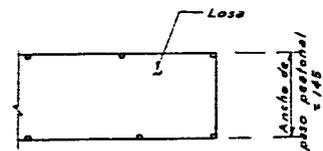
SECCION

PILAS

TRAMOS 1 Y 4



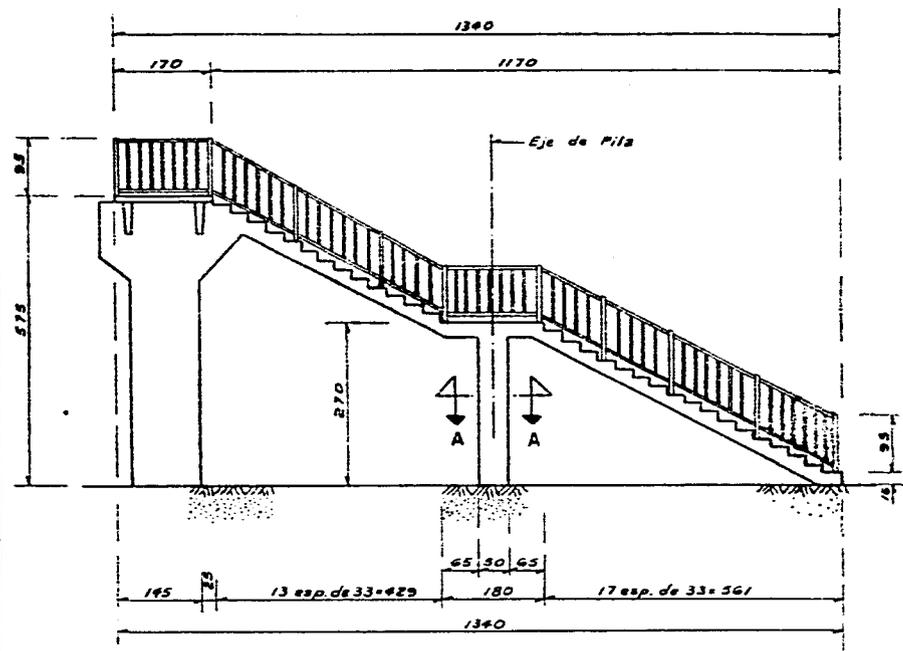
PLANTA
TRAMOS 1 Y 4



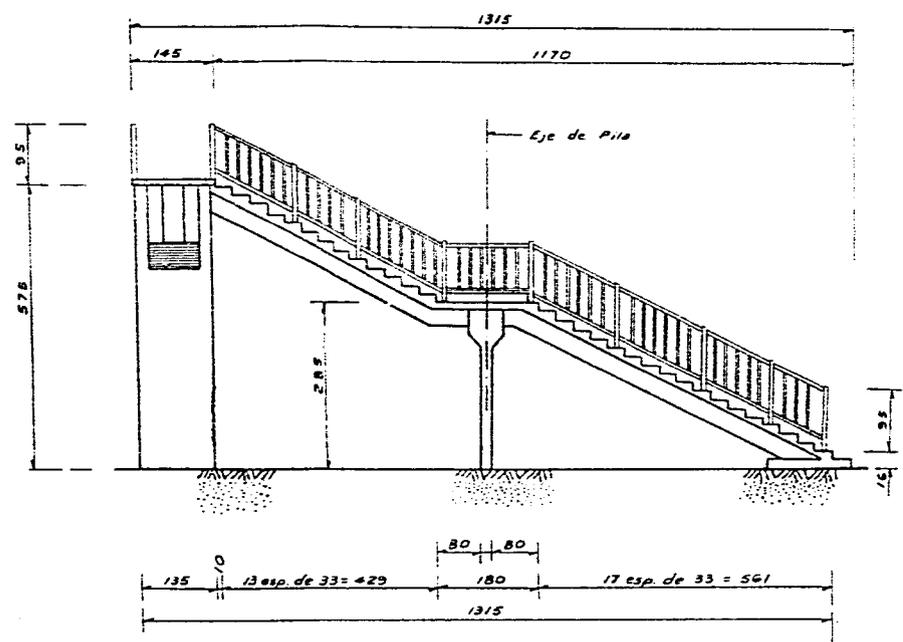
PLANTA
TRAMOS 2 Y 3

NOTAS:
Dimensiones en centímetros
Material:
Trabes prefabricadas pretensadas
Concreto de $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

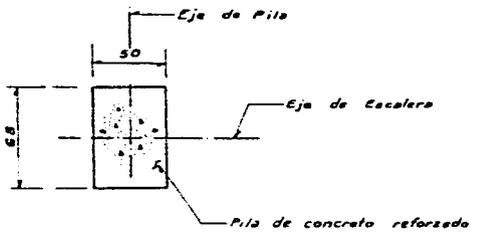
U. N. A. M.	
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON	
PASO PEATONAL	
TRABES Y COLUMNAS	
TESIS PROFESIONAL JUAN RODRIGUEZ MEJIA JAVIER PILON MEJIA	
MEXICO, D. F. 1995	PLANO N° IV.2.2



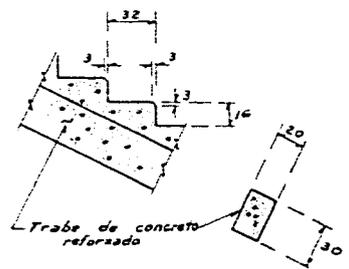
ELEVACION-TRAMOS 1 Y 4



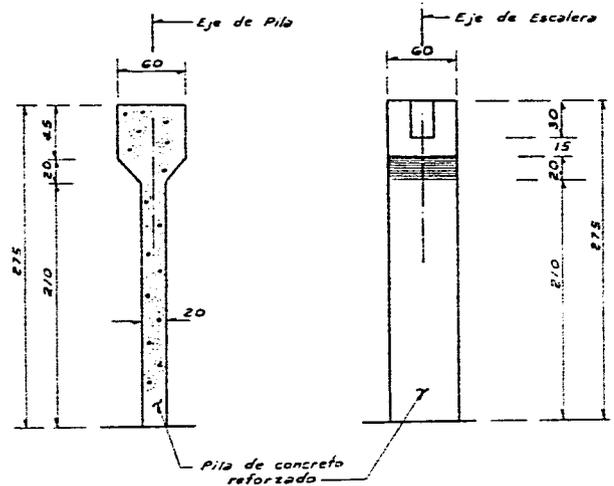
ELEVACION-TRAMOS 2 Y 3



CORTE A-A



DETALLE DE ESCALON



CORTE VISTA

NOTAS:
 Anotaciones en centímetros.
 Material:
 Concreto reforzado de
 $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

<p align="center">U. N. A. M. ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON</p>
<p align="center">PASO PEATONAL ESCALERAS- DIMENSIONES Y DETALLES</p>
<p align="center">TESIS PROFESIONAL JUAN RODRIGUEZ MEJIA JAVIER PILON MEJIA</p>
<p align="center">MEXICO, D. F. 1995 PLANO N° IV. 2.3</p>

CAPITULO V
ESTRUCTURAS DE ACERO

CAPITULO V

ESTRUCTURAS DE ACERO

V.1 MARCO RIGIDO

VI.1 CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES GEOMETRICAS

Del levantamiento geométrico se registraron las dimensiones y características siguientes:

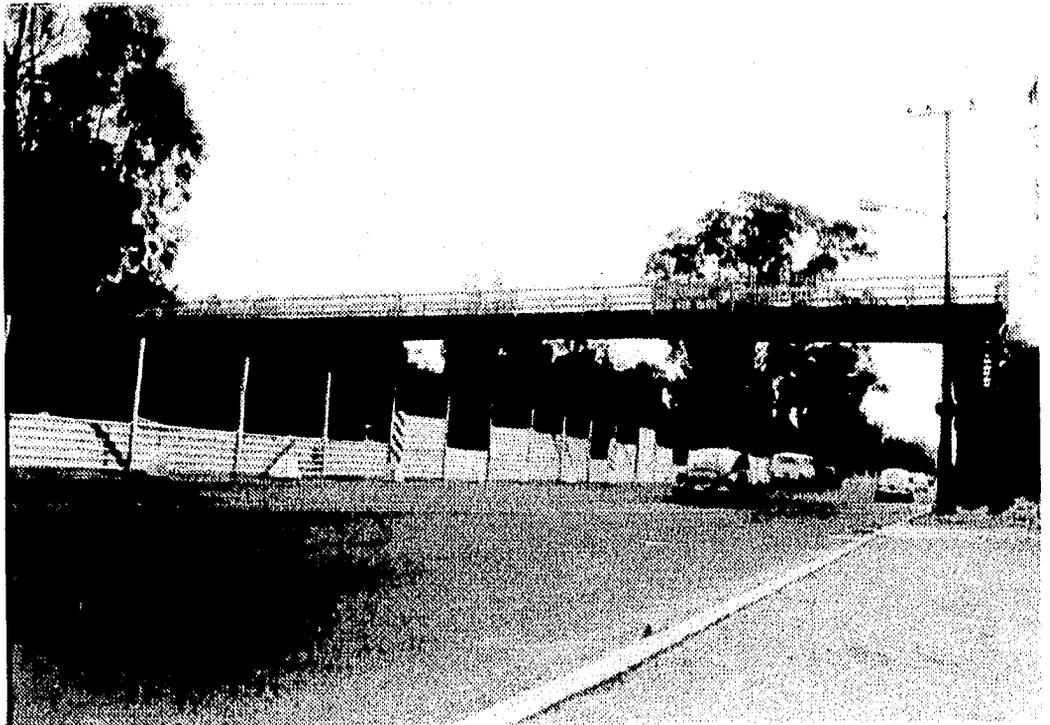
Tipo de Material de construcción: Acero A-36

Tipo de Estructura: Marco rígido

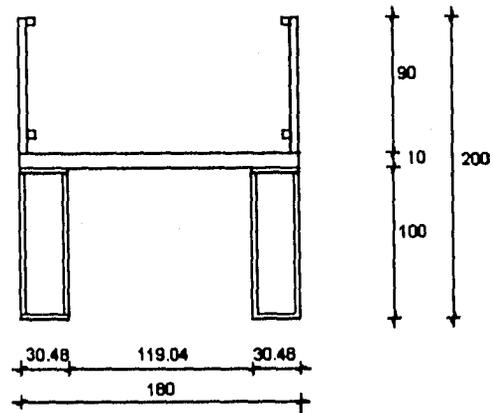
Ubicación: Av. 608, entre Bosque de San Juan de Aragón y Unidad Hab. San Juan de Aragón.

Longitud de Claro = 38.50 m

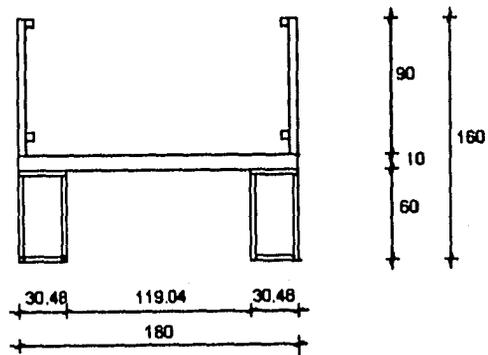
Panorama del puente:



Sección transversal en el extremo del puente



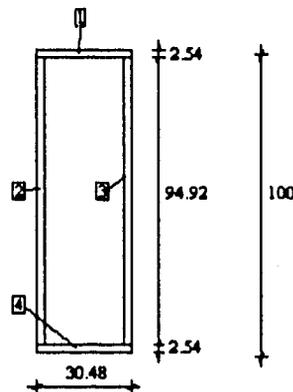
Sección transversal en el centro del puente.



A continuación se detallan las secciones transversales de las partes que forman la estructura del puente peatonal.

1.-Secciones transversales en la viga, es decir en la superestructura:

a) Sección transversal en el extremo del marco.



Las propiedades geométricas de la sección anterior son:

FIGURA	AREA (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	I _x (cm ⁴)	d (cm)	d ² (cm ²)	Ad ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
1	77.42	98.73	7643.68	41.623	48.73	2374.61	183842.53	183884.15
2	241.10	50	12055	181019.62	0	0	0	181019.62
3	241.10	50	12055	181019.62	0	0	0	181019.62
4	77.42	1.27	98.32	41.623	48.73	2374.61	183842.53	183884.15
	Σ = 637.04		Σ = 31852					Σ = 729807.54

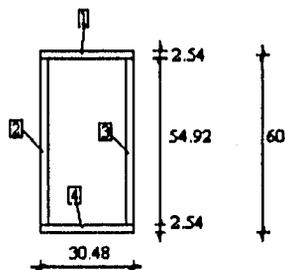
$$y_i = \frac{31852}{637.04} = 50 \text{ cm}$$

$$I_o = 729807.54 \text{ cm}^4$$

$$S_i = \frac{I_o}{y_i} = \frac{729807.54}{50} = 14596.15 \text{ cm}^3$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_o}{A}} = \sqrt{\frac{729807.54}{637.04}} = 33.84 \text{ cm}$$

b) Sección transversal al centro del claro.



Propiedades geométricas de la sección.

FIGURA	AREA (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	I _x (cm ⁴)	d (cm)	d ² (cm ²)	Ad ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
1	77.42	58.73	4546.88	41.623	28.73	825.41	63903.47	63945.095
2	139.50	30	4185	35062.6	0	0	0	181019.62
3	139.50	30	4185	35062.6	0	0	0	181019.62
4	77.42	1.27	98.32	41.623	28.73	825.41	63903.47	63945.095
	Σ = 433.84		Σ = 13015.2					Σ = 198015.37

$$y_i = 13015.2 / 433.84 = 30 \text{ cm}$$

$$I_o = 198015.37 \text{ cm}^4$$

$$S_i = \frac{I_o}{y_i} = \frac{198015.37}{30} = 6600.51 \text{ cm}^3$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_o}{A}} = \sqrt{\frac{198015.37}{311.92}} = 13.39 \text{ cm}$$

2.- Secciones transversales en la Columna

a) La sección superior de la columna es igual a la sección extrema de la viga. Por lo tanto, tiene las mismas características geométricas.

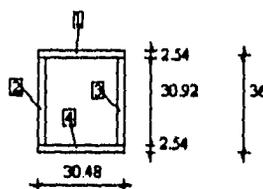
$$y_i = 31852 / 637.04 = 50 \text{ cm}$$

$$I_o = 729807.54 \text{ cm}^4$$

$$S_i = I / y_i = 729807.54 / 50 = 14596.15 \text{ cm}^3$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{729807.54}{637.04}} = 33.84 \text{ cm}$$

b) La sección inferior de la columna tiene la siguientes características geométricas:



Sus propiedades geométricas son las que a continuación se citan:

FIGURA	AREA (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	Ix (cm ⁴)	d (cm)	d ² (cm ²)	Ad ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
1	77.42	34.73	2688.8	41.623	16.73	279.89	21669.31	21710.93
2	78.54	18	1413.72	6257.07	0	0	0	6257.07
3	78.54	18	1413.72	6257.07	0	0	0	6257.07
4	77.42	1.27	98.32	41.623	16.73	279.89	21669.31	21710.93
Total =	Σ = 311.92		Σ = 5614.56					Σ = 55936.00

$$y_i = 5614.56 / 311.92 = 18 \text{ cm}$$

$$y_s = 18 \text{ cm}$$

$$S_i = I_o / y_i = 55936 / 18 = 3107.56 \text{ cm}^3$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{55936}{311.92}} = 13.39 \text{ cm}$$

En el sentido "y" de esta sección sus propiedades geométricas son las que a continuación se citan:

FIGURA	AREA (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	Ix (cm ⁴)	d (cm)	d ² (cm ²)	Ad ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
1	78.54	29.21	2294.15	42.224	13.97	195.16	15327.94	15370.16
2	77.42	15.24	1179.88	5993.732	0	0	0	5993.73
3	77.42	15.24	1179.88	5993.732	0	0	0	5993.73
4	78.54	1.27	99.75	42.224	13.97	195.16	15327.94	15370.16
Total =	Σ = 311.92		Σ = 4753.66					Σ = 42727.78

$$y_i = 4753.66 / 311.92 = 15.24 \text{ cm}$$

$$y_s = 15.24 \text{ cm}$$

$$S_i = I_o / y_i = 42727.78 / 15.24 = 2803.66 \text{ cm}^3$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{42727.78}{311.92}} = 11.7 \text{ cm}$$

V.1.2 CONSIDERACIONES DE REVISION DE LA ESTRUCTURA

El análisis de este puente consistirá en proponer tres casos de carga. De los cuales se revisará los esfuerzos a que está sometida la estructura, con el proceso que arroje los elementos mecánicos más desfavorables.

La estructura está compuesta por 2 marcos que soportan la losa y el paso de los peatones. Sin embargo, se considera para el análisis un solo marco, ya que se supone que la carga se reparte a los dos y tienen el mismo comportamiento ante las cargas actuantes.

Cabe aclarar que un marco con geometría de sección variable, merece ser analizado como un tema muy extenso, por lo cual, con fines de ejemplo, en este análisis se idealizará de manera sencilla y practica.

El primer caso será considerando todo el marco cargado, cuya carga de análisis es resultado de multiplicar el peso volumétrico del acero y con el área de la sección mayor (extrema). Quizá se esté proponiendo una carga uniforme, que no es la real, pero no está por demás que se analice con carga sobrada y no con carga al límite.

El segundo procedimiento se realizará considerando una carga media, resultado del promedio de las dos áreas de las secciones (extremas y al centroide del claro), y multiplicado por el peso volumétrico.

En el tercer caso, se realizará tomando los dos tercios extremos con carga derivada de la sección mayor por el peso volumétrico; y en el tercio medio la carga será el producto del área de la sección del centro del claro por el peso volumétrico. En los tres casos se adicionará la carga viva de 415 kg / m^2 .

Además, se realizará un análisis por el grupo VII de cargas (según AASHTO), es decir, por carga accidental (sismo). En todos los casos la inercia de la columna que se tomará para el análisis será el promedio de la inercia del extremo superior y la del extremo inferior.

V.1.3 ANALISIS POR CARGA VIVA Y CARGA MUERTA

CASO I. Tomando el área de la sección extrema de la viga.

Análisis de carga muerta (peso de la superestructura).

Peso propio de viga = $(0.063704 \text{ m}^3)(7850 \text{ kg / m}^3) =$	500 kg / m / viga
Peso de parapeto =	73 kg / m / viga
Peso de losa =	216 kg / m / viga
Peso de accesorios de rigidez y de apoyo de losacero =	75 kg / m / viga
Peso de losacero =	<u>4 kg / m / viga</u>
total =	868 kg / m / viga

Análisis por carga viva:

$$\text{Peso} = (415 \text{ kg / m}^2)(1.8 \text{ m}) / 2 \text{ vigas} = 374 \text{ kg / m / viga}$$

La carga de análisis para un marco será:

$$\text{Peso total} = \omega = \text{CM} + \text{CV} = 868 + 374 = 1242 \text{ kg / m}$$

Para hacer el análisis del marco por medio de la computadora se requieren de los parámetros que se citan:

$$E_{\text{col}} = 2.03949 \times 10^7 \text{ Ton/m}^2$$

$$E_{\text{viga}} = 2.03949 \times 10^7 \text{ Ton/m}^2$$

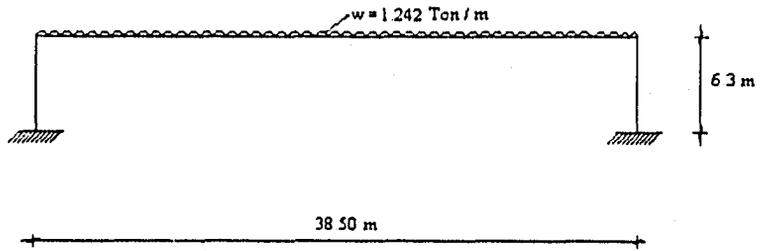
$$I_{\text{col}} = 0.003929 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{viga}} = 0.007298 \text{ m}^4$$

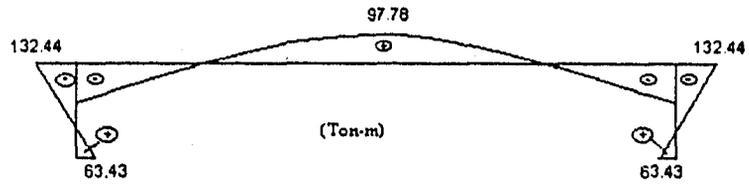
$$A_{\text{viga}} = 0.0637 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{col}} = 0.0474 \text{ m}^2$$

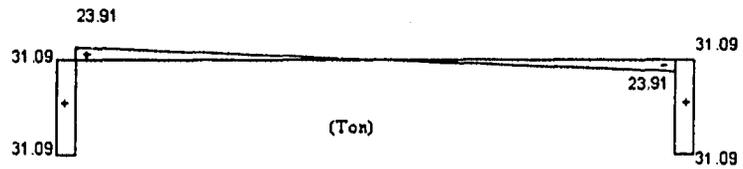
La idealización del marco, para su análisis estructural queda de la siguiente manera:



Los elementos mecánicos del anterior marco son los siguientes:



Diagramas de Momento flexionante



Diagramas de Cortante

CASO II. Tomando un área media de las dos secciones.

$$A_{\text{extrema}} = 0.063704 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{centro del claro}} = 0.043384 \text{ m}^2$$

Realizando operaciones, se llega a los siguientes parámetros del marco:

$$A_{\text{columna}} = 0.0637 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{viga}} = 0.05354 \text{ m}^2$$

$$I_{\text{columna}} = 0.003929 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{viga}} = 0.004639 \text{ m}^4$$

$$E_{\text{columna}} = E_{\text{viga}} = 2.039 \times 10^7 \text{ Ton/m}^2$$

Análisis de carga muerta (peso de la superestructura).

Peso propio de viga = $(0.053544 \text{ m}^2)(7850 \text{ kg/m}^3) =$	420 kg / m / viga
Peso de parapeto =	73 kg / m / viga
Peso de losa =	216 kg / m / viga
Peso de accesorios de rigidez y de apoyo de losacero =	75 kg / m / viga
Peso de losacero =	<u>4 kg / m / viga</u>

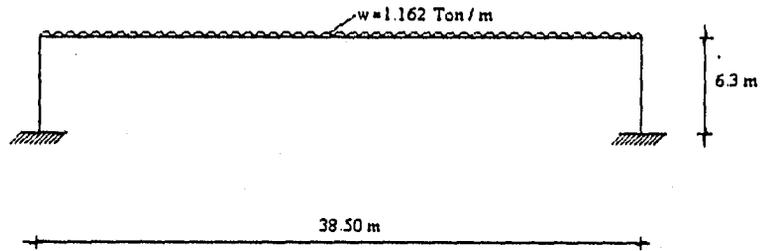
$$\text{total} = 788 \text{ kg / m / viga}$$

Análisis por carga viva:

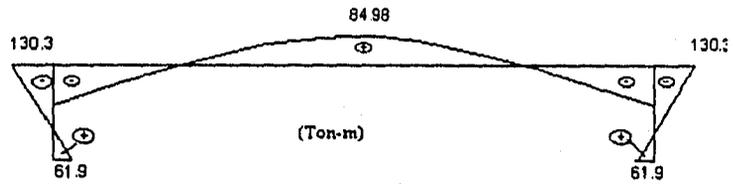
$$\text{Peso} = (415 \text{ kg/m}^2)(1.8 \text{ m}) / 2 \text{ vigas} = 374 \text{ kg / m / viga}$$

$$\text{Peso total} = \omega = \text{CM} + \text{CV} = 788 + 374 = 1162 \text{ kg / m}$$

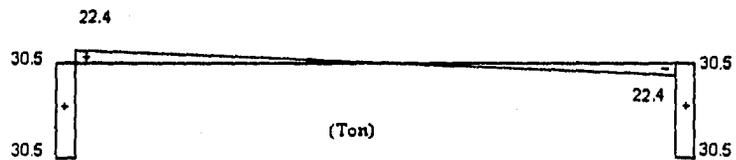
La idealización del marco, para su análisis estructural queda de la siguiente manera:



Los elementos mecánicos del anterior marco son los siguientes:



Diagramas de Momento flexionante



Diagramas de Cortante

CASO III. Dos extremos con carga máxima y el tercio medio con carga mínima.

Los parámetros para este caso son:

$$A_{\text{columna}} = 0.0637 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{viga1}} = 0.04338 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{viga2}} = 0.063704 \text{ m}^2$$

$$I_{\text{columna}} = 0.003929 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{viga1}} = 0.007298 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{viga2}} = 0.0019802 \text{ m}^4$$

$$E_{\text{columna}} = E_{\text{viga}} = 2.039 \times 10^7 \text{ Ton/m}^2$$

Análisis de carga muerta (peso de la superestructura).

Tomando el área de la sección del centro del claro.

$$\text{Peso propio de viga} = (0.043384 \text{ m}^2)(7850 \text{ kg / m}^3) = 341 \text{ kg / m / viga}$$

$$\text{Peso de parapeto} = 73 \text{ kg / m / viga}$$

$$\text{Peso de losa} = 216 \text{ kg / m / viga}$$

$$\text{Peso de accesorios de rigidez y de apoyo de losacero} = 75 \text{ kg / m / viga}$$

$$\text{Peso de losacero} = \underline{4 \text{ kg / m / viga}}$$

$$\text{total} = 709 \text{ kg / m / viga}$$

Análisis por carga viva:

$$\text{Peso} = (415 \text{ kg / m}^2)(1.8 \text{ m}) / 2 \text{ vigas} = 374 \text{ kg / m / viga}$$

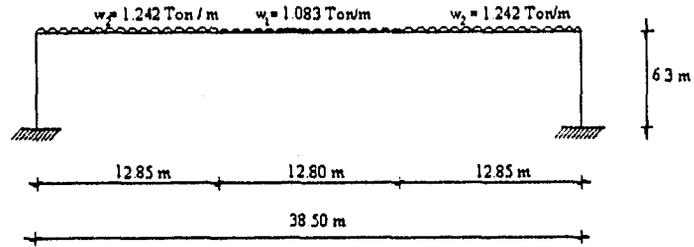
$$\text{Peso total} = \omega_1 = \text{cm} + \text{cv} = 709 + 374 = 1083 \text{ kg / m}$$

Entonces las cargas para este caso serán:

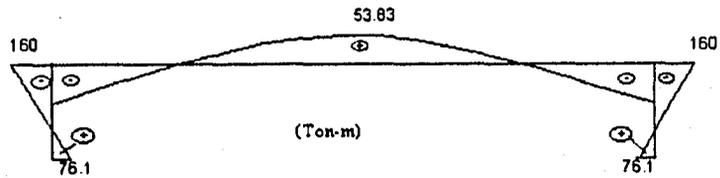
$$\omega_1 = 1083 \text{ kg / m}$$

$$\omega_2 = 1242 \text{ kg / m}$$

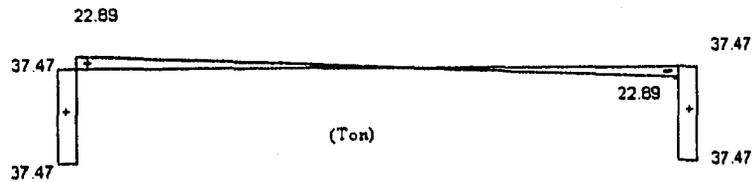
La idealización del marco, para su análisis estructural queda de la siguiente manera:



Los elementos mecánicos del anterior marco son los siguientes:



Diagramas de Momento flexionante



Diagramas de Cortante

V.1.4 ANALISIS SISMICO LONGITUDINAL DE LA ESTRUCTURA.

La carga muerta de la superestructura a considerar para este análisis, será la obtenida del promedio de las dos secciones. Es decir, se toma como carga uniforme la de 788 kg / m.

$$W_{\text{super}} = (40 \text{ m})(788 \text{ kg / m/viga})(2 \text{ vigas}) = 63040 \text{ kg}$$

Datos para el análisis sísmico:

$$C = 0.4$$

$$Q = 4$$

Calculando la fuerza lateral que asemejará una fuerza de sismo.

$$F_s = (C/Q) W = (0.4 / 4)(63.04 \text{ Ton}) = 6.3 \text{ Ton}$$

Entonces, el marco se calculará con una fuerza horizontal idealizada, aplicada en el nudo superior izquierdo.

Las propiedades para este cálculo son:

$$A_{\text{columna}} = 0.0637 \text{ m}^2$$

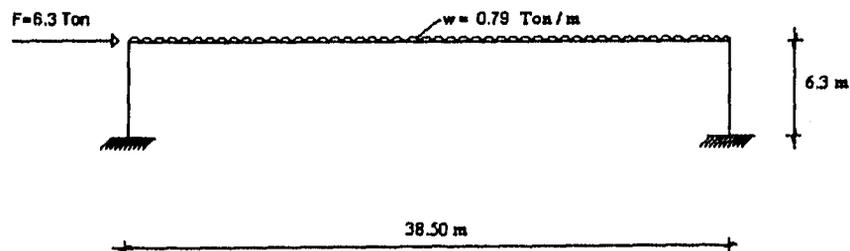
$$A_{\text{viga}} = 0.0535 \text{ m}^2$$

$$I_{\text{columna}} = 0.003929 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{viga}} = 0.00463 \text{ m}^4$$

$$E_{\text{col}} = E_{\text{viga}} = 20394000 \text{ Ton/m}^2$$

El siguiente croquis representa el marco que se analizará por carga accidental.



Los elementos mecánicos resultantes de este cálculo se representan a continuación:

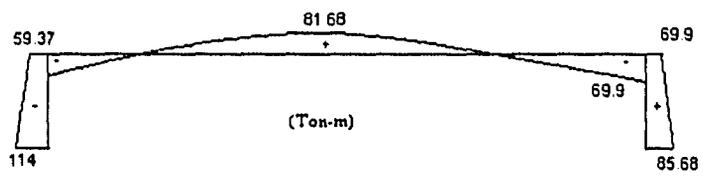
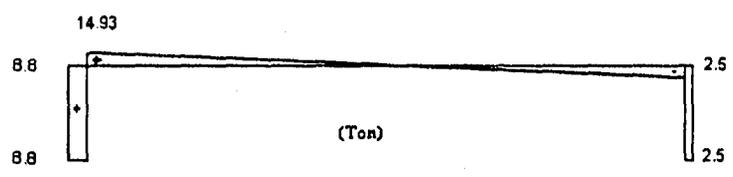


Diagrama de momentos flexionantes



Diagramas de Cortante

V.1.5 ANALISIS SISMICO TRANSVERSAL

Se tomarán los datos utilizados en el análisis del puente de concreto reforzado.

$$C = 0.4$$

$$Q = 4$$

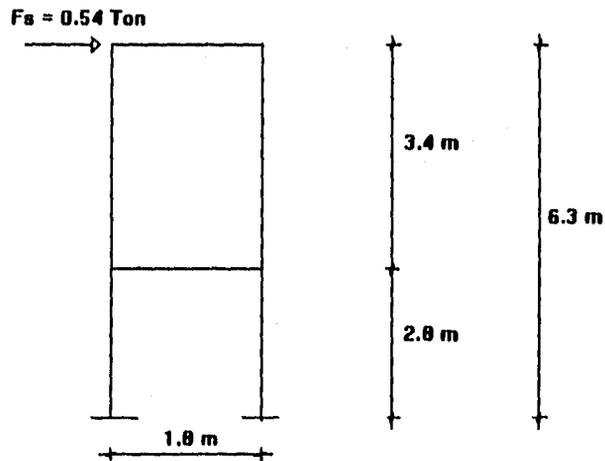
$$Q = 2$$

$$F.S = C/Q = 0.4/2 = 0.2$$

$$W_{\text{super}} = (A_m)(L) = (0.053544 \text{ m}^2)(20\text{m})(2531) = 2710 \text{ kg}$$

$$F_s = (2710 \text{ kg})(0.2) = 0.54 \text{ Ton}$$

El esquema de análisis sísmico transversal es el siguiente:



Para este análisis, las propiedades son:

$$I_{\text{columnas}} = 0.000668538 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{vigas}} = 0.000129 \text{ m}^4$$

$$E_{\text{col}} = E_{\text{vigas}} = 20394000 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{cm}^3$$

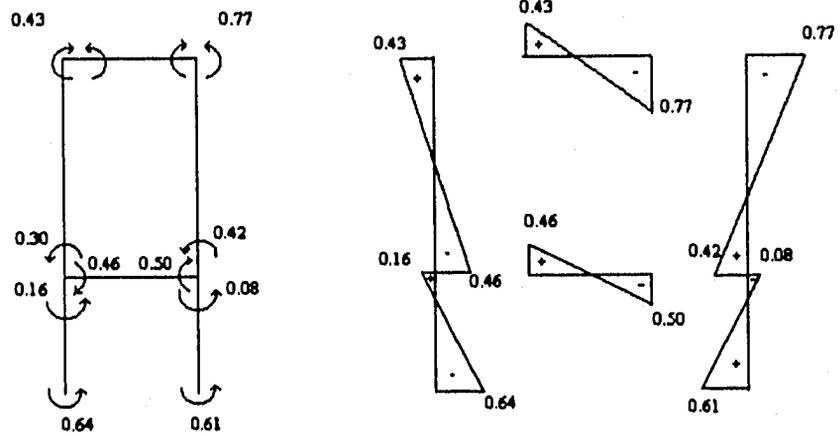
$$r_y = 11.7 \text{ cm}$$

$$A_{\text{columnas}} = 0.047448 \text{ m}^2$$

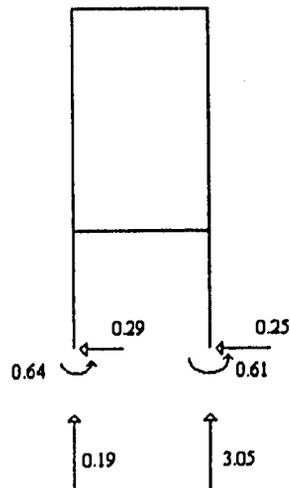
$$A_{\text{vigas}} = 0.007613 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{columnas}} = I/y = 42727.78/15.24 = 2803.7$$

Realizando el análisis, los resultados son los que a continuación se presentan:



Las reacciones de este marco son:



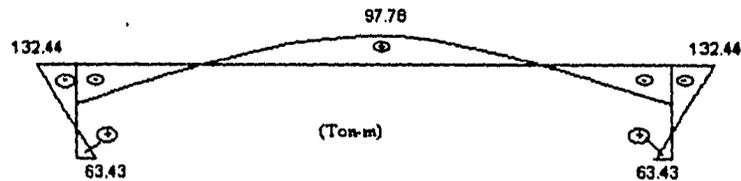
V.1.6 REVISION DE ESFUERZOS

V.1.6.1 EN SUPERESTRUCTURA

De los análisis anteriores, el caso I, es el más desfavorable y tiene los siguientes parámetros.

Momento máximo negativo = 132.44 Ton-m

Momento máximo positivo = 97.78 Ton-m



El esfuerzo admisible a flexión de acuerdo a las normas AASHTO es de:

$$F_a = 0.55 F_y = (.55)(2531) = 1392 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo a las normas del manual IMCA es de:

$$F_a = 0.6 F_y = (.6)(2531) = 1518.6 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo actuante en el extremo de la viga es de:

$$\sigma_{act} = \frac{M}{S} = \frac{13244000}{14596.15} = 907 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo actuante en el centro del claro

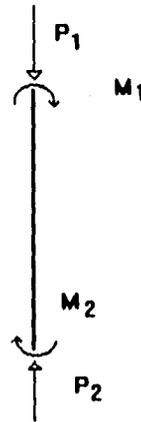
$$\sigma_{act} = \frac{M}{S} = \frac{9778000}{6600.51} = 1481.4$$

En los dos casos, los esfuerzos no rebasan al permisible, por lo tanto, la sección propuesta es aceptable.

V.1.6.2 EN SUBESTRUCTURA

M_1 = Momento en sección superior = 132.44 Ton-m

M_2 = Momento en sección inferior = 63.43 Ton-m



Calculando el peso propio de la columna:

$$P_p = (0.0474)(6.3)(7850) = 2350 \text{ kg}$$

$$P_1 = \text{Reacción por peso de la superestructura} = 23910 \text{ kg}$$

$$P_2 = P_1 + P_p = 23910 + 2350 = 26250 \text{ Ton}$$

El esfuerzo en sección superior

$$\sigma_{act} = \frac{M}{S} = \frac{13244000}{14596.15} = 907 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en sección inferior:

En este caso se utilizará un módulo de sección promedio producto del módulo de sección media y el módulo de la sección inferior.

$$\sigma_{act} = \frac{M}{S} = \frac{6343000}{5203} = 1219 \text{ kg/cm}^2$$

A compresión, la columna tiene los siguientes parámetros

Sección superior

$$A = 637.04 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 33.84 \text{ cm}$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{(1)(630)}{33.84} = 18.62$$

Sección inferior

$$A = 311.92 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 13.59 \text{ cm}$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{(1)(630)}{13.39} = 47.05$$

$$Cc = 126.1$$

En los dos casos $Cc > kl/r$

El esfuerzo admisible es de:

$$F_a = \frac{F_y}{FS} \left[1 - \frac{(kl/r)^2 F_y}{4\pi^2 E} \right] = \frac{2531}{2.12} \left[1 - \frac{(563.83)^2 (2531)}{4\pi^2 (2039400)} \right] = 1180.9 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en sección superior

$$\sigma = \frac{P_1}{A} = \frac{23910}{637.04} = 37.53 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en sección inferior:

$$\sigma = \frac{P_2}{A} = \frac{26250}{311.92} = 84.16 \text{ kg/cm}^2$$

σ actuantes $\ll \sigma$ permisible

Revisión de esfuerzos en sentido transversal

A flexión:

$$\sigma_{act} = \frac{M}{S} = \frac{64000}{2803.7} = 22.8 \text{ kg/cm}^2 < 1392 \text{ kg/cm}^2$$

A compresión

El peso propio de la columna es de = 2.35 Ton

Peso total = 2.35 + 3.05 = 5.40 Ton

$$\sigma_{act} = \frac{P}{A} = \frac{2540}{311.92} = 17.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$kl/r = (1)(630)/11.7 = 53.83 < Cc$$

$$F_a = \frac{F_y}{FS} \left[1 - \frac{(kl/r)^2 F_y}{4\pi^2 E} \right] = \frac{2531}{2.12} \left[1 - \frac{(53.83)^2 (2531)}{4\pi^2 (2039400)} \right] = 1085.1 \text{ kg/cm}^2$$

$F_a > F_{actuante}$

Revisión de esfuerzos en dos sentidos

La forma básica del criterio de diseño es una ecuación lineal de interacción:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_b} + \frac{f_{cy}}{F_c} \leq 1.0$$

donde:

F_a= Es el esfuerzo permisible para carga axial.

F_b= Es el esfuerzo permisible para flexión en sentido longitudinal.

F_c= Es el esfuerzo permisible para flexión en sentido transversal.

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x}$$

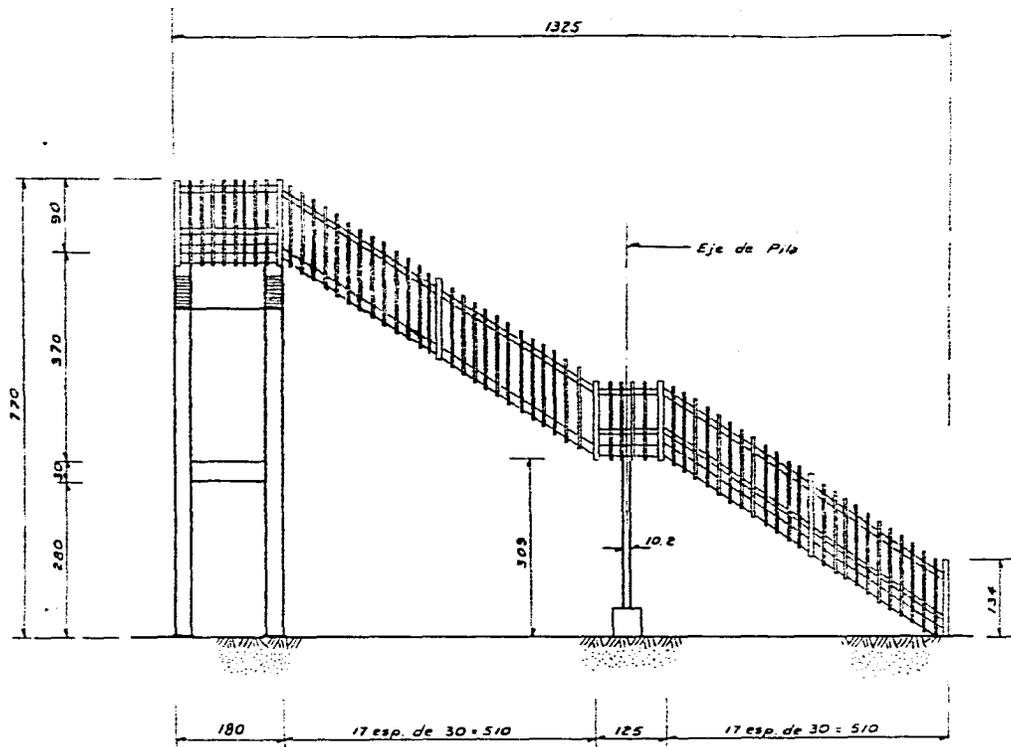
$$f_{cy} = \frac{M_y}{S_y}$$

Sustituyendo:

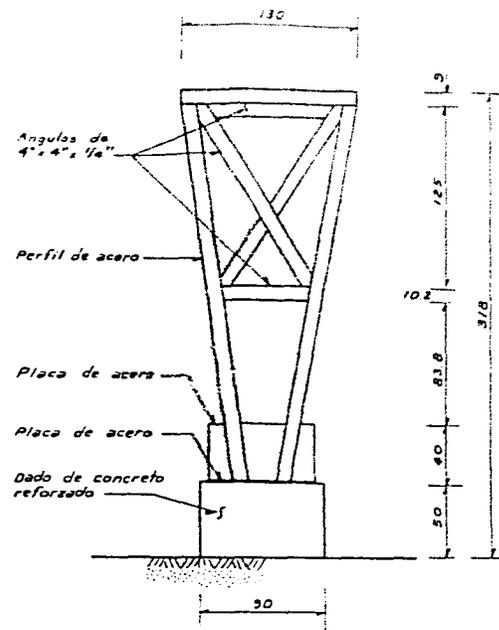
$$\frac{84.16}{1180.9} + \frac{1219}{1392} + \frac{22.8}{1392} = 0.07127 + 0.87572 + 0.01638$$

$$0.96337 \leq 1$$

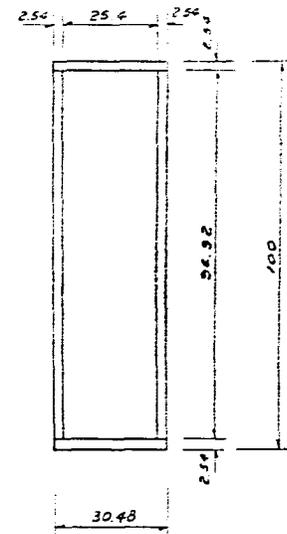
Se aceptan los esfuerzos.



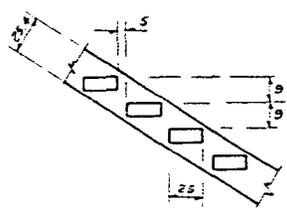
ELEVACION



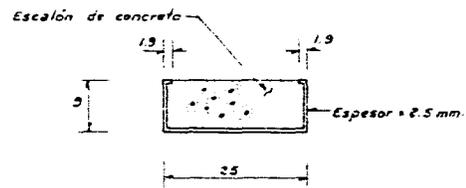
PILA



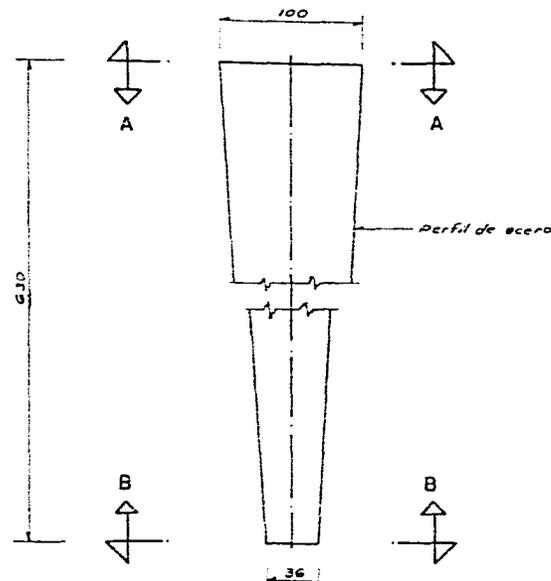
CORTE A-A



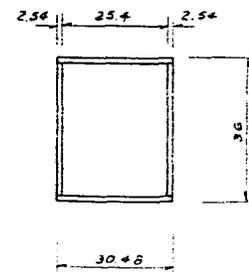
ESCALERA



DETALLE DE ESCALON



VISTA



CORTE B-B

NOTAS:

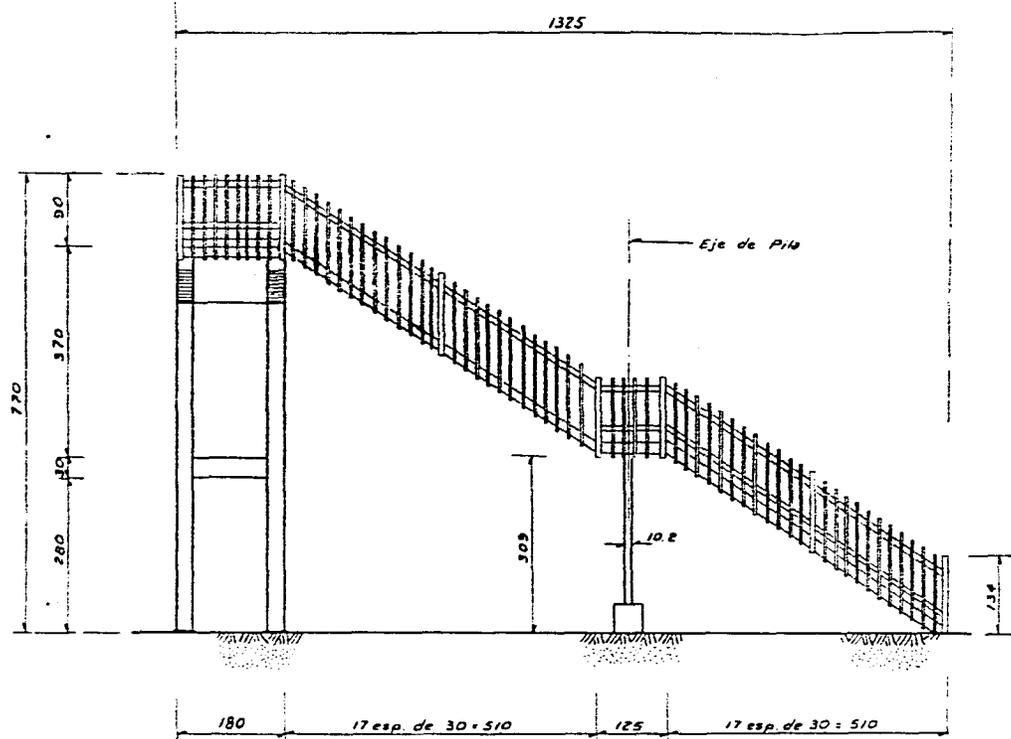
Dimensiones.

Acotaciones en centímetros, excepto donde se indique otra unidad.

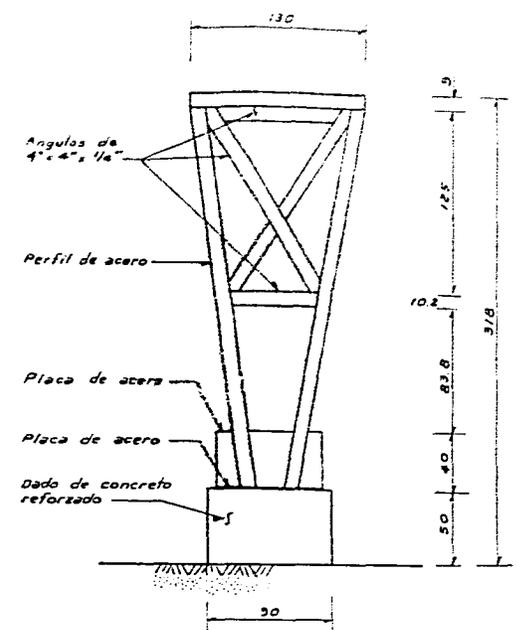
Material.

Acero estructural A-36.

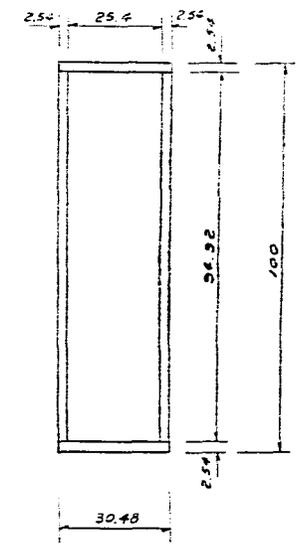
<p>U. N. A. M. ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON</p>
<p>PASO PEATONAL ESCALERAS Y COLUMNAS</p>
<p>TESIS PROFESIONAL JUAN RODRIGUEZ MEJIA JAVIER PILON MEJIA</p>
<p>MEXICO, D. F. 1995 PLANO N° V.1.2</p>



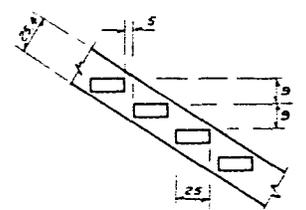
ELEVACION



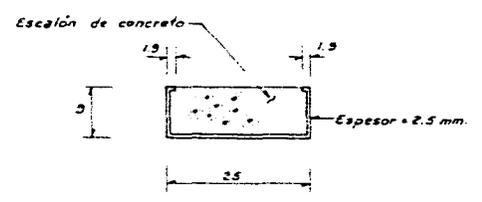
PILA



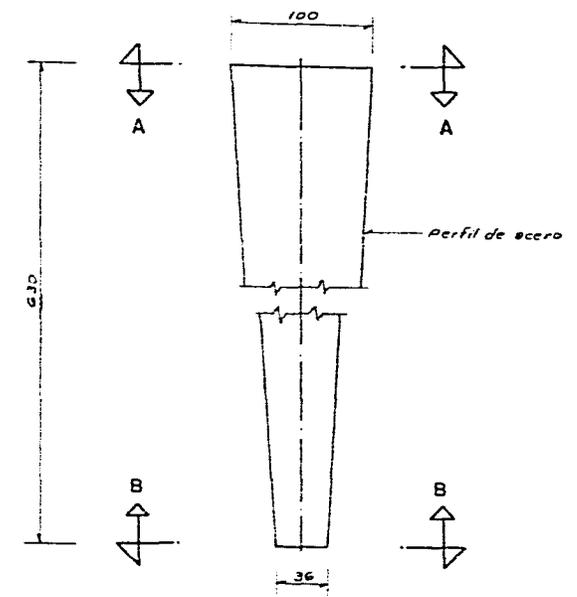
CORTE A-A



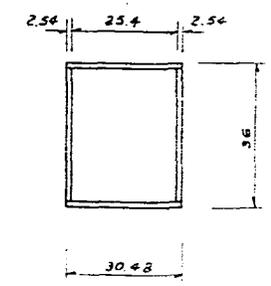
ESCALERA



DETALLE DE ESCALON



VISTA



CORTE B-B

NOTAS:

- Dimensiones.
- Acotaciones en centímetros, excepto donde se indique otra unidad.
- Material.
- Acero estructural A-35.

<p>U. N. A. M. ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON</p>
<p>PASO PEATONAL ESCALERAS Y COLUMNAS</p>
<p>TESIS PROFESIONAL JUAN RODRIGUEZ MEJIA JAVIER PILON MEJIA</p>
<p>MEXICO, D. F. 1995 PLANO N° V. 1.2</p>

V.2 ARMADURA

V.2.1 CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES GEOMETRICAS

Tipo de estructura: Armadura Pratt

Localización: Av. 608, entre Bosque de San Juan de aragón y Col. San Juan de Aragón.

Longitud total del puente: 40.50 m

Longitud del claro: 36.50 m

Material de construcción: Acero A-36

Esta estructura consta de un sólo claro, formada de varios perfiles de distinto calibre, que se describen adelante.

El panorama de este puente se presenta en la siguiente fotografía.

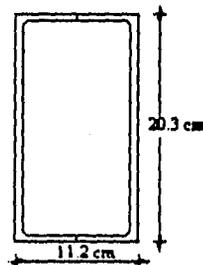


A continuación se esquematizan las dimensiones de los perfiles, con los que está estructurada la armadura. Se trata de perfiles laminados de acero A-36

Cuerda Inferior. Formada por dos perfiles CE de 203 x 27.9 (mm x kg/m)

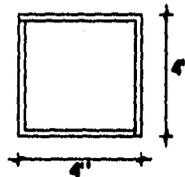
Cuerda Superior. Formada por dos perfiles CE de 203 x 27.9 (mm x kg/m)

Montantes Externas. Formadas por dos perfiles CE de 203 x 27.9 (mm x kg/m)



Montantes Internas. Formadas por 2 ángulos LI de 4" x 4" x 3/8"

Diagonales. Formadas por 2 ángulos LI de 4" x 4" x 3/8"



V.2.2 CONSIDERACIONES DE REVISION DE LA ESTRUCTURA

A continuación se tomará el siguiente criterio de análisis de la armadura.

Para los nudos inferiores se aplicará una carga concentrada de $\frac{2P}{3}$ y para los nudos

superiores se aplicará una carga de $\frac{P}{3}$, así:

$$\frac{2P}{3} = 1487 \text{ kg}$$

$$\frac{P}{3} = 743 \text{ kg}$$

El análisis se hará solo para el grupo I de cargas (carga muerta + carga viva), por ser el mas desfavorable. La solución de la armadura se hizo por el método de proyecciones, o bien, se puede resolver por cualquier método convencional conocido.

El análisis solo muestra los resultados finales de los esfuerzos axiales en cada elemento y no muestra el procedimiento matemático que se siguió.

V.2.3 ANALISIS POR CARGA VIVA Y CARGA MUERTA

Análisis de carga muerta

El análisis de carga muerta se determinó calculando el peso de cada uno de los elementos que forman a la estructura. El peso de éstos se obtuvieron del manual IMCA, (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero).

Obteniendo los pesos por metro lineal de los perfiles laminados, de las tablas contenidas en ese manual, los resultados son:

Para los perfiles que forman a las Montantes internas:

$$\text{Peso de los ángulos} = (14.6 \text{ kg/m})(2) = 29.2 \text{ kg/m}$$

Para los perfiles que forman a las Diagonales:

$$\text{Peso de diagonal} = (3.4\text{m})(29.2 \text{ kg/m}) = 99.3 \text{ kg/pza.}$$

Para los perfiles que constituyen a la Cuerda superior, Cuerda inferior y Montantes extremas:

$$\text{Peso de cuerda o montante} = (27.90 \text{ kg/m})(2) = 55.8 \text{ kg/m}$$

$$\text{Wcuerda ó Wmontante extrema} = (2.44\text{m})(34.22 \text{ kg/m}) = 83.5 \text{ kg/pza.}$$

Calculando el peso total de la armadura, se tiene que:

$$\begin{aligned} W \text{ total Montantes} &= (2.3 \text{ m} \times 29.2 \text{ kg/m})(13 \text{ pzas})= 874 \text{ kg} \\ W \text{ total Diagonales} &= (3.4 \text{ m} \times 29.2 \text{ kg/m})(14 \text{ pzas})= 1390.2 \text{ kg} \\ W \text{ total Cuerda Superior} &= (55.8 \text{ kg/m})(36.5 \text{ m}) = 2037 \text{ kg} \\ W \text{ total Cuerda Inferior} &= (55.8 \text{ kg/m})(36.5 \text{ m}) = 2037 \text{ kg} \\ W \text{ total Mont. Extrema} &= (55.8 \text{ kg/m})(2.3 \text{ m})(2) = \underline{257 \text{ kg}} \\ \text{Total} &= 6595 \text{ kg/armadura} \end{aligned}$$

$$W \text{ total del puente} = (6595 \text{ kg/armadura})(2 \text{ armaduras}) = 13190 \text{ kg}$$

Calculando el peso de la malla ciclónica:

$$\text{Area de malla} = (1.9\text{m})(36.5\text{m}) = 69.4 \text{ m}^2$$

$$w_{\text{malla/m}^2} = 1 \text{ kg/m}^2$$

$$W = (69.4)(1) = (69.4 \text{ Kg/armadura})(2 \text{ armaduras}) = 138.8 \text{ kg}$$

Peso de concreto:

$$W = (\text{Vol})(\text{PV}) = (0.1 \text{ m})(2\text{m})(36.5\text{m})(2400 \text{ kg/m}^3) = 17520 \text{ kg}$$

Peso de losacero:

$$W_{\text{losacero}} = 9.3 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{losacero}} = (2 \text{ m})(36.5\text{m})(9.3 \text{ kg/m}^2) = 679 \text{ kg}$$

Peso de ángulo para apoyo de la losacero:

$$\text{Angulo de } 2'' \times 2'' \times 1/4''$$

$$\text{Peso} = 4 \text{ kg /m}$$

$$W = 4 \text{ kg /m} (36.5 \text{ m} \times 2 + 2\text{m} \times 2) = 308 \text{ kg}$$

Peso de ángulo transversal para rigidizar:

$$\text{Peso} = 4 \text{ kg/m}$$

$$w = (4 \text{ kg/m})(1.9\text{m}) = 7.6 \text{ kg/pza}$$

$$w_T = (16 \text{ pzas})(7.6 \text{ kg/pza}) = 121.6 \text{ kg/jgo} \times 2 \text{ jgos.} = 244 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total del puente}} = 13190 + 308 + 244 + 139 + 17520 + 679 = 32080 \text{ kg}$$

Entonces se tiene que la carga muerta es de : 32080 kg

Peso por Nudo

$$w = 32080 \text{ kg} / 36.5 \text{ m} = 879 \text{ kg/m}$$

$$w/\text{nudo} (783 \text{ kg/m})(2.607\text{m}) = 2292 \text{ kg/nudo de armadura}$$

$$w/\text{nudo} = 2292/2 \text{ armaduras} = 1146 \text{ kg/nudo}$$

$$\text{Entonces: } C.M. = 1146 \text{ kg / nudo}$$

Analisis de carga viva

El análisis de carga viva se hará en base a lo que especifican las normas AASHTO (1984), las cuales especifican que para puentes peatonales la carga viva será de 415 kg/m².

Realizando operaciones de la carga viva se llega al resultado siguiente:

$$C.V. = (415 \text{ kg/m}^2)(2\text{m de ancho de calz.}) = 830 \text{ kg/m}$$

$$C.V. = (830 \text{ kg/m})(2.6\text{m de long. tributaria por nudo}) = 2164 \text{ kg/2 nudos}$$

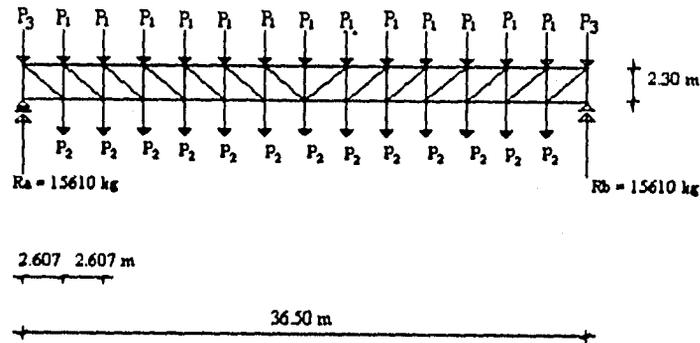
$$\text{Entonces: } C.V. = 1082 \text{ kg / nudo}$$

$$\text{CARGA DE DISEÑO} = C.M. + C.V. = 1146 + 1082 = 2228 \text{ kg/ nudo}$$

Carga P de diseño:

$$P = 2230 \text{ kg}$$

El esquema de análisis es el siguiente, donde las cargas se concentran en los nudos. Se aprecian en éste, las reacciones que resultan de dividir las cargas totales de la armadura entre dos.

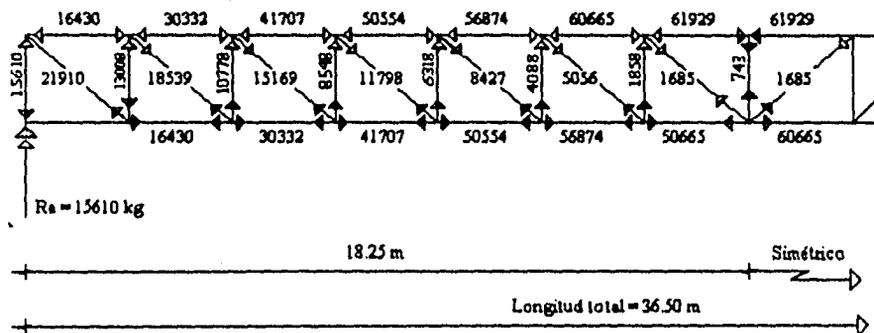


$$P_1 = 743 \text{ kg}$$

$$P_2 = 1487 \text{ kg}$$

$$P_3 = 1115 \text{ kg}$$

Haciendo el análisis los resultados de compresión y tensión sobre la barra son los que se ilustran en la figura siguiente:



Del anterior análisis de la estructura se puede observar que los parámetros máximos de compresión y tensión axial son los siguientes:

Compresión máxima en Cuerda Superior =	61,929 kg
Compresión máxima en Montante Extrema =	15,610 kg
Compresión Máxima en Montantes Internas =	13,008 kg
Tensión máxima en cuerda Inferior =	60,665 kg
Tensión Máxima en Diagonales =	21,910 kg

El factor de carga para el grupo I es de 1.3, por lo que, afectando las fuerzas axiales por el factor anterior, los valores de diseño de los elementos son:

Compresión máxima en Cuerda Superior =	80,508 kg
Compresión máxima en Montante extrema =	20,293 kg
Compresión Máxima en Montantes Internas =	16,910 kg
Tensión máxima en cuerda Inferior =	78,865 kg
Tensión Máxima en diagonales =	28,483 kg

V.2.4 ANALISIS DE LA ESCALERA

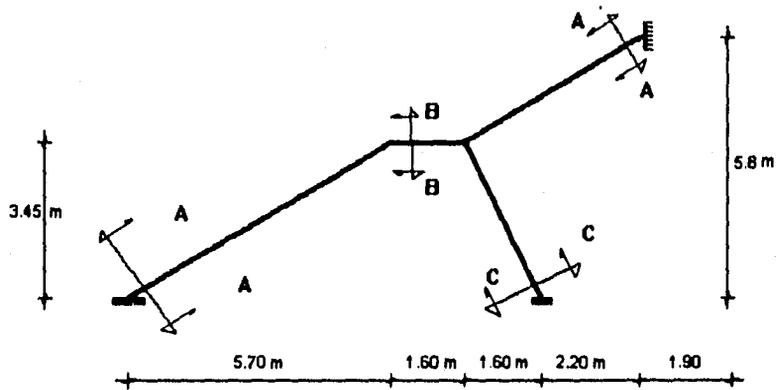
El análisis de la escalera se realizará con el propósito de verificar que los esfuerzos provocados por las cargas actuantes sobre la estructura, no sobrepasen a los permisibles, tanto por carga muerta mas carga viva, asícomo por carga accidental (sismo).

La escalera esta compuesta con una sección transversal variable, por lo cual el momento de inercia varia en cada punto, será necesario que se tome un promedio del momento inercia, a modo de idealizar un marco como si fuera de sección constante, con el que se pueda trabajar sencillamente.

La foto muestra el panorama de la escalera

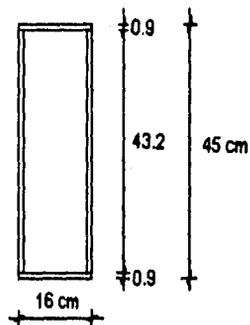


El esquema de análisis es el siguiente:



La escalera tiene las siguientes secciones:

Sección mayor (B). Localizada en el descanso de la escalera, tiene la geometría y propiedades siguientes:



Las propiedades son:

FIGURA	AREA (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	I _x (cm ⁴)	d (cm)	d ² (cm ²)	Ad ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
1	14.4	44.55	641.52	0.972	22.05	486.20	7001.28	3825029.0
2	38.88	22.5	873	6046.62	0	0	0	6046.6
3	38.88	22.5	873	6046.62	0	0	0	6046.6
4	14.4	0.45	6.48	93.31	22.05	486.20	7001.28	3825029.0
	Σ= 106.56		Σ=2394					Σ=26097.7

$$y = 2394 / 106.56 = 22.5 \text{ cm}$$

$$I_o = 26097.74 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 26097.74 / 22.5 = 1159.90 \text{ cm}^3$$

$$E = 2039490 \text{ kg/cm}^2$$

Otra sección (A), tiene las siguientes características y propiedades geométricas:

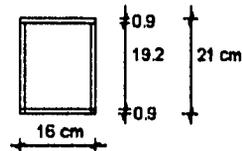


FIGURA	AREA (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	I _x (cm ⁴)	d (cm)	d ² (cm ²)	Ad ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
1	14.4	20.55	295.92	0.972	10.05	101.00	1454.4	1455.4
2	17.28	10.50	181.44	530.84	0	0	0	530.8
3	17.28	10.50	181.94	530.84	0	0	0	530.8
4	14.4	0.45	6.48	93.31	10.05	101.00	1454.4	1455.4
	Σ= 63.36		Σ= 666.28					Σ=3972.5

$$A = 63.36 \text{ cm}^2$$

$$y = 666.28 / 63.36 = 10.50$$

$$I = 3972.5 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 3972.5 / 10.5 = 378.3 \text{ cm}^3$$

Otra sección de la escalera (C), es la que se presenta a continuación, así como sus características y propiedades geométricas:

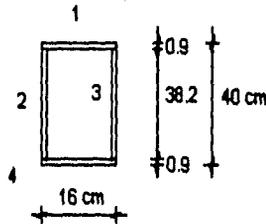


FIGURA	AREA (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	Ix (cm ⁴)	d (cm)	d ² (cm ²)	Ad ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
1	14.4	39.55	569.52	0.972	19.55	382.20	5503.68	5504.6
2	34.38	20	687.60	4180.72	0	0	0	4180.7
3	34.38	20	687.60	4180.72	0	0	0	4180.7
4	14.4	0.45	6.48	0.972	19.55	382.20	5503.68	5504.6
	$\Sigma=97.56$		$\Sigma=1951.2$					$\Sigma=19370.8$

$$A = 97.56 \text{ cm}^2$$

$$y = 1951.2 / 97.56 = 20.00 \text{ cm}$$

$$I = 19370.82 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 19370.82 / 20 = 968.54 \text{ cm}^3$$

Calculando las cargas que actúan sobre la escalera, se obtienen las siguientes:

$$\omega_1 = 0.579 \text{ Ton/m}$$

$$\omega_2 = 0.665 \text{ Ton/m}$$

$$\omega_3 = 0.230 \text{ Ton/m}$$

Las propiedades de cada sección serán:

$$I_1 = 15034.19 \text{ cm}^4$$

$$A_1 = 84.96 \text{ cm}^2$$

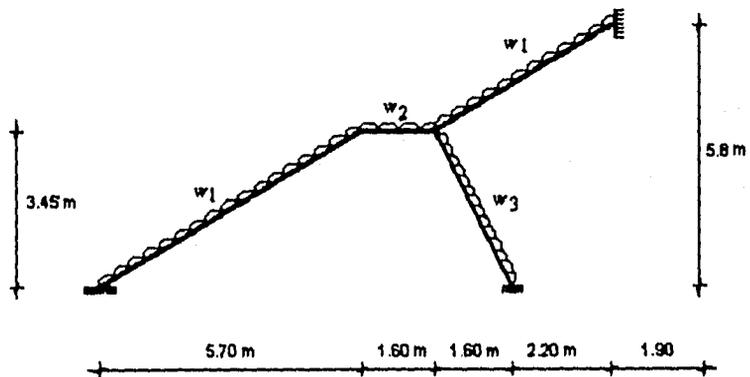
$$I_2 = 26095.87 \text{ cm}^4$$

$$A_2 = 106.56 \text{ cm}^2$$

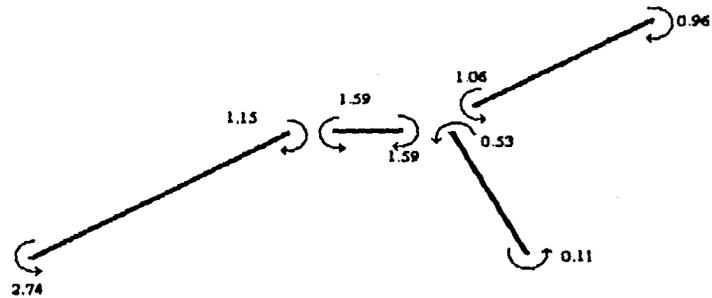
$$I_3 = 11671.66 \text{ cm}^4$$

$$A_3 = 84.96 \text{ cm}^2$$

El marco se analizará por medio de la computadora y su esquema es el siguiente:



Los resultados de este análisis da los siguientes elementos mecánicos.



V.2.5 REVISION DE ESFUERZOS

V.2.5.1 REVISION DE ESFUERZOS EN ARMADURA

1.- Para Cuerda Superior

Datos:

$$P = 80508 \text{ kg}$$

$$A = (35.42 \text{ cm}^2)(2) = 70.84 \text{ cm}^2$$

$$I = (1818.9 \text{ cm}^4)(2) = 3637.8 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{3637.8}{70.84}} = 7.17 \text{ cm}$$

Calculando

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 (2.039 \times 10^6)}{2531}} = 126.10$$

Calculando

$$\frac{kl}{r} = \frac{(1)(260.7)}{7.17} = 36.36 < C_c$$

Calculando el esfuerzo de compresión que actúa sobre el elemento:

$$\sigma_{act} = \frac{P}{A} = 80508 \text{ kg} / 70.84 \text{ cm}^2 = 1136.5 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo admisible de acuerdo a la fórmula comúnmente empleada es de :

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(kl/r)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3(kl/r)}{8C_c} - \frac{(kl/r)^3}{8C_c^3}\right]} = \frac{\left[1 - \frac{(36.36)^2}{2(126.1)^2}\right] 2531}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3(36.36)}{8(126.1)} - \frac{(36.36)^3}{8(126.1)^3}\right]} = 1369.11 \text{ kg/cm}^2$$

Las normas AASHTO especifican un esfuerzo admisible de :

$$F_b = \frac{F_y}{F.S.} \left[1 - \frac{(kl/r)^2 F_y}{4\pi^2 E} \right] = \frac{2531}{2.12} \left[1 - \frac{(36.36)^2 2531}{4\pi^2 (2039400)} \right] = 1144.3 \text{ kg/cm}^2$$

donde:

$$F.S. = 2.12$$

$$\sigma_{adm} = 1345 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{act} = 1136.5 \text{ kg/cm}^2$$

2.- Para la revisión de las montantes externas se tiene los siguientes datos:

$$P = 20293 \text{ kg}$$

$$A = 70.84 \text{ cm}^2$$

$$I = 3637.8 \text{ cm}^4$$

$$r = 7.17 \text{ cm}$$

$$C_c = 126.10$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{(1)(250)}{7.17} = 34.87$$

El esfuerzo admisible de acuerdo a la fórmula comúnmente empleada es de :

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(kl/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3(kl/r)}{8C_c} - \frac{(kl/r)^3}{8C_c^3} \right]} = \frac{\left[1 - \frac{(34.87)^2}{2(126.1)^2} \right] 2531}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3(34.87)}{8(126.1)} - \frac{(34.87)^3}{8(126.1)^3} \right]} = 1369.11 \text{ kg/cm}^2$$

Las normas AASHTO especifican un esfuerzo admisible de :

$$F_b = \frac{F_y}{F.S.} \left[1 - \frac{(kl/r)^2 F_y}{4\pi^2 E} \right] = \frac{2531}{2.12} \left[1 - \frac{(34.87)^2 2531}{4\pi^2 (2039400)} \right] = 1148 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{act} = \frac{P}{A} = \frac{20293}{70.84} = 286 \text{ kg/cm}^2 \ll F_a \text{ y } F_b$$

3.- Revisión de Montantes internas:

Datos

$$P = 16910 \text{ kg}$$

$$A = 36.9 \text{ cm}^2$$

$$I = 364.67 \text{ cm}^4$$

$$r = 3.29 \text{ cm}$$

$$C_c = 126.10$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{(1)(230)}{3.29} = 69.9 < C_c$$

$$\sigma_{act} = \frac{P}{A} = \frac{16910}{36.9} = 458 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{actuante} < F_a$$

El esfuerzo admisible de acuerdo a la fórmula comúnmente empleada es de :

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(kl/r)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3(kl/r)}{8C_c} - \frac{(kl/r)^2}{8C_c^3}\right]} = \frac{\left[1 - \frac{(69.9)^2}{2(126.1)^2}\right] 2531}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3(69.9)}{8(126.1)} - \frac{(69.9)^2}{8(126.1)^3}\right]} = 1156 \text{ kg/cm}^2$$

Las normas AASHTO especifican un esfuerzo admisible de :

$$F_b = \frac{F_y}{F.S.} \left[1 - \frac{(kl/r)^2 F_y}{4\pi^2 E}\right] = \frac{2531}{2.12} \left[1 - \frac{(69.9)^2 2531}{4\pi^2 (2039400)}\right] = 1010.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{actuante} < F_a$$

4.- Revisión de la cuerda inferior

Datos:

$$P = 78865 \text{ kg}$$

$$A_{\text{real}} = 70.84 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a normas AASHTO, el esfuerzo admisible a tensión es de:

$$\sigma_{\text{adm}} = 0.55F_y = 0.55(2531) = 1392.1 \text{ kg / cm}^2$$

Area requerida para este esfuerzo

$$A_{\text{req}} = \frac{P}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{78865}{1392.1} = 56.66 \text{ cm}^2 < A_{\text{real}}$$

$$56.66 \text{ cm}^2 < 70.84 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\text{actuante}} = \frac{78865}{70.84} = 1113 \text{ kg / cm}^2 < 1392 \text{ kg / cm}^2$$

Se acepta este perfil

5.- Revisión de Diagonales

$$P = 28483 \text{ kg}$$

$$A_{\text{real}} = 36.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{req}} = \frac{28483}{1392.1} = 20.46 \text{ cm}^2 < A_{\text{real}}$$

$$\sigma_{\text{actuante}} = \frac{28483}{36.9} = 771.9 \text{ kg / cm}^2$$

Se acepta este perfil

CONCLUSION: Los perfiles que constituyen a la armadura satisfacen los esfuerzos producidos por las cargas. La siguiente tabla representa el resumen de este análisis:

ELEMENTO	TIPO DE PERFIL	ESFUERZO AXIAL MAXIMO ACTUANTE (kg / cm ²)	ESFUERZO ADMISIBLE
Cuerda Superior	2 CE de 203 X 27.90	1137	1345
Cuerda Inferior	2 CE de 203 x 27.90	1113	1392
Diagonal	2 LI 4" x 4" x 3/8"	772	1392
Montantes	2 LI 4" x 4" x 3/8"	458	1163

V.2.5.2 REVISION DE ESFUERZOS EN ESCALERA

Los momentos mayores a flexión son:

$$M_1=2.74 \text{ Ton.-m.} \quad M_2=1.58 \text{ Ton.-m.} \quad M_3=0.11 \text{ Ton.-m.} \quad M_4=0.96 \text{ Ton.-m.}$$

$$\sigma = \frac{M}{S} = \frac{2.74 \times 10^5}{378.3} = 724.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{S} = \frac{1.58 \times 10^5}{1159.9} = 136.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{S} = \frac{0.11 \times 10^5}{378.3} = 29.08 \text{ kg/cm}^2$$

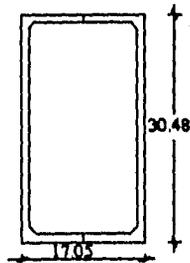
$$\sigma = \frac{M}{S} = \frac{0.96 \times 10^5}{253.8} = 253.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{S} = \frac{0.53 \times 10^5}{968.54} = 54.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{admisible}} = 0.55 f_y = (0.55)(2531) = 1392.05 \text{ kg/cm}^2$$

En todos los casos el $\sigma_{\text{adm}} > \sigma_{\text{actuados}}$, por lo tanto, la escalera si soporta los esfuerzos.

V.2.5.3 REVISION DE ESFUERZOS EN COLUMNA:



Sección de la columna

Datos:

$$A = (56.9)(2) = 113.8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = (6742.9)(2) = 13485.8 \text{ cm}^4$$

$$r = 10.89 \text{ cm}$$

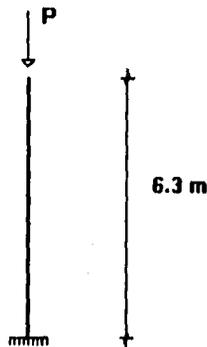
$$S_x = 442.4 \text{ cm}^3$$

$$I_y = (213.94)(2) = 427.88 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 1.94 \text{ cm.}$$

$$S_y = 33.76 \text{ cm}^3$$

La columna se idealiza de la siguiente forma:



El peso propio de la columna es:

$$P_p = (0.01138)(6.3)(7850) = 562.8 \text{ Kg.}$$

Así, el peso total que actúa sobre la columna es:

$$P_T = P_p + \text{Reacción de armadura.}$$

$$P_T = 562.8 \text{ kg} + 15610 \text{ kg} = 16172.8 \text{ kg}$$

El esfuerzo actuante a compresión de la columna:

$$\sigma_{act} = P/A = 16172.8/113.8 = 142.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Kl/r = (1)(650)/10.89 = 57.85 < C_c = 126.1$$

El esfuerzo permisible de acuerdo a las normas AASHTO:

$$F_b = \frac{F_y}{F.S.} \left[1 - \frac{(kl/r)^2 F_y}{4\pi^2 E} \right] = \frac{2531}{2.12} \left[1 - \frac{(57.85)^2 2531}{4\pi^2 (2039400)} \right] = 1068.26 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_{act} \ll \sigma_{perm}$, por lo tanto bien.

ANALISIS SISMICO TRANSVERSAL.

Para el análisis sísmico transversal se utilizarán los factores de los ejemplos anteriores; es decir:

$$Q = 2$$

$$C = 0.4$$

$$FS = C/Q = 0.4/2 = 0.2$$

Consideremos como una fuerza sísmica, la resultante de la expresión.

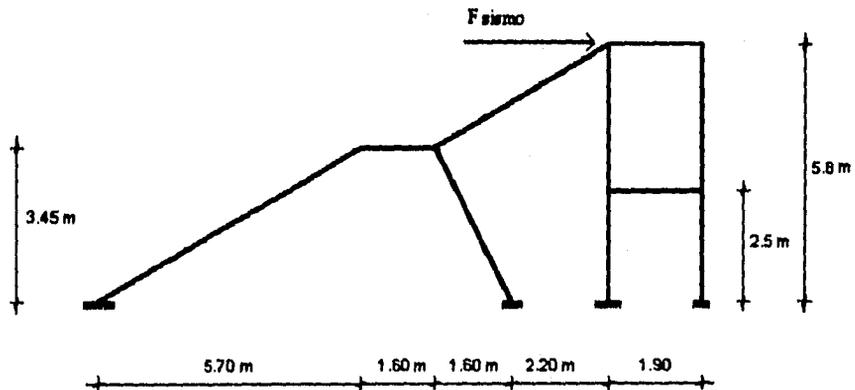
$$F_{sismo} = \frac{\omega_{sup\ estructura}}{2} + \frac{\omega_{escalera}}{2} = \frac{32080\text{kg}}{2} + \frac{30295}{2} = 31187.5\text{ kg}$$

Afectándola por el factor sísmico:

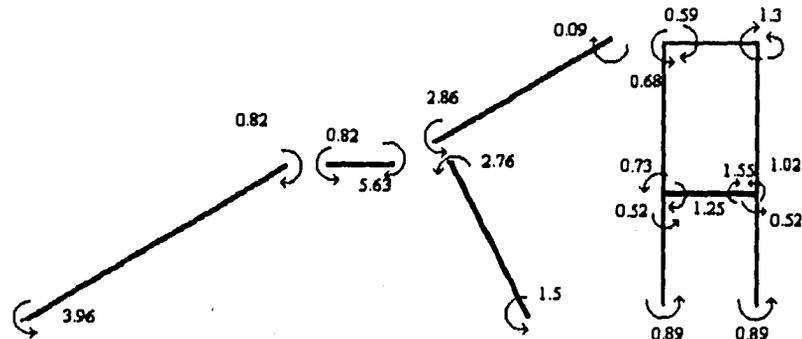
$$F_{sismo} = (0.2)(31187.5) = 6.237\text{ Kg}$$

$$F_{sismo} = 6.24\text{ Ton.}$$

El esquema de análisis es el siguiente:



Los resultados son:



El análisis sísmico es más desfavorable, en cuanto a los momentos en este caso, que el análisis de la escalera sola, así, revisando los parámetros:

En sección A:

$$\sigma = 396000/378.3 = 1046.8 \text{ Kg/cm}^2$$

En sección B:

$$\sigma = 563000/1159.4 = 485.4 \text{ Kg/cm}^2$$

En sección C:

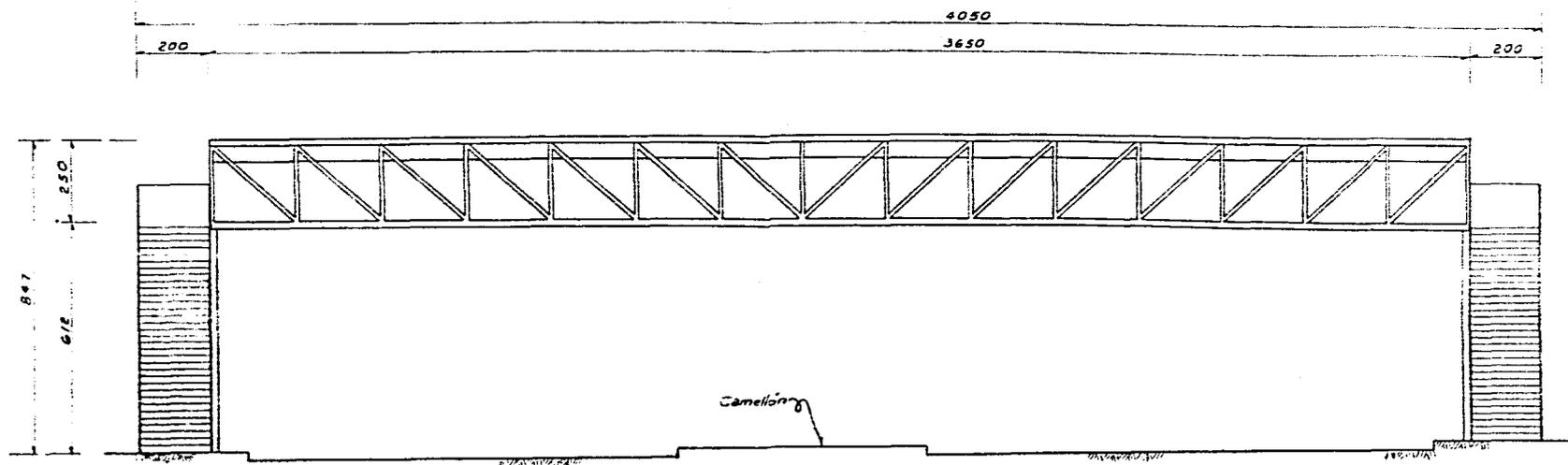
$$\sigma = 276000/968.5 = 285 \text{ Kg/cm}^2$$

Los esfuerzos son menores al permisible: $\sigma_{perm} = 1392.1 \text{ Kg/cm}^2$

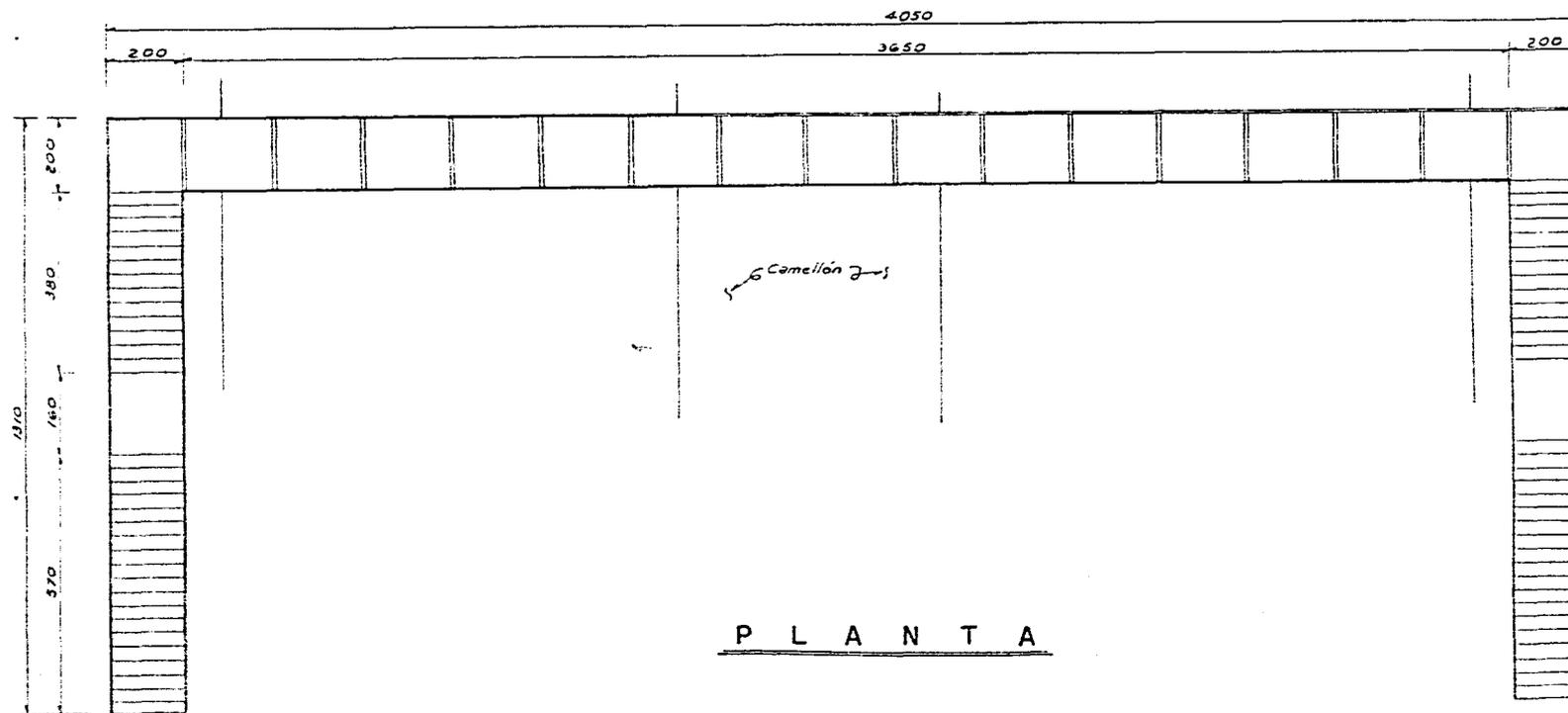
En el caso del cortante, los parámetros son de un valor más pequeño, por lo tanto, los esfuerzos provocados son soportados por la estructura, sin ningún problema.

CONCLUSION:

Se concluye que las secciones de la estructura soportan los esfuerzos provocados por las sollicitaciones de carga viva, carga muerta y sismo.



E L E V A C I O N



P L A N T A

NOTAS:

Acotaciones en centímetros, excepto donde se indique otra unidad.

Material:

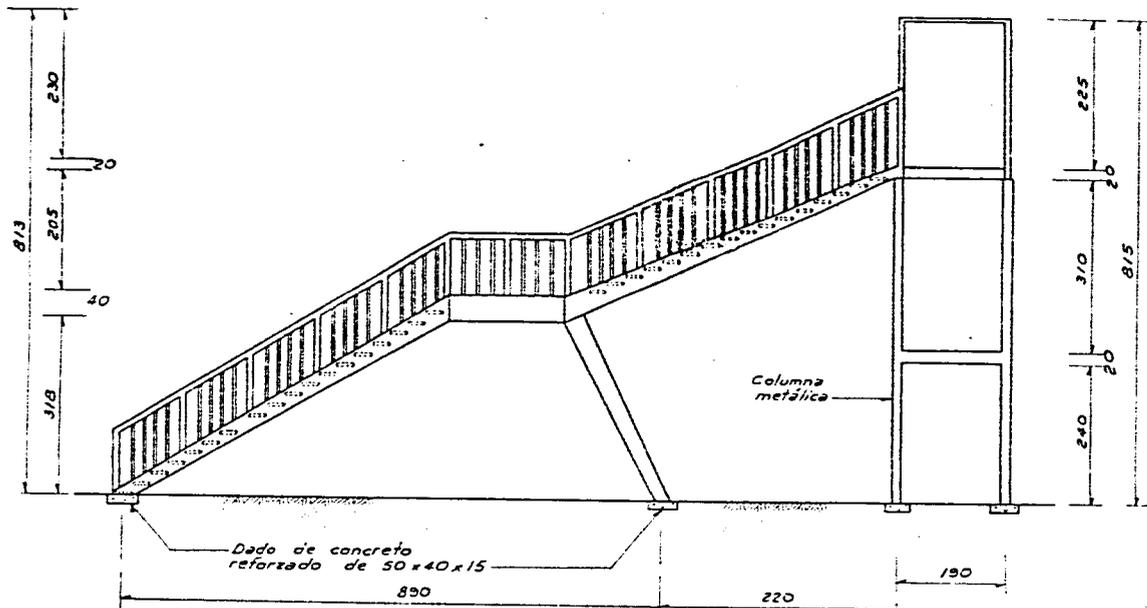
Acero estructural A-36

U. N. A. M.
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
 PROFESIONALES ARAGON

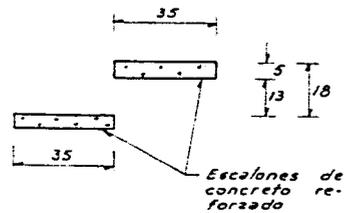
PASO PEATONAL
 PLANO GENERAL

TESIS PROFESIONAL
 JUAN RODRIGUEZ MEJIA
 JAVIER PILON MEJIA

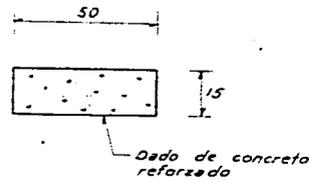
MEXICO D. F. 1995 PLANO N° V.2.1



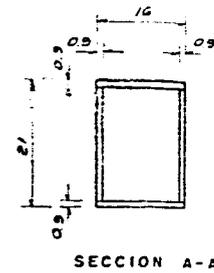
ELEVACION



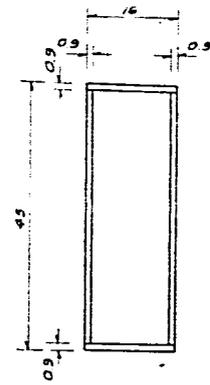
DETALLE DE ESCALONES



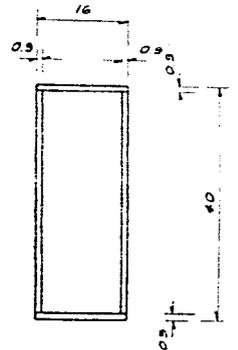
DETALLE DE DADOS



SECCION A-A

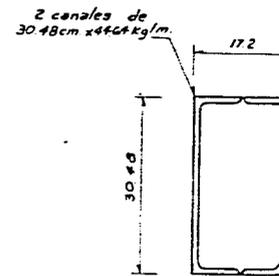


SECCION B-B

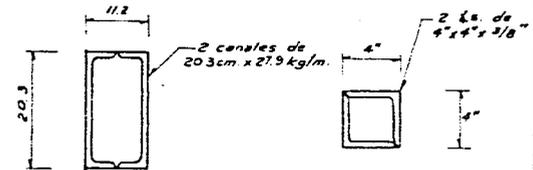


SECCION C-C

DETALLE DE ESCALERAS



SECCION DE COLUMNAS



SECCION DE CUERDAS SUPERIORES E INFERIORES

SECCION DE MONTANTES Y DIAGONALES

NOTAS:

Acotaciones

Acotaciones en centímetros, excepto donde se indique otra unidad

Material.

Acero estructural A-36

U. N. A. M.
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES ARAGON

PASO PEATONAL
ESCALERA Y DETALLES

TESIS PROFESIONAL
JUAN RODRIGUEZ MEJIA
JAVIER PILON MEJIA

MEXICO, D. F. 1995 PLANO N.º V.2.2

CAPITULO VI
CONCLUSIONES

CAPITULO VI
CONCLUSIONES

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

Los puntos de relevante importancia que se deben de tomar en cuenta, al proyectar pasos peatonales son los siguientes:

En primer lugar, para que un paso a desnivel resulte en verdad útil, tanto sus dimensiones como su ubicación deben ser resultado de un estudio detallado de ingeniería de tránsito que considere el mejoramiento de la seguridad de los peatones y la fluidez de los vehículos, incluyendo medidas restrictivas que obliguen a su utilización para que no se convierta en una estructura abandonada e improductiva, como muchas de las existentes en la ciudad, debido a que en los pasos en donde no se implementa alguna restricción (vallas), que imposibilite al peatón a cruzar a nivel, éste prefiere generalmente correr el riesgo de un accidente y no emplear la estructura.

Otro punto importante que no puede omitirse es la rigidez que se le dará a la estructura, esta propiedad quizá sea el aspecto más importante, ya que la seguridad que sentirá el peatón dependerá de las deformaciones y no de la resistencia. Cabe mencionar, que generalmente el usuario no sabe cuál es la resistencia de la estructura, pero que sentirá inseguridad si ésta presenta vibraciones incómodas, aún cuando su resistencia sea suficiente.

El tipo de estructura, se debe elegir de acuerdo al material de construcción, cuidando la estética, meditando sobre el procedimiento constructivo, el que quizá sea el factor más importante ya que determina el tiempo de ejecución de la obra y en consecuencia el aspecto más importante en cualquier obra de Ingeniería Civil, que es el costo. Se deben analizar diversas opciones de estructuras, para escoger la que más convenga. Además debe tomarse en cuenta que el tránsito de los vehículos muchas veces no se puede interrumpir, por lo que es necesario trabajar turnos de veinticuatro horas.

Otro punto que se debe considerar, es que no se pueden tomar proyectos existentes para construir otros, ya que aunque resulta fácil tomarlos como tipo, se pueden cometer errores graves si los aplican personas que desconocen la materia.

Aunado a lo anterior, se debe de dar gran importancia a la supervisión. En muchas ocasiones, los responsables de esta actividad consideran sencillas a estas estructuras y las menosprecian. Como consecuencia, se cometen errores en la cimentación, en las uniones

entre la subestructura y superestructura, en las escaleras , en la unión del barandal y las vigas de la superestructura; asimismo en los apoyos, a los que muchas de las veces no se les da el funcionamiento estructural requerido (apoyo libre, articulado o empotrado), originando que la estructura tenga un comportamiento diferente al de diseño.

Generalmente, el alumno no tiene ideas claras de los conceptos que se imparten en una clase del área de Estructuras, por lo que se propone que los profesores complementen las cátedras con visitas a puentes como los citados en este trabajo.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

Diseño de Estructuras de Acero
Bresler, Lin y Scalzi
Editorial LIMUSA
México, 1990

Manual de Estudios de Ingeniería de Tránsito
Paul C. Box y Joseph C. Oppenlander
Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A.
México, 1985

Diseño Estructural
Roberto Meli
Editorial LIMUSA
México, 1991

Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el D.F.
UNAM, 1977

Revista de Ingeniería
Revista de la Ingeniería Mexicana publicada por la Facultad de Ingeniería, UNAM.
Vol. XV, N° 2
Abril-Junio 1995

Mecánica de Suelos
Tomo II
Juárez Badillo y Rico Rodríguez
Editorial LIMUSA
México, 1991

Apuntes de Estructuras de Concreto
Ing. Claudio C. Merrifield Castro
ENEP Aragón
México, 1993

Apuntes de Ingeniería Sísmica
Ing. Amilcar Galindo Solorzano
ENEP Aragón
México, 1992

Manual de Construcción en Acero
Volumen I
Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C.
Editorial LIMUSA
México, 1990

Apuntes de Seminarios sobre Ingeniería de Tránsito
Ing. Eduardo Soria Liguez
Aguascalientes, Ags.
Octubre de 1988

Estructuras Isostáticas
Ignacio M. Lizárraga Gaudry
Editorial LIMUSA
México, 1990

Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros
Secretaría de Comunicaciones y Transportes
Dirección General de Servicios Técnicos
Traducción de las Especificaciones de las Normas AASHTO
México, D.F.
1984

Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado
Arthur H. Nilson
Editorial LIMUSA
México, 1982

Introducción a la Mecánica de Sólidos
Egor P. Popov
Editorial LIMUSA
México, 1992

Normas para Construcción e Instalaciones
Carreteras y Aeropistas
Estructuras y Obras de Drenaje
Secretaría de Comunicaciones y Transportes
México, 1984

Apuntes de Análisis Estructural I
Rodolfo López Ruelas
ENEP Aragón
México, 1990