

32
2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGON"

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA
BODEGA PARA GRANOS BASICOS EN EL DISTRITO
DE TEMPORAL TECNIFICADO 003
TESECHOACAN, VER.

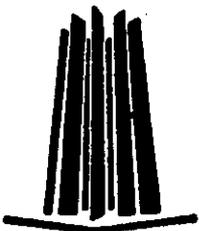
T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

JUAN MENDOZA PEREZ



SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEXICO JUNIO DE 1998

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

264243



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



COMISION NACIONAL
DEL AGUA



**EL PRESENTE TRABAJO SE IMPRIMIÓ CON EL APOYO DE
LA COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA**



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGÓN
DIRECCION

JUAN MENDOZA PÉREZ
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 13 de marzo del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. IGNACIO E. HERNÁNDEZ QUINTO pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado, "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA BODEGA PARA GRANOS BÁSICOS EN EL DISTRITO DE TEMPORAL TECNIFICADO 003 TESECHOACAN. VER.", 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 ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México., 19 de marzo de 1998
EL DIRECTOR

Lic. CARLOS EDUARDO LEVY VÁZQUEZ

c c p Jefe de la Unidad Académica.
c c p Jefatura del Area de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/IIa.

AGRADECIMIENTO

A mis padres:

Juan Mendoza Catarina (†)
Nemoria Pérez Pérez

A ellos dedico esta tesis con cariño y amor,
ya que con sus esfuerzos, sacrificios, comprensión
y apoyo total e incondicional, me impulsaron a lograr
una de mis anheladas metas.

A mis hermanos y sobrinos:

Lucino y su esposa Emma
Emma y mi cuñado Demétrio

Por su colaboración e impulso moral que
fue fundamental para lograr este objetivo,
y por el apoyo que me han brindado siempre.

A mi director de tesis:

Mi más sincero reconocimiento al
Ing. Ignacio E. Hernández Quinto,
por haber aceptado dirigir el presente trabajo
y por la ayuda que me proporcionó mediante
valiosos comentarios y sabios consejos, así como
por la buena disposición que siempre mostró.

A la Escuela Nacional de Estudios Profesionales "Aragón"
de la Universidad Nacional Autónoma de México,
por haberme dado la oportunidad de cursar una carrera profesional.

**ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA BODEGA PARA GRANOS BASICOS
EN EL DISTRITO DE TEMPORAL TECNIFICADO 003 TESECHOACAN, VER.**

INDICE

	Pág.
INTRODUCCION	1
ANTECEDENTES	3
I.- ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO	8
1.1.- Localización	8
1.2.- Aspectos físicos	8
1.3.- Demografía	12
1.4.- Servicios	12
1.5.- Tenencia de la tierra	13
1.6.- Infraestructura	14
1.7.- Capacidad de la bodega	17
II.- ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LA ESTRUCTURA AUTOSOPORTABLE	19
III.- ANALISIS ESTRUCTURAL	24
3.1.- Determinación de acciones	24
3.2.- Acciones permanentes	25
3.3.- Acciones variables	26
3.4.- Acciones accidentales	27

3.4.1.- Análisis por viento	27
3.4.2.- Análisis Sísmico	38
3.5.- Análisis de acciones	48
3.6.- Análisis del marco	52
IV.- DISEÑO ESTRUCTURAL	61
4.1.- Diseño de vigas por flexión	71
4.2.- Diseño de columnas	79
4.3.- Diseño de cimentación	89
CONCLUSIONES	103
BIBLIOGRAFIA	

INTRODUCCION

Debido a que nuestra extensión territorial permanece fija, mientras que la población aumenta, nuestro abastecimiento futuro de alimentos dependerá de la mayor producción de cada hectárea de terreno.

Por lo que las implicaciones que trae consigo el incremento de la población, se llega a la conclusión de elevar a corto plazo, la productividad agrícola actual, para asegurar a cada mexicano una alimentación suficiente y equilibrada, mejorar el nivel de vida y elevar el ingreso de la población rural, con el objeto de tratar de incorporar a los niveles que han alcanzado otros estratos de la población.

Considerando la prioridad de atender las necesidades de producción de alimentos, generación de empleos, bienestar social y conservación de recursos que existen en el país, se evaluó el potencial productivo en diversas zonas del trópico húmedo de la República Mexicana, con lo cual a partir del año de 1978 se puso en marcha el Programa de Desarrollo Rural Integral del Trópico Húmedo denominado (PRODERITH).

Este programa consideró la necesidad de crear y validar una estrategia de desarrollo para las regiones húmedas y subhúmedas del país, mediante un proceso de interacción constante para fortalecer la capacidad productiva de estas zonas y lograr la incorporación gradual y adecuada de las áreas que presentaban buen potencial agrícola y que estaban subutilizadas y en la que la precipitación pluvial supera los 1,700 mm/año, por lo que el exceso de agua es el principal impedimento para las actividades agropecuarias, el transporte de productos e insumos y tránsito de la población, además representa constantemente un peligro para la vida de la población, el ganado y los cultivos.

Dentro de este Programa de Desarrollo Rural Integral del Trópico Húmedo, el cual se llevó a cabo en dos etapas y que actualmente cuenta con 16 Distritos, se localiza el Distrito de Temporal Tecnificado 003 Tesechoacán, Ver., que comprende una superficie de 18,000 hectáreas y esta orientado básicamente a la agricultura y la ganadería. Tareas que resultan

difíciles de realizar por los excesos de agua que provocan inundaciones y complican las labores agrícolas, para lo cual se ha requerido construir obras de infraestructura como son: drenes, caminos, bordos de protección y encauzamiento de ríos y estructuras de cruce, que han venido a resolver estos problemas y como resultado de esto, se tiene ahora un mejor desarrollo en la agricultura, con mayores rendimientos en los cultivos; resultado que ha provocado una mayor comercialización, para lo cual se requiere ahora de bodegas de almacenamiento, para así poder buscar un mejoramiento sustancial en las formas de comercialización de los productos agrícolas.

Por lo que en la presente tesis se desarrollará el análisis y diseño estructural de una bodega a base de marcos rígidos y estructura autosoportable que servirá para el almacenamiento de granos básicos en dicho distrito.

DESCRIPCION DEL PROYECTO

En el Distrito de Temporal Tecnificado 003 Tesechoacán, Ver., se requiere construir una bodega para almacenar granos básicos, la cual se ubicará en un área rectangular de 25 mts. de ancho por 50 mts. de largo.

Por necesidades de operación se requiere que la bodega quede libre de obstáculos en sus 25 mts. de ancho, además de que sea de una sola planta con cubierta autosoportable a una altura de 3 mts.

Para satisfacer lo anterior se propone estructurar la bodega mediante marcos rígidos a base de columnas y vigas, las cuales estarán espaciadas a cada 5 mts. en ambos sentidos, la cubierta estará formada por estructura autosoportable y la cimentación será a base de zapata corrida con contratrabe de concreto reforzado.

Perimetralmente la bodega estará cubierta por muros de block de 0.15 x 0.20 x 0.40 mts. a una altura de 3 mts., los cuales no desempeñarán ninguna función estructural.

ANTECEDENTES

La extensión territorial de la República Mexicana es de aproximadamente 200 millones de ha. Según la regionalización de la extinta Comisión del Plan Nacional Hidráulico, el trópico húmedo se localiza en el Oriente y el Sureste de la República Mexicana, con una extensión territorial de 46 millones de hectáreas, ocupando el 23 % del Territorio Nacional.

La región húmeda está situada en la Zona Golfo y Sureste del país que se extiende por la vertiente del Golfo de México, desde el río Pánuco hasta la península de Yucatán. En la vertiente del Pacífico se ubica desde el río de la Arena en Oaxaca hasta la frontera con Guatemala. En esta zona se localizan las cuencas de los ríos Pánuco, Papaloapan, Coatzacoalcos, Grijalva, Usumacinta, Verde y Tehuantepec entre los más importantes.

En particular, las zonas del Golfo y Sureste del país representan las áreas correspondientes a las planicies ó llanuras costeras que tienen una configuración topográfica de pendientes suaves, las cuales ascienden a 7.5 millones de hectáreas según el Plan Nacional Hidráulico y que representan los mejores suelos, siendo estos de alto y mediano potencial agrícola susceptibles de aprovecharse.

Otro aspecto importante para el desarrollo de la región, lo representa la existencia de fuertes precipitaciones, que se presentan durante los meses de mayo a septiembre, lo que provoca grandes escurrimientos en la zona, formando también importantes cuerpos de agua, provocando que en esta región se concentren las dos terceras partes del agua disponible en el país y el 50% de los escurrimientos superficiales.

Por lo que entre las diversas acciones para atender las prioridades en materia de producción de alimentos, generación de empleos, conservación de recursos y bienestar social y en función a los resultados arrojados por la evaluación del potencial productivo del país, se formuló una estrategia de desarrollo rural integrado para el trópico húmedo mexicano, que ha sido instrumentada a través del Programa de Desarrollo Rural Integrado del Trópico Húmedo (PRODERITH), a partir de 1978.

Para dar una formación sólida a este programa, se tomaron en cuenta los señalamientos del Plan Nacional Hidráulico de 1975 y la experiencia institucional de la Secretaría de Recursos Hídricos (SRH) y de algunos programas de desarrollo tales como el Complejo Agroindustrial de la Chontalpa, de tal forma que se obtuvo una plataforma para las actividades de planeación e investigación agropecuaria.

Por lo que para la planeación inicial del programa y de acuerdo con las políticas de uso eficiente de los recursos de la federación, se analizaron aquellas áreas que tuvieran una rentabilidad y que permitieran recuperar la inversión con generación de excedentes de acuerdo con los parámetros nacionales establecidos, lo cual dio como resultado los siguientes subproyectos.

Acapetahua, Chis., Atoyac y Tesechoacán, Ver., Tizimín, Yuc., Zapotal, Tab. y Tantoán- Santa Clara, Tamps.

Todos estos subproyectos fueron atendidos con el objetivo de incrementar la producción y productividad agrícola, pecuaria y forestal en la región; mejorar las condiciones de vida de los habitantes rurales en las áreas atendidas y hacer un uso eficiente y racional de los recursos naturales.

En esta etapa se atendieron los 6 subproyectos con una cobertura de infraestructura en 54 mil hectáreas para beneficiar a 3,500 productores y un programa de asistencia técnica en 500 mil hectáreas, en las zonas de expansión inmediata a los subproyectos.

El programa consolidó un sistema de trabajo para impulsar de manera integral el proceso de desarrollo en las zonas tropicales, con una metodología específica para la planeación y construcción de zonas de drenaje, conservación de suelos y servicios técnicos de apoyo al desarrollo rural; se promovió la organización autogestionaria de los productores y de sus comunidades por medio de planes locales de desarrollo.

Las modalidades de desarrollo rural integral en el trópico instrumentadas en la primera etapa de su ejecución constituyeron una base sólida para la expansión de las acciones del sector

agropecuario en las áreas inicialmente atendidas y al mismo tiempo, una contribución práctica para el cumplimiento de las estrategias básicas del Plan Nacional de Desarrollo del Trópico Húmedo.

Con base en lo anterior y tomando en cuenta los resultados positivos de la primera fase del PRODERITH, así como la importancia económica y productiva de México particularmente para el desarrollo del sector agropecuario, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), a través del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), puso en marcha en 1986 la segunda fase del Programa de Desarrollo Rural Integral del Trópico Húmedo (PRODERITH II), con una cobertura de 1.2 millones de ha, para beneficiar directamente a 40 mil familias.

Este programa llamado PRODERITH II, originalmente comprendía los subproyectos Pujal Coy II en San Luis Potosí y Tamaulipas, Centro de Veracruz y Tesechoacán en el estado de Veracruz, Oriente de Yucatán y Zanapa Tonalá en Tabasco.

En el año de 1987 se incluyeron en el programa los subproyectos el Bejuco, Nay. e Isla Rodríguez Clara, Ver., en 1992 se iniciaron los trabajos del subproyecto la Sierra, Tab. y para el año de 1994, debido a la problemática social y económica del país, por acuerdo del Banco Mundial, ingresaron al PRODERITH II los subproyectos del Proyecto Agrícola de Chiapas; es decir Acapetahua, Margaritas-Comitán, Tapachula, Huixtla y Margaritas Pijijiapan, Chis.

Durante toda la implementación del programa este estuvo sujeto a diversas instancias gubernamentales, debido a cambios en las políticas de gobierno, principalmente a los cambios administrativos a nivel nacional.

A principios de 1989 se creó la Comisión Nacional del Agua (CNA), como órgano desconcentrado de la SARH y como única autoridad en la política hidráulica, en términos normativos, ejecutivos y de administración integral del recurso.

En 1991 se entregó a la CNA por el IMTA, el seguimiento y evaluación del PRODERITH II y en 1995 la CNA, pasó a formar parte de la Secretaría del Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca (SEMARNAP).

En el programa se le da una importancia relevante a los problemas de control y dominio del agua, así como el apoyo al cambio tecnológico y la conservación de suelos. Para ello se planteó el desarrollo de infraestructura básica como son caminos, drenes, bodegas, silos y talleres de reparación de equipo, servicios técnicos de apoyo al desarrollo rural integral, incluyendo los diversos medios de comunicación, apoyo a la capacidad de almacenamiento de insumos y cosechas, que en su conjunto permitan el mejoramiento de las condiciones de vida de los productores y sus familias.

Dentro de este Programa de Desarrollo Rural Integrado del Trópico Húmedo se encuentra el Distrito de Temporal Tecnificado 003 Tesechoacán, Ver., que se implementó durante la primera etapa en un sitio piloto de 4,400 ha, localizadas entre los ríos Tesechoacán y Obispo y del que se planteó inmediatamente su ampliación a 18,000 ha para ser incorporadas al PRODERITH II.

Con el proyecto se pretende demostrar una metodología aplicable a las condiciones de la Cuenca baja del río Papaloapan, cuya área inmediata de influencia serían 138,000 ha correspondiendo 120,000 ha al área de expansión del proyecto, al igual que la anterior contempla el mejoramiento y el control de la humedad de los suelos, lo que hará posible su uso bajo condiciones de temporal y mejorar la producción de los cultivos perennes y semiperennes, así como aprovechar en temporal las áreas que se encuentran ociosas ó subutilizadas dotándolas de infraestructura básica y con ello incrementar la productividad mediante servicios de Asistencia Técnica Especializada.

Estas acciones permitirán el desarrollo de cultivos anuales, cuya importancia en la autosuficiencia del país es necesaria como son principalmente el arroz, maíz, frijol, chile y caña de azúcar así como el mejoramiento de vías de comunicación en el interior del distrito, para este efecto, se planteó la construcción de un sistema de drenaje con la finalidad de mejorar las condiciones de humedad, así como de los caminos que comunican al área con el exterior, los cuales fueron de 2

tipos; caminos solos y caminos junto a los drenes, los que se integrarían a la red existente para así permitir la entrada y salida al área del distrito.

Además de los drenes y caminos también se planteó la construcción de estructuras de cruce y bodegas de almacenamiento, así como el acercamiento de los servicios a la comunidad como son: salud, abasto y educación entre otros, toda esta infraestructura estaba diseñada con el objeto de mejorar las condiciones físicas del área y de acuerdo con la potencialidad del suelo desarrollar la agricultura y la ganadería y con ello incrementar las condiciones productivas que permitieran mayores rendimientos y mejorar los ingresos y nivel de vida de los productores.

I.- ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

1.1.- Localización

El Distrito de Temporal Tecnificado 003 Tesechoacán cuenta con una superficie de 18,000 ha, se localiza geográficamente en la porción surponiente del estado de Veracruz entre las coordenadas 18° 09' de latitud norte y 95° 40' de longitud oeste del meridiano de Greenwich, esta formado por los siguientes ejidos, Tesechoacán, Arroyo de la Cruz, Curazao, Cujuliapan, Vicente Guerrero, la Reforma, las Mesas, Laguna de Lagarto, los Ponchis y Paso Ancho Amapastepec, así como por propiedades privadas, todos pertenecientes a los municipios de Villa José Azueta, Chacaltianguis y Cosamaloapan, entre las márgenes de los ríos Tesechoacán y Obispo. El cual está limitado al norte por la Laguna de San Francisco; al sur por la carretera que une Villa Azueta Ver. y Loma Bonita Oax., al este por el río Tesechoacán y al oeste por la cuenca del río Obispo.

1.2.- Aspectos Físicos

1.2.1.- Orografía y Topografía

La topografía regional presenta ondulaciones y lomeríos antes de alcanzar la planicie costera y son cortados por ríos y arroyos que cruzan la zona, destacando el Papaloapan, el Tesechoacán y el Obispo. El área del distrito presenta una topografía sensiblemente plana, en donde 12,600 ha (70%) de la superficie tienen pendientes menores al 0.5%, 3,600 ha (20%) la pendiente varía entre 0.5 y 1% y las restantes 1,800 ha (10%) la topografía es mayor al 1%; en estas circunstancias el drenaje natural escurre deficientemente hacia la zona baja en donde se localizan las lagunas San Francisco y Lagarto, mismas que descargan con dificultad al río Papaloapan; esto aunado a la baja capacidad de drenaje y a las altas precipitaciones provoca que se formen encharcamientos por periodos largos, perjudicando así a los cultivos.

1.2.2.- Climatología

El clima general de acuerdo a la clasificación de Thornthwaite es semihúmedo, con moderada deficiencia de agua invernal y con régimen normal de calor; la temperatura media anual es de 26°C alcanzando ocasionalmente temperaturas máximas de 46°C y mínimas de 5°C; el área se encuentra libre de heladas y granizadas, pero está sujeta a efectos de perturbaciones ciclónicas que se presentan y con vientos de hasta 65 km/h.

La precipitación promedio anual es de 1,482 mm concentrándose más del 80% en la época de lluvias que se presenta de junio a octubre; el mes más lluvioso es julio con un promedio de 352 mm, mientras que el mes más seco es febrero, en donde se han registrado sólo 24 mm en promedio. Las lluvias por lo general son de gran intensidad y alcanzan hasta 160 mm en 24 horas para un período de retorno de 5 años, lo que junto con las características edafológicas y los terrenos de topografía plana provocan problemas de inundación y niveles freáticos altos que fluctúan desde la superficie del suelo hasta un 1.0 de profundidad en los suelos bajos; esta situación hace que gran parte del área sufra exceso de humedad lo que influye a que se encuentre improductiva o subutilizada.

1.2.3.- Geología

La cuenca del Papaloapan está constituida por diferentes sedimentos, cuyas épocas y períodos son: Reciente, Mioceno, Eoceno-Paleoceno-Cretácico Superior, Cretácico medio, con depósitos aluviales de la formación Méndez, grupo Chicontepec-Velazco y formación Escamela.

Reciente: Formaciones de acarreo aluvial tipo continental, conocidos regionalmente como "Tierra Colorada". Son lomeríos constituidos de arcillas rojas (lateríticas), gravas, cantos y arenas. Otras formaciones de la misma edad contienen material piroclástico (tobas, cenizas, bloques, lapilli, tezontle, pómez) provenientes del macizo montañoso del pico de Orizaba.

Mioceno: Formación concepción superior compuesta de sedimentos marinos, como lutitas, areniscas, coquinas y concreciones calcáreas con abundancia de macro y microfósiles.

Ecoceno-Paleoceno-Cretácico Superior: Representada por la formación Méndez constituida de calizas y lutitas de color gris-azul; esta formación es parecida a las formaciones del Grupo Chicontepec-Velasco constituida por margas, lutitas y areniscas.

Cretácico Medio: Representado por calizas Escamela estratificadas, forman las elevaciones topográficas, Kársticas en forma de cordilleras, contienen algo de pedernal.

1.2.4.- Geomorfología

El distrito se localiza en la región denominada "Cuenca del Papaloapan", está formada por las subprovincias Sierra Madre Oriental, Sierra de Zonogolica y Sierra de Juárez entre otras. Una gran superficie es ocupada por la llanura costera del Golfo de México, se localiza en terrenos de bajo relieve con elevaciones de 150 m.s.n.m., en el área existen terrazas aluviales antiguas disectadas por corrientes superficiales que le han dado apariencia de pequeños lomeríos con pendientes de 3 a 7%, y en las partes más bajas de topografía plana con pendientes menores de 2%.

1.2.5.- Hidrología

Existen pocas corrientes superficiales, las principales son: Tesechoacán, Obispo y el Arroyo la Cruz. El dren principal del área lo constituye el río Tesechoacán que es un afluente del río Papaloapan, el cual vierte sus aguas al Golfo de México.

La zona cuenta con escurrimientos permanentes y estacionales, contando los primeros con estaciones de aforo para su registro. La cuenca del río Tesechoacán comprende un área de 4,655.7 km² hasta la estación hidrométrica Villa José Azueta.

1.2.6.- Vegetación

Existen diversos tipos de vegetación primaria que presenta fuertes interrelaciones con el suelo que la sustentan, las cuales son:

Selva mediana subcaducifolia

Selva baja caducifolia

Selva mediana subcaducifolia, este tipo de vegetación se caracteriza por presentar especies entre 25 y 30 m de altura en su estrato arbóreo, entre éstas del 50% al 75% de los árboles que la componen pierden sus hojas en lo más acentuado de la época de estiaje y las especies más comunes son:

Zapote, Zapotillo, Jobo, Cedro, Ceiba y Candelero.

Selva baja caducifolia, esta selva se caracteriza por presentar numerosos árboles entre 10 y 14 m de altura, abundando los árboles ramificados desde la base y los espinosos, además existen árboles hasta de 18 m de altura pero se encuentran muy espaciados y son de poco diámetro. Los suelos que los sustentan son profundos y presentan problemas de drenaje y las especies más comunes son:

Candelero, Guano Kuna y Cornizuelo.

Aproximadamente el 30% del área ha sido desmontada para la agricultura y ganadería

1.2.7.- Suelos

De acuerdo con la clasificación de suelos de la FAO-UNESCO, se identificaron los siguientes tipos de suelos.

Fluvisoles.- son suelos que se forman por materiales de depósito aluviales recientes, están constituidos por material suelto y se encuentran cerca de las zonas de acarreo por el agua.

Gleysoles.- estos suelos se encuentran en zonas donde se acumula y estanca el agua, en la capa saturada con agua presentan colores azulosos, verdosos ó grises que al secarse presentan manchas rojas.

Vertisoles.- son suelos que presentan grietas anchas y profundas en la época de estiaje, son suelos muy duros , arcillosos y masivos, frecuentemente negros ó grises.

Cambisoles.- son suelos jóvenes poco desarrollados cubiertos con cualquier tipo de vegetación estos suelos son localizados en la zona de lomeríos.

En general los suelos que predominan en el área son de origen aluvial y presentan una topografía plana de textura media a fina con colores café y grises.

1.3.- Demografía

Actualmente en el área del distrito se tienen 2,017 familias con un total de 9,685 habitantes y el índice demográfico creció en los últimos tres años al ritmo del 2% anual un poco menor de la media nacional.

1.4.- Servicios

Se cuenta con la carretera Federal N° 145, que atraviesa el área de oeste a este en su tramo Dobladero, la Cuatezona, Tesechoacán, la cual comunica a las poblaciones de Tierra Blanca, Tres Valles, Loma Bonita, Isla Rodríguez Clara y San Juan Evangelista y entronca con la carretera federal N° 150 en el poblado la Tinaja, que comunica a la ciudad de México, Puebla y Veracruz y en el poblado de Sayula entronca con la carretera federal N° 185 que comunica a las poblaciones de Acayuca, Palomares, Matías Romero, la Ventosa y con el resto del estado. También se cuenta con el FFCC México - Mérida, con estación de parada en la cabecera municipal de Villa José Azueta, lo que amplía las posibilidades de comercialización tanto a nivel regional como nacional.

Además de la extensa red de caminos secundarios que comunican a poblados y rancherías y que permiten penetrar a la zona del distrito y sirven como vías de comercialización e introducción de insumos y traen beneficios colaterales, ya que existen servicios de transporte público dentro de los 10 ejidos, los cuales son beneficiados cuando menos por 2 caminos distintos, lo que ha hecho que en toda el área la economía y la actividad social de la región sea más dinámica permitiendo el desarrollo agropecuario y de otras actividades.

También se cuenta con otros servicios de comunicación como el correo y teléfono que son servicios proporcionados en las cabeceras municipales y en algunas localidades de importancia se cuenta con el servicio de caseta de teléfono rural, así como con el servicio de energía eléctrica domiciliaria en todas las comunidades y solamente en las cabeceras municipales se cuenta con el alumbrado público.

En lo referente a la educación se cuenta con escuelas a nivel preescolar, Primaria y Telesecundaria, en los 10 ejidos y para medio superior y superior tiene que acudir a las ciudades como Veracruz, Jalapa , Tuxtepec, etc.

Solamente 2 comunidades cuentan con el servicio de agua potable y el resto se abastecen de pozos artesianos y ningún ejido cuenta con el servicio de alcantarillado.

Los servicios de salud son proporcionados por diversas instituciones como la Secretaría de Salud, el Instituto Mexicano del Seguro Social y el Sistema IMSS-Solidaridad, este último en unidades médicas rurales que se encuentran en las principales localidades.

1.5.- Tenencia de la Tierra

La tenencia de la tierra en el área del distrito esta compuesta por los tres regímenes de tenencia que son ejidal, comunal y pequeña propiedad, la primera con una superficie de 7,080 ha que corresponden al 39 % y que son usufructuadas por 617 productores, régimen comunal con

3,966 ha que corresponden al 22% con 361 productores y finalmente tenemos la pequeña propiedad con 5,722 ha que representa el 32% con 161 productores y las 1,232 ha restantes corresponden a poblados y representa el 7% de las 18,000 ha que conforman el distrito.

TENENCIA DE LA TIERRA

REGIMEN DE TENENCIA	SUPERFICIE HA	%	N° DE PRODUCTORES
EJIDAL	7,080	39	617
PEQ. PROPIEDAD	5,722	32	161
COMUNAL	3,966	22	361
POBLADOS	1,232	7	-
TOTAL	18,000	100	1,139

1.6.- Infraestructura

La infraestructura hidráulica propuesta fue diseñada con el objeto de mejorar las condiciones físicas del área y de acuerdo con la potencialidad del suelo desarrollar la agricultura y ganadería, fue así como se enfocó principalmente al control de los desbordamientos de ríos y drenaje como es el bordo de la margen izquierda del río Tesechoacán, con lo que prácticamente se eliminaron los problemas de inundación en el área; además se construyó un dique regulador sobre el arroyo la Cruz para controlar los escurrimientos de la Cuenca Alta que afectaban al área provocando inundaciones; también sobre este arroyo se excavó un dren colector para ampliar su capacidad de conducción. Así mismo se construyeron dentro del área diversas obras como son: caminos, drenes, bordos, estructuras, bodegas etc., con el objeto de elevar la producción agrícola y pecuaria del distrito en beneficio de los productores.

Los caminos corresponden a caminos de 2° orden cuya finalidad es garantizar el ingreso de insumos y la salida de las cosechas, el sistema de drenaje contempló la construcción de 9 km de dren colector, 8.8 km de drenes secundarios y 29.5 km de drenes con caminos, con la finalidad de desalojar el agua de la zona agrícola.

Durante la segunda etapa se programó la construcción de las siguientes obras: 26.5 km de caminos, 29.5 km de drenes con caminos, 17.8 km de drenes, 73 estructuras de cruce de drenes y caminos, mismas que se fueron incorporando a medida que fue avanzando la construcción de las obras, una bodega para almacenamiento de granos. Además se plantearon acciones fuera del programa normal como conservación de suelos y reparación de bordos. Teniéndose construida la siguiente infraestructura en el área del distrito.

INFRAESTRUCTURA CONSTRUIDA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
CAMINOS	KM	84
DRENES	KM	76
BORDOS	KM	18
ESTRUCTURAS	PZA	73
DRENAJE PARCELARIO	HA	900
BODEGAS	UNIDAD	1
DIQUE REGULADOR	KM	7

Con la construcción de esta infraestructura básica se ha contribuido a consolidar la producción agrícola temporalera y pecuaria del distrito.

Como parte complementaria a la infraestructura básica construida se contrataron servicios de Asesoría Técnica Especializada mediante los grupos denominados Unidad de Cooperación Tecnológica (UCT), con el fin de coadyuvar al incremento de la producción y productividad, con base principal en la tecnología generada por el Instituto Nacional de Investigaciones Forestales, Agrícolas y Pecuarias (INIFAP), mediante programas que comprenden la operación del área del distrito, conservación de infraestructura y transferencia de tecnología y capacitación a los productores.

Todas estas acciones tienen como resultado un mayor incremento en la superficie agrícola y en los rendimientos de los diferentes cultivos y como consecuencia se obtiene una mayor producción.

La maquinaria y equipo mínimo indispensable para la conservación normal, consiste en una motoconformadora, un camión de volteo, un tractor con sus implementos para conservación de suelo y agua, un tractor bulldozer y un tractor con equipo ligero de los cuales solo se han entregado a las asociaciones de usuarios los tres primeros.

Así mismo para consolidar la transferencia de infraestructura, maquinaria, equipo y funciones, se apoya a la asociación civil mediante la asistencia técnica especializada, en aspectos de promoción de la cuota de conservación, de apoyo a la transferencia, consolidación de la organización y de asistencia técnica productiva.

Paralelamente a los trabajos de asistencia técnica se complementa con actividades de comunicación rural, consistentes en la divulgación de resultados, de la promoción de la cuota y de capacitación de usuarios en aspectos de conservación de la infraestructura y mantenimiento de maquinaria.

1.7.- Capacidad de la bodega

De acuerdo a las estadísticas de producción en 1996 se tenían poco más de 7,000 ha de cultivos agrícolas principalmente de maíz y frijol en el ciclo otoño-invierno, las cuales arrojaron una producción de 4,200 ton y para el ciclo primavera-verano, la producción se incrementa notablemente debido al cultivo del arroz, que conjuntamente con el maíz alcanza una producción también de 4,200 ton.

PRODUCCION AGRICOLA 1996

CULTIVO	SUPERFICIE SEMBRADA (ha)	SUPERFICIE COSECHADA (ha)	RENDIMIENTO (Ton/ha)	PRODUCCIÓN (Ton)
O-I				
MAIZ	1,000	902	4.50	4059
FRJOL	135	130	0.80	104
SUBTOTAL	1,135	1,032		4163
P-V				
MAIZ	410	408	3.50	1428
ARROZ	1,600	1,487	1.89	2810
SUBTOTAL	2,010	1,895		4238
TOTAL	3,145	2,927		8,401

De acuerdo a la producción agrícola media que se tiene en el área de influencia del D.T.T. Se requiere la construcción de una bodega que tenga la capacidad para manejar y operar como mínimo 4,200 ton de granos básicos. Por lo que las dimensiones propuestas son las siguientes:

- 25 m de ancho
- 50 m de largo
- 3 m de altura

$$\text{Volumen de la bodega } (25\text{m})(50\text{m})(3\text{m})=3,750\text{m}^3$$

Considerando un coeficiente de 12% para maniobrabilidad dentro del área requerida:

$$(3,750\text{m}^3)(0.12)=450\text{m}^3$$

$$(3,750\text{m}^3)-(450\text{m}^3)=3,300\text{m}^3 \text{ libres para almacenamiento}$$

Este volumen será para administrar y operar adecuadamente la bodega, considerando que se almacenará y comercializará maíz, cuyo peso volumétrico es del orden de 1.5 ton/m³ por lo que se tiene una capacidad de almacenamiento de:

$$(3,300\text{m}^3)(1.5\text{ton/m}^3)=4,950 \text{ ton}$$

Por lo que se determinó que la capacidad de la bodega deberá ser para comercializar 5,000 ton de granos básicos.

II.- ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LA ESTRUCTURA AUTOSOPORTABLE

En la búsqueda de soluciones constructivas modernas y de acuerdo a la velocidad con que se desarrollan los acontecimientos en nuestra época, se introduce en México un revolucionario sistema constructivo que ofrece diseños para satisfacer necesidades, en menor tiempo y costo.

Es así como surge un sistema de cubierta autosoportable que ofrece una posibilidad muy viable para cubrir espacios sin necesidad de recurrir a un sistema de armaduras y largueros, dicha cubierta puede ser semicircular ó de membrana de ligero peso, hecha de lámina acanalada, galvanizada y prepintada.

Este tipo de cubierta es muy utilizado en la actualidad debido a su gran variedad de diseños que combina sencillez, estética, resistencia y facilidad de montaje en menor tiempo y costo que cualquier otro sistema convencional, existiendo en el mercado dos tipos de cubiertas que son semicircular y de membrana.

Cubierta semicircular, por la forma del sistema de estructura esta puede desplantarse a nivel de firme o de muros de poca altura; la altura de la cubierta puede variar para un mismo claro de acuerdo a las necesidades del proyecto.

Cubierta de membrana, este tipo de sistema de estructura necesariamente debe desplantarse sobre muros altos y vigas ó trabes, ya que la altura que alcanzan es muy pequeña, pues su radio de curvatura es mayor que la semicircular.

Estas cubiertas están formadas por arcos modulares de una sola pieza, unidos lateralmente entre sí por medio de un engargolado, evitando la realización de perforaciones en la lámina proporcionando con ello un sistema hermético, los arcos ya engargolados forman un conjunto estructural autosoportante ya que no requieren de estructura de soporte y a su vez proporcionan espacios libres de obstáculos, aprovechando así al máximo el espacio cubierto.

Apoyos para la colocación del sistema estructural autoportable, este sistema debe de apoyarse sobre una trabe- canalón en el cual se fijarán los arcos mediante 4 tornillos y taquetes que van anclados al alerón, cuyo grado de inclinación debe ser como mínimo el 20% con relación a la flecha, lo ideal recomendado por el fabricante es a 44°.

La fabricación de los arcos que componen la estructura del sistema autoportable se realiza directamente en la obra, ajustándose a las necesidades del proyecto mediante una unidad móvil que consta de un porta-rollos, una cortadora cizalla y una corrugadora, así como también del equipo y la herramienta necesaria para la fabricación y montaje de los arcos, el material es suministrado en rollos de hasta 40 ton; según las necesidades del proyecto, el proceso se inicia con la colocación de un rollo de lámina galvanizada y prepintada en el porta-rollos, a continuación se introduce la lámina en forma recta a la roladora la cual ha sido previamente calibrada para cortar la lámina a la medida exacta y darle la forma de trapecio para su paso a la corrugadora; la corrugadora es el último paso en la fabricación de los arcos, es ahí donde se le da el grado de curvatura necesario para cubrir el claro especificado.

Instalación, para el montaje de los arcos se requiere de una grúa; la cual una vez teniendo los arcos se engargolan lateralmente en piso de 3 en 3 y con la grúa se colocan sobre la trabe y el alerón, una vez colocados se unen lateralmente por medio de la engargoladora eléctrica la cual va sellando la unión haciéndola 100% hermética eliminando así toda posibilidad de filtración del polvo y agua al interior; sobre el alerón se fijan los arcos por medio de una lana calibre 12 y 4 taquetes de expansión y para obtener una mayor iluminación natural se recomienda la colocación de piezas de acrílico, para lo cual se colocan separadores rígidos que son de ángulo galvanizado calibre 3/16 y espesor de 1"x1"; los muros cabeceros que se utilizan para cubrir los extremos de la cubierta están formados por la misma sección de lámina que se utiliza para formar los arcos, solo que en los muros las láminas que se utilizan son rectas, el sistema de unión se hace también por medio del engargolado.

Ventajas, desde la fabricación de los arcos hasta el montaje de los mismos es realizado en la obra permitiendo levantar una cubierta en menos tiempo ofreciendo con esto un sistema de

rápida ejecución y más económico y por la geometría al acabado de la materia prima y a su unión lateral, el mantenimiento requerido por este sistema es mínimo que los sistemas convencionales y por la forma y capacidad estructural así como el color y textura que ofrece, son cualidades que aumentan las ventajas de la utilización del sistema autoportable, haciendo que su uso no tenga límite en el amplio campo de la construcción, solo que únicamente se pueden cubrir claros de hasta 33 metros.

Sencillez, la estructura autoportable utiliza arcos completos eliminando traslapes longitudinales, su sistema de unión es a base de un engargolado especial que garantiza su impermeabilización y resistente al medio ambiente.

Resistencia, por la geometría de la sección complementada con el corrugado que se le da al formar el arco, proporciona una gran resistencia a la capacidad de carga como es la que resulta por los efectos de velocidades del viento establecidas en el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal.

Especificaciones: Los arcos están fabricados con lámina de sección MCO - 240 perfil T/61, calibre según las necesidades del claro a cubrir, de 914 mm. (36") de ancho, galvanizada y prepintada, de acero comercial SAE 1010 (con bajo contenido de carbón), con recubrimiento por inmersión zinc-aluminio obtenido por el proceso de laminación en frío grado A.

Galvanizado: El galvanizado que recibe la lámina es por el método de inmersión en caliente. Se aplica una capa G-90 (equivalente a 200 grms/m² en ambas caras), conforme a las normas ASTM A-525.

Pintura de acabado: La pintura de acabado se aplica sobre una base o primer epóxico (secado al horno) y es de tipo poliéster en color, aplicado en ambas caras de la lámina.

Ningún método constructivo actual podrá fabricar una cubierta de calidad comparable en tan poco tiempo como los económicos sistemas autoportables, convirtiéndolo en el más

económico del mercado y ajustándose a las necesidades requeridas, ya que todo el equipo requerido para la construcción de la cubierta es prácticamente móvil.

**ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA CUBIERTAS TIPO
MEMBRANA, SECCION MCO - 240 PERFIL T/61**

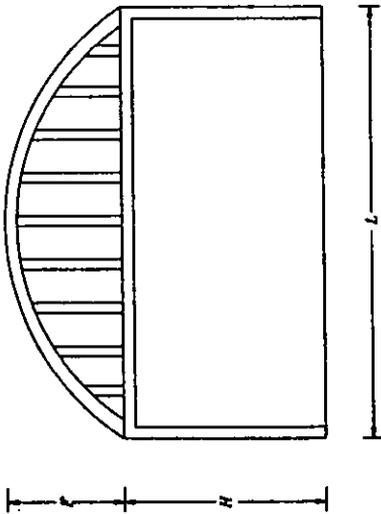
CLARO MTS	TIPO	SECCION	FLECHA		CALIBRE	PESO KG/M2
			MTS	%		
10	MEMBRANA	MCO - 240	2.00	20%	24	7.34
15	MEMBRANA	MCO - 240	3.00	20%	24	7.34
20	MEMBRANA	MCO - 240	4.00	20%	23	8.82
25	MEMBRANA	MCO - 240	5.00	20%	22	10.30
30	MEMBRANA	MCO - 240	6.00	20%	20	12.30
33	MEMBRANA	MCO - 240	6.60	20%	18	16.23

NOTAS:

- Los calibres especificados en esta tabla fueron calculados para naves cerradas por sus cuatro fachadas ubicadas en la zona metropolitana del Distrito Federal.

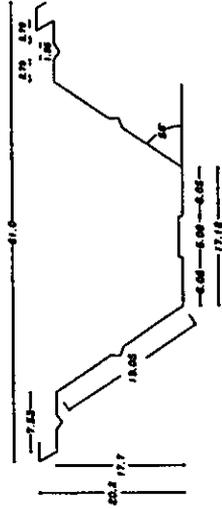
ESPECIFICACIONES TECNICAS

CUBIERTA DE MEMBRANA

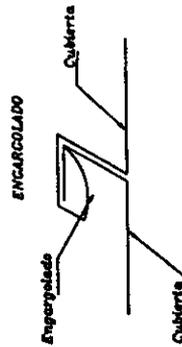
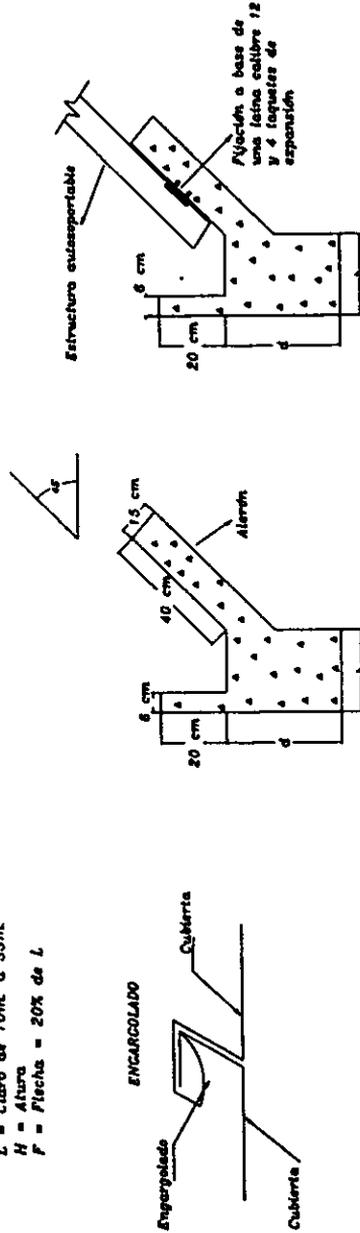


$L =$ Claro de 10m. a 35m.
 $H =$ Altura
 $P =$ Pecho = 20% de L

PERFIL DE LA CUBIERTA
 SECCION NCO - 240



GEOMETRIA DE LA TRABE CANALON



III.- ANALISIS ESTRUCTURAL

La aplicación de cargas a una estructura producen fuerzas y deformaciones en ella. El proceso de la determinación de estas fuerzas y deformaciones se llama análisis estructural.

El análisis estructural comienza con un análisis general de toda la estructura a fin de determinar las respuestas en los apoyos (reacciones) los tipos y magnitudes de las fuerzas internas.

Para el análisis estructural de las fuerzas internas en los elementos de la estructura, se deberá tomar en cuenta los efectos de las acciones que actúen sobre la misma como las cargas muertas, las cargas vivas, los efectos del sismo y del viento cuando éste último sea significativo.

3.1.- Determinación de Acciones

La determinación de las acciones son la estimación de las cargas a las cuales se considera que estará sometida la estructura ya sean permanentes, variables ó accidentales; para ello el proyecto arquitectónico tiene gran importancia debido a que las restricciones geométricas que pudieran presentarse e incluso hasta el tipo de materiales, determinan de alguna manera las dimensiones de los elementos estructurales.

De acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF); Título Sexto, Seguridad Estructural de las Construcciones, Capítulo I Disposiciones Generales y al Art. 174, nuestra construcción se clasifica dentro del grupo **B**, Construcciones comunes destinadas a viviendas u oficinas, locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales, para lo cual se evaluarán los tipos de cargas que actuarán sobre la cubierta de la bodega y siguiendo los lineamientos que fija el propio Reglamento de Construcciones Capítulo III, Criterios de Diseño Estructural, Art. 185 en el diseño de toda estructura deberán tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo y del viento, cuando

éste último sea significativo. En el Art. 186 se consideran tres categorías de acciones de acuerdo con la duración que obran sobre la estructura con su intensidad máxima que son acciones permanentes, variables y accidentales, por lo que de acuerdo al criterio de diseño en el Art. 188 del mismo reglamento se clasifica como categoría II, para combinaciones que incluyen acciones permanentes, variables y accidentales, para lo cual se consideran todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación. Para lo cual los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo al Art. 194 del propio reglamento.

3.2.- Acciones Permanentes

Las acciones permanentes: son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo, perteneciendo a esta categoría las cargas muertas, el empuje estático de tierras y líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo.

Se consideran 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, en este nuestro caso será la estimación del peso propio de la cubierta autoportable que es la única que estará actuando en forma permanente sobre la estructura.

De acuerdo a la Tabla de Especificaciones Técnicas y por las características geométricas de diseño se utilizará una sección MCO - 240 Perfil T/61 Calibre 22, ya que este se determina en función del claro a cubrir y que en nuestro caso es de 25 mts., pero por las características físicas y naturales de la zona para la cual se está diseñando la bodega, el fabricante recomienda utilizar el siguiente calibre que es de 20 con un peso de 12.30 kg/m²; así como también recomienda aumentar 3.5 kg/m² para absorber los pesos de las instalaciones.

Calibre 20	
Peso Propio	12.30 kg / m ²
Instalaciones	3.50 kg / m ²
Carga Muerta	15.80 kg / m²

3.3.- Acciones Variables

Las acciones variables: son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo, las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva, los efectos de temperatura, las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo.

Se consideran cargas vivas a las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las construcciones y que no tiene carácter permanente, así como también por el tipo de cubierta que se requiera, en nuestro caso como se trata de una bodega para almacenamiento de granos básicos con cubierta de membrana autosoportable; cuya carga estará determinada en función de la pendiente que se tenga en dicha cubierta y de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en el Art. 199 Inciso h especifica que:

Destino de piso ó cubierta	<i>W</i>	<i>Wa</i>	<i>Wm</i>	(kg / m ²)
h) Cubiertas y azoteas con pendientes mayor de 5%	5	20	40	

Donde:

W = Carga media

Wa = Carga instantánea

Wm = Carga viva máxima

3.4.- Acciones Accidentales

Las acciones accidentales: son las que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos leves, perteneciendo a esta categoría las acciones sísmicas y los efectos de viento que pueden presentarse en casos extraordinarios.

Los tipos de carga accidental que se consideran en el presente análisis son las debidas al viento, y al sismo, las cuales se analizarán conforme al Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC) de la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.).

3.4.1.- Análisis por Viento

Las estructuras se diseñarán para resistir los efectos de viento provenientes de cualquier dirección horizontal. El análisis por viento se realiza conforme al Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (Diseño por Viento), en el cual se detallan y se amplían los requisitos de diseño de viento contenidos en el Capítulo VII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, a lo cual deberán aplicarse a las acciones debidas al viento los factores de carga correspondientes a acciones accidentales fijadas en el Art. 194 del propio Reglamento.

Además deberá revisarse la seguridad de la estructura principal ante el efecto de las fuerzas que se generan por las presiones (empuje ó succiones), producidas por el viento sobre las superficies de la construcción expuesta al mismo y que son transmitidas al sistema estructural.

3.4.1.1.- Clasificación de las Estructuras según su destino

Las solicitudes que se adopten para el diseño por viento de una estructura deben ser función tanto de las características probables de los vientos que pueden ocurrir en el lugar, como el grado de seguridad aconsejable para la estructura.

Esta a su vez es función creciente de la pérdida que implicaría su falla, pero función decreciente de la rapidez de variación de su costo con respecto a su resistencia.

De acuerdo con el MDOC de la C.F.E., nuestra estructura se clasifica dentro del grupo B.

Grupo B.- Estructuras en que se requiere un grado de seguridad intermedia. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos, bodegas ordinarias y bardas cuya altura exceda de 2.5 m.

3.4.1.2.- Clasificación de Estructuras por las Características de sus Respuestas ante Viento

Atendiendo a la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar a las estructuras, estas se clasifican en cuatro tipos dependiendo de sus características y de acuerdo a esto nuestra estructura se clasifica como tipo 1.

Estructuras tipo 1.- Abarca estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, en las que se incluyen bodegas, naves industriales, teatros, auditorios y otras construcciones cerradas techadas con sistemas de arco, trabes, armaduras, losas, cascarones u otro sistema de cubierta rígida; es decir que sean capaces de resistir las cargas debidas al viento sin que varíe esencialmente su geometría.

3.4.1.3.- Velocidad de Diseño:

Velocidad básica

Se define como velocidad básica para diseño por viento la que se supone que esta actuando horizontalmente a una altura de 10 m. sobre el nivel del terreno. Su valor depende de:

- La localización geográfica.
- Características topográficas en la cercanía de la estructura.

- Tiempo de recurrencia de la intensidad de viento para la cual se diseña. Esta está en función de la importancia de la estructura.

La cual se calculará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V = K_1 K_2 V_0 \text{ ----- Ec. (1)}$$

Donde:

V = Velocidad básica en km/h

K_1 = Factor de topografía

K_2 = Factor de tiempo de recurrencia

V_0 = Velocidad regional en km/h

a).- La Velocidad regional. Se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 1
Valores de la velocidad regional

CIUDAD	NUM. OBS.	VELOCIDAD (km / h)				
		V_{10}	V_{50}	V_{100}	V_{200}	V_{2000}
Tulancingo, Hgo.	13,041	92	106	110	116	130
Tuxpan, Ver.	30,190	122	151	161	172	204
* Tuxtla Gutz., Chis	7,165	90	106	110	120	141
Valladolid, Yuc.	31,036	100	163	180	198	240
Veracruz, Ver.	30,192	150	175	185	194	222
* Villahermosa, Tab	27,083	114	127	132	138	151
Zacatecas, Zac.	32,031	110	122	127	131	143

NOTA:

(*) En estas ciudades no existen ó son escasos, los registros de velocidades de viento, por lo que éstas se obtuvieron de los mapas de isotacas.

b).- El Factor de topografía. Se obtiene de la tabla siguiente:

Tabla 2
Efectos de la topografía sobre las velocidades de diseño

Topografía	K ₁		α
	Estructuras poco sensibles a ráfagas cortas Tipo 1	Estructuras poco sensibles a ráfagas cortas Tipo 2 y 3	
Muy accidentadas, como en el centro de CD. importantes	0.70	1.20	0.075
Zonas arboladas, lomeríos, barrios residenciales o industriales	0.80	1.20	0.075
Campo abierto, terreno plano	1.00	1.20	0.085
Promontorios	1.20	1.20	0.100

c).- Factor de tiempo de recurrencia. La tabla 3 señala los valores del factor K₂ para diversas estructuras de acuerdo a la clasificación.

Tabla 3

Clasificación	Valores del coeficiente K ₂
Grupo A	1.20
Grupo B	1.00
Grupo C	No se requiere diseño por viento

Aplicando la Ec. (1) tenemos:

Datos:

$$V = ?$$

$$K_1 = 1.0$$

$$K_2 = 1.0$$

$$V_0 = 175 \text{ km/h}$$

$$V = K_1 K_2 V_0$$

$$V = (1)(1)(175 \text{ km/h}) = 175 \text{ km/h}$$

3.4.1.4.- Variación de la Velocidad con la Altura:

Se supondrá que la velocidad de diseño varía con la altura sobre el terreno, de acuerdo con la ecuación siguiente.

$$V_z = V \left(\frac{Z}{Z_0} \right)^\alpha \text{ ----- Ec. (2)}$$

Donde:

V_z = Velocidad de diseño a una altura z sobre el terreno en km/h

V = Velocidad básica en km/h

Z = Altura sobre el terreno en m

$Z_0 = 10 \text{ m}$

α = Coeficiente que depende de la topografía en la vecindad de la estructura y sus valores están dados en la Tabla 2.

Aplicando la Ec. 2 tenemos:

Datos:

$$V_z = ? \qquad V_z = 175 \text{ km/h} \left(\frac{8 \text{ m}}{10 \text{ m}} \right)^{0.085}$$
$$V = 175 \text{ km/h}$$
$$Z = 8 \text{ m}$$
$$Z_0 = 10 \text{ m}$$
$$\alpha = 0.085$$

3.4.1.5.- Criterios Generales de Análisis

Efectos de Viento.

La naturaleza de los efectos de viento que deben considerarse en el diseño depende de la importancia y del tipo de la estructura; por lo que para este análisis se considerará el sig.

- Empuje estático; presiones exteriores e interiores

Consideraciones generales de análisis.

- a).- Empuje estático. Es aplicable al procedimiento estático de análisis descrito más adelante empleando las velocidades básicas calculadas anteriormente para las estructuras de tipo 1.
- b).- Direcciones de análisis. Las construcciones se analizarán suponiendo que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones perpendiculares entre sí. Se elegirá la dirección que represente la condición más desfavorable para la estabilidad de la estructura en estudio.

c).- Factor de carga y esfuerzos permisibles. De acuerdo al Art. 194 del RCDF, inciso II para combinaciones de acciones, se considerará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.

3.4.1.6.- Valuación de Empujes Estáticos.

Alcance.

Los empujes estáticos calculados de acuerdo con lo especificado en este inciso son aplicables para el diseño de estructuras tipo 1,2 y 3.

3.4.1.7.- Factor de Ráfaga.

Factor de ráfaga para estructuras tipo 1. Para el diseño de estructuras de este tipo, se supondrá la velocidad básica calculada en la Ec. 1 y la Ley de variación con la altura de la Ec. 2

$$V = 175 \text{ km/h}$$

$$V_z = 171.5 \text{ km/h}$$

3.4.1.8.- Area Expuesta.

Por área expuesta se entenderá:

En techos formados por superficies cilíndricas, la proyección vertical de la superficie, salvo que la succión vertical se valorará tomando el área de la proyección horizontal del techo.

3.4.1.9.- Fuerzas Debidas al Viento:

Presiones y succiones. Los efectos de viento se tomarán equivalentes a los de una fuerza distribuida sobre el área expuesta. Dicha fuerza se supondrá perpendicular a la superficie en que actúa y su valor por unidad de área se calculará de acuerdo con la siguiente Ec. 3

$$P = 0.0048GCV^2 \text{ -----Ec. (3)}$$

Donde:

P = Presión o succión debida al viento, en kg/m^2

C = Coeficiente de empuje (sin dimensiones)

V = Velocidad de diseño en km/h , calculada anteriormente

$G = \left(\frac{8+h}{8+2h} \right)$ = Factor de reducción de densidad de la atmósfera, a la altura h , en km
sobre el nivel del mar.

Nota:

Cuando C es positivo, se trata de empuje sobre el área expuesta; cuando es negativo, se trata de succión.

Donde:

$$h = 150 \text{ msnm}$$

$$G = \left(\frac{8+0.15}{8+2(0.15)} \right) = \frac{8.15}{8.30} = 0.98$$

Resolviendo la Ec. (3) tenemos:

$$P = (0.0048)(0.98)(1715 \text{ km/h})^2 C$$

$$P = 138.355 C$$

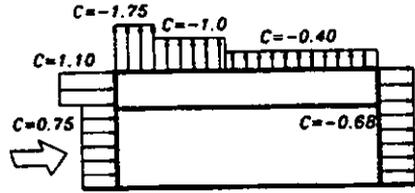
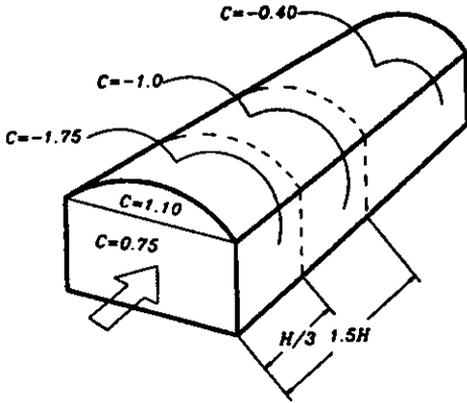
3.4.1.10.- Coeficiente de Empuje.

Los coeficientes que se especifican a continuación corresponden a la acción exterior del viento, a esta debe adicionarse el efecto de las presiones internas. El análisis de empujes exteriores debe incluir la posibilidad de que ocurran las excentricidades accidentales.

Para cubiertas de arco circular. En cubiertas de arco se distinguen tres zonas: la zona de barlovento, que se extiende hasta el punto en que la tangente al arco forma un ángulo de 45° respecto a la horizontal; la zona central, entre los puntos en que las tangentes formen ángulo de 45° y 135° respecto a la horizontal; y la zona de sotavento, a partir del límite de la zona central.

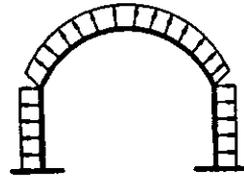
Para viento que actúa paralelo a las generatrices (longitudinal) los valores del coeficiente C son los siguientes:

Viento paralelo a las generatrices



Corte Longitudinal

Succión calculada
con los valores de
"C" indicados en el
corte longitudinal



Corte Transversal

$$C_1 = 0.75$$

$$C_3 = -1.75$$

$$C_5 = -0.40$$

$$C_2 = 1.10$$

$$C_4 = -1.0$$

$$C_6 = -0.68$$

Aplicando la Ec. 3 para viento paralelo a las generatrices tenemos:

$$P_1 = (138.355)(0.75) = 103.77 \text{ kg/m}^2$$

$$P_4 = (138.355)(-1.0) = -138.36 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = (138.355)(1.10) = 152.19 \text{ kg/m}^2$$

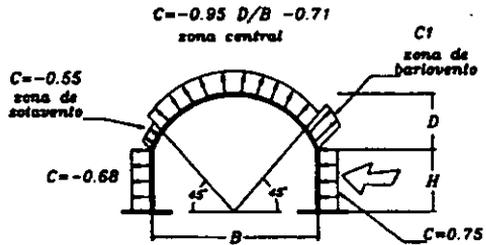
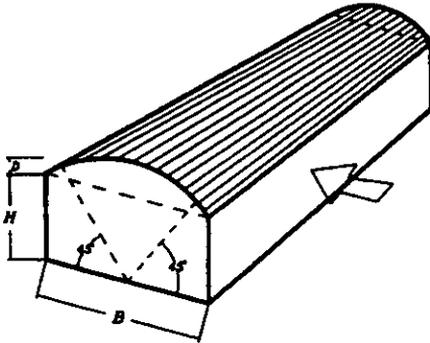
$$P_5 = (138.355)(-0.40) = -55.34 \text{ kg/m}^2$$

$$P_3 = (138.355)(-1.75) = -242.12 \text{ kg/m}^2$$

$$P_6 = (138.355)(-0.68) = -94.08 \text{ kg/m}^2$$

Para viento que actúa normalmente a las generatrices del arco (transversal), los valores del factor de empuje C son los siguientes:

Viento normal a las generatrices



Corte Transversal

si zona de barlovento

$$D/B < 0.20 \quad C_1 = -0.70$$

$$D/B > 0.20 \quad C_1 = 4.35 D/B - 1.57$$

para $0.20 < D/B < 0.35$, tómese como alternativa para C_1 una succión variable linealmente de 0.70 a 0

a).- Zona de barlovento.

Si la relación de flecha a claro de la cubierta es menor de 0.20, $C = -0.70$

Si dicha variación es mayor de 0.20 $C = 4.35D / B - 1.57$

$$D = \text{Flecha} = 5 \text{ mts.}$$

$$\therefore r = D / B = 5\text{mts.}/25\text{mts.} = 0.20$$

$$B = \text{Claro} = 25 \text{ mts}$$

$$\therefore C_1 = -0.70$$

b).- Zona central

$$C = 0.95 D / B - 0.71$$

$$C = (0.95)(0.20) - 0.71$$

$$C = -0.19 - 0.71$$

$$C_2 = -0.90$$

c).- Zona de Sotavento.

$$C_3 = -0.55$$

Aplicando la Ec. 3 para viento normalmente a las generatrices tenemos:

$$P_1 = (138.355)(-0.70) = -96.85 \text{ kg / m}^2$$

$$P_2 = (138.355)(-0.90) = -124.52 \text{ kg / m}^2$$

$$P_3 = (138.355)(-0.55) = -76.01 \text{ kg / m}^2$$

3.4.2.- Análisis Sísmico

El análisis sísmico se realiza conforme al Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. (Diseño por Sismo), en el cual se detallan y se amplían los requisitos de diseño por sismo contenidos en el capítulo VI del título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

La naturaleza del fenómeno sísmico implica que los temblores futuros se pueden describir solo en términos probabilísticos, por consiguiente los criterios de diseño sísmico se fundamentan en la admisión de la posibilidad de colapso de toda la estructura.

Las solicitaciones del diseño sísmico de una estructura deben de estar en función tanto de las características probables de los temblores que puedan ocurrir en el lugar, como del grado de seguridad aconsejable para la estructura, así mismo dependen de los elementos y materiales de la estructura y de los detalles de diseño y construcción, los cuales determinan la forma de falla; mediante los siguientes conceptos:

- a).- Las características estructurales para soportar cargas sísmicas.
- b).- La capacidad para disipar energía por comportamiento inelástico a través del desarrollo de deformaciones en los intervalos no lineales de las curvas carga-deformación.

Por todo lo anterior se puede concluir que para fines de clasificación de las construcciones, se debe de tomar en cuenta los siguientes parámetros.

- a).- La seguridad estructural aconsejable para la estructura.
- b).- Las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica de la estructura.

3.4.2.1.- Clasificación de Construcciones según su destino.

Atendiendo a la seguridad estructural aconsejable para la estructura, está se clasifica según su destino dentro del grupo B.

Grupo B.- Estructuras en que se requiere un grado de seguridad intermedio, construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos, bodegas ordinarias y bardas, cuya altura exceda de 2.5 m.

3.4.2.2.- Clasificación de Estructuras según su tipo

Atendiendo a las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica de la estructura; la construcción se clasifica como tipo 1.

Tipo 1.- Estructuras de edificios: estructuras comunes tales como edificios urbanos, naves industriales típicas, salas de espectáculos y estructuras semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados ó no, por diafragmas o muros, o por combinación de diversos sistemas como los mencionados.

3.4.2.3.- Factor de Comportamiento Sísmico.

La forma más adecuada en la actualidad de caracterizar las estructuras en función de su ductilidad consiste en el empleo del factor de comportamiento sísmico Q , el cual en realidad no solo esta asociado a la ductilidad estructural, sino también a la estructuración misma y al deterioro ó efecto que pueda llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de capacidad ante carga sísmica y cuyo factor depende del tipo de estructura.

Como nuestra estructura se clasifica como tipo 1 tenemos:

Tipo 1.- $Q = 4$, cuando la resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero ó concreto reforzado, ó bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 % de la fuerza sísmica actuante.

3.4.2.4.- Factor Reductivo por Ductilidad.

Para fines de diseño será necesario tener en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura. Para ello, las ordenadas espectrales se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo Q a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas por ductilidad, el factor reductivo se calcula como sigue:

$$Q = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_0}; \quad \text{si } T < T_0 \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$Q = 1; \quad \text{si } T > T_0 \quad \text{-----} \quad (2)$$

Donde:

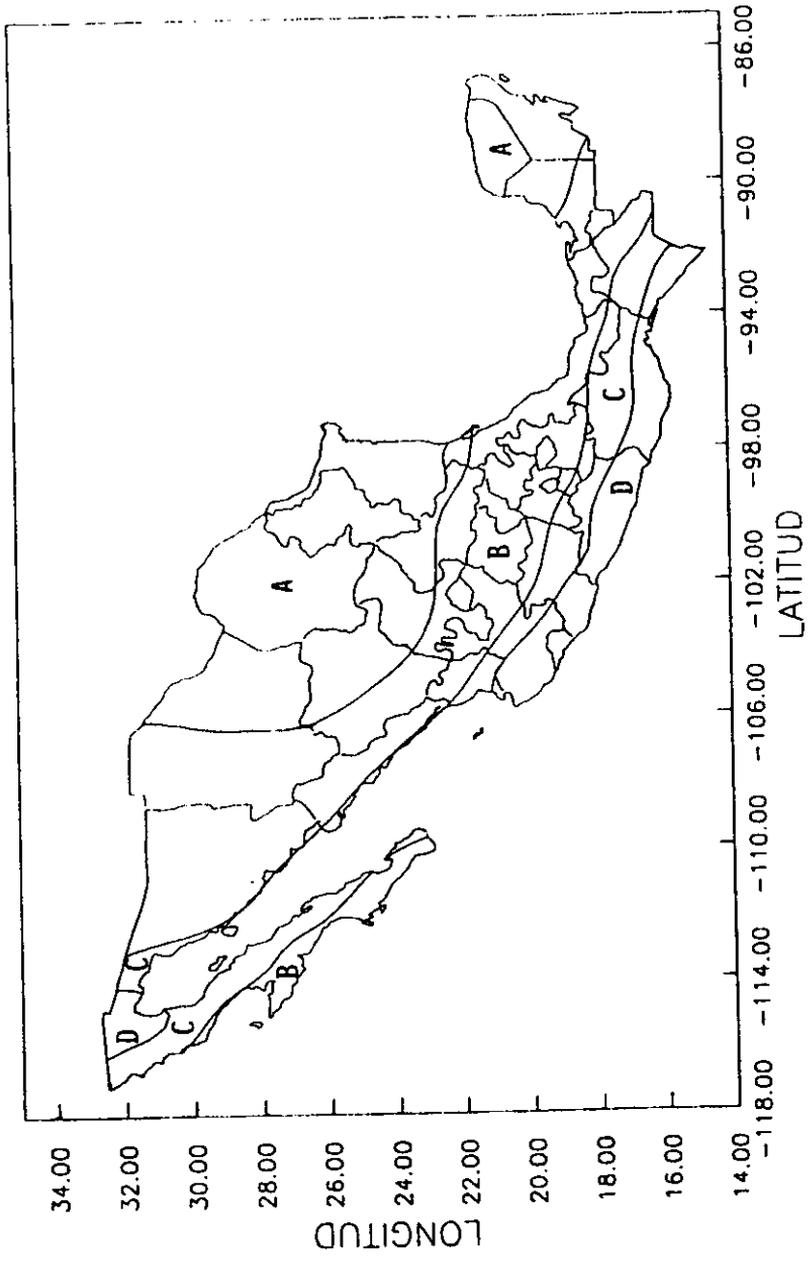
T = al período fundamental de vibración cuando se emplee el análisis estático e igual al período natural de vibración del modo que se considere cuando se emplee el análisis modal espectral.

T_0 = al primer período característico del espectro de diseño.

3.4.2.5.- Regionalización Sísmica de la República Mexicana.

Con base en un estudio de riesgo sísmico, se encontró que para fines de diseño sísmico la República Mexicana se considerará dividida en cuatro zonas.

Las fronteras entre zonas coinciden con curvas de igual aceleración máxima del terreno; la zona A es la de menor intensidad sísmica, mientras que la de mayor es la zona D.



Regionalización sísmica de la República Mexicana

3.4.2.6.- Espectros para Diseño Sísmico.

Las ordenadas del espectro de aceleraciones para diseño sísmico expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad, están dadas por las siguientes expresiones:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_0}; \quad \text{si } T \leq T_0 \quad \text{-----} \quad (3)$$

$$a = c; \quad \text{si } T_0 \leq T \leq T_b \quad \text{-----} \quad (4)$$

$$a = c \left(\frac{T_0}{T} \right)^r; \quad \text{si } T \geq T_b \quad \text{-----} \quad (5)$$

Donde:

a_0 = al coeficiente de aceleración del terreno

C = al coeficiente sísmico

T = al período natural de interés

T_0 y T_b = a dos períodos característicos que delimitan la meseta

r = a un exponente que define la parte curva del espectro de diseño.

Los valores de estos parámetros se consignan en la siguiente tabla para las diferentes zonas sísmicas y los distintos tipos de terreno de cimentación.

Espectros de diseño para estructuras del tipo B

ZONA SISMICA	TIPO DE SUELO	a_s	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.20	0.60	1/2
	II	0.04	0.16	0.30	1.50	2/3
	II	0.05	0.20	0.60	2.90	1
B	I	0.04	0.14	0.20	0.60	1/2
	II	0.08	0.30	0.30	1.50	2/3
	II	0.10	0.36	0.60	2.90	1
C	I	0.36	0.36	0.00	0.60	1/2
	II	0.64	0.64	0.00	1.40	2/3
	II	0.64	0.64	0.00	1.90	1
D	I	0.50	0.50	0.00	0.60	1/2
	II	0.86	0.86	0.00	1.20	2/3
	II	0.86	0.86	0.00	1.70	1

Los valores de diseño especificados son aplicables a estructuras del Grupo B.

3.4.2.7- Elección del Tipo de Análisis.

Para el análisis sísmico de estructuras de edificios se puede recurrir a tres métodos.

- a).- Método simplificado. - este método solo es aplicable a ciertas estructuras con altura no mayor de 13 m.
- b).- Análisis estático.- este método es aplicable a estructuras que no pasen de 60 m de altura.
- c).- Análisis Dinámico.- es forzoso aplicar este método a estructuras superiores a 60 m de altura.

Por lo que para el presente análisis se aplicará el método estático

3.4.2.8.- Análisis Estático

El método de análisis estático consta esencialmente de los siguientes pasos:

- 1.- Calcular fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los pisos que produzcan efectos equivalentes a la acción sísmica.
- 2.- Distribuir las fuerzas laterales del paso 1 y los momentos torcionantes asociados a dichas fuerzas entre los sistemas resistentes a carga lateral que conforman la estructura, como son marcos, muros ó combinaciones de estos.
- 3.- Analizar cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

3.4.2.9.- Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar el período fundamental de la estructura.

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura se supondrá un conjunto de fuerzas de inercia laterales actuando sobre cada uno de los niveles en los que se suponen concentradas las masas.

Las fuerzas de inercia se determinarán considerando que las aceleraciones de las masas de la estructura varían linealmente con la altura y que la fuerza cortante basal de la estructura es igual al coeficiente sísmico reducido por ductilidad y multiplicado por el peso de la construcción.

$$V = \frac{C}{Q} W_r \text{ ----- Ec. (1)}$$

Donde:

V = a la fuerza cortante basal

C = coeficiente sísmico, se obtiene de la tabla de espectros de diseño

Q = al factor de comportamiento sísmico

W_T = al peso de la construcción

De acuerdo con lo anterior, cada una de las fuerzas de inercia se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a la altura de la masa en cuestión sobre el desplante o nivel a partir del cual las deformaciones laterales de la estructura pueden ser apreciables, es decir:

$$P_n = \alpha W_n h_n \text{ ----- Ec. (2)}$$

Donde:

P_n = a la fuerza lateral que actúa sobre la masa n

W_n = al peso de la masa

n y h_n = a la altura correspondiente sobre el desplante

α = al coeficiente y se tomará de tal manera que la relación V/W sea igual a C/Q , siendo V la fuerza cortante basal, W el peso de la construcción, incluyendo cargas muertas y cargas vivas, Q el factor de comportamiento sísmico y C el coeficiente sísmico, de esta forma se tiene que:

$$\alpha = \frac{\sum_{n=1}^N W_n}{\sum_{n=1}^N W_n h_n} \frac{C}{Q} \quad \text{----- Ec. (3)}$$

Donde:

N = representa al número de masas concentradas, igual al número de niveles del edificio.

Sustituyendo la Ec. 3 en la Ec. 2 se obtiene la fuerza lateral que actúa en el centro de la masa del nivel n :

$$P_n = W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^N W_n}{\sum_{n=1}^N W_n h_n} \frac{C}{Q} \quad \text{----- Ec. (4)}$$

Aplicando el Art. 199 inciso II del RCDF referente a la carga instantánea (W_a), la cual se usará para el diseño sísmico y por viento, tenemos:

$$C M = 15.80 \text{ kg / m}^2$$

$$W_a = 20.00 \text{ kg / m}^2$$

$$C T = 35.80 \text{ kg / m}^2 \Rightarrow 0.0358 \text{ Ton / m}^2$$

$$A = (25m)(50m) = 1,250m^2$$

$$W_T = (A)(C T)$$

$$W_T = (1,250m^2)(0.0358 \text{ Ton / m}^2) = 45 \text{ ton}$$

Resolviendo la Ec. (4) tenemos:

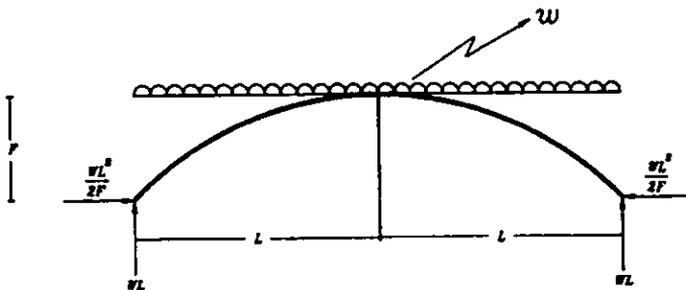
$$P_n = (45Ton)(3m) \left(\frac{45Ton}{(45Ton)(3m)} \right) \left(\frac{0.30}{4} \right) =$$

$$P_n = (135Ton / m)(0.333m)(0.075) = 3.375Ton$$

3.5.- Análisis de acciones

Como nuestra cubierta es del tipo membrana está entra dentro del tipo de cubiertas de arco, cuyas estructuras soportan cargas principalmente de modo axial, aunque las fuerzas cortantes y los momentos de flexión ocurran bajo ciertas condiciones de carga. En general una estructura de arco tenderá a tener momentos internos más pequeños que los encontrados en vigas ó marcos.

Los arcos son estructuras que producen reacciones horizontales al estar sometidos a cargas verticales. Ellos tienden a aplanarse al estar sometidos a carga y deben fijarse contra movimientos horizontales en sus apoyos. Analizando las cubiertas tipo arco vemos que tienen dos componentes de reacción en cada apoyo, cuatro en total, como se muestra en la fig.



Para el análisis de nuestra cubierta se analizarán los tipos de cargas que estén actuando sobre ella y que son:

1.- Cargas Verticales, que incluye carga muerta y carga viva.

2.- Cargas Accidentales, que son las cargas por viento.

Cargas verticales

$$C M = 15.80 \text{ kg / m}^2$$

$$W_m = 40.00 \text{ kg / m}^2$$

$$W_T = 55.80 \text{ kg / m}^2$$

Cargas verticales más viento paralelo a las generatrices

$$C M = 15.80 \text{ kg / m}^2$$

$$W_a = 20.00 \text{ kg / m}^2$$

$$Viento = -242.12 \text{ kg / m}^2$$

$$W_T = -206.32 \text{ kg / m}^2$$

Cargas verticales más viento normal a las generatrices

$$C M = 15.80 \text{ kg / m}^2$$

$$W_a = 20.00 \text{ kg / m}^2$$

$$Viento = -124.52 \text{ kg / m}^2$$

$$W_T = -88.72 \text{ kg / m}^2$$

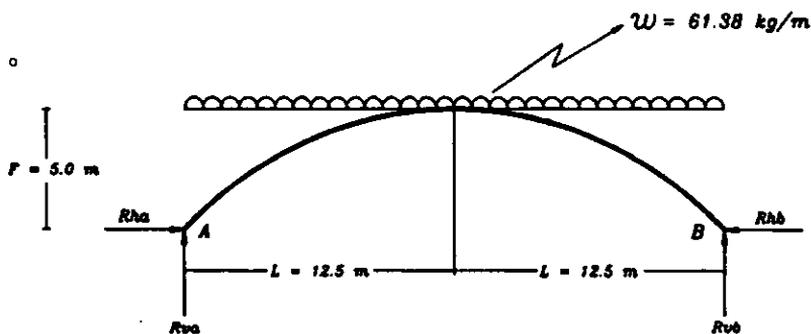
Como la carga más desfavorable es negativa esto nos indica que ésta trabaja a succión por lo que se utilizará solamente para el diseño de los taquetes; y para el análisis y diseño del marco se emplearán las cargas verticales.

Aplicando el factor de carga del Art. 194 inciso II del RCDF, para combinaciones de acciones clasificadas en la fracción II del Art. 188 del mismo RCDF, se considera un factor de carga de 1.1

$$W_T = FC(W_m + W_v)$$

$$W_T = (1.1)(15.8 \text{ kg/m}^2 + 40.0 \text{ kg/m}^2) = 61.38 \text{ kg/m}^2$$

$$W_T = \frac{61.38 \text{ kg/m}^2}{1 \text{ m}} = 61.38 \text{ kg/m}$$



Donde:

$$R_{ha} = R_{hb} = \frac{WL^2}{2F}$$

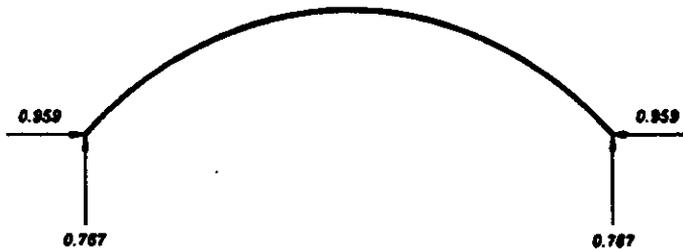
$$R_{va} = R_{vb} = WL$$

$$\frac{Wl^2}{2F} = \frac{(61.38 \text{ kg/m})(12.5\text{m})^2}{(2)(5\text{m})} = 959.06 \text{ kg}$$

$$\frac{Wl^2}{2F} = 0.959 \text{ Ton}$$

$$Wl = (61.38 \text{ kg/m})(12.5\text{m}) = 767.25 \text{ kg}$$

$$Wl = 0.767 \text{ Ton}$$



Por lo tanto:

$$R_{ha} = R_{hb} = 0.959 \text{ Ton}$$

$$R_{va} = R_{vb} = 0.767 \text{ Ton}$$

Los valores de estas reacciones fueron calculadas en una área tributaria de 1m, por lo que sus unidades serán Ton/m.

3.6.- Análisis del marco

El análisis de estructuras bajo acciones de carga lateral (tales como las debidas a viento y sismo), como las cargas verticales se vuelve laborioso si se efectúa una solución completa.

Una estructura con un gran numero de nudos, tiene muchos grados de libertad y en consecuencia se debe de realizar un gran numero de ecuaciones simultáneas para la distribución de momentos y así poder obtener resultados exactos.

Para el análisis de estructuras indeterminadas existen varios métodos de análisis tanto aproximados como exactos:

Los métodos aproximados son muy simples en concepto y son especialmente útiles para análisis aproximados, como el método del Voladizo y el del Portal.

Dentro de los métodos más exactos tenemos al Hardy Cross y Kani, que se basan en iteraciones o ciclos para la obtención de resultados óptimos, pero hoy en día existen programas de computación que nos ayudan a resolver el análisis estructural en menos tiempo.

Por lo que para el presente análisis se utilizó un programa de computadora, para lo cual hay que identificar los nudos y las barras que forman la estructura, así como las cargas a las cuales estará sometida y en este caso se empleará solamente la carga vertical.

Los nudos, son aquellos en donde se concentran 2 ó más barras; un nudo siempre se considera como un empotramiento.

FECHA : 11 de Marzo de 1999
 PROYECTO: DTT 003 Tesehoac s. Ver.
 MARCO : Postal
 NUMERO DE NUDOS = 22
 NUMERO DE BARRAS = 21
 NUMERO DE SECCIONES DE BARRAS = 2
 ANCHO DE SEMI-BANDA = 12
 NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA = 1

D A T O S :

GEOMETRIA		CONFIGURACION DE BARRAS				PROPIEDADES DE SECCIONES			
NUDO	X(m)	Y(m)	BARRA	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	SECCION	SECCION No.	INERCIA (m4)	AREA (m2)
1	0.00	3.00	1	1	3	1	1	0.00056	0.07500
2	0.00	0.00	2	3	5	1	2	0.00060	0.09000
3	5.00	3.00	3	5	7	1			
4	5.00	0.00	4	7	9	1			
5	10.00	3.00	5	9	11	1			
6	10.00	0.00	6	11	13	1			
7	15.00	3.00	7	13	15	1			
8	15.00	0.00	8	15	17	1			
9	20.00	3.00	9	17	19	1			
10	20.00	0.00	10	19	21	1			
11	25.00	3.00	11	1	2	2			
12	25.00	0.00	12	3	4	2			
13	30.00	3.00	13	5	6	2			
14	30.00	0.00	14	7	8	2			
15	35.00	3.00	15	9	10	2			
16	35.00	0.00	16	11	12	2			
17	40.00	3.00	17	13	14	2			
18	40.00	0.00	18	15	16	2			
19	45.00	3.00	19	17	18	2			
20	45.00	0.00	20	19	20	2			
21	50.00	3.00	21	21	22	2			
22	50.00	0.00							

CONDICION DE CARGA : Carga 1

CARGA NUDO 1
 Px (t) 3.375
 Py (t) 0.000
 Hz (t-m) 0.000

CARGA	BARRA 1	BARRA 2	BARRA 3	BARRA 4	BARRA 5	BARRA 6	BARRA 7	BARRA 8	BARRA 9
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-0.767	-0.767	-0.767	-0.767	-0.767	-0.767	-0.767	-0.767	-0.767
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 10
Wux(t/m)	0.000
Wtx(t/m)	0.000
Wuy(t/m)	-0.767
Wty(t/m)	0.000

RESULTADOS :

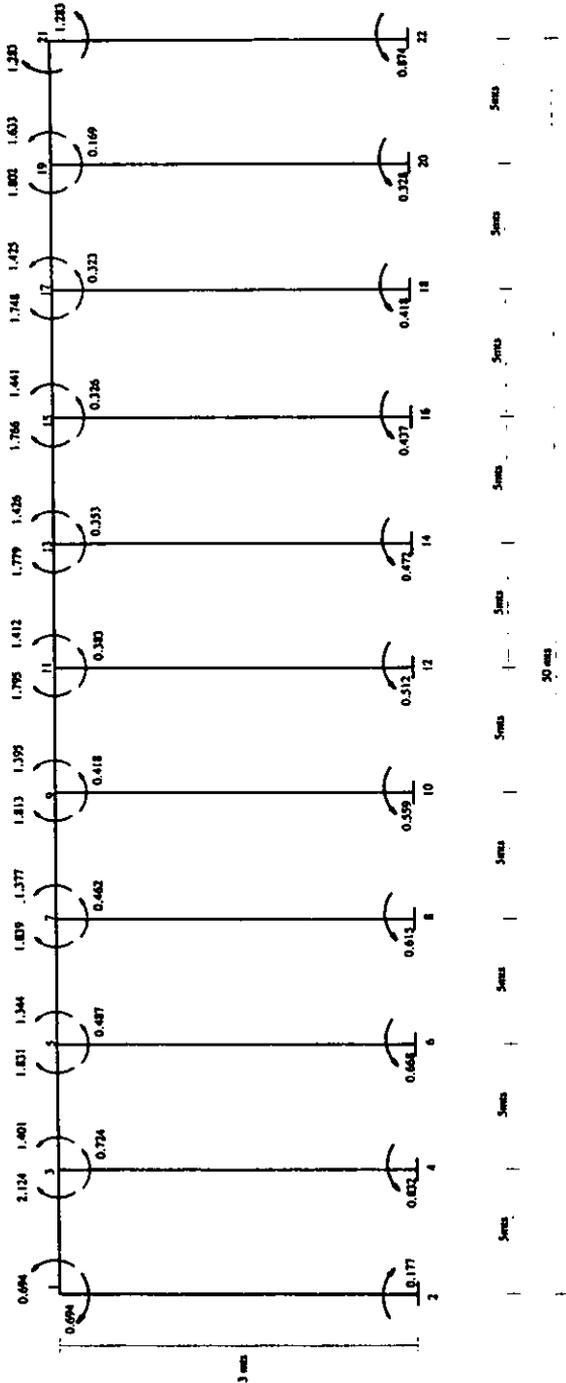
CONDICION DE CARGA : Carga 1

DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS

VERBAS INTERNAS

NUDO	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO X(rad)	BARRA	N FLEX I(t-m)	N FLEX F(t-m)	F WORK I(t)	F WORK F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)		
1	0.0016614	-0.0000344	-0.0012151	1	-0.494	-2.124	-3.540	-3.540	1.631	-2.204		
					0.744	0.987	0.031	-3.540	-3.540	0.673	-0.286	-1.245
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	-1.491	-1.831	-3.029	-3.029	1.031	-2.004		
					0.789	0.781	0.074	-3.029	-3.029	0.873	-0.086	-1.045
3	0.0013118	-0.0000951	-0.0001510	3	-1.344	-1.039	-2.644	-2.644	1.018	-2.017		
					0.330	0.006	0.003	-2.644	-2.644	0.860	-0.099	-1.056
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-1.377	-1.013	-2.285	-2.285	1.030	-2.005		
					0.312	0.002	0.004	-2.285	-2.285	0.871	-0.087	-1.046
5	0.0011841	-0.0000806	-0.0002521	5	-1.395	-1.795	-1.959	-1.959	1.016	-1.997		
					0.303	0.002	0.103	-1.959	-1.959	0.879	-0.080	-1.039
6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	6	-1.412	-1.779	-1.661	-1.661	1.044	-1.991		
					0.294	0.001	0.111	-1.661	-1.661	0.885	-0.073	-1.032
7	0.0018726	-0.0000811	-0.0002160	7	-1.426	-1.766	-1.386	-1.386	1.049	-1.986		
					0.287	0.001	0.116	-1.386	-1.386	0.891	-0.068	-1.027
8	0.0000000	0.0000000	0.0000000	8	-1.441	-1.748	-1.132	-1.132	1.056	-1.979		
					0.280	0.002	0.127	-1.132	-1.132	0.897	-0.061	-1.020
9	0.0009743	-0.0000810	-0.0001966	9	-1.425	-1.802	-0.885	-0.885	1.042	-1.993		
					0.278	0.703	0.090	-0.885	-0.885	0.883	-0.075	-1.034
10	0.0000000	0.0000000	0.0000000	10	-1.433	-1.383	-0.719	-0.719	1.048	-1.947		
					0.252	0.939	0.420	-0.719	-0.719	1.029	0.070	-0.089
11	0.0000936	-0.0000810	-0.0001797	11	-0.494	0.177	-1.631	-1.631	-0.173	-0.173		
					0.0000000	0.0000000	0.0000000	-4.035	-4.035	0.519	0.519	
12	0.0000000	0.0000000	0.0000000	12	-0.724	0.832	-3.822	-3.822	0.385	0.385		
					0.0000236	-0.0000810	-0.0001453	-3.822	-3.822	0.359	0.359	
13	0.0000000	0.0000000	0.0000000	13	-0.462	0.615	-3.847	-3.847	0.359	0.359		
					0.0007652	-0.0000810	-0.0001552	-3.842	-3.842	0.326	0.326	
14	0.0000000	0.0000000	0.0000000	14	-0.383	0.512	-3.842	-3.842	0.298	0.298		
					0.0007175	-0.0000806	-0.0001138	-3.840	-3.840	0.275	0.275	
15	0.0000000	0.0000000	0.0000000	15	-0.324	0.437	-3.842	-3.842	0.254	0.254		
					0.0006801	-0.0000809	-0.0001221	-3.821	-3.821	0.247	0.247	
16	0.0000000	0.0000000	0.0000000	16	-0.169	0.320	-3.980	-3.980	0.166	0.166		
					0.0006498	-0.0000809	0.0005497	-3.980	-3.980	0.166	0.166	
17	0.0000000	0.0000000	0.0000000	17	-1.283	0.874	-1.847	-1.847	0.719	0.719		

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO



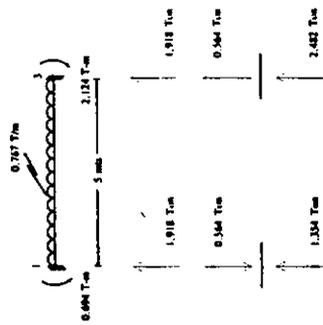
Nota: los valores de las fuerzas de los momento están dados en ton-m

Convención de signos:

Para la designación de los momentos es necesaria la convención de los signos que se habrá de usar en toda la discusión, para la distribución de momentos. Cualquier momento considerado en el extremo de un miembro será siempre el momento que el miembro aplique en la unión ó apoyo. Si el miembro tiende a hacer girar el apoyo en el sentido de las manecillas del reloj; el momento se considerará positivo; Si el miembro tiende a hacer girar el apoyo en el sentido contrario a las manecillas del reloj; el momento se considerará negativo.

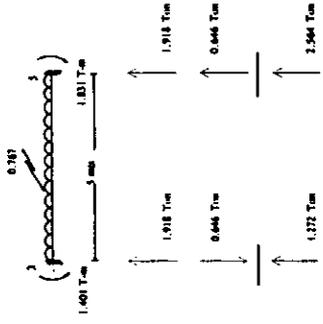


ANÁLISIS DE VIGAS

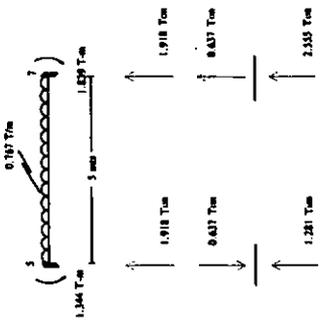


$$\frac{0.767 \text{ T} / \text{m} \cdot 5 \text{ m}}{2 \text{ m}} = 1.918 \text{ Ton}$$

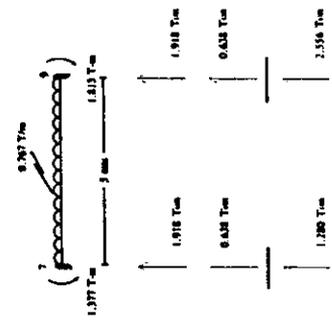
$$\frac{0.694 \text{ T} - \text{m} + 2.124 \text{ T} - \text{m}}{5 \text{ m}} = 0.564 \text{ Ton}$$



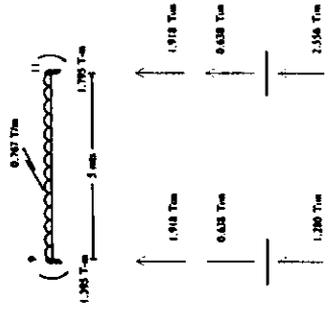
$$\frac{1.401 \text{ T} - \text{m} + 1.831 \text{ T} - \text{m}}{5 \text{ m}} = 0.646 \text{ Ton}$$



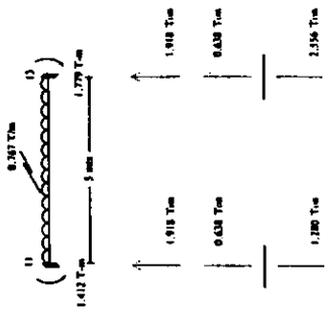
$$\frac{1.344 \text{ T} - \text{m} + 1.29 \text{ T} - \text{m}}{5 \text{ m}} = 0.637 \text{ Ton}$$



$$\frac{1.377 \text{ T} - \text{m} + 1.813 \text{ T} - \text{m}}{5 \text{ m}} = 0.638 \text{ Ton}$$

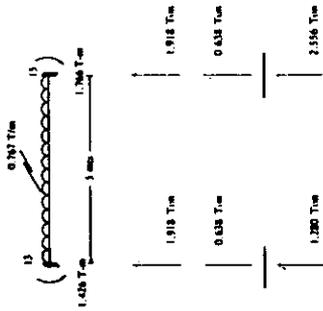


$$\frac{1.355 \text{ T} - \text{m} + 1.795 \text{ T} - \text{m}}{5 \text{ m}} = 0.638 \text{ Ton}$$

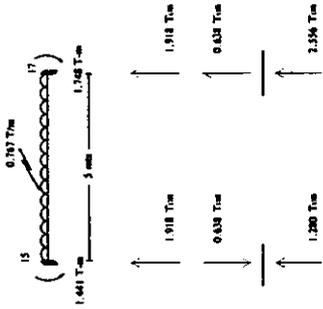


$$\frac{1.412 \text{ T} - \text{m} + 1.79 \text{ T} - \text{m}}{5 \text{ m}} = 0.638 \text{ Ton}$$

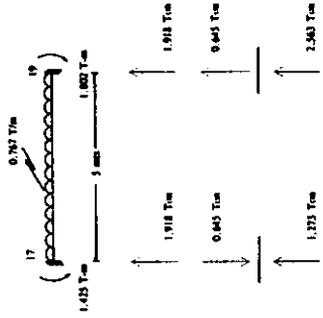
ANALISIS DE VIGAS



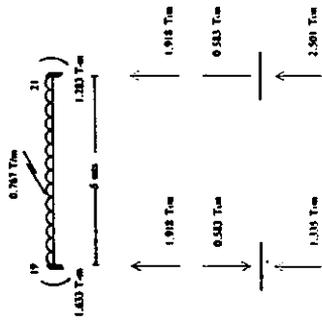
$$\frac{1.4257 - m + 1.7667 - m}{5m} = 0.6387 \text{ Ton}$$



$$\frac{1.4417 - m + 1.7487 - m}{5m} = 0.6387 \text{ Ton}$$



$$\frac{1.4257 - m + 1.8027 - m}{5m} = 0.6457 \text{ Ton}$$



$$\frac{1.6337 - m + 1.2837 - m}{5m} = 0.5637 \text{ Ton}$$

ANALISIS DE COLUMNAS



$$\frac{0.694T - m + 0.177T - m}{3m} = 0.2907m$$



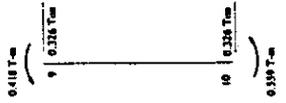
$$\frac{0.774T - m + 0.831T - m}{3m} = 0.5197m$$



$$\frac{0.487T - m + 0.546T - m}{3m} = 0.3857m$$



$$\frac{0.442T - m + 0.613T - m}{3m} = 0.3397m$$

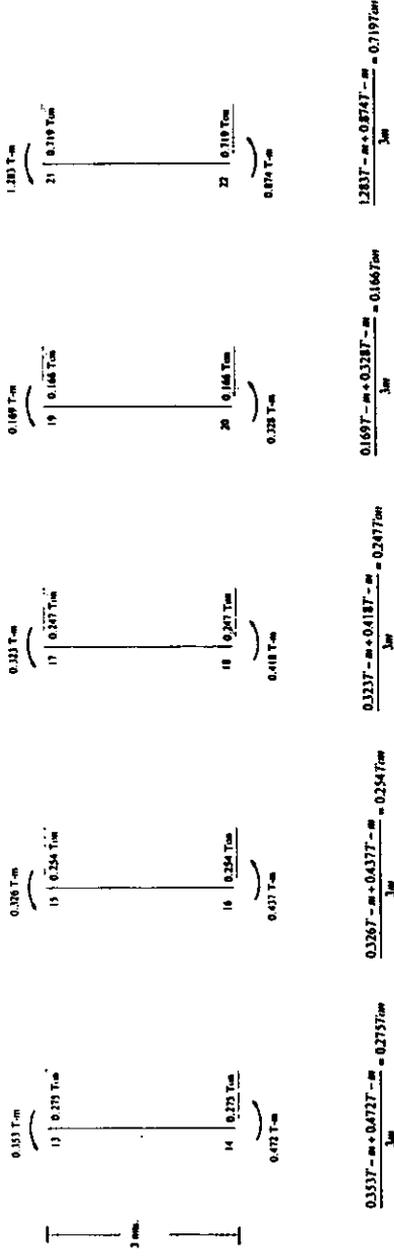


$$\frac{0.618T - m + 0.339T - m}{3m} = 0.3767m$$



$$\frac{0.383T - m + 0.512T - m}{3m} = 0.2987m$$

ANALISIS DE COLUMNAS



IV.- DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural consiste en determinar la forma, dimensiones y características detalladas de los elementos mecánicos de la estructura, de tal manera que las mismas soporten satisfactoriamente las cargas que actúen sobre ella con un grado de seguridad razonable y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio y con un costo dentro de los límites económicos, así como de satisfacer determinadas exigencias estéticas.

Para el diseño de estructuras de concreto reforzado existen dos métodos que son fundamentalmente diferentes; el método de diseño por resistencia (método plástico) y el método tradicional llamado método de los esfuerzos de trabajo (teoría elástica).

Método de diseño por resistencia (método plástico), en este método la seguridad se considera de una manera más directa por simple comparación de la carga de servicio con la carga estimada que produce el colapso de la estructura.

El procedimiento básico en el diseño por resistencia es diseñar miembros para que fallen, por tanto la resistencia última del miembro a la falla (llamada resistencia de diseño) es el único tipo de resistencia que se considera. La seguridad en el diseño por resistencia no la proporcionan los esfuerzos límites, como en el método de los esfuerzos de trabajo, sino al usar una carga de diseño factorizada (llamada resistencia requerida) que es mayor que la carga de servicio.

Método de los esfuerzos de trabajo (teoría elástica), se basa en el análisis del comportamiento que se presenta en las condiciones reales de uso estimadas (llamadas cargas de servicio). Los esfuerzos y las deformaciones producidos por la acción de estas cargas se analizan y comparan con el esfuerzo o la deformación admisible. La seguridad en general, se considera como el margen entre los esfuerzos producidos por la acción de las cargas de servicio y la resistencia última de los materiales. Los esfuerzos admisibles son una fracción de la resistencia límite de los materiales, donde el valor de la fracción constituye el margen de seguridad y son establecidos por los requisitos del reglamento.

En el diseño por el método de los esfuerzos de trabajo, se establece un valor máximo admisible (de trabajo) para definir el esfuerzo en la fibra extrema y las fórmulas se basan en el comportamiento elástico del miembro del concreto reforzado sometido a cargas de servicio.

Para el diseño de nuestros elementos mecánicos se utilizará el método de los esfuerzos de trabajo (teoría elástica), y se hará de acuerdo a los criterios establecidos en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para Distrito Federal y de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Siguiendo los lineamientos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño de Estructuras de Concreto tenemos:

El concreto empleado para fines estructurales puede ser de dos clases:

clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 ton/m³

clase 2, con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 1.9 y 2.2 ton/m³

Para el presente diseño se utilizará concreto clase 1, con una resistencia especificada $f'c$ igual o mayor a 250 kg/cm²

Para concretos clase 1, el módulo de elasticidad se supondrá igual a:

$$14,000\sqrt{f'c}$$

Acero:

Como refuerzo ordinario para concreto puede usarse barras de acero y/o mallas soldadas de alambre. Las barras serán corrugadas y deben cumplir con las normas NOM B 6 o NOM B 2 o B 457; se permite el uso de barras lisas de 6.4 mm (Núm. 2) para estribos.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario $E_s = 2 \times 10^6$ kg/cm²

Recubrimiento:

En elementos no expuestos a la intemperie, el recubrimiento libre de toda barra de refuerzo no será menor que su diámetro ni menor que lo señalado a continuación:

En columnas y trabes 2.0 cm; en losas 1.5 cm, si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

En elementos estructurales colocados contra el suelo, el recubrimiento libre mínimo, además de cumplir con los requisitos anteriores será de 5 cm si no se usa plantilla y de 3 cm si se usa plantilla.

Separación entre barras de acero de refuerzo:

La separación libre entre barras paralelas (excepto columnas y entre capas de barras en vigas) no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo de agregado.

Cuando el refuerzo de vigas este colocado en dos o en más capas la distancia vertical libre entre las capas no será menor que el diámetro de las barras, ni que de 2 cm.

En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 4 cm.

Conceptos generales:

Vigas continuas:

El claro se tomará a partir del centro de apoyo siempre que el ancho de este no sea mayor que el peralte efectivo de la viga.

El refuerzo que se calcule con el momento positivo máximo de cada claro debe prolongarse recto en todo el claro en cuestión. No menos de la mitad del refuerzo calculado para momento negativo en los apoyos debe prolongarse en toda la longitud de los claros adyacentes.

Columnas:

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento, incluyendo los efectos de esbeltez.

Geometría:

La relación entre la dimensión transversal mayor de la columna y la menor no excederá de 4. La dimensión menor será por lo menos igual a 20cm.

Refuerzo mínimo y máximo:

La relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no será menor que $20/f_y$ (f_y en kg/cm^2), ni mayor que 0.06. el número mínimo de barras será de seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

Zapatas:

El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 15 cm. Si la zapata apoya sobre pilotes dicho espesor mínimo será de 30 cm.

Nomenclatura

$f'c$ = esfuerzo de ruptura del concreto a los 28 días de edad kg/cm^2

fc = esfuerzo permisible de trabajo del concreto kg/cm^2

fy = límite de fluencia del acero kg/cm^2

fs = esfuerzo permisible en el acero kg/cm^2

b = ancho de la viga cm

d = peralte efectivo, al centro de gravedad del refuerzo a tensión cm

r = recubrimiento efectivo cm

h = peralte total de la viga cm

W_T = carga total ton/m

Ec = módulo de elasticidad del concreto kg/cm^2

Es = módulo de elasticidad del acero kg/cm^2

n = relación de módulos de elasticidad adimensional

kd = profundidad del eje neutro (esfuerzo de trabajo) adimensional

jd = brazo del par ó longitud del brazo de momento interno adimensional

M = momento de diseño kg-m

e = excentricidad de la carga no axial, del centroide de la sección hasta el punto de aplicación de la carga cm

p = cuantía de refuerzo adimensional

As = área del acero de refuerzo kg/cm^2

Av = área del refuerzo para cortante kg/cm^2

V = fuerza cortante de diseño kg

Vd = cortante a una distancia d del plano de apoyo kg

V_{crit} = cortante critico kg/cm^2

$V_{concret}$ = esfuerzo cortante que forma el concreto kg/cm^2

fv = esfuerzo permisible del acero de los estribos kg/cm^2

l = longitud necesaria de estribos cm

$\text{}$ = separación de estribos cm

μ = esfuerzo de adherencia kg/cm^2

Σo = suma de perímetros de las varillas cm

D = diámetro de las varillas cm

M_{rest} = momento resistente de la viga ton - m

M_{ext} = momento exterior de la viga ton -m

I = momento de inercia cm⁴

K = coeficiente de rigidez (I/L) de una viga o columna cm²

Fórmulas de diseño

$$f_c = 0.45 f'_c$$

$$f_s = 0.50 f_y$$

$$E_c = 14,000 \sqrt{f'_c}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$K = \frac{f_c}{2} j k$$

$$M_{resist} = M_{ext}$$

$$M_{resist} = K b d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M_{ext}}{K b}}$$

$$h = d + r$$

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

$$A_s = \frac{M_{ext}}{f_s j d}$$

$$V = \frac{W l}{2}$$

$$V_d = V - d(W_T)$$

$$V_{crit} = \frac{V_d}{bd}$$

$$V_{concret} = 0.29\sqrt{f'c}$$

$$V' = V_{crit} - V_{concret}$$

$$a = \frac{(L/2 - d)V'}{V_{crit}}$$

$$l = a + 2d$$

$$j = \frac{Avf_y}{V'b}$$

$$j_{max} = \frac{d}{2}$$

$$As_{Temp} = 0.002bd$$

$$\mu = \frac{V}{\Sigma ojd}$$

Lecho superior

$$\mu_{perm} = \frac{3.2\sqrt{f'c}}{D} \leq 35 \text{kg/cm}^2$$

Lecho inferior

$$\mu_{perm} = \frac{2.3\sqrt{f'c}}{D} \leq 25 \text{kg/cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$K = \frac{EI}{L}$$

Constantes de cálculo

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

$$f_y = 4,200 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_c = (0.45)(250 \text{ kg / cm}^2) = 112.5 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_s = (0.50)(4,200 \text{ kg / cm}^2) = 2,100 \text{ kg / cm}^2$$

$$E_c = 14,000 \sqrt{250 \text{ kg / cm}^2} = 221,359 \text{ kg / cm}^2$$

$$E_s = 2'000,000 \text{ kg / cm}^2$$

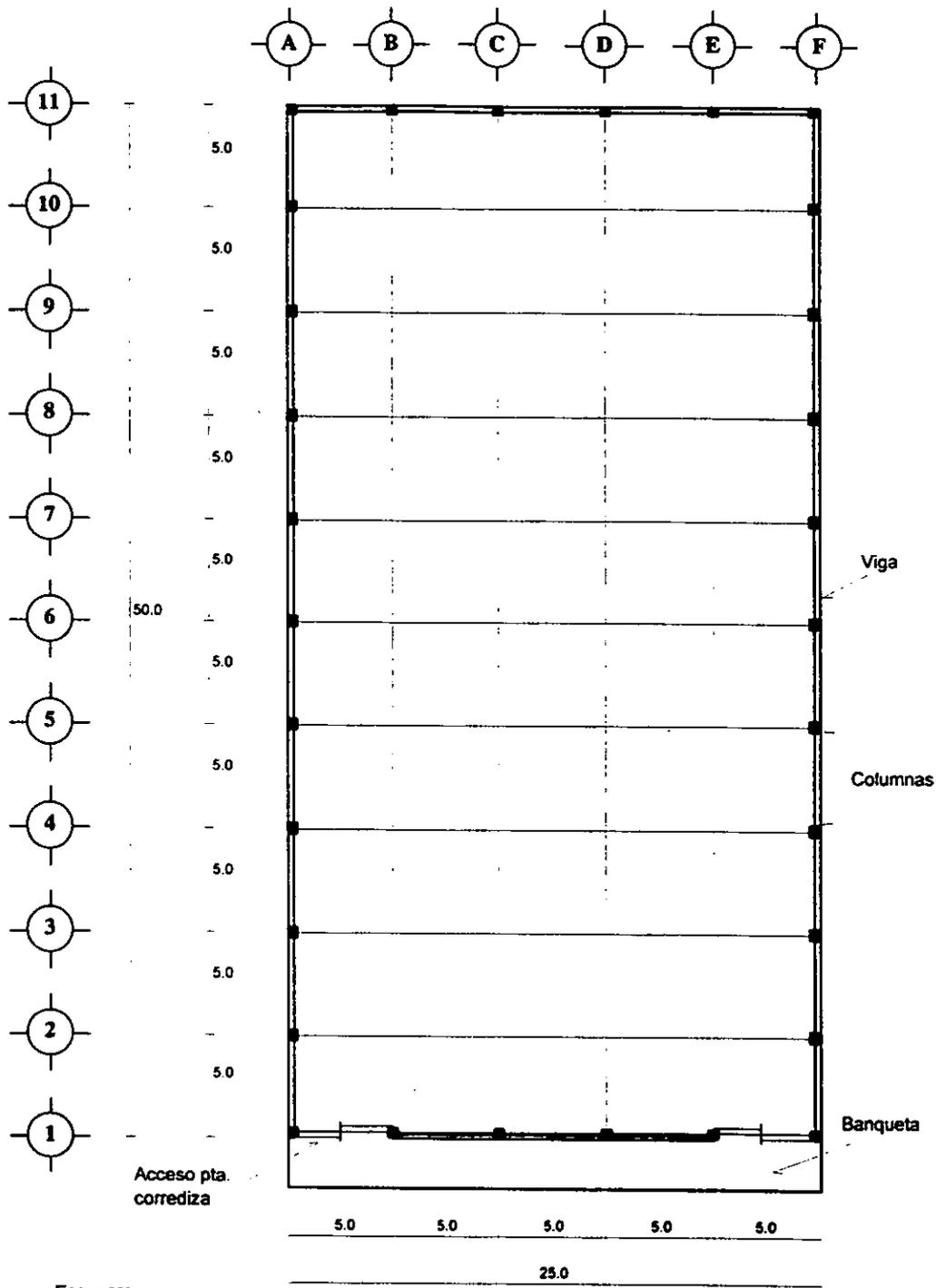
$$n = \frac{2'000,000 \text{ kg / cm}^2}{221,359 \text{ kg / cm}^2} = 9 \text{ adimensional}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{2,100 \text{ kg / cm}^2}{(9)112.5 \text{ kg / cm}^2}} = 0.325 \text{ adimensional}$$

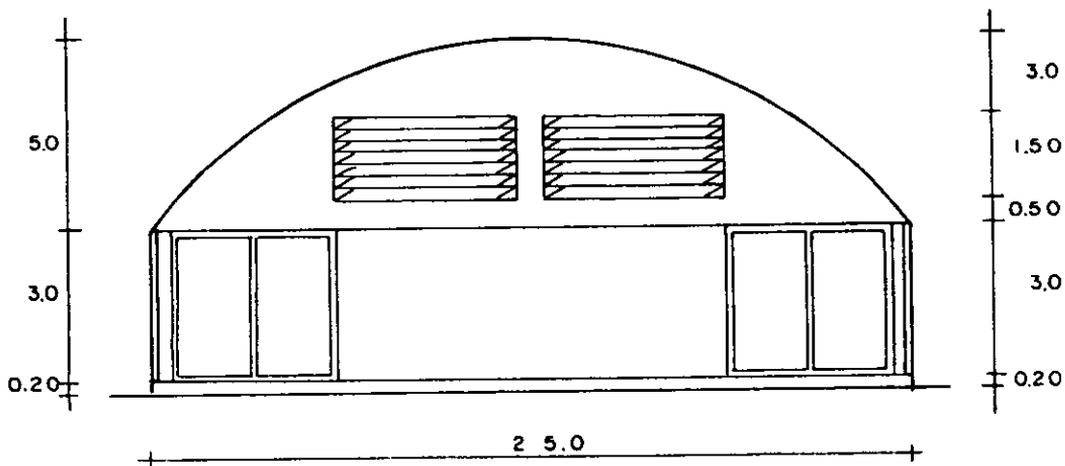
$$j = 1 - \frac{0.325}{3} = 0.89 \text{ adimensional}$$

$$K = \left(\frac{112.5 \text{ kg / cm}^2}{2} \right) (0.89)(0.325) = 16.27 \text{ kg / cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M_{ext} \text{ kg} - \text{cm}}{(16.27 \text{ kg / cm}^2)(bcm)}}$$



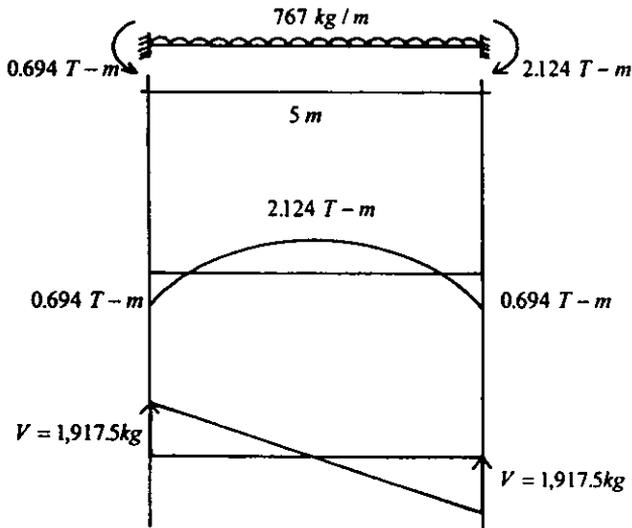
Esc. 1:250
 Acot. mts.



VISTA FRONTAL

4.1.- Diseño de vigas por flexión

Para el diseño de nuestras vigas, se tomaron en cuenta los factores que en ellas intervienen y se analizó la más desfavorable, siendo la del eje 1 - 2, por tener el máximo momento positivo.

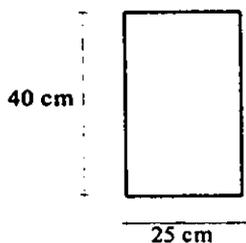


$$V = \frac{wl}{2}$$

$$V = \frac{(767\text{ kg/m})(5\text{ m})}{2} = 1,917.5\text{ kg}$$

Solución:

Se propone una sección geométrica de 0.25x 0.40 mts.



Cálculo del peso propio de la viga:

$$P_{pviga} = (0.25m)(0.40m)(2,400kg / m^3) = 240kg / m$$

$$W_T = 767kg / m + 240kg / m = 1,007kg / m$$

Cálculo del nuevo cortante:

$$V = \frac{wl}{2}$$

$$V = \frac{(1,007kg / m)(5m)}{2} = 2,517.5kg$$

Cálculo del peralte de la viga

$$d = \sqrt{\frac{M_{max}}{(K)(b)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{212,400 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{(16.27 \text{ kg} / \text{cm}^2)(bcm)}} \quad \therefore d = 26 \text{ cm}$$

b	d	r	h
20	25.5	3	28.5
25	22.9	3	25.9

Por cálculo nos da una sección muy pequeña, por lo que aumentamos nuestra sección geométrica

$$\begin{aligned} b &= 25 \text{ cm} \\ d &= 37 \text{ cm} \\ r &= 3 \text{ cm} \\ h &= 40 \text{ cm} \end{aligned}$$

Cálculo del acero

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_{s(-)} = \frac{69,400 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{(2,100 \text{ kg} / \text{cm}^2)(0.89)(37 \text{ cm})} = 1.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{si } \checkmark \#3 \quad a_s = 0.71 \text{ cm}^2$$

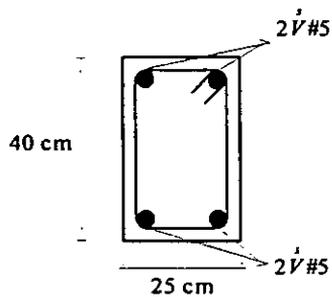
$$N^{\circ} V_{(-)} \#3 = \frac{1.0 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2} = 1.4 \checkmark \quad \therefore 2 \checkmark \#3$$

$$A_{s(,)} = \frac{212,400 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{(2,100 \text{ kg} / \text{cm}^2)(0.89)(37 \text{ cm})} = 3.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{si } \dot{V}\#5 \quad a_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \dot{V}_{(,)}\#5 = \frac{3.07 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 1.55 \dot{V} \quad \therefore 2 \dot{V}\#5$$

Por seguridad y previniendo los cambios de dirección en las fuerzas sísmicas armamos la viga de acuerdo al cálculo del momento máximo.



Revisión por Cortante

$$V = 2,517.5 \text{ kg}$$

$$Vd = V - d(W_T)$$

$$Vd = 2,517.5 \text{ kg} - 0.37 \text{ m}(1,007 \text{ kg} / \text{m}) = 2,144.9 \text{ kg}$$

$$V_{crit} = \frac{Vd}{bd}$$

$$V_{crit} = \frac{2,144.9kg}{(25cm)(37cm)} = 2.3kg / cm^2$$

El concreto forma un esfuerzo cortante de:

$$V_{concret} = 0.29\sqrt{f'c}$$

$$V_{concret} = 0.29\sqrt{250kg / cm^2} = 4.58kg / cm^2$$

$$V_{concret} = 4.58kg / cm^2 > V_{crit} = 2.3kg / cm^2$$

La viga no necesita estribos, sin embargo se colocarán estribos de 1/4

$$Si E \# 2 \quad as = 0.32cm^2$$

$$Av = (0.32cm^2)(2) = 0.64cm^2$$

$$s_{max} = \frac{d}{2}$$

$$s_{max} = \frac{37cm}{2} = 18.5cm \quad \therefore E \# 2 @ 18 cm$$

$$Los primeros \quad 2 E @ \frac{18 cm}{2} = 9 cm$$

Revisión por Adherencia

$$V = 2,517.5 \text{ kg}$$

$$\mu = \frac{V}{\sum o_j d}$$

Donde:

Σo = a la suma de los perímetros de las varillas

$$2V_{(-)} \#5 \text{ Lecho superior } \Sigma o = (2)(5 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

$$2V_{(+)} \#5 \text{ Lecho inferior } \Sigma o = (2)(5 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

Lecho superior

$$\mu = \frac{2,517.5 \text{ kg}}{(10 \text{ cm})(0.89)(37 \text{ cm})} = 7.65 \text{ kg / cm}^2$$

$$\mu_{perm} = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{D} \leq 35 \text{ kg / cm}^2$$

$$\mu_{perm} = \frac{3.2 \sqrt{250 \text{ kg / cm}^2}}{1.59 \text{ cm}} = 31.82 \leq 35 \text{ kg / cm}^2$$

$$7.65 \text{ kg / cm}^2 \leq 28.46 \text{ kg / cm}^2$$

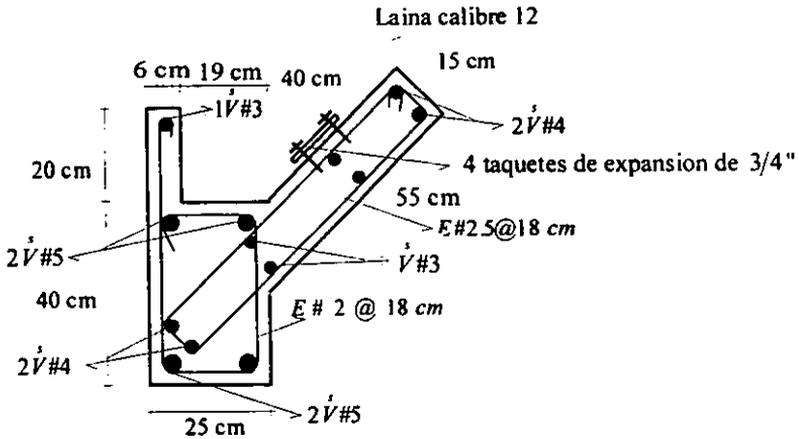
Lecho inferior

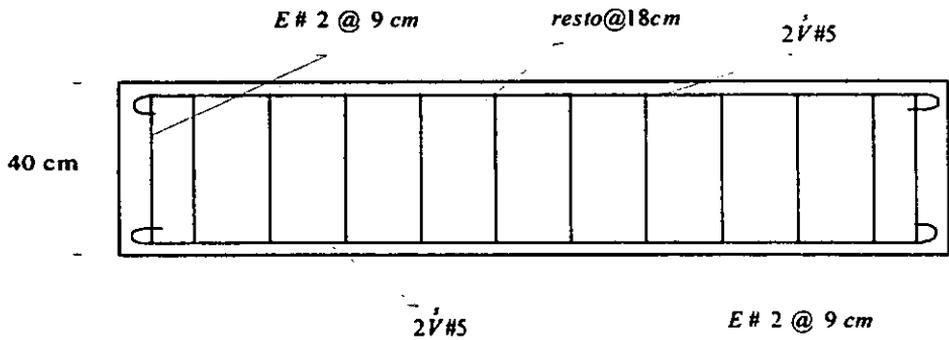
$$\mu = \frac{2,517.5 \text{ kg}}{(10 \text{ cm})(0.89)(37 \text{ cm})} = 7.65 \text{ kg / cm}^2$$

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} \leq 25 \text{ kg / cm}^2$$

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250 \text{ kg / cm}^2}}{1.59 \text{ cm}} = 22.9 \leq 25 \text{ kg / cm}^2$$

$$7.65 \text{ kg / cm}^2 \leq 22.9 \text{ kg / cm}^2$$





Obteniendo la carga axial tenemos que:

$$W_T = 1,007 \text{ kg / m}$$

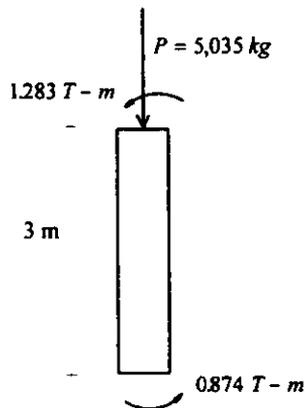
$$L = 5 \text{ m}$$

$$\therefore P = (1,007 \text{ kg / m})(5 \text{ m}) = 5,035 \text{ kg}$$

$$P = 5,035 \text{ kg}$$

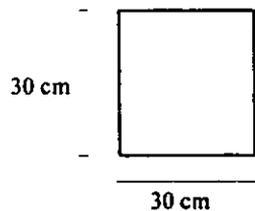
4.2.- Diseño de Columnas

Para el diseño de las columnas, se analizó la más desfavorable, siendo la de la intersección del eje 11 y A por los momentos.



Solución:

Se propone una sección geométrica de $0.30\text{m} \times 0.30\text{m}$



Se analiza la columna por efectos de esbeltez para determinar el tipo de columna y así diseñarla:

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

$$\frac{H}{b} \leq 10 \quad \text{la columna es corta}$$

$$\frac{H}{b} \geq 10 \quad \text{la columna es larga}$$

$$H = 300\text{cm}$$

$$b = 30\text{cm}$$

$$\frac{300\text{cm}}{30\text{cm}} = 10$$

La columna se encuentra en el punto intermedio entre columna corta y columna larga, por lo que para efectos de diseño se considerará como columna larga.

A medida que aumenta la altura de una columna disminuye la carga admisible debido a la tendencia de las columnas al pandeo.

Si la estructura depende de las columnas para la estabilidad lateral, la longitud efectiva h' se obtendrá usando las condiciones correspondientes de acuerdo a los factores de reducción de capacidad.

Factor de reducción de la capacidad

Para columnas esbeltas se reduce la capacidad portante del miembro multiplicando la capacidad de la sección de la columna corta por un factor de reducción (F_R). El factor F_R varía de acuerdo con las diferentes condiciones de los extremos y es función de r' cuando no existe amarre lateral.

Para los valores de r' rigen las siguientes condiciones:

1.- Aún cuando r' es infinito para un extremo articulado, se asume un extremo de una columna como articulado si r' es mayor de 25.0

2.- Aún cuando $r' = 0$ para un extremo perfectamente rígido, es práctico usar $r' = 1$ para un extremo rígido. Una rigidez completa es difícil de obtener en la práctica.

A menudo se usa un valor medio de r' . Este se puede señalar como:

$$r'_A = 0.5(r'_T + r'_B)$$

Donde:

r'_T y r'_B = se refiere respectivamente a los extremos superior e inferior de la columna.

$$r'_T = \frac{\Sigma(EI / L) \text{ columnas}}{\Sigma(EI / L) \text{ vigas}}$$

$$r'_B = \frac{\Sigma(EI / L) \text{ columnas}}{\Sigma(EI / L) \text{ vigas}}$$

Para el diseño es conveniente aumentar los requisitos de una columna corta ideal dividiendo tanto la carga axial como el momento por F_R . Entonces se diseña como una columna corta equivalente que soporta las cargas ampliadas.

Por lo tanto:

$$P_{\text{Diseño}} = \frac{P_{\text{corta}}}{F_R}$$

$$M_{\text{Diseño}} = \frac{M_{\text{corta}}}{F_R}$$

El factor F_R debe ser calculado usando el caso más adecuado según las condiciones de amarres en los extremos de la columna, de acuerdo a los cinco casos que se presentan por efectos de esbeltez.

Como la columna es una columna larga, empotrada en su base y articulada en su extremo superior y sometida a una carga axial y momentos que producen doble curvatura esta entra dentro del caso III:

Donde la compresión controla y la estructura depende de las columnas para su estabilidad lateral

Caso III.- Existe desplazamiento, doble curvatura.

$$h' = h(0.78 + 0.22 r'_A) \geq h$$

$$r'_A = 0.5(r'_T + r'_B)$$

$$F_R = \left[1.07 - 0.008 \frac{h'}{r} \right] \leq 1.0$$

Donde

h' = altura efectiva de la columna

r' = radio de giro de la columna

F_R = factor de reducción

Donde:

$$r' = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad r' = \sqrt{\frac{bh^3 / 12}{bh}} \quad r' = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$$

$$r' = 0.288 h$$

$$r' = 0.30 h$$

Cálculo de las rigideces en columnas:

$$EI = \frac{bh^3}{12}$$

$$EI_{columna} = \frac{(30cm)(30cm)^3}{12} = 67,500cm^4$$

$$\frac{EI}{L} = \frac{67,500cm^4}{300cm} = 225cm^3 \text{ columnas}$$

Cálculo de rigideces en vigas:

$$EI_{vigas} = \frac{(25cm)(40cm)^3}{12} = 133,333cm^4$$

$$\frac{EI}{L} = \frac{133,333cm^4}{500cm} = 266.67cm^3 \text{ trabes}$$

Sustituyendo los valores en r'_r tenemos:

$$r'_r = \frac{225cm^3}{266.67cm^3} = 0.844$$

Por ser empotramiento perfecto rígido tenemos que:

$$r'_B = 0 \therefore r'_B = 1$$

Aplicando la ecuación para obteniendo el valor medio tenemos:

$$r'_A = 0.5(0.844 + 1) = 0.922$$

Sustituyendo r'_A en h' tenemos:

$$h' = 300cm(0.78 + 0.22(0.922)) \geq h$$

$$h' = 294.85cm$$

Sustituyendo h' y r' en F_R :

$$F_R = \left[1.07 - 0.008 \left(\frac{294.85cm}{(0.30)(30cm)} \right) \right] = 0.81$$

Obteniendo la carga axial (P) y el momento (M) de diseño tenemos:

$$P_{Diseño} = \frac{5,035kg}{0.81} = 6,216kg$$

$$M_{Diseño} = \frac{1,283kg-m}{0.81} = 1,584kg-m$$

Se propone un $P = 1\% / cara$

$$Pn = (P)(n)$$

$$Pn = (0.01)(9) = 0.09$$

$$e = \frac{M}{P}$$

$$e = \frac{1,584kg-m}{6,216kg} = 0.25m$$

$$e = 25cm$$

$$\frac{e}{h} < 0.30 \quad \text{es caso I}$$

$$\frac{e}{h} > 0.30 \quad \text{es caso II} \quad \therefore \frac{h}{e}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{25cm}{30cm} = 0.83 > 0.30 \quad \therefore \text{es caso II}$$

$$\frac{h}{e} = \frac{30cm}{25cm} = 1.2 > 0.30$$

$$d' = 1.5cm$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{1.5cm}{30cm} = 0.05$$

Utilizando la tabla de iteración caso II $\frac{d'}{h} = 0.05$, de las tablas de diseño elástico de columnas rectangulares.

Entrando con los siguientes valores:

$$\frac{h}{e} = 1.2$$

$$P_n = 0.09$$

Encontramos los valores de:

$$C = 6.4$$

$$k = 0.44$$

Aplicando la fórmula tenemos:

$$f_c = C \frac{M}{bh^2}$$

$$f_c = 6.4 \left(\frac{1,58400 \text{kg} \cdot \text{cm}}{(30 \text{cm})(30 \text{cm})^2} \right) = 37.55 \text{kg} / \text{cm}^2$$

$$37.55 \text{kg} / \text{cm}^2 < 112.5 \text{kg} / \text{cm}^2$$

Revisión del acero

$$f_s = n f_c \left(\frac{(1 - d'/h)}{k} - 1 \right)$$

$$f_s = (9)(37.55 \text{kg} / \text{cm}^2) \left(\frac{(1 - 0.05)}{0.44} - 1 \right) = 391.71 \text{kg} / \text{cm}^2$$

$$f_s = 391.71 \text{kg} / \text{cm}^2 < f_s = 2,100 \text{kg} / \text{cm}^2$$

Revisión del acero a compresión

$$f'_s = n f_c \left(1 - \frac{1}{k} (d'/h) \right)$$

$$f'_s = (9)(37.55 \text{kg} / \text{cm}^2) \left(1 - \frac{1}{0.44} (0.05) \right) = 299.55 \text{kg} / \text{cm}^2$$

$$f'_s = 299.55 \text{kg} / \text{cm}^2 < f_s = 2,100 \text{kg} / \text{cm}^2$$

Cálculo del área de acero de refuerzo

$$P = \frac{As}{bh}$$

$$As = Pbh$$

$$As = (0.01)(30cm)(30cm) = 9cm^2$$

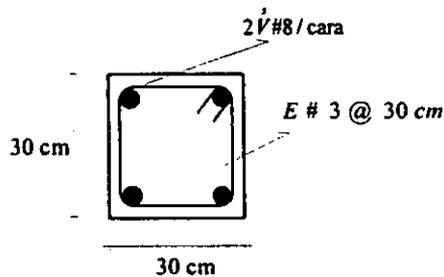
$$si \check{V}\#8; \quad as = 5.07cm^2$$

$$N^{\circ} \check{V}\#8 = \frac{9.0cm^2}{5.07cm^2} = 1.78 \check{V} \quad \therefore 2 \check{V}\#8 / cara$$

Si E # 3

$$f = \begin{cases} 48 \times \phi \text{ del estribo} \\ 16 \times \phi \text{ de las } \check{V} \\ b = \text{dim. menor de la columna} \end{cases}$$

$$f = \begin{cases} 48 \times 0.95cm = 45.6cm \\ 16 \times 2.54cm = 40.64cm \\ b = 30cm \end{cases} \quad \therefore E \# 3 @ 30cm$$



Cálculo del peso propio de la columna

$$P_{pcolumna} = (b)(h)(2,400\text{kg} / \text{m}^3)$$

$$P_{pcolumna} = (0,30\text{m})(0,30\text{m})(2,400\text{kg} / \text{m}^3) = 216\text{kg} / \text{m}$$

$$P_{tcolumna} = (216\text{kg} / \text{m})(3\text{m}) = 648\text{kg}$$

Bajando cargas tenemos.

$$P = 5,035\text{kg}$$

$$P_{tcolumna} = 648\text{kg}$$

$$P_T = P + P_{tcolumna}$$

$$P_T = 5,035\text{kg} + 648\text{kg} = 5,683\text{kg}$$

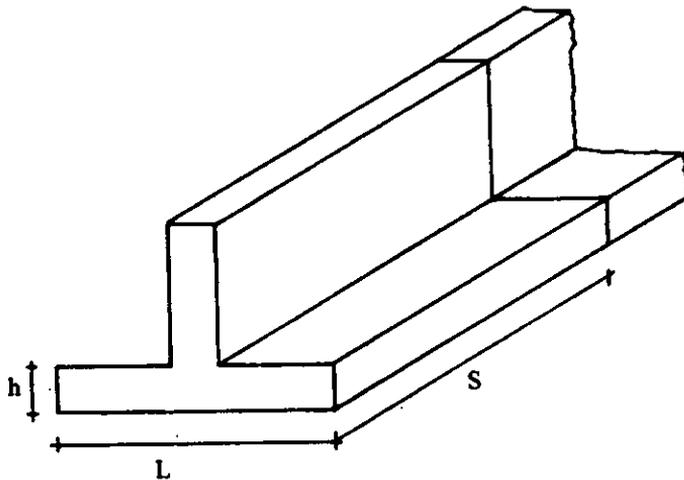
$$P = 5,683\text{kg}$$

4.3.- Diseño de Cimentación

Para la cimentación de la bodega se propone que sea a base de zapata corrida con contratrabe, cuya carga axial y resistencia del terreno son:

$$P = 5,683kg$$

$$R_T = 4,000kg / cm^2$$



Cálculo del peso propio de la zapata

$$P_{zap} = 8\% P$$

$$P_{zap} = (5,683kg)(0.08) = 455kg$$

$$P_T = P + P_{zap}$$

$$P_T = 5,683kg + 455kg = 6,138kg$$

Se propone la sección mínima que marcan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

$$d = 15\text{cm}$$

$$r = 7\text{cm}$$

$$h = 22\text{cm}$$

Cálculo del área de la zapata y sus dimensiones

$$\text{Area zap} = \frac{P}{R_r}$$

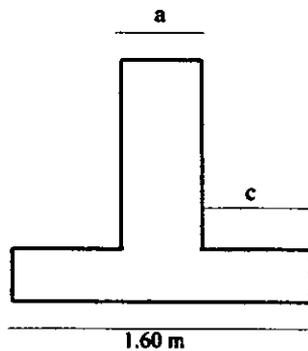
$$\text{Area zap} = \frac{6,138\text{kg}}{4,000\text{kg/m}^2} = 1.53\text{m}^2$$

$$L = \frac{\text{Area zap}}{S}$$

$$\text{Si } S = 1.0\text{m}$$

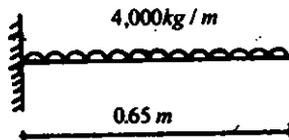
$$L = \frac{1.53\text{m}^2}{1.0\text{m}} = 1.53\text{m} \quad \therefore L = 1.60\text{m}$$

$$a = 0.30\text{m}$$



$$c = \frac{L - a}{2}$$

$$c = \frac{1.60m - 0.30m}{2} = 0.65m$$



Cálculo del momento en la zapata

$$M = \frac{R_r(c)^2}{2}$$

$$M = \frac{(4,000 \text{ kg} / \text{m}^2)(0.65\text{m})^2}{2} = 845 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo del peralte de la zapata

$$d = \sqrt{\frac{M_{max}}{Kb}} \quad b = 1.0m$$

$$d = \sqrt{\frac{84,500 \text{ kg} - \text{cm}}{(16.27 \text{ kg} / \text{cm}^2)(100 \text{ cm})}} = 7.2 \text{ cm}$$

$$r \geq 7 \text{ cm}$$

Por lo que proponemos d arbitrariamente:

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

$$r = 7\text{cm}$$

$$h = 25\text{cm}$$

Cálculo del área de acero

$$A_s = \frac{M_{ext}}{f_s j d}$$

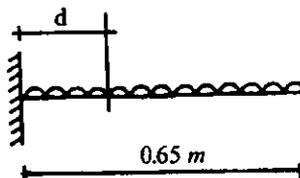
$$A_s = \frac{84,500\text{kg} - \text{cm}}{(2,100\text{kg} / \text{cm}^2)(0.89)(18\text{cm})} = 2.51\text{cm}^2$$

$$\text{Si } \overset{s}{V}\#5, \quad a_s = 1.98\text{cm}^2$$

$$N^{\circ} \overset{s}{V}\#5 = \frac{2.51\text{cm}^2}{1.98\text{cm}^2} = 1.27 \overset{s}{V} \quad \therefore 2 \overset{s}{V}\#5$$

$$@ = \frac{100\text{cm}}{1.27 \overset{s}{V}} = 78.7\text{cm} \quad \therefore \overset{s}{V}\#5 @ 30\text{cm}$$

Revisión por Cortante



$$V = (R_r)(l)$$

$$V = (4,000\text{kg} / \text{m})(0.65\text{kg} / \text{m}) = 2,600 \text{ kg}$$

$$Vd = \frac{V}{bd} \quad b = 1.0\text{m}$$

$$Vd = \frac{2,600\text{kg}}{(100\text{cm})(18\text{cm})} = 1.44\text{kg} / \text{cm}^2$$

$$V_{perm} = 0.29\sqrt{f'c}$$

$$V_{perm} = 0.29\sqrt{250 \text{ kg} / \text{cm}^2} = 4.59\text{kg} / \text{cm}^2$$

$$Vd \leq V_{perm} \quad Vd = 1.44\text{kg} / \text{cm}^2 \leq V_{perm} = 4.59\text{kg} / \text{cm}^2$$

Revisión por Adherencia

$$V = 2,600\text{kg}$$

$$\mu = \frac{V}{\Sigma ojd}$$

$$\Sigma o = 2\dot{V}\#5; \quad (2)(5\text{cm}) = 10\text{cm}$$

$$\mu = \frac{2,600\text{kg}}{(10\text{cm})(0.89)(18\text{cm})} = 16.23\text{kg} / \text{cm}^2$$

$$\mu_{perm} = \frac{3.2\sqrt{f'c}}{D} \leq 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_{perm} = \frac{3.2\sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}}{159 \text{ cm}} = 31.82 \text{ kg/cm}^2 \leq 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$16.23 \text{ kg/cm}^2 \leq 31.82 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del área de acero por temperatura

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 bh$$

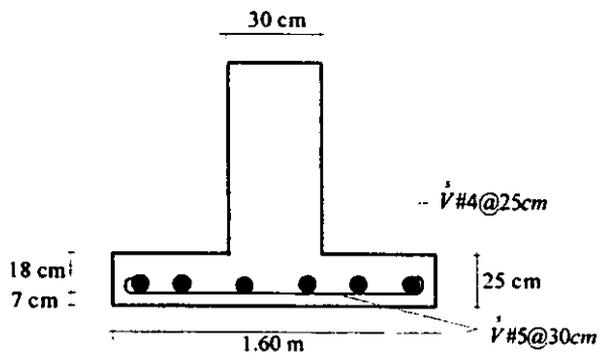
$$A_{s \text{ temp}} = (0.002)(100 \text{ cm})(25 \text{ cm}) = 5.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si } \overset{\circ}{V}\#4; \quad a_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

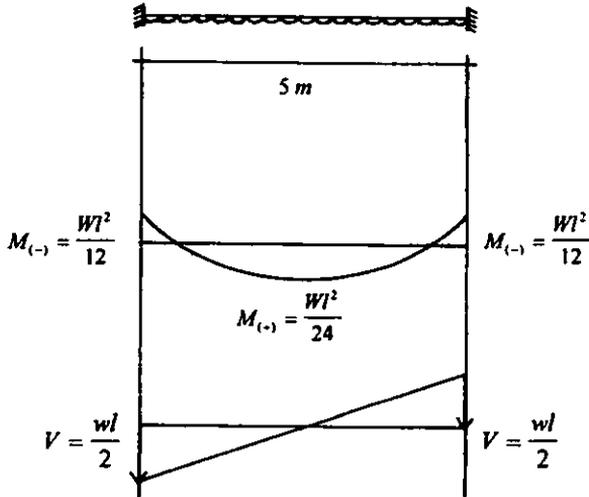
$$N^{\circ} \overset{\circ}{V}\#4 = \frac{5.0 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 3.94 \overset{\circ}{V}$$

$$@ = \frac{100 \text{ cm}}{3.94 \overset{\circ}{V}} = 25.38 \text{ cm}$$

$$\therefore \overset{\circ}{V}\#4 @ 25 \text{ cm}$$



Diseño de la Contratrabe



Cálculo de la carga en la contratrabe

$$W = (S)(L)(R_T)$$

$$W = (1.0\text{ m})(1.60\text{ m})(4,000\text{ kg / m}^2) = 6,400\text{ kg / m}$$

Cálculo de los momentos en la contratrabe

$$M_{(-)} = \frac{(6,400\text{ kg / m})(5\text{ m})^2}{12} = 13,334\text{ kg - m}$$

$$M_{(+)} = \frac{(6,400\text{ kg / m})(5\text{ m})^2}{24} = 6,667\text{ kg - m}$$

Cálculo del peralte de la contratrabe

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}}$$

$$d = \sqrt{\frac{1,333,400 \text{ kg} - \text{cm}}{(16.27 \text{ kg} / \text{cm}^2)(30 \text{ cm})}} = 52.3 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$r = 10 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero

$$As = \frac{M_{ext}}{f_s j d}$$

$$As_{(-)} = \frac{1,333,400 \text{ kg} - \text{cm}}{(2,100 \text{ kg} / \text{cm}^2)(0.89)(70 \text{ cm})} = 10.19 \text{ cm}^2$$

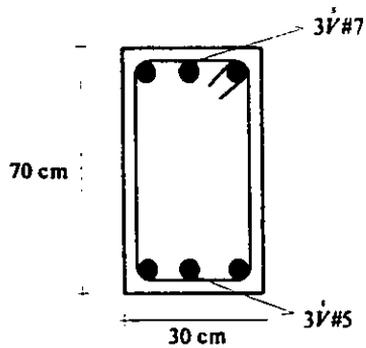
$$\text{Si } \checkmark \#7, \quad as = 3.88 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \checkmark \#7 = \frac{10.19 \text{ cm}^2}{3.88 \text{ cm}^2} = 2.63 \checkmark \quad \therefore 3 \checkmark \#7$$

$$As_{(+)} = \frac{666,700 \text{ kg} - \text{cm}}{(2,100 \text{ kg} / \text{cm}^2)(0.89)(70 \text{ cm})} = 5.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si } \dot{V}\#5, \quad as = 1.98\text{cm}^2$$

$$N^{\circ}\dot{V}\#5 = \frac{5.10\text{cm}^2}{1.98\text{cm}^2} = 2.58\dot{V} \quad \therefore 3\dot{V}\#5$$



Revisión por Cortante

$$V = \frac{Wl}{2}$$

$$V = \frac{(6,400\text{kg}/m)(5m)}{2} = 16,000\text{kg}$$

$$Vd = V - d(W_T)$$

$$Vd = 16,000\text{kg} - 0.70m (6,400\text{kg}/m) = 11,520\text{kg}$$

$$V_{crit} = \frac{Vd}{bd}$$

$$V_{crit} = \frac{11,520\text{kg}}{(30\text{cm})(70\text{cm})} = 5.49\text{kg} / \text{cm}^2$$

El concreto forma un esfuerzo cortante de:

$$V_{concret} = 0.29\sqrt{f'c}$$

$$V_{concret} = 0.29\sqrt{250\text{kg} / \text{cm}^2} = 4.58\text{kg} / \text{cm}^2$$

$$V_{concret} = 4.58\text{kg} / \text{cm}^2 \leq V_{crit} = 5.49\text{kg} / \text{cm}^2$$

La viga necesita estribos:

$$V' = V_{crit} - V_{concret}$$

$$V' = 5.49\text{kg} / \text{cm}^2 - 4.58\text{kg} / \text{cm}^2$$

$$V' = 0.91\text{kg} / \text{cm}^2$$

$$a = \left(\frac{L}{2} - d\right) \frac{V'}{V_{crit}}$$

$$a = \left(\frac{5\text{m}}{2} - 0.70\text{m}\right) \frac{0.91\text{kg} / \text{cm}^2}{5.49\text{kg} / \text{cm}^2} = 0.30\text{m}$$

$$L = d + a + d \quad L = a + sd$$

$$L = 0.30m + 2(0.70m) = 1.70m$$

L = longitud que requiere de estribos

$$\text{Si } E \# 3, \quad as = 0.71cm^2$$

$$Av = (0.71cm^2)(2) = 1.42cm^2$$

$$fv = 2,100kg / cm^2$$

$$f = \frac{Avfv}{V'b}$$

$$f = \frac{(1.42cm^2)(2,100kg / cm^2)}{(0.91kg / cm^2)(30cm)} = 109cm$$

$$f_{max} = \frac{d}{2}$$

$$f_{max} = \frac{70cm}{2} = 35cm \quad E \# 3 @ 35 cm$$

$$\text{Los primeros } 2 E @ \frac{35 cm}{2} = 17.5 cm$$

Revisión por Adherencia

$$V = 16,000\text{kg}$$

$$\mu = \frac{V}{\sum ojd}$$

Donde:

$\Sigma o =$ a la suma de los perímetros de las varillas

$$3V_{(-)}\#7 \text{ Lecho superior } \Sigma o = (3)(7\text{cm}) = 21\text{cm}$$

$$3V_{(+)}\#5 \text{ Lecho inferior } \Sigma o = (3)(5\text{cm}) = 15\text{cm}$$

Lecho superior

$$\mu = \frac{16,000\text{kg}}{(21\text{cm})(0.89)(70\text{cm})} = 12.23\text{kg/cm}^2$$

$$\mu_{perm} = \frac{3.2\sqrt{f'c}}{D} \leq 35\text{kg/cm}^2$$

$$\mu_{perm} = \frac{3.2\sqrt{250\text{kg/cm}^2}}{2.22\text{cm}} = 22.79 \leq 35\text{kg/cm}^2$$

$$12.23\text{kg/cm}^2 \leq 22.79\text{kg/cm}^2$$

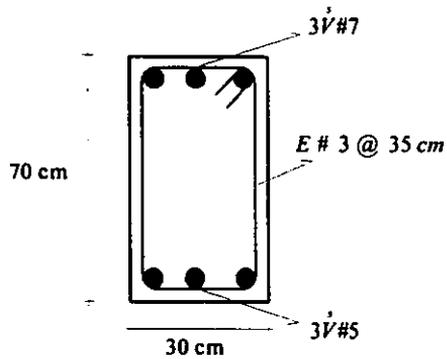
Lecho inferior

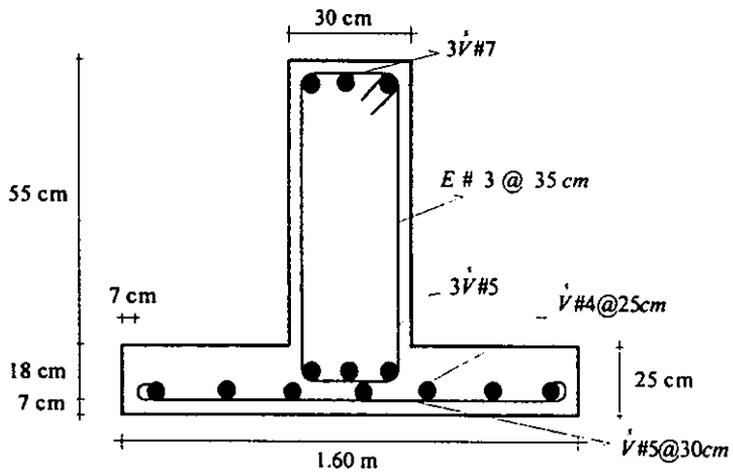
$$\mu = \frac{16,000\text{kg}}{(15\text{cm})(0.89)(70\text{cm})} = 17.12\text{kg/cm}^2$$

$$\mu_{perm} = \frac{2.3\sqrt{f'c}}{D} \leq 25\text{kg/cm}^2$$

$$\mu_{perm} = \frac{2.3\sqrt{250\text{kg/cm}^2}}{1.59\text{cm}} = 22.87 \leq 25\text{kg/cm}^2$$

$$17.12\text{kg/cm}^2 \leq 22.87\text{kg/cm}^2$$





CONCLUSIONES

Después del análisis anterior, en el cual se ponen en práctica los conocimientos adquiridos en las aulas durante la formación profesional; nos damos cuenta de la importancia que tiene el ingeniero civil en el desarrollo de la infraestructura del país. Ya que interviene en diversos proyectos en beneficio de la sociedad y en los cuales se enfrenta a una serie de problemas según la etapa en la que le toque intervenir, por lo que debe de analizar y buscar alternativas viables de solución y tomar decisiones en base a sus conocimientos para dar una solución que satisfaga las necesidades y que cumpla con los requisitos y procedimientos especificados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias de Diseño, así como con los objetivos para lo cual está planeado el proyecto.

De igual manera el ingeniero debe de tomar en cuenta algunos aspectos fundamentales para el diseño de cada proyecto de manera que sea funcional, seguro y económico.

Recomendaciones

De acuerdo con el análisis anterior se deduce que el tipo de cubierta propuesta es adecuada para la bodega, tanto técnico como económico, ya que cumple con los objetivos que es el de proporcionar espacio libre de obstáculos, con la ventaja de que su mantenimiento es mínimo o casi nulo y el proveedor surte el material a cualquier punto del país.

Así mismo este tipo de estructura es recomendable para utilizarse en otras construcciones que requieran de espacios libres de obstáculos y cuyo claro no exceda de los 33 mts., ya que es el mayor claro que se puede cubrir con este tipo de cubierta, en caso contrario se buscarán alternativas óptimas de manera que se satisfaga con las limitaciones de dicha estructura.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Control y Manejo del Agua en el Trópico Húmedo para el Desarrollo Agropecuario.
Ingeniería Hidráulica en México
SARH/ Septiembre-Diciembre de 1985
- 2.- Comisión Nacional del Agua
Gerencia Regional Sureste
Evaluación Ex-post del Programa de Desarrollo Rural del Trópico Húmedo (PRODERITH II) General
Informe Preliminar
Basin, S.A. de C.V.
Diciembre de 1995
- 3.- Comisión Nacional del Agua
Gerencia Regional del Sureste
Evaluación de Desarrollo Rural del Trópico Húmedo
Segunda Etapa (PRODERITH II)
Evaluación Ex-post
Basin, S.A. de C.V.
Diciembre de 1995
- 4.- Programa de Desarrollo Rural del Trópico Húmedo (PRODERITH II)
Subproyecto Tesechoacán, Ver.
Basin, S.A. de C.V.
- 5.- Catálogo
Sistema Constructivo Autosoportante de Acromex
Acero Rolado de México, S.A.
- 6.- Catálogo
Sistema de Cubierta Autosoportante Tecnoarco
Company Tecno Ingeniería S.A. de C.V.
- 7.- Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad
Sección B Solicitaciones (Diseño por Viento) 1970
Diseño por Sismo 1993
Instituto de Investigaciones Eléctricas 1993
- 8.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal Ilustrado y Comentado
Luis Arnal Simón
Max Bentancourt Suárez
Ed. Trillas
Segunda Edición 1994

- 9.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto
Luis Arnal Simón
Max Bentancourt Suárez
Ed. Trillas
Segunda Edición 1994
- 10.- Análisis Estructural
Jeffrey P. Laible
Mc Graw-Hill
- 11.- Análisis Estructural Métodos Clásicos y Matricial
Jack Mc Cormac
Rudolf E. Elling.
Ed. Alfaomega
- 12.- Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado
Oscar M. González Cuevas
Francisco Robles Fernández Villegas
3° edición
Ed. Limusa
- 13.- Diseño Simplificado de Concreto Reforzado
Harry Parker, M.S.
James Ambrose M.S.
Ed. Limusa
- 14.- Diseño de Concreto Armado
Noel J. Everard
John L. Tander
Serie Schaum
Mc Graw-Hill
- 15.- El Concreto Armado en las Estructuras Teoría Elástica
Vicente Alama Pérez
Ed. Trillas