



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
/
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/033/07

Señor
ALEJANDRO GARCÍA VÁZQUEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. RUBÉN SILVA ÁVILA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como informe escrito, conforme a la opción VI. "Titulación mediante trabajo profesional" para obtener su título de INGENIERO CIVIL.

"ELABORACIÓN DE PROYECTOS, PRESUPUESTACIÓN Y SUPERVISIÓN DE OBRA DE CASAS HABITACIÓN, LOCALES COMERCIALES Y SALONES DE REUNIÓN"


- INTRODUCCIÓN
- I. CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA INTEGRACIÓN DE PROYECTOS ARQUITECTÓNICOS DE ACUERDO A LAS N.T.C.P.A.
 - II. ESTRUCTURACIÓN DE LA EDIFICACIÓN, CÁLCULO Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES
 - III. PRESUPUESTACIÓN DE LA OBRA
 - IV. SUPERVISIÓN DE LA OBRA
 - V. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar del trabajo escrito el título de éste.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 21 Marzo de 2007.
EL DIRECTOR


MTR. JOSÉ GONZALO GUERRERO ZEPEDA
JGGZ/AJP/



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE INGENIERÍAS
CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN

OFICIO FING/DICG/CT/004/07

ASUNTO: RESPUESTA A SOLICITUD
DE OPCIÓN DE TITULACIÓN.

Sr. Alejandro García Vázquez.

Alumno de la Carrera de Ingeniería Civil (09561107-9).

Presente

En respuesta a su solicitud del pasado 20 de febrero, para iniciar su trámite de titulación de licenciatura de la **Carrera de Ingeniería Civil**, de acuerdo con el Reglamento General de Exámenes de la UNAM (RGE), y en apego a la opción "**Titulación por trabajo profesional**" (artículo 20 del RGE), me permito informarle que una vez revisada su documentación en este Comité, se observa lo siguiente: (1) demuestra haber acreditado íntegramente el Plan de Estudios de la Carrera de Ingeniería Civil (artículo 19 del RGE), (2) el aval que nos presenta, cumple con el requisito que se señalan en el punto VI del documento *Opciones de titulación para las carreras impartidas en la Facultad de Ingeniería*, (aprobado por el Consejo Técnico de esta Facultad el 17 de marzo del 2005), (3) el tiempo que menciona de su actividad profesional cumple con el tiempo mínimo comprometido y (4) su propuesta de trabajo escrito es adecuado a las actividades profesionales que ha desarrollado. Por lo que, **me permito informarle que ha sido aceptada su petición**, recordándole que una vez concluidas sus actividades, deberá presentar a este Comité, su informe escrito debidamente autorizado por su aval, el **Ing. Rubén Silva Ávila**, para su revisión y posterior designación de sinodales para la replica oral, de acuerdo con los artículos 21, 22 y 24 del RGE, así como presentar en la Administración Escolar la documentación requerida para su examen.

Reciba un cordial saludo.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria, D.F. a 12 de marzo de 2007.

EL PRESIDENTE DEL COMITÉ,


DR. ALBERTO JAIME P.

c.c.p. Ing. Marcos Trejo Hernández, Secretario Académico, DICyG.

c.c.p. M.I. Miguel Ángel Rodríguez Vega, Secretario Técnico, DICyG.

c.c.p. Expediente del Comité de Titulación de la DICyG.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

TITULO:

“ELABORACIÓN DE PROYECTOS, PRESUPUESTACIÓN Y SUPERVISIÓN DE OBRA DE CASAS HABITACIÓN, LOCALES COMERCIALES Y SALONES DE REUNIÓN”

INFORME ESCRITO

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

ALEJANDRO GARCÍA VÁZQUEZ

AVAL:

ING. RUBEN SILVA ÁVILA

CIUDAD UNIVERSITARIA
OCTUBRE 2007, MEXICO, D.F.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por que me dio la vida.

A mis padres Santa Vázquez M. y Gumersindo García V., porque me engendraron y cuidaron para ser un hombre de provecho, y en especial a mi padre por el esfuerzo tan grande que hizo en su momento para poder darme esta carrera y de quien he aprendido a luchar en la vida.

A mi esposa Elizabeth Cuevas Torres por su apoyo moral incondicional, y que siempre confió en mi, a quien también agradezco el haberme dado a mis tres hermosos hijos Axel, Azul y Lizbeth a quienes amo con todo mi corazón y son el combustible para seguir luchando diariamente.

A mis hermanos, en especial a mi hermano Pedro por sus exigencias que desde niño me pidió con tanta insistencia, y fue quien vio en mi el potencial de poder llegar mas lejos, por todo ese apoyo que me ha brindado incondicionalmente, del que te estaré agradecido toda la vida.

A la UNAM y Facultad de Ingeniería, por brindarme la oportunidad de haber estudiado en las instalaciones de esta prestigiada institución considerada la máxima casa de estudios, y de la cual me siento orgulloso pertenecer.

A mis profesores, por su esfuerzo constante en darme sus conocimientos, experiencias y consejos para formarme como ingeniero.

A mis amigos, el Ing. Rubén Silva Ávila por su apoyo para realizar este trabajo y del cual estoy sumamente agradecido, al Ing. Edgar D. Juárez Hernández, por brindarme su apoyo cuando mas lo necesitaba, al Arq. J. Guadalupe Arias Santiago, al ing. Arq. José A. Sánchez Pedraza por esos consejos que me han hecho ser mejor como ser humano, al Arq. Miguel A. Castillo A., al Ing. Carlos Loza E., al Ing. Francisco. R. López Lena, al Ing. Roberto Mora M., Al. Ing. Artemio Cruz A., al Ing. Gabriel Cruz, Al Ing. Ignacio Arias, al Ing. Gilberto Valencia, quienes han sido excompañeros de trabajo y que dejaron impregnado en mi parte de sus conocimientos, que me han ayudado a ser mejor profesionalmente, y a todos aquellos que sin querer los he omitido por razones de espacio.

Alejandro García Vázquez

“Porque siempre lucharé no por ser el mejor, si no por dar lo mejor de mi.”

“ELABORACIÓN DE PROYECTOS, PRESUPUESTACIÓN Y SUPERVISIÓN DE OBRA DE CASAS HABITACIÓN, LOCALES COMERCIALES Y SALONES DE REUNIÓN”

INTRODUCCIÓN

- I. CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA INTEGRACIÓN DE PROYECTOS ARQUITECTÓNICOS DE ACUERDO A LAS NTCPA.**
- II. ESTRUCTURACIÓN DE LA EDIFICACIÓN, CÁLCULO Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.**
- III. PRESUPUESTACIÓN DE LA OBRA**
- IV. SUPERVISIÓN DE LA OBRA**
- V. CONCLUSIONES**

BIBLIOGRAFÍA

“ELABORACIÓN DE PROYECTOS, PRESUPUESTACIÓN Y SUPERVISIÓN DE OBRA DE CASAS HABITACIÓN, LOCALES COMERCIALES Y SALONES DE REUNIÓN”

OBJETIVO GENERAL: Conocer los procedimientos de concepción e integración de un proyecto arquitectónico de edificaciones de poca envergadura, la manera en como se estructurarán sus elementos principales que la soportarán ante las cargas a las que estará expuesta, el cálculo y diseño de sus elementos principales, su presupuestación para calcular los costos de ejecución así como la importancia de su supervisión de obra durante su proceso de construcción.

INTRODUCCIÓN

I. CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA INTEGRACIÓN DE PROYECTOS ARQUITECTÓNICOS DE ACUERDO A LAS NTCPA.

OBJETIVO: Dar a conocer la manera general, como se debe de iniciar la elaboración e integración de un proyecto arquitectónico, las consideraciones que se deben de realizar ajustándose a lo estipulado el las Normas Técnicas Complementarias para Proyecto Arquitectónico (NTC-PA.)

- 1.1 Reconocimiento del terreno.
- 1.2 Elaboración de anteproyectos.
- 1.3 Consideraciones para la elaboración del proyecto de las NTC-PA.
- 1.4 Elaboración del proyecto arquitectónico.
- 1.5 Integración del proyecto arquitectónico.

II. ESTRUCTURACIÓN DE LA EDIFICACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

OBJETIVO: En este capítulo se pretende dar a conocer la manera en como se debe estructurar una edificación, con la finalidad de que tenga la estabilidad necesaria para tener un comportamiento estructural adecuado ante las cargas a las que estará sometida, así como el análisis de la misma y su diseño de cada uno de los elementos que la integran.

- 2.1 Tipos de estructuración de edificaciones.
- 2.2 Consideraciones para la estructuración de edificaciones.
- 2.3 Acciones a considerar para el cálculo de edificaciones.
- 2.4 Métodos de análisis para estructuras.
- 2.5 Cálculo de la estructura del proyecto.
- 2.6 Diseño de los elementos estructurales principales del proyecto.

III PRESUPUESTACIÓN Y PROGRAMACIÓN DE DE OBRA CON PROGRAMA NEODATA 2000.

OBJETIVO: En este capítulo se dará a conocer la manera en como se puede llevar a cabo de manera general el presupuesto de obra, cuya finalidad es también aprovechar los programas de cálculo como el Neodata, cuya finalidad es facilitar la cuantificación de los materiales, mano de obra y equipo, que intervendrán en la ejecución de cada proyecto.

- 3.1 Preliminares para la presupuestación de proyectos.
- 3.2 Generadores de obra
- 3.3 Cálculo del presupuesto de obra por medios del programa NEODATA 2000.

IV. SUPERVISIÓN DE LA OBRA

OBJETIVO: el objetivo de este capítulo es dar a conocer la importancia de la supervisión de la obra para poder llevar a cabo la construcción de la misma de acuerdo al proyecto aprobado, así como de resolver los problemas que se presenten durante el proceso de construcción, así mismo el perfil que debe de cumplir el supervisor y su responsabilidad de llevarla a cabo.

- 4.1 El supervisor de la obra
- 4.2 Importancia de la supervisión de obra.
- 4.3 Documentación legal de la supervisión de obra.
- 4.4 Aspectos fundamentales de la supervisión de obra.
- 4.5 Responsabilidades de un supervisor de obra.

V. CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo tiene como finalidad dar conocer de manera general los pasos que se tiene que llevar a cabo, para la construcción de una edificación como una casa-habitación, un local comercial o un salón de reunión, ya que si bien es imposible llegar a construir un edificio perfecto , si se puede llegar a diseñar el mas adecuado, que cumpla con los requisitos que demanda la normatividad, dado que existe una clara diferencia en diseñar una casa-habitación respecto a un local comercial debido a las funciones para las cuales estará expuesto durante su vida útil, referente a la parte sísmica se deberá contemplar que en algún momento inesperado estará sujeto a algún evento sísmico, cuya magnitud dependerá de la ubicación geográfica de la zona de riesgo sísmico indicado en los mapas de zonificación realizados por la Comisión Federal de Electricidad (CFE).

La consideración de un sistema estructural adecuado para la construcción, implica tener una estructura sólida y resistente, dando seguridad a todo el edificio. Otro aspecto importante es considerar el tipo de materiales a utilizar en el diseño estructural de los elementos, principalmente sus propiedades físicas y mecánicas, haciendo que las secciones finales tengan la capacidad suficiente para resistir de manera segura y confiable las acciones que los elementos mecánicos impondrán sobre la sección. Se tratará en mayor medida, que las propiedades de los materiales considerados en la etapa del diseño estructural sean en lo posible similares a los propuestos en el diseño, ya que el hecho de sufrir un cambio considerable repercutirá indudablemente en la resistencia del elemento calculado.

La presupuestación de una obra es una etapa fundamental durante el proceso de planeación de la obra, de ello dependerá si la construcción de la obra económicamente podrá llevarse a cabo o no, o de lo contrario será necesario cambiar el proyecto inicial a otro que cumpla con las mismas funciones pero con materiales y estructuras mas sencilla que abatan el costo de manera considerable.

La supervisión de la obra es un pilar fundamental durante el proceso de construcción de la obra, ya que en ella recaerá la buena o mala ejecución, la adecuada administración de los materiales como la selección y control de la mano de obra, indudablemente el trabajo de una supervisión se refleja durante y al final de la obra, derivándose su importancia durante la etapa de construcción.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo tiene como finalidad dar conocer de manera general los pasos que se tiene que llevar a cabo, para la construcción de una edificación como una casa-habitación, un local comercial o un salón de reunión, ya que si bien es imposible llegar a construir un edificio perfecto , si se puede llegar a diseñar el mas adecuado, que cumpla con los requisitos que demanda la normatividad, dado que existe una clara diferencia en diseñar una casa-habitación respecto a un local comercial debido a las funciones para las cuales estará expuesto durante su vida útil, referente a la parte sísmica se deberá contemplar que en algún momento inesperado estará sujeto a algún evento sísmico, cuya magnitud dependerá de la ubicación geográfica de la zona de riesgo sísmico indicado en los mapas de zonificación realizados por la Comisión Federal de Electricidad (CFE).

La consideración de un sistema estructural adecuado para la construcción, implica tener una estructura sólida y resistente, dando seguridad a todo el edificio. Otro aspecto importante es considerar el tipo de materiales a utilizar en el diseño estructural de los elementos, principalmente sus propiedades físicas y mecánicas, haciendo que las secciones finales tengan la capacidad suficiente para resistir de manera segura y confiable las acciones que los elementos mecánicos impondrán sobre la sección. Se tratará en mayor medida, que las propiedades de los materiales considerados en la etapa del diseño estructural sean en lo posible similares a los propuestos en el diseño, ya que el hecho de sufrir un cambio considerable repercutirá indudablemente en la resistencia del elemento calculado.

La presupuestación de una obra es una etapa fundamental durante el proceso de planeación de la obra, de ello dependerá si la construcción de la obra económicamente podrá llevarse a cabo o no, o de lo contrario será necesario cambiar el proyecto inicial a otro que cumpla con las mismas funciones pero con materiales y estructuras mas sencilla que abatan el costo de manera considerable.

La supervisión de la obra es un pilar fundamental durante el proceso de construcción de la obra, ya que en ella recaerá la buena o mala ejecución, la adecuada administración de los materiales como la selección y control de la mano de obra, indudablemente el trabajo de una supervisión se refleja durante y al final de la obra, derivándose su importancia durante la etapa de construcción.

I. CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA INTEGRACIÓN DE PROYECTOS ARQUITECTÓNICOS DE ACUERDO A LAS NTC-PA.

1.1 Reconocimiento del Terreno

El reconocimiento del terreno así como el sitio donde se construirá la edificación es la parte mas importante para poder iniciar la proyección del edificio a construir, dado que de este reconocimiento se puede obtener una gran cantidad de información como la topografía del terreno, las condiciones climáticas, el tipo de suelo a donde se pretende desplantar la cimentación, la orientación solar, la dirección de los vientos, los niveles con respecto a calles o construcciones etc., lo que permite tener un mejor panorama para el proyectista y de esta manera minimizar los errores de proyección y diseño, ya que posteriormente se afinaran mediante estudios topográficos, geotécnicos, etc., de esta manera se podrá determinar mejor la elaboración de todo el proyecto.

Uno de los aspectos fundamentales a al momento de iniciar un proyecto es verificar que el terreno donde se pretende construir el proyecto, este cuente con las condiciones adecuadas al tipo de obra, tomando en cuenta su ubicación para realizar un estudio de sus características físicas y legales, así como la ubicación del mismo y verificando que se pueda cumplir con los objetivos planteados, se trate de obra nueva, ampliación y/o remodelación.

Los aspectos físicos del terreno son las limitaciones físicas del terreno ya que son de importancia para su diseño y construcción, los cuales a continuación se describen.

- Ubicación del terreno respecto a la zona
 - Contexto arquitectónico y natural del lugar
 - Nivel Económico de la zona
 - Tipo de zona: residencial, comercial, servicios, vacacional, industrial, natural, turístico etc.

- Ubicación respecto a los terrenos adyacentes
 - Colindancias
 - Densidad de construcción
 - Ubicación dentro del fraccionamiento o manzana.

- Características físicas propias
 - Topografía, poligonal,
 - Tipo de suelo,
 - Orientación, vistas, vialidades, árboles existentes, vegetación, restricciones físicas (ríos, lagos, cañadas etc.) y accesos.
 - Clima, vientos dominantes, condiciones, naturales especiales (zona de alta sismicidad, huracanes, tornados, temperatura extrema).
 - Entre otras.

- Características físicas civiles propias

Servicios municipales:

- Toma de agua
- Nivel de drenaje
- Ubicación del drenaje
- Características de vialidades
- Alineamiento
- Restricciones de obra civil (postes de luz, entubados, subestaciones, etc.)
- Acometida eléctrica
- Relación del reglamento de construcción con la topografía

Los aspectos legales del terreno son las limitaciones que son dadas al terreno por las normas oficiales de diseño y construcción; y son las siguientes:

- Aspectos Legales del Contexto Urbano

Reglamento de Construcción (sobre la base del Plan Global de desarrollo, Reglamento de la ciudad, Reglamento local, etc.), Densidad de Población, Alineamiento y Número Oficial, Artículo 52 (caso de Remodelaciones), Zonas de Crecimiento de Uso Regulado, Deslinde Oficial, Licencia de Uso de Suelo, Zona de Patrimonio Histórico, etc.

- Aspectos Legales del Proyecto

Restricciones del predio de alturas, arquitectónicas y materiales de construcción. Reglamento Interno, ancho de calles internas, limitantes de áreas verdes, etc.)

Generalmente se presentan problemas al momento de reconocer el suelo y subsuelo y sobre todo al querer clasificarlos, es común entre los ingenieros que solo se conozca el basalto y el “tepetate” y en algunos casos la caliza, sin embargo geológicamente existe una infinidad de materiales rocosos que dependen de su origen litológico, y que son la

base para definir el tipo de suelo que se generara en el sitio de estudio, a continuación se presenta en la tabla 1.1, un cuadro con la clasificación de las rocas de acuerdo a su tipo:

Tabal 1.1 Características Ingenieríles de los Materiales Rocosos Inalterados Comunes

ORIGEN	TIPO	CLASIFICACION
IGNEAS	INTRUSIVAS Y EXTRUSIVAS	Basalto
		Diabasa
		Granito
		Pegmatita
		Sienita
		Diorita
		Gabro
		Peridotita
		Dolerita
		Aplita
		Felsita
		Vidrio Volcánico
		Pómez
		Toba
		Andesita
		Dacita
Riolita		
SEDIMENTARIAS	DETRITICAS	Conglomerados
		Brecha
		Aglomerados
		Arenisca
		Lomolita
		Lutita
	INORGANICO	Grauvaca
		Caliza
		Dolomita
		Yeso
		Caliza
		Carbon
		Arcosa
		Coquina
METAMÓRFICAS	ENDOGENAS	Pizarras
		Filitas
		Esquistos
		Gneis
		Anfibolitas
		Marmoles
		Cuarcita
		Serpentina
		Clorita
		Filitas
		Hornfels
		Antracita

Desde el punto de vista geológico, la formación de las rocas tienen su origen en la manera en como esta constituida internamente la tierra, como se puede apreciar en la figura 1.1.

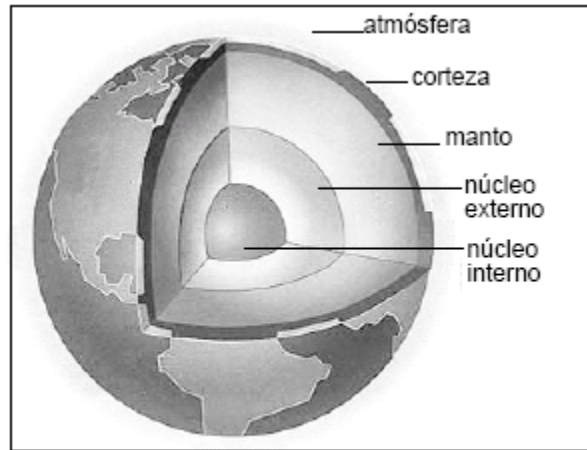


Figura 1.1 Corte de la Tierra en el que se muestra su estructura interna.

De acuerdo a estudios geológicos y geofísicos realizados se ha determinado que cada capa cuenta con características y espesores definidos, las cuales varían de acuerdo a la profundidad a la que se encuentran. Como se puede ver en la figura 1.2

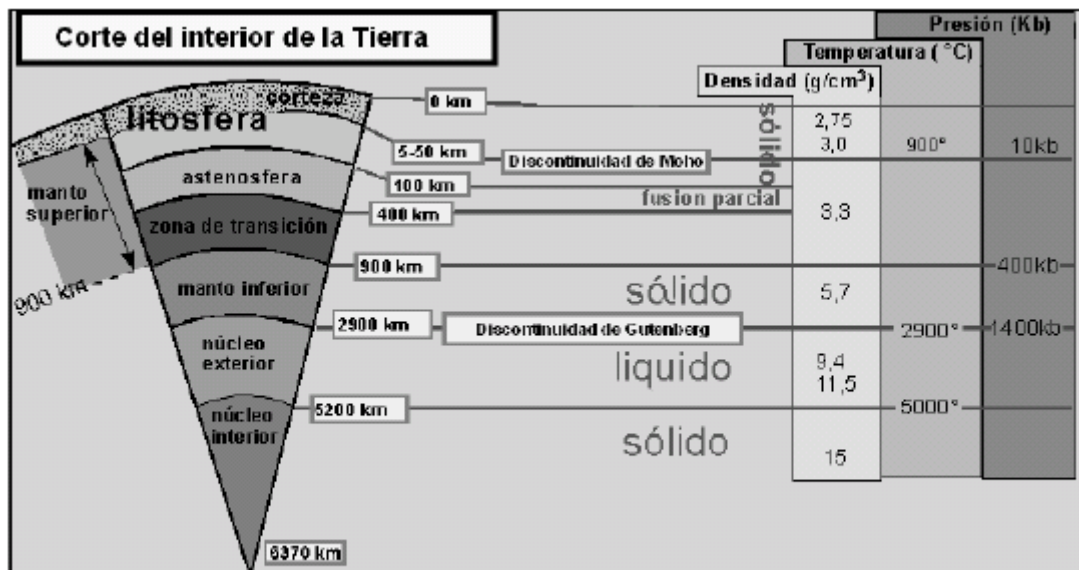


Figura 1.2 Distribución de las capas internas del planeta y algunas de sus características físicas.

Todos los suelos se encuentran en la última capa llamada litosfera y es allí donde se dan los procesos físicos, químicos y biológicos a los que están expuestas las rocas, generándolos y transportándolos a diferentes partes de la corteza, y caen en un ciclo como el que se presenta en la figura 1.3.

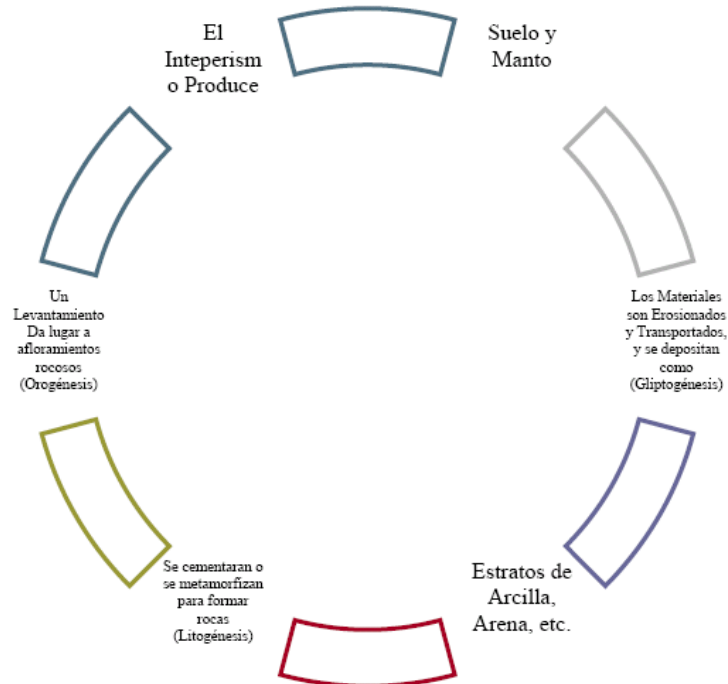


Figura 1.3 Proceso de Formación de suelos

El conocer el terreno sirve para determinar si la zona en estudio donde se pretende realizar el proyecto, presenta problemas al momento de presentarse un sismo, ya que otro de los errores comunes es considerar que existen zonas que son insensibles a los sismos lo que lleva a realizar un diseño sin considerar dichos eventos, aunque técnicamente sabemos que no existe zona libre de sismos o terremotos, pues siempre esta latente la probabilidad de que el evento ocurra por muy remota que esta sea, en México existen varias zonas conocidas como placas tectónicas las cuales se mueven a velocidades constante como se puede ver en la figura 1.4, las cuales presentan un dinamismo entre ellas de ya que están en constante movimiento, generando grandes esfuerzos entre ellas y que al destrabarse provocan una gran liberación de energía, creando sismos de grandes magnitudes (ver figura 1.5), estas magnitudes se han clasificado de acuerdo a los daños que provocan a las construcciones, como se describen en la escala Mercalli de la tabla de tabla 1.2. de la siguiente pagina.



Figura 1.4 Placas tectónicas y sus correspondientes Velocidades relativas, promedio.

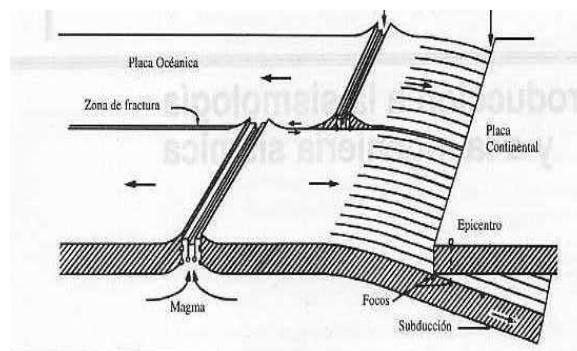


Figura 1.5 Incrustación de las placas tectónicas en la placa continental.

Tabla 1.2 Escala de Intensidades de Mercalli Modificada Abreviada

Escala	Descripción
I.	No es sentido, excepto por algunas personas bajo circunstancias especialmente favorables.
II.	Sentido sólo por muy pocas personas en posición de descanso, especialmente en los pisos altos de los edificios. Objetos delicadamente suspendidos pueden oscilar.
III.	Sentido claramente en interiores, especialmente en pisos altos de los edificios, aunque mucha gente no lo reconoce como un terremoto. Automóviles parados pueden balancearse ligeramente. Vibraciones como al paso de un camión. Duración apreciable.
IV.	Durante el día sentido en interiores por muchos; al aire libre por algunos. Por la noche algunos despiertan. Platos, puertas y ventanas agitadas; las paredes crujen. Sensación como si un camión pesado chocara contra el edificio. Automóviles parados se balancean apreciablemente.
V.	Sentido por casi todos, muchos se despiertan. Algunos platos, ventanas, y similares rotos; grietas en el revestimiento en algunos sitios. Objetos inestables volcados. Algunas veces se aprecia balanceo de árboles, postes y otros objetos altos. Los péndulos de los relojes pueden pararse.
VI.	Sentido por todos, muchos se asustan y salen al exterior. Algún mueble pesado se mueve; algunos casos de caída de revestimientos y chimeneas dañadas. Daño leve.
VII.	Todo el mundo corre al exterior. Daños insignificantes en edificios de buen diseño y construcción; leve a moderado en estructuras comunes bien construidas; considerables en estructuras pobremente construidas o mal diseñadas; se rompen algunas chimeneas. Notado por algunas personas que conducen automóviles.
VIII.	Daño leve en estructuras diseñadas especialmente para resistir sismos; considerable, en edificios comunes bien construidos, llegando hasta colapso parcial; grande en estructuras de construcción pobre. Los muros de relleno se separan de la estructura. Caída de chimeneas, objetos apilados, postes, monumentos y paredes. Muebles pesados volcados. Eyección de arena y barro en pequeñas cantidades. Cambios en pozos de agua. Cierta dificultad para conducir automóviles.
IX.	Daño considerable en estructuras de diseño especial; estructuras bien diseñadas pierden la vertical; daño mayor en edificios comunes bien construidos, colapso parcial. Edificios desplazados de los cimientos. Grietas visibles en el terreno. Tuberías subterráneas rotas.
X.	Algunas estructuras bien construidas en madera, destruidas; la mayoría de estructuras de mampostería y marcos, destruidas incluyendo sus cimientos; suelo muy agrietado. Rieles torcidos. Deslizamientos de tierra considerables en las orillas de los ríos y en laderas escarpadas. Movimientos de arena y barro. Agua salpicada y derramada sobre las orillas.
XI.	Pocas o ninguna obra de mampostería quedan en pie. Puentes destruidos. Anchas grietas en el suelo. Tuberías subterráneas completamente fuera de servicio. La tierra se hunde y el suelo se desliza en terrenos blandos. Rieles muy retorcidos.
XII.	Destrucción total. Se ven ondas sobre la superficie del suelo. Líneas de mira (visuales) y de nivel deformadas. Objetos lanzados al aire.

Como se mencionó anteriormente los sismos se deben al movimiento de placas tectónicas, mismas que están presentes en toda la corteza terrestre distribuidas en cada continente del planeta como se ve en la figura 1.6, de igual forma los movimientos son provocados por el fenómeno de convección en el manto superior de la corteza terrestre como se puede observar en la figura 1.7.

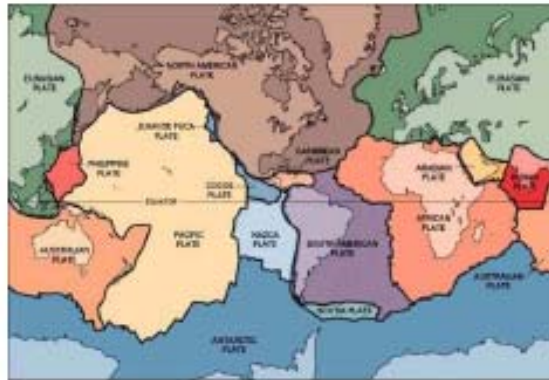


Figura 1.6 Principales Placas en la corteza terrestre.

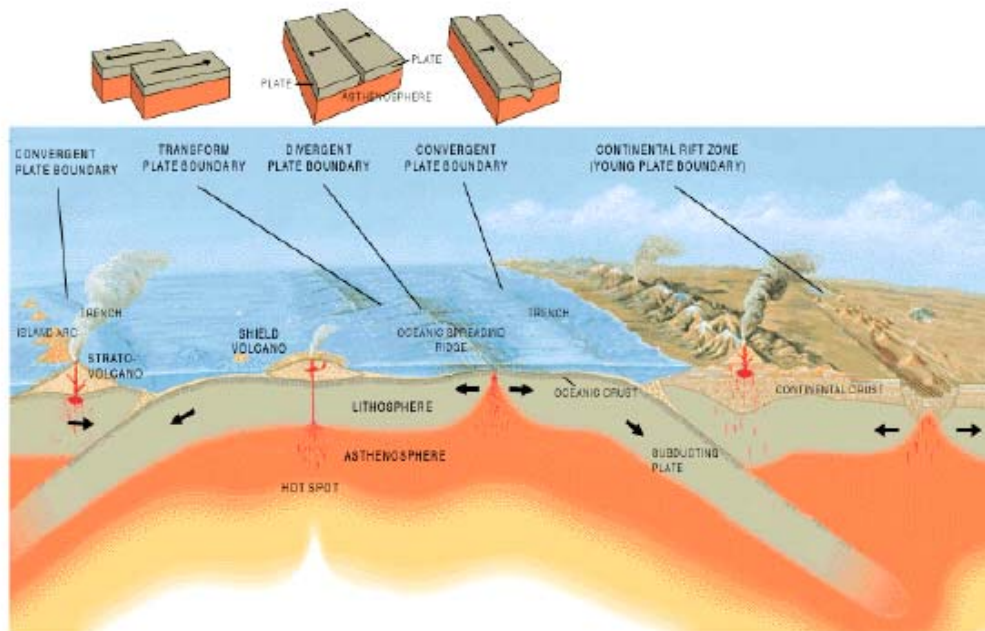


Figura 1.7 Movimiento de placas en el suelo marino

De acuerdo a los límites o márgenes entre placas se clasifica en tres tipos.

- a) Divergente
- b) Convergentes
- c) De transformación o transcurrentes

Como se pueden ver en la figura 1.7

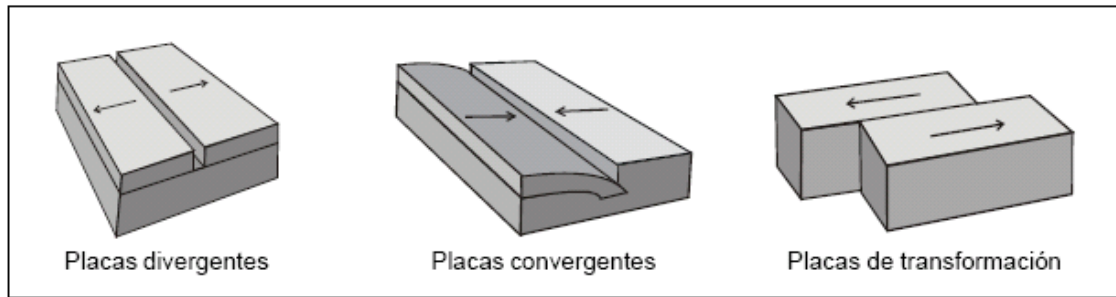


Figura 1.7 Tipos de límites entre placas tectónicas

Como consecuencia de la constante movilización en que se encuentra el interior de la tierra y a la frecuencia con la se presentan eventos sísmicos en la corteza terrestre el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) ha realizado diversos estudios geofísicos con la finalidad de poder regionalizar la zonas donde se presentan los epicentros de sismos con una intensidad mayor a 7 en la escala de Mercalli , de la costa del pacifico, identificándolas en mapas como se puede ver en la figura 1.8.

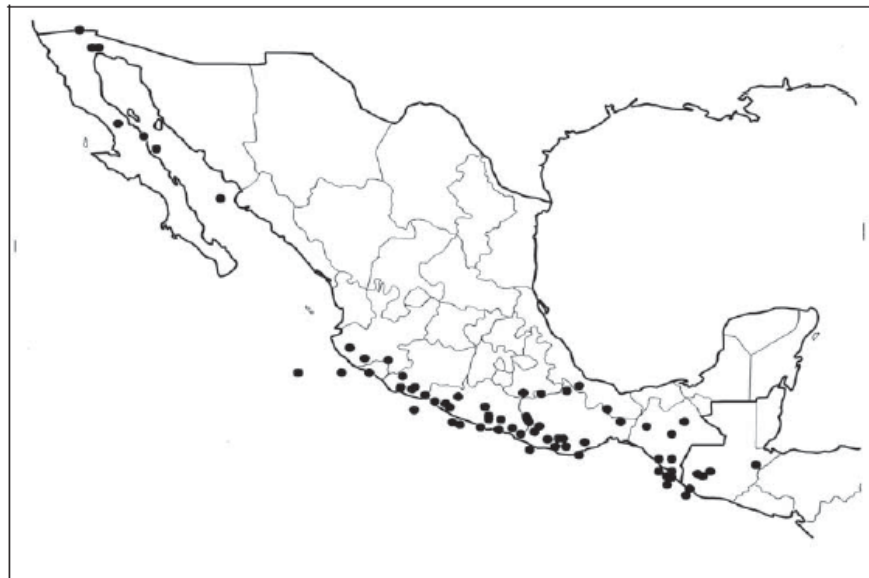


Figura 1.8 Epicentros de terremotos mayores a 7 grados. Fuente Centro Nacional de Prevención y Desastres (CENAPRED).

Así mismo la Comisión Federal de Electricidad (CFE) en cooperación con el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) realizaron un mapa de zonificación de riesgo sísmico que permite conocer los niveles de peligro de una cierta área, como se ilustra en la figura 1.9., en esta misma figura se indica la ubicación de la zona en estudio, correspondiente al municipio de Tepeji del Río de O., Edo. de Hgo.

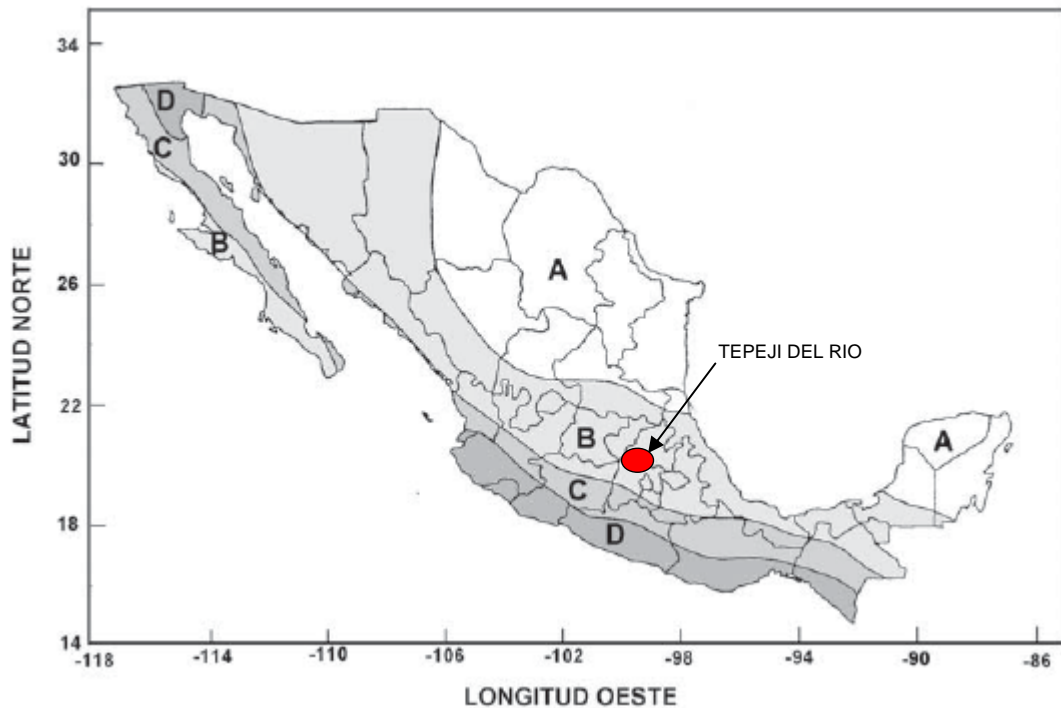


Figura 1.9 Epicentros de terremotos mayores a 7 grados. Fuente Centro Nacional de Prevención y Desastres (CENAPRED).

Donde los niveles de peligro de acuerdo a la zona, se ven en la tabla 1.3:

Tabla 1.3 Nivele de peligro sísmico de acuerdo a la zona.

ZONA	NIVEL DE PELIGRO SISMICO	ACELERACIONES
A	BAJO	< 10% g
B	MODERADO	< 70% g
C	ALTO	
D	SEVERO	> 70% g

En particular los casos que se están tratando se encuentran al sur del Estado de Hidalgo, y que de acuerdo al mapa de la figura 1.9 se encuentra en la zona B, cuyo nivel de peligro sísmico es bajo, dado el orden de las aceleraciones sísmicas andan por debajo del 70% de

g, (donde g es la aceleración gravitacional), por lo que no requiere de cálculos muy refinados como los casos de la zonas C y D, donde las aceleraciones son mayos al 70% de g.

1.2 Elaboración de anteproyectos

Es la parte más importante de los servicios de una empresa, aquí se desarrolla en planos preliminares la idea del proyecto, ofreciendo alternativas de solución, funcionales, de forma, de estilo y donde se logra la diferencia de un proyecto para hacer una construcción o la creación de una obra de arte, además en esta etapa se previene futuras complicaciones que abaten costos innecesarios en la obra, ya que es mas fácil modificar diseños en papel que "tirar tabiques".

En el Anteproyecto debemos contemplar: croquis de diferentes alternativas, presentación de laminas a color del diseño en plantas, cortes y fachadas con claridad y auxiliado por la computadora, maqueta volumétrica, perspectivas y apuntes de algunos detalles decorativos. (Ver figura 1.10)

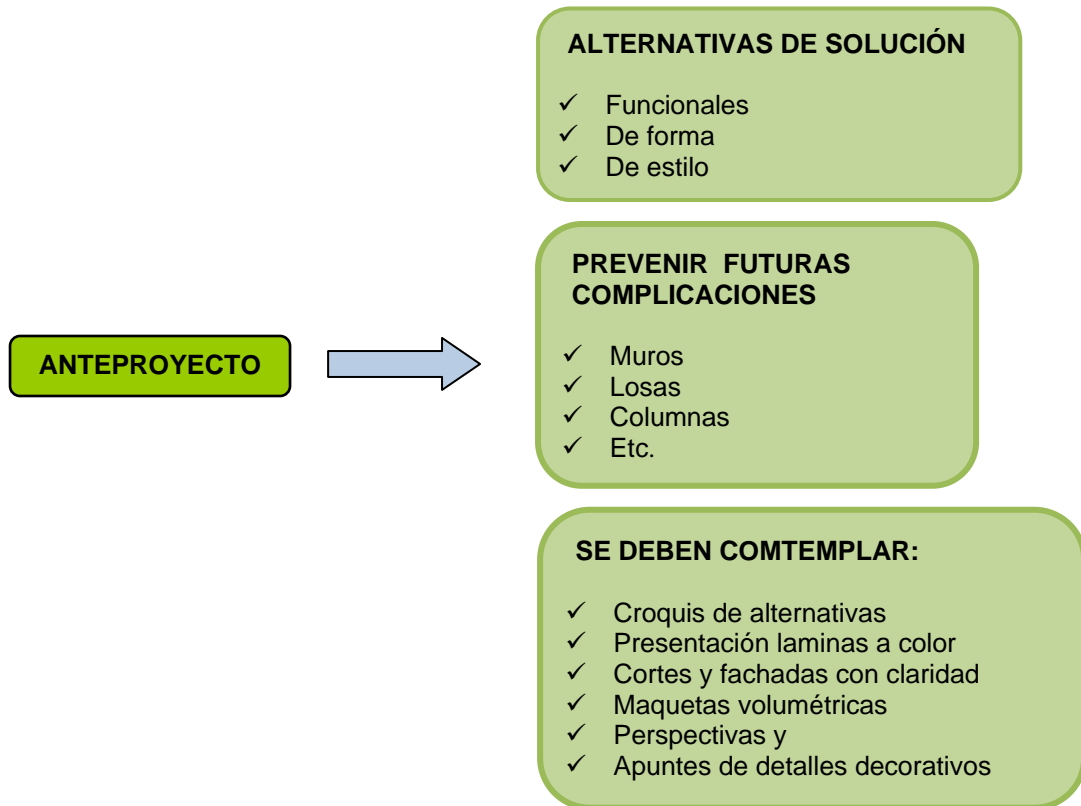


Figura 1.10 Contenido Anteproyecto.

1.3 Consideraciones para la elaboración de proyecto de las NTCPA.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) a través de sus Normas Técnicas Complementarias para Proyecto Arquitectónico (NTC-PA), establecen los parámetros y las condiciones mínimas con las que debe de contar cualquier tipo de edificación que se pretenda proyectar y construir, de tal manera que sea funcional al momento de hacer uso de ella.

Obviamente esto dependerá de la complejidad del tipo de edificación que se pretenda proyectar, en el caso particular de la proyección de casas-habitación, de locales comerciales de poca magnitud y los salones de reunión que son los casos con los que se esta tratando en este trabajo.

1.4 Elaboración del proyecto arquitectónico.

Como se mencionaba en el capítulo anterior una vez reunidos todos los requisitos con los que debe de contar y sobre todo aplicar al momento de elaborar el proyecto.

1.5 Integración del proyecto arquitectónico.

I. Planos Arquitectónicos.

Son los planos técnicos para la Construcción que plasman el funcionamiento, forma y estilo del Inmueble y estos son los que marcan la pauta sobre los otros planos, que son:

- ✓ Planos de conjunto,
- ✓ Plantas arquitectónicas,
- ✓ Cortes, fachadas,
- ✓ Albañilería,
- ✓ Acabados,
- ✓ Detalles y cortes por fachada,
- ✓ Carpintería, herrería, cancelería, y vidrio,
- ✓ Memoria descriptiva del proyecto.

II. Planos Estructurales.

Son los planos que plasman el diseño estructural, el " esqueleto del edificio " y la cimentación, en esta última hay que considerar el tipo y topografía del terreno, ya que una mala elección de terreno puede producir gastos muy fuertes de cimentación y en algunos casos también de estructura.

Los planos a ejecutar son los siguientes:

- ✓ Planos de cimentación,
- ✓ Losas, trabes,
- ✓ Detalles constructivos y
- ✓ Memoria de cálculo

Estos planos deben especificar el tipo, cantidad y resistencia del acero y concreto.

III. Planos de Instalaciones.

Son los planos que sirven para la ejecución e instalación de los servicios, de luz, agua, gas, desagües y todo lo referente a estos aspectos. Se componen de los siguientes:

- ✓ Planos de Instalación Hidráulica y Sanitaria.
 - Red en planta,
 - Red en corte,
 - Detalle de baños,
 - Isométricos,
 - Cisterna, fosa séptica, cárcamo de bombeo, tanque hidroneumático,
 - Planta de tratamiento de aguas negras,
 - Instalación de alberca,
 - Memoria hidráulica y sanitaria

Estos planos deben de especificar el tipo y material de tubería.

- ✓ Planos de Instalación Eléctrica.
 - Distribución y tipo de iluminación,
 - Acometida eléctrica,
 - Cuadro de cargas,
 - Memoria eléctrica,
 - Subestación (en algunos casos)

- ✓ Planos de Gas.

Distribución y red en planta, red en corte, isométricos, tanque de gas, guía mecánica de cocina, guía mecánica de cuarto de maquinas y caldera (en su caso).

- ✓ Planos de instalaciones especiales.

Son los planos adicionales que por las características del inmueble se tienen que tomar en cuenta, como:

- Aire acondicionado,
- Telefonía,
- Circuito cerrado de TV,
- Sistema de Iluminación solar,
- Sistemas inteligentes, etc.

II. ESTRUCTURACION DE LA EDIFICACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

2.1 Tipos de estructuración de edificaciones.

Esta es una de las etapas previas del diseño estructural, en la cual se define el tipo de estructura que se utilizara en la edificación, y de esta manera determinar:

- a) La forma de la estructura
- b) Las dimensiones de los elementos de la estructura
- c) Las características detalladas de la estructura

Que la estructura cumpla adecuadamente las funciones para la cual fue diseñado, es decir absorber las solicitaciones a las que será sometido durante su etapa de vida.

En este proceso como se mencionaba anteriormente se definen las características que debe tener la construcción para cumplir adecuadamente ante la acción de cargas verticales y horizontales.

Proceso del diseño estructural:

- A. Estructuración
- B. Análisis estructural:
 1. Modelar la estructura
 2. Determinar las acciones de diseño
 3. Determinar los efectos de las acciones de diseño en el modelo de estructura elegido.
- C. Dimensionamiento o diseño estructural
 1. Planteamiento de soluciones preliminares
 2. Diseño detallado
 3. Transferencia de resultados
 4. Supervisión

Durante el proceso de diseño estructural se puede ver como un proceso cíclico en el que dependiendo de la optimización con la que se quieran diseñar las secciones los elementos estructurales, es la cantidad de veces que se tendrá que repetir el procedimiento, como se puede ver en la figura 2.1.

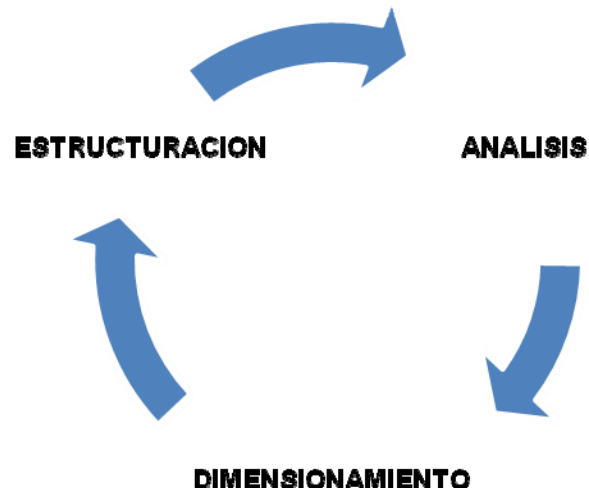


Figura 2.1 Proceso de diseño de una estructura.

I. Estructuración

Dentro de lo que se puede determinar en este proceso es:

- a. Materiales de los que va a estar constituida la estructura.
- b. Forma global de la estructuración (sistema estructural).
- c. Arreglo de los elementos constitutivos.
- d. Dimensión y características esenciales.

En esta etapa se desempeña la creatividad y el criterio del diseñador.

II. Análisis

En esta etapa del proceso una vez que se determino la forma, el tipo y los materiales de los que estará compuesta la estructura se determina lo siguiente:

- a. Modelación de la estructura
- b. Determinar las acciones del diseño
- c. Determinar los efectos de las acciones de diseño en el modelo de la estructura.

III. Dimensionamiento

En esta parte del proceso con los datos arrojados del análisis estructural se pueden complementar los siguientes aspectos:

- a. Definición detallada de la estructura.
- b. Cumplir con los requisitos de los códigos y reglamentos.
- c. Elaboración de planos y especificaciones de construcción de la estructura.

2.2 Consideraciones para la estructuración de edificaciones.

Es importante tomar en cuenta la importancia que tiene la estructuración de cualquier proyecto, en esta parte del diseño estructural. Generalmente a esta parte del proceso no se le da mayor importancia, siendo totalmente lo contrario, ya que de ello depende el comportamiento estructural del edificio, existen criterios que permiten ayudar a crear una buena estructuración, en el caso de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS) del RCDF, en su capítulo 6 establece las condiciones para que una estructura sea considerada como regular, que continuación se enlistan:

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso

inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.

9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, se excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Existen varias recomendaciones para poder llevar a cabo una buena estructuración

De las cuales podemos mencionar las siguientes.

- Forma de la construcción
- Tipo de construcción
- El arreglo de los elementos estructurales
- Distribución de las masas del edificio

Existen aspectos básicos que permiten reducir notablemente los riesgos de un mal comportamiento sísmico, como son:

- La sencillez
- Uniformidad
- Simetría de la construcción
- Continuidad

Es recomendable que en zonas de alto riesgo sísmico se evite en lo posible formas arquitectónicas raras que influyan o intervengan directamente en la estabilidad y por

ende el equilibrio de la construcción ante la presencia de cargas laterales debidas a un sismo.

El propósito de una simetría adecuada es limitar al mínimo las vibraciones torsionales de la edificación.

Existen requisitos básicos específicos de estructuración de un edificio como son:

- La sencillez de la estructura, la cual permite entender mejor como la estructura podrá resistir las cargas laterales y la manera en como disipa la energía proporcionada por el sismo a la estructura.
- Poseer un sistema estructural que proporcione rigidez y resistencia a la estructura.
- La distribución simétrica en planta de los elementos estructurales que evite la presencia de torsiones sobre la estructura.
- Dar regularidad a la estructura en planta, evitando en lo posible formas en “L”, en cruz o una dimensión mas alargada con respecto a la otra, ya que se tendría que realizar un diseño mas refinado, y por ende la estructura será mas robusta y costosa, aunque para ello existen soluciones que permiten hacer que la estructura sea regular.
- De la misma manera debe evitarse que la rigidez de un entrepiso sea menor a la de los demás.
- Como consecuencia de lo anterior deberán evitarse zonas débiles en las que los efectos del sismo traten de disparar por ahí su energía.

En los casos que se están tratando como son el diseño de las casa-habitación, de los locales comerciales y de los salones de reunión, son estructuras que son clasificadas como del grupo “B”, como se vera en el siguiente apartado, se tratado en la mayor medida posible cuidar todos estos aspectos, aunque se han tenido casos en los que por cuestiones del terreno es difícil cumplir con algunas de las condiciones, debido a que se tiene que adaptar el proyecto a la forma del terreno irregular, sin embargo no se ha tenido problema ya que las dimensiones de la construcción no son tan considerables que requieran algún tipo de estructura fuera de lo ordinario, como se puede apreciar en el croquis del Anexo 2.

Es este caso lo que se hizo fue proponer una estructura a base de marcos de concreto con muros diafragma, debido a que los marcos pueden absorber mas la energía producto de las cargas laterales de un sismo.

2.3 Acciones a considerar para el cálculo de edificaciones.

Estas acciones el RCDF las establece en su art. 150 y que a la letra dice:

“ARTÍCULO 150.- En el diseño de toda estructura deben tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo y del viento, cuando este último sea significativo. Las intensidades de estas acciones que deban considerarse en el diseño y la forma en que deben

Calcularse sus efectos se especifican en las Normas correspondientes.

Cuando sean significativos, deben tomarse en cuenta los efectos producidos por otras acciones, como los empujes de tierras y líquidos, los cambios de temperatura, las contracciones de los materiales, los hundimientos de los apoyos y las sollicitaciones originadas por el funcionamiento de maquinaria y equipo que no estén tomadas en cuenta en las cargas especificadas en las Normas correspondientes.”

Sin embargo hasta ahora solo se ha tratado de manera general las acciones externas accidentales debidas a un sismo a las que estará sujeta una estructura cualquiera, por lo que es esta sección se trataran las acciones para la cual la estructura estar trabajando en su mayor tiempo de vida, dichas acciones las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el diseño Estructural (NTC-CADE) las define y clasifica de la siguiente manera:

a) Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con respecto de el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son:

- La carga muerta
- El empuje estático de suelos y de líquidos
- Las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a preesfuerzos o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

b) 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.
- Las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado.

c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría:

- Las acciones sísmicas
- Los efectos del viento
- Las cargas de granizo
- Los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios.

Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

Dado la importancia de verificar la seguridad de las estructuras ante diferentes tipo de acciones, las NTCCADE recomienda realizar dos tipos de combinaciones y revisar la estructura para determinar la combinación de acciones más desfavorable y probables de que ocurran durante su vida de servicio las cuales son:

a) Primera combinación de acciones:

$$CM + CV$$

Esta combinación se multiplicara por un factor de carga igual a 1.4 y para estructuras Tipo "A" será de 1.5.

b) Segunda combinación de acciones:

$$CV + CM + CA$$

Esta combinación de acciones se multiplicara por un factor de 1.1

Así mismo las NTDCCADE ha establecido para las cargas vivas valores que permiten calcular las acciones para diferentes casos, como se puede ver en la tabla 6.1 de las mismas normas.

En donde W_m , W_a y W son los diferentes tipos de cargas que se utilizaran para realizar las combinaciones que se citaron anteriormente, y que se describen a continuación:

a) La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.

b) La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.

c) La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas; y

d) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición de la sección 2.2 de las NTC-CADE.

En el anexo 1 se puede ver el cálculo de las cargas muertas y su combinación con las cargas vivas, así como el peso de los elementos estructurales que intervendrán en el cálculo de una casa-habitación.

En la tabla 2.1 se puede ver que las cargas son variables para los tres diferentes tipos de edificaciones que se están tratando en este tema.

Tabla 2.1 Cargas para cas-habitación, locales comerciales y salones de reunión.

TIPO DE CONSTRUCCION	TIPO DE CARGAS		
	W_m (kg/cm ²)	W_a (kg/cm ²)	W (kg/cm ²)
CASA-HABITACION	170	90	70
LOCALES COMERCIALES	w_m	$0.9w_m$	$0.8w_m$
SALONES DE BAILE	350	250	40

Como se puede ver los valores para cada caso son diferentes, y en particular en los locales comerciales no proponen un valor definido ya que dependerá del tipo de mercancía que será destinado el local, sin embargo las normas sugieren como mínimo un valor de 350 kg/cm^2 , debido a esto es importante hacerle de su conocimiento al cliente la capacidad máxima para la cual será diseñado el local, con la finalidad de prevenir y evitar que pueda destinarse para otras condiciones de carga a las consideradas, y exista la posibilidad de que la estructura comience a fallar y empezar a rebasar sus estados limite de servicio, es por eso que las NTCCADS proponen colocar placas indicando la capacidad de carga para la cual fue diseñado, también se especificará en los planos estructurales y de construcción.

2.4 Métodos de análisis para estructuras.

Esta parte del proceso se considera como las mas importantes debido a que es la parte donde se analiza y modela el comportamiento que tendrá cada uno de los elementos del sistema estructural ante las cargas consideradas a las que estará probablemente expuesto, así como determinar todos los elementos mecánicos principales (Momentos, Cortantes y Normales) y las reacciones en cada uno de los apoyos del sistema, además de las deformaciones que sufrirá la estructura.

Existen muchos métodos para poder determinar los elementos mecánicos como a continuación se describen:

I. Métodos aproximados

A. Para análisis de vigas continuas

- 1) Análisis elástico
- 2) Método Numérico de Newmark

B. Análisis de Marcos Rectangulares

- 1) Marcos sin desplazamientos laterales
- 2) Marcos con desplazamientos laterales

C. Análisis de marcos Rectangulares sometidos a cargas laterales.

- 1) Método del Portal
- 2) Método del Voladizo
- 3) Método de Bowman
- 4) Método del Factor

D. Estructuras con muro de cortante sometidas a cargas laterales.

- 1) Método de Khan y Sbarounis
- 2) Método de Mc Gregor et al

II. Métodos exactos

- 1) Maxwell_Mohr
- 2) Área momento
- 3) Viga conjugada
- 4) Deflexión pendiente
- 5) Distribución de momentos
- 6) Flexibilidades
- 7) Rigideces
- 8) Elementos finito

En esta parte influye mucho la experiencia del proyectista estructural para poder elegir el método mas adecuado de análisis dependiendo del caso que se este tratando.

2.5 Cálculo de la estructura del proyecto.

Una vez que ha sido definido el modelo de la estructura el siguiente paso es determinar el tipo de método que se utilizará para realizar el análisis, del cual se obtendrán los principales elementos mecánicos como son:

1. Momento flexionantes
2. Esfuerzos cortantes
3. Esfuerzos normales

Los que permitirán llevar a cabo el diseño de los elementos que conforman la estructura. Actualmente existen en el mercado una gran variedad de programas de cálculo estructural que permiten llevar a cabo cálculos mas refinados y “exactos” e incluso cálculos que suelen ser muy laboriosos y tardados debido a la gran cantidad de nodos de la estructura, se pueden ejecutar en segundos, estos programas por lo general están basados en el método de cálculo matricial. Algunos de los programas que considero son de los mas importantes son los siguientes;

- SAP 2000
- STAAD
- TRICALC

Estos programas son de los mas sofisticados en cuanto a la manera de ingresar los datos y la presentación de los resultados, el SAP 2000 en particular es un programa que realiza tanto el análisis estructural como el diseño de los elementos, este programa cuenta con modelos de estructuras predefinidas (ver figura 2.2) o bien si se prefiere permite realizar el modelo como lo requiera el calculista (ver figura 2.3), además cuenta con una presentación de resultados de elementos mecánicos que permiten visualizar en una sola ventana los diagramas de momentos flexionantes, esfuerzos cortantes y normales, además de permitir determinar los valores en cualquier punto del eje longitudinal con sus respectiva deformaciones del elemento, este programa es solicitado por algunas dependencias para llevar a cabo el análisis estructural e incluso lo exigen como parte de la memoria de cálculo.

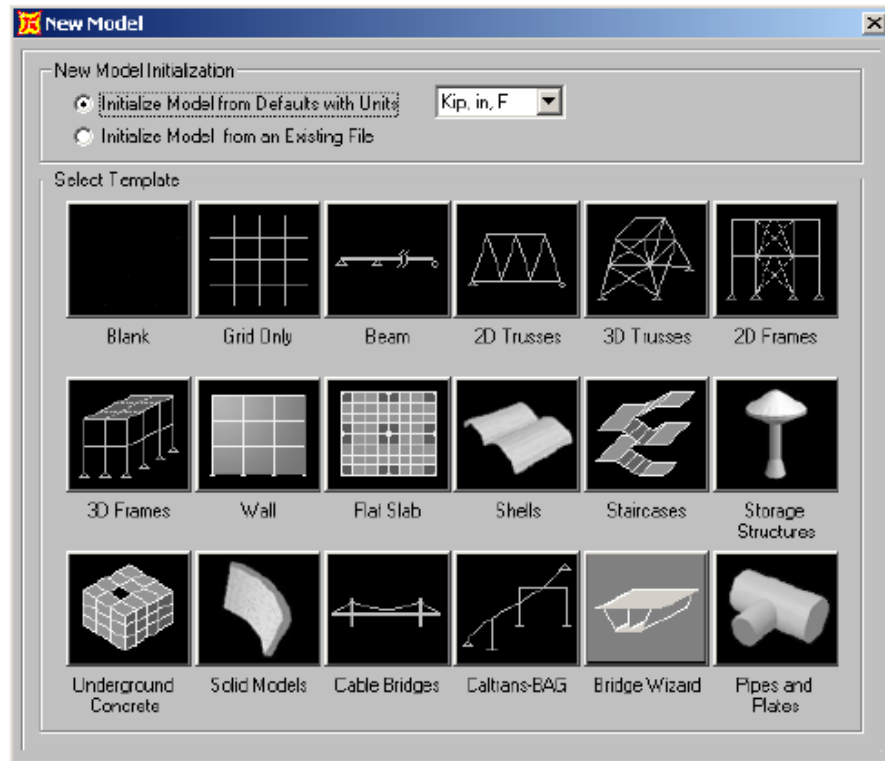


Figura 2.2 Modelos predefinidos de estructuras

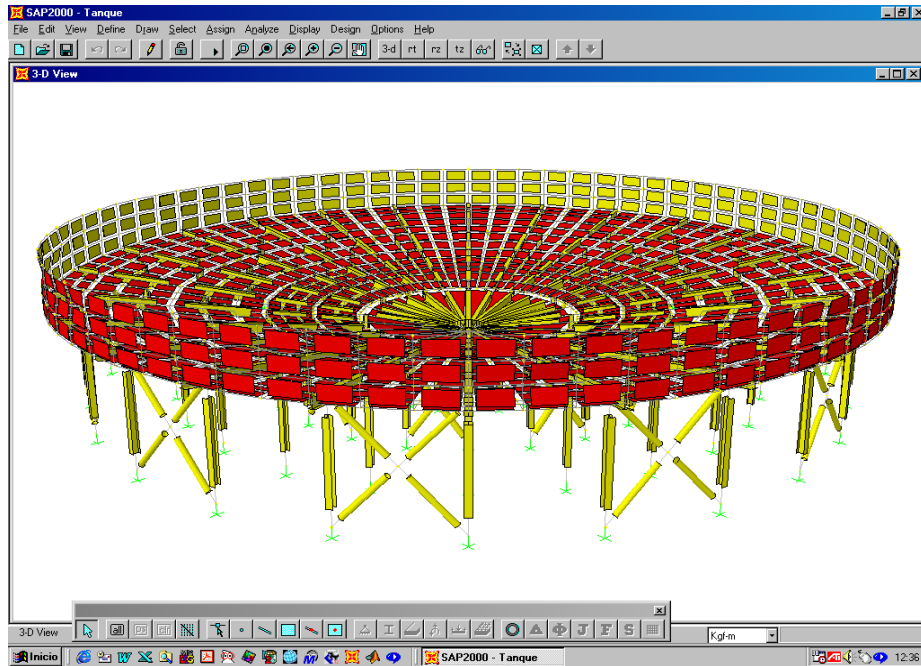


Figura 2.3 Modelado de una estructura mostrando sus elementos.

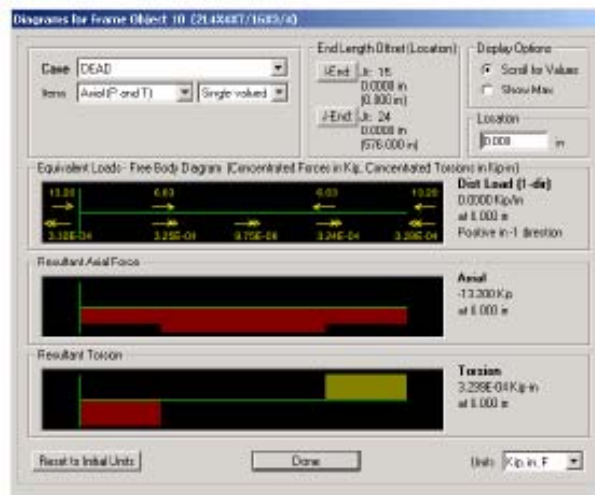


Figura 2.4 Presentación de diagramas de resultados

Los anteriores métodos son utilizados cuando se requieren cálculos mas refinados que permitan obtener una estructura lo mas optima posible, sin embargo en nuestros casos no hemos tenido la necesidad de llegar a tener casos de cálculos muy aproximados, dado que por lo general se requiere trabajar mediante muros de carga con mampostería de tercera y segunda, para cimentación y muros respectivamente, se han realizado los

cálculos mas frecuentes utilizando el Método simplificado de análisis, el cual permite mediante los criterios que contemplan las normas técnicas complementarias para diseño por sismo (NTCDS), en su capítulo 2, subcapítulo 2.1, como a continuación se enuncia:

El método simplificado a que se refiere el Capítulo 7 de las NTCDS será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

a) En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las normas correspondientes. Para que la distribución de muros pueda considerarse sensiblemente simétrica, se deberá cumplir en dos direcciones ortogonales, que la excentricidad torsional calculada estáticamente, es decir, no exceda del diez por ciento de la dimensión en planta del edificio, medida paralelamente a dicha excentricidad.

La excentricidad torsional podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección de análisis. El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro y del factor FAE, que está dado por:

$$F_{AE} = 1 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33$$
$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33$$

Donde H es la altura del entrepiso y L la longitud del muro.

Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales, o de madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales. Los muros deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes.

b) La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior, y cada tramo resista según el criterio que marca el Capítulo 7 de la NTCDS.

c) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

Estos criterios se pueden ver aplicados en el diseño sísmico del anexo 1.

Diseño de elementos estructurales del proyecto.

“Una estructura se puede definir como un sistema, es decir un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función.” Oscar. M. González Cuevas.

Tales funciones son salvar un claro en el caso de puente, encerrar un espacio como un edificio, o contener empujes como un muro de contención, etc., estos son algunos de tantos casos que se pueden presentar en la práctica, y que además de cumplir con requisitos adicionales como:

- ✓ Grado de seguridad razonable
- ✓ Comportamiento adecuado para las condiciones normales de servicio.
- ✓ Costo de construcción dentro de los límites económicos
- ✓ Estéticos

Estos son algunos de los requisitos que el proyectista debe de contemplar, apoyándose en su experiencia y criterio, de ahí la complejidad de una estructura, de lo que se puede concluir que no existe una solución única de un proyecto sino la mas razonable, ya que dos proyectistaS no podrían llegar a la misma solución. Es por eso que la labor de un proyectista tiene que ver con algo de arte, apoyándose en toda la información y métodos científicos disponibles.

El proceso de diseño de un sistema principia en planteamiento tanto de los objetivos que se pretenden alcanzar, como de las restricciones que el mismo proyecto presenta.

Una vez que se ha concluido todo el proceso de estructuración, análisis y obtenido los elementos mecánicos del sistema estructural, se procede a obtener las dimensiones de todos los elementos estructurales que intervendrán en la estructura, par lo cual existen una diversidad de códigos o reglamentos que permiten llevar a cabo este proceso de diseño; como el *American Concrete Institute* (ACI) de los Estados Unidos de Norteamérica y el *Reglamento de construcciones para D.F.* (RCDF) y sus *Normas Técnicas Complementarias* (NTC) en el caso de México.

Un aspecto importante antes de iniciar el diseño de los elementos estructurales, es definir el tipo de materiales a utilizar en los elementos del sistema, ya que se indicaran

al final de los planos de construcción y que servirán como base y guía durante el proceso de construcción, donde la supervisión de la obra, vigilará que se cumplan con las especificaciones que marca el proyecto, y que el diseñador contemplo durante la creación del proyecto, también se cuidara que la calidad sea la requerida, debido a que existe una gran variedad en el mercado, sin embargo estos aspectos se contemplaran mas adelante en los siguientes capítulos.

Para los casos que se están tratando, el sistema estructural con el que se esta trabajando principalmente en muros de carga y cimientos a base de mampostería de piedra brasa natural ya sea de 1a, 2a o 3a, estos son usados en los cimientos de casas habitación y locales comerciales principalmente, y para los muros de carga se utilizan piedras artificiales a base de bloques de concreto macizo o tabique rojo recocido, cuyas propiedades de capacidad de carga son variables, aunque técnicamente el cimiento y muro de carga, su función es soportar cargas a lo largo de su eje longitudinal, sus funciones son diferentes dado que el cimiento es una estructura que va oculta y aísla el suelo del muro y permite transmitir las cargas que recibe hacia el suelo, el muro de carga además de cumplir esta función, aísla el ambiente interior del exterior.

Actualmente existen piezas de mayor calidad que las comunes o tradicionales, con resistencias superiores a los 60 kg/cm², algunos de estas piezas son los tabique extruidos o con huecos verticales y son usando generalmente en las casas de interés social, de las graficas A) y B) de la fig. 2.5 se puede observar las curvas de esfuerzo deformación para diferentes tipos de mampostería de piedras artificiales utilizada en muros a base de mampostería.

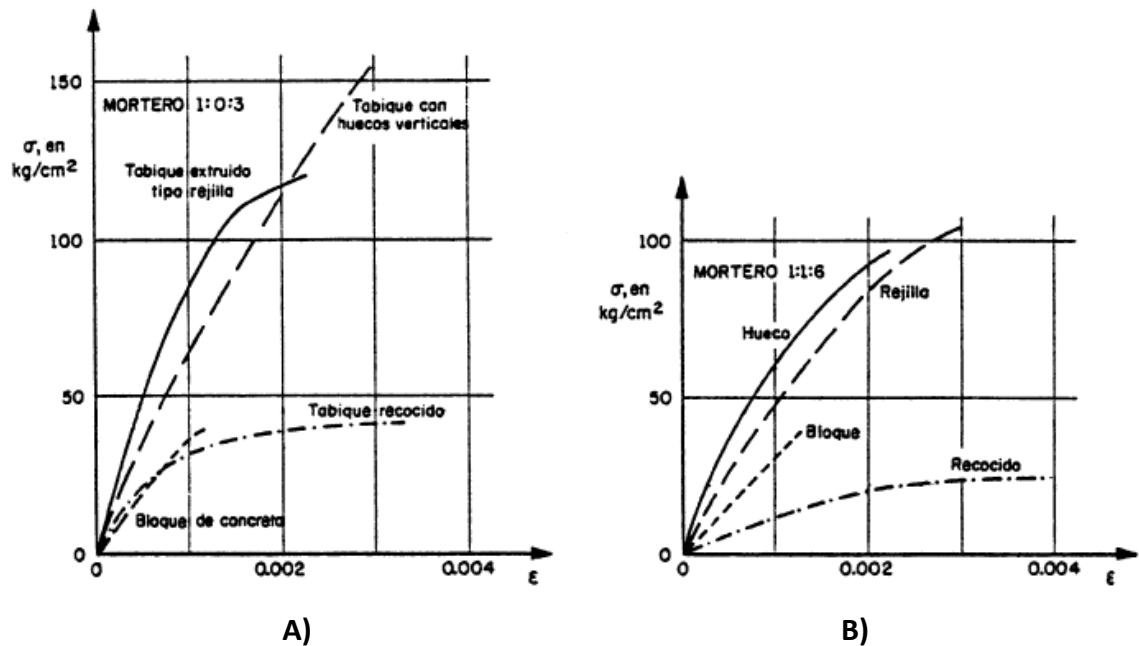


Figura 2.5 Graficas esfuerzo deformación de diferentes bloques de piezas artificiales con distintas proporciones de mortero.

Es notorio ver que las propiedades de cada pieza son muy diferentes, en el caso del tabique rojo recocado y el bloque de concreto macizo, se observa que aunque prácticamente sus resistencias son similares, el tabique permite deformaciones mayores a las del bloque de concreto, siendo este mas rígido, esto hace que los bloques de concreto se fracturen con mayor facilidad. Debido a esto es recomendable construir de preferencia con tabique rojo recocado, aunque en cuestión de economía es más alto el costo con respecto al bloque de concreto.

El concreto reforzado es otro de los materiales con los que se trabaja para el diseño y construcción de estructuras como en castillos, dalas, losas, columnas zapatas, etc., ya que debido a sus características particulares, se aprovechan las propiedades que tiene al momento de elaborarlo, su consistencia plástica permite utilizar moldes que lo contengan durante todo su proceso de endurecimiento hasta que sea auto soportante, así de esta manera se aprovechan las ventajas del concreto al momento de proyectar, permitiendo obtener una variada forma de elementos estructurales.

Como se menciono anteriormente el concreto se combina con el acero dando como resultado el concreto reforzado, cuya finalidad es aprovechar la combinación de las distintas propiedades de ambos materiales para formar elementos mas resistentes de un sistema estructural, como es sabido el concreto tiene un buen comportamiento a

esfuerzos de compresión, sin embargo a esfuerzos de tensión se considera casi nula su resistencia, es ahí donde se utilizan las ventajas del acero, que es un buen material que trabaja a tensiones, en la figura 2.6 se puede ver la comparación de curvas de esfuerzo-deformación de ambos materiales.

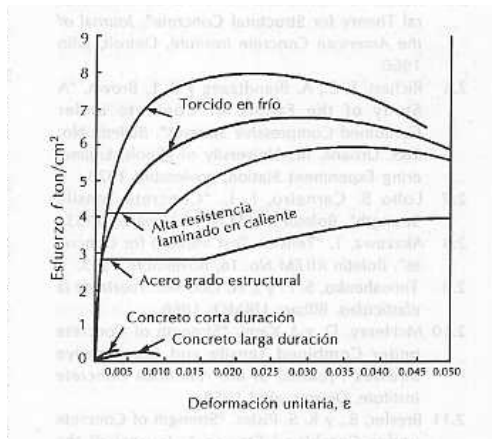


Figura 2.6 Curva comparativas para acero y concreto.

De estas curvas se puede observar que el acero tiene mucho más resistencia que el concreto, esto permite tener secciones más pequeñas en comparación con el concreto.

La resistencia de un concreto depende de varias variables, de las cuales dos son de suma importancia como son el agua y el cemento, de esta relación se obtendrá la resistencia requerida, como se puede ver en las diferentes graficas de la figura 2.7.

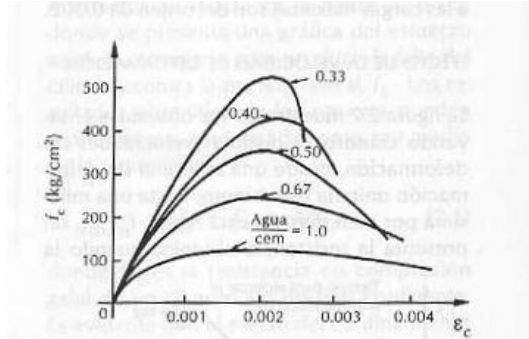


Figura 2.7 Efecto de la relación agua/cemento.

De esta grafica se determina que una relación agua/cemento cercana a 1 reduce notablemente la resistencia del concreto, en tanto una relación menor a 1 la aumenta, de ahí la importancia de tener cuidado en el contenido de agua al momento de fabricar un concreto.

El diseño de los elementos estructurales se puede realizar tomando como base estos dos tipos de materiales, teniendo como opción poder diseñar con estructuras de mampostería o estructuras de concreto, o combinado.

Para tal efecto el RCDF establece las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructura de Mampostería (NTCDCEM) y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDCEC).

En el caso de diseño y construcción de estructuras a base de estructuras de mampostería se tomara como base lo establecido en las NTCDCEM, ya que indica los parámetros y los requisitos mínimos con los que deberá contar una estructura de este tipo, con relación a los materiales que se utilizaran en el diseño y construcción, además propone las proporciones para la preparación de morteros con cal o cemento de albañilería, proporciona información sobre las resistencias de muros de piezas artificiales asentadas con diferentes proporciones de morteros, ver tabla 2.2.

Tabla 2.2 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f_m^* , para algunos tipos de piezas, sobre área bruta.

Tipo de pieza	f_m^* , MPa (kg/cm ²)		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
Tabique de barro recocido ($f_p^* \geq 6$ MPa, 60 kg/cm ²)	1.5 (15)	1.5 (15)	1.5 (15)
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* \geq 12$ MPa, 120 kg/cm ²)	4 (40)	4 (40)	3 (30)
Bloque de concreto (pesado ¹) ($f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm ²)	2 (20)	1.5 (15)	1.5 (15)
Tabique de concreto (tabicón) ($f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm ²)	2 (20)	1.5 (15)	1.5 (15)

¹ Con peso volumétrico neto, en estado seco, no menor que 20 kN/m³ (2 000 kg/m³).

Las NTCDCEM establece las especificaciones generales de análisis y diseño con las que se revisaran y diseñaran las estructuras de mampostería, ya que los muros a base piezas artificiales pueden ser:

- a) Reforzados interiormente
- b) muros confinados o
- c) sin refuerzo ni confinamiento.

Estas normas indican la manera del armado de elementos de refuerzo como castillos y cadenas, cuya función es confinar los muros y dar mayor resistencia ante cargas verticales como laterales, donde dichas cargas se determinarían de acuerdo a los criterios de análisis por carga vertical y lateral respectivamente, aunque el RCDF no considera la aportación de los castillos a la resistencia de el esfuerzo cortante basal de los muros.

La protección del refuerzo de castillos para muros confinados se detallara como lo indican las NTCDCEM, ver figura 2.6, donde se pueden ver los espesores mínimos de los castillos incluyendo el recubrimiento del acero para la protección del mismo.

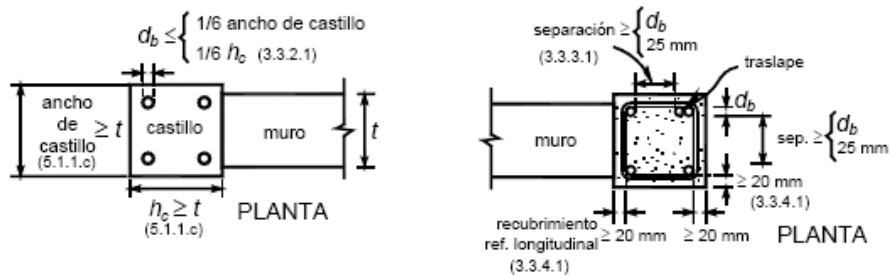


Figura 2.8 Espesores mínimos en castillos.

En lo referente a muros se han clasificado de acuerdo a las funciones que cumplen cada uno, como a continuación se describen:

- 1) *Muros de carga*, dentro de esta clasificación de muros, están, los destinados a resistir cargas verticales u horizontales o una combinación de ambas, generalmente a los que resisten cargas horizontales se les conoce como muros de contención, en cuanto a los de carga vertical se usan principalmente tanto para dividir, como para recibir y transmitir cargas a la cimentación. Como se ilustra en la figura 2.7:

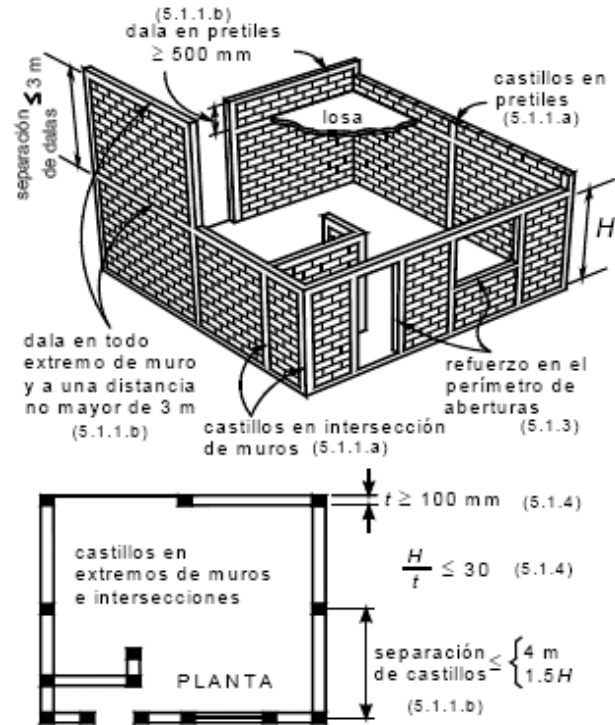
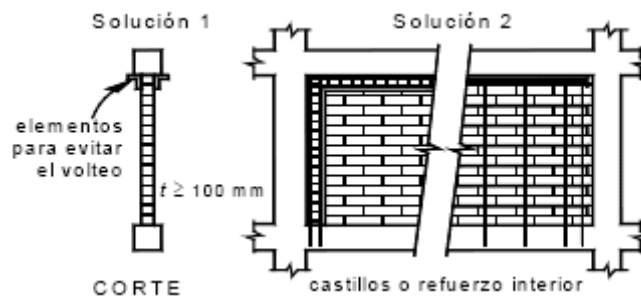


Figura 2.9 Requisitos para mampostería confinada.

- 2) *Muros diafragma*, este tipo de muros tiene la función principal de dar mayor rigidez a los marcos de una estructura. Como se ilustra en la figura 2.8.



- 3) *Muros divisorios*, este tipo de muros tiene la únicamente la función de dividir áreas dentro del edificio, y no aportan nada al sistema estructural, ya que generalmente se construyen de muros falsos con materiales como tablaroca o poliestireno (Panel “W”).

En la siguiente figura 2.9 se puede ver los detalles de armado longitudinal y transversal de castillos tanto externos como internos, así como los parámetros mínimos de la resistencia del concreto.

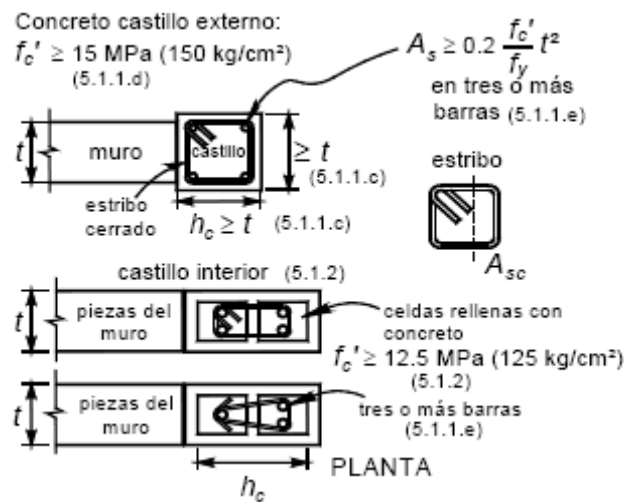


Figura 2.11 detallado de armado de castillos extremos e interior.

Lo antes expuesto se desprende de las NTCDCEM, que establecen, que las estructuras a base de castillo deberán cumplir con lo siguiente:

- a) Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros, y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que 1.5H ni 4 m. Los pretilos o parapetos deberán tener castillos con una separación no mayor que 4 m.
- b) Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm (fig. 5.2). Aun en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal como lo establecen los incisos 5.1.1.e y 5.1.1.g. Además, existirán dalas

en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m y en la parte superior de pretilos o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm.

- c) Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro, t .
- d) El concreto de castillos y dalas tendrá un resistencia a compresión, f_c' , no menor de 15 MPa (150 kg/cm²).
- e) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ec. 5.1 de las NTCDCEM.

$$A_s = 0.2 \frac{f_c'}{f_y} t^2$$

Donde A_s es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo o en la dala.

- f) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.
- g) Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área, A_{sc} , al menos igual a la calculada con la ec. 5.2 de las NTCDCEM

$$A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c} ; \text{ si se usan kg/cm}^2 \text{ y cm}$$

Donde h_c es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro. La separación de los estribos, s , no excederá de 1.5 t (donde t es el espesor del muro, ver figura 2.11), ni de 200 mm.

- h) Cuando la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, v_m^* , sea superior a 0.6 MPa (6 kg/cm²), se suministrará refuerzo transversal, con área igual a la calculada con la ec. 5.2 y con una separación no mayor que una hilada dentro de una longitud H_o en cada extremo de los castillos.

H_o se tomará como el mayor de $H/6$, $2h_c$ y 400 mm.

En el anexo 1 se calculan las dalas y castillos en base a lo establecido en las NTCDCEM.

En las siguientes figuras se puede ver detalladamente los armados del acero de refuerzo longitudinal y transversal de los castillos y dalas, especificando las separaciones máximas de los estribos, las uniones de castillos con dalas de cerramiento.

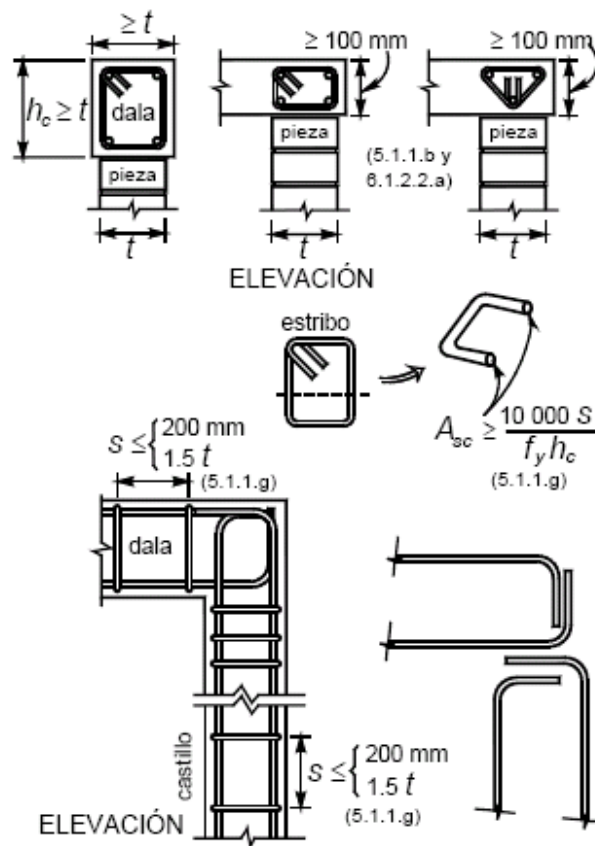


Figura 2.12 Detalle de armado de Castillos y Dalas

Así mismo en la figura 2.13 se detalla la manera de cómo se reforzará en los muros cuando los huecos o aperturas, son considerablemente grandes.

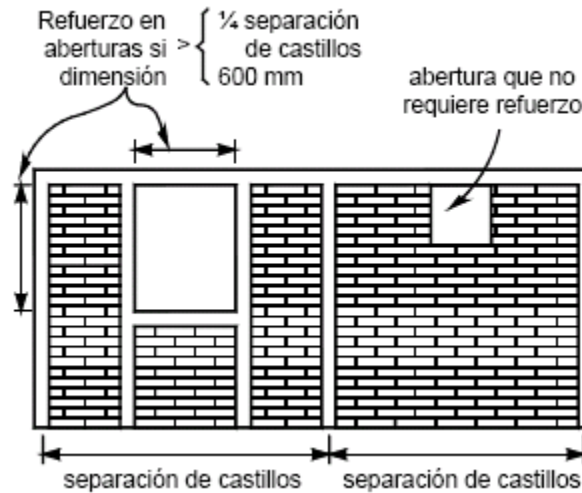


Figura 2.13 Refuerzo en el perímetro de las aberturas

Para el caso de las estructuras de concreto se diseñarán de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto, (NTCDEC), siguiendo los criterios establecidos que a continuación se describen:

A. Criterios de diseño

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en la sección 1.4. de las NTCDEC.

El dimensionamiento y el detallado se harán de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad, establecidos en el Título Sexto del RCDF y en las NTCDEC, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del artículo 159 del mencionado Título Sexto.

Estados límite de falla

Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, FR, prescrito en la sección 1.7 de las NTCDEC. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en el Título Sexto del Reglamento y en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Estados límite de servicio

Sea que se aplique el criterio de estados límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Diseño por durabilidad

Las estructuras deberán diseñarse para una vida útil de al menos 50 años, de acuerdo con los requisitos establecidos en el Cap. 4 de las NTCDEC.

Diseño por sismo

Los marcos de concreto reforzado de peso normal colados en el lugar que cumplan con los requisitos generales de estas Normas se diseñarán por sismo, aplicando un factor de comportamiento sísmico Q igual a 2.0. Los valores de Q que deben aplicarse para estructuras especiales como marcos dúctiles, losas planas, estructuras presforzadas y estructuras prefabricadas, se dan en los Capítulos 7 a 10 de las NTCDEC. En todo lo relativo a los valores de Q , debe cumplirse, además, con el Cap. 5 de las NTCDEC de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

B. Análisis

Aspectos generales

Las estructuras de concreto se analizarán, en general, con métodos que supongan comportamiento elástico. También pueden aplicarse métodos de análisis límite siempre que se compruebe que la estructura tiene suficiente ductilidad y que se eviten fallas prematuras por inestabilidad.

Las articulaciones plásticas en vigas y columnas se diseñarán de acuerdo con lo prescrito en la sección 6.8 de la NTCDEC.

Cuando se apliquen métodos de análisis elástico, en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomará en cuenta el efecto del agrietamiento. Se admitirá que se cumple con este requisito si las rigideces de vigas y muros agrietados se calculan

con la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto ($0.5I_g$), y si las rigideces de columnas y muros no agrietados se calculan con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto. En vigas T, la sección bruta incluirá los anchos de patín especificados en la sección 2.2.3. de las NTCDEC. En estructuras constituidas por losas planas, las rigideces se calcularán con las hipótesis de la sección 8.3. de las citadas normas.

En estructuras continuas se admite redistribuir los momentos flexionantes obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, pero sin que ningún momento se reduzca, en valor absoluto, más del 20 por ciento en vigas y losas apoyadas en vigas o muros, ni que se reduzca más del 10 por ciento en columnas y en losas planas.

En los momentos de diseño y en las deformaciones laterales de las estructuras deben incluirse los efectos de esbeltez valuados de acuerdo con la sección 1.4.2. de las NTCDEC.

En el anexo 1 se calculan secciones de trabes, columnas, losas utilizando estos criterios.

III. PRESUPUESTACION Y PROGRAMACION DE OBRA CON PROGRAMA NEODATA 2000.

3.1 Preliminares para la presupuestación de proyectos.

Una vez que se ha realizado el diseño completo del proyecto ejecutivo, desde la parte de los funcionamientos arquitectónicos, fachadas, la estructura, las instalaciones eléctricas, hidráulicas, sanitarias, pluviales, detalles constructivos de herrerías, carpintería, etc., y definidos, ya que se recomienda que el proyecto este realizado a un 90 % cuando menos para poder llevar a cabo la presupuestación, sin embargo se sabe que es difícil llegar a un 100% del proyecto y mas cuando no se realizan los estudios correspondientes, debido a que no se tiene la cultura de llevar a cabo la realización de estudios para poder determinar con mas precisión las dimensiones de los elementos de la cimentación y de estructura, ya que se tiene la creencia de que el invertir en estudios para elaborar un proyecto es tirar el dinero, sin embargo sabemos que es totalmente falso, pues mediante ellos se puede optimizar tanto el proyecto como las obras

Es importante que el proyecto quede definido lo mejor posible ya que ello evitara cambios en el diseño tanto arquitectónico, estructural, etc., que impacten de manera considerable en el presupuesto de la obra, aunque que es difícil llegar a un 100% de un proyecto ejecutivo.

De lo anterior podemos mencionar que antes de iniciar un presupuesto de una construcción se deberá verificar que se encuentren todos los planos que se enuncian la sección 1.5 del primer capitulo, como son:

- ✓ Arquitectónicos:
 - De plantas
 - Cortes
 - Fachadas
 - Conjunto

- ✓ Estructurales
 - Cimentación
 - Estructura
 - Detalles

- ✓ Eléctrico
- ✓ Instalaciones Hidráulicas
- ✓ Instalaciones Sanitarios
- ✓ Instalaciones especiales
- ✓ Aguas Pluviales, etc.

Una vez verificada que se encuentre la información antes mencionada, entonces el siguiente paso es generar toda la volumetría de la obra y de esta manera poder cuantificar las cantidades de los materiales, mano de obra y equipo que se necesitara para poder llevar a cabo la ejecución de la obra.

Las cuantificaciones van generalmente en un formato de hoja llamado generador de obra y que a continuación se trata.

3.2 Generadores de obra.

Los generadores de obra son los instrumentos de control que permiten cuantificar la obra, que el proyecto ejecutivo indica en cada una de sus partes, existen muchos formatos de generadores de obra y generalmente varían en su estructura ya que los hay para:

- ✓ Terracerías
- ✓ Drenajes
- ✓ Edificaciones
- ✓ Etc.

Un generador de terracerías difiere mucho de uno de edificación, ya que en terracerías y pavimentaciones se utilizan los cadenamientos y volúmenes de secciones trapezoidales, mientras que el de edificaciones maneja más la ubicación de ejes ortogonales, y en efecto son mas laboriosos, ya que se requieren de vistas isométricas de tanto de líneas de agua, red sanitaria, gas y luz.

Se puede decir que los generadores son la base para poder realizar un buen presupuesto de obra; para elaborar un generador se requiere tener pleno conocimiento del proyecto, ya que alguna omisión o desconocimiento de este, puede llevar a cometer un error al anotar mal una dimensión, o no considerar el proceso constructivo adecuadamente, lo que puede llevar en caso de un contrato a precio alzado a perdidas cuantiosas para la empresa que en ese momento este ejecutando la obra o incluso perder algún concurso por la mala cuantificación o un una mala planeación del proceso constructivo.

Descripción de un generador de obra de edificación.

Un generador deberá contar con un encabezado que indique en primer lugar:

- Nombre de la obra a ejecutar
- La dirección
- La fecha en que se esta realizando
- La clave del plano que se esta generando
- La descripción del concepto que se esta generando
- La unidad del concepto

Como segundo cuerpo del generador deberá contener:

- La localización:
 - a. Eje
 - b. Tramo
 - c. Localización o ubicación
- Las dimensiones:
 - a. Largo
 - b. Alto
 - c. Ancho
- El número de piezas del mismo tipo
- El Resultado
- Croquis del tramo que se esta generando

Existe una diversidad de formatos para generadores de obra que están adaptados de acuerdo a las necesidades de cada empresa, sin embargo la estructura no difiere mucho de los demás, excepto en los casos mencionados anteriormente.

En el anexo 3 se presenta el generador que se utiliza en la empresa para obtener la volumetría de las obras.

3.3 Cálculo del presupuesto de obra por medio del programa NEODATA 2000.

Una vez que se a llevado a cabo la generación de los volúmenes de obra de un proyecto en especifico, el siguiente paso es la elaboración del catalogo de conceptos de acuerdo al proceso constructivo, tomando como base los descritos en el generador, sin embargo en

esta parte se tendrá que describir detalladamente el concepto, especificando claramente su contenido, como los materiales o insumos con los que se realizará, los acabados, la calidad de los materiales, las alturas de los niveles de la edificación, de tal manera que no quede algún detalle que ocasionen malos entendidos al momento de ejecutarlo.

En este proceso se integra el análisis de los precios unitario de obra de cada concepto mediante una matriz que estará integrada principalmente por:

- A. El costo directo
- B. El costo indirecto
- C. Financiamiento
- D. Utilidad

Dando como resultado la siguiente ecuación:

$$PU = CD + CI + F + U$$

Donde:

PU = Precio unitario

CD = Costo Directo

CI = Costos Indirectos

F = Financiamiento

U = Utilidad

Por definición el precio unitario es el precio que costara económicamente llevar a cabo la ejecución de una unidad de obra de algún concepto.

Actualmente existe en el mercado una variedad de programas de cálculo que permiten llevar a cabo la elaboración de un presupuesto de manera rápida e integral, dado que ya se cuentan con bases de datos las cuales están vinculadas y permiten agilizar el proceso de integración, estando estructurado desde el Costo Directo, Costo Indirecto, Financiamiento, Utilidad, y Fasar, además de permitir realizar ajustes del presupuestos, permite la elaboración de el programa de obra, etc., también se pueden llevar a cabo todo un paquete de concurso para licitación pública, desde la documentación legal, las propuestas tanto económicas como técnicas, este sistema se esta actualizando constantemente, haciéndolo cada vez mas eficiente en su proceso, como las versiones Neodata 2007, sin embargo este sistema de versión atrasada con el que se trabajara, cumple con las necesidades de la empresa.

Este sistema es noble ya que permite crear un presupuesto de manera rápida al contar con una base de datos que permite ir armando cada concepto de acuerdo a la especificación dada, o en caso de no existir poder crear una matriz sin mucha complicación, la presentación de resultados es de manera desglosada, por una parte da el presupuesto de obra con cada uno de sus conceptos y de acuerdo a la partida, da un resumen general del presupuesto por partidas con indirectos incluidos o desglosados, por otra parte da la lista de insumos que se utilizarán para la construcción de la obra.

En la figura 3.1 Se puede ver la manera de integrar un presupuesto en este programa, y cómo está estructurado el catálogo de conceptos, los cuales integran las partidas del presupuesto, dichas partidas se encuentran estructuradas de acuerdo al proceso constructivo. Así mismo en la figura 3.2 se observa que la elaboración del programa de obra de acuerdo al catálogo de conceptos generado previamente.

INFORME ESCRITO

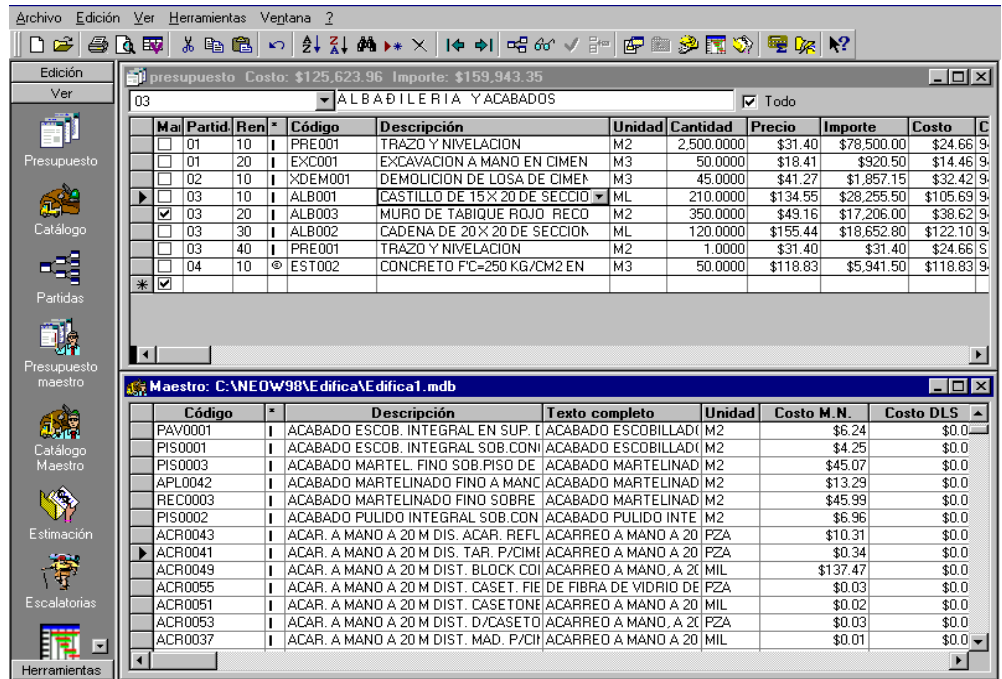


Figura 3.1 Integración de presupuesto en programa Neodata

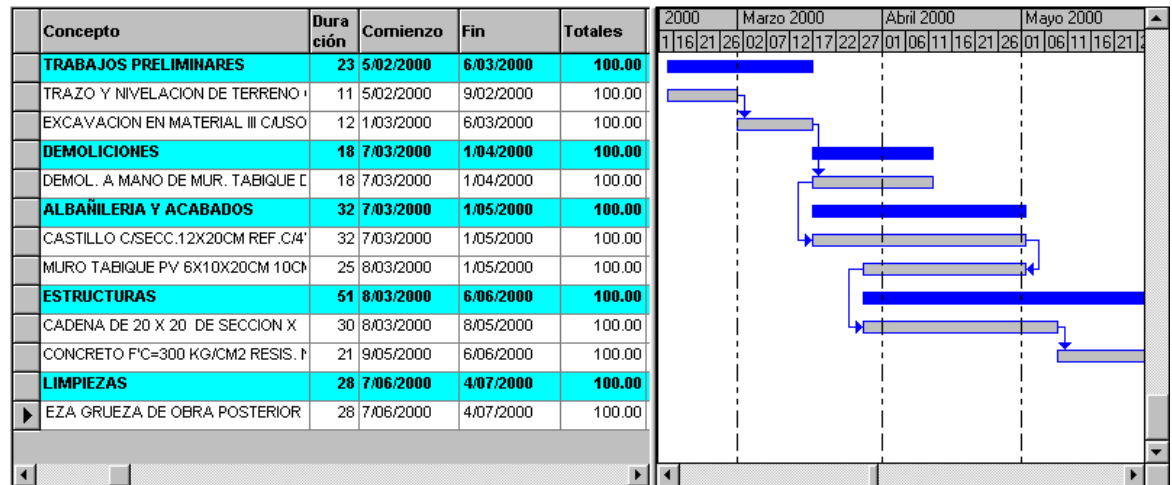


Figura 3.2 Programación de ejecución de la obra

IV. SUPERVISION DE LA OBRA.

4.1 El supervisor de la obra.

DEFINICIÓN DE LA PALABRA SUPERVISIÓN.

La palabra supervisión es compuesta, viene del latín "visus" que significa examinar un instrumento poniéndole el visto bueno; y del latín "super" que significa preeminencia o en otras palabras: privilegio, ventaja o preferencia por razón o mérito especial. Supervisión es pues, dar el visto bueno después de examinar y la supervisión de obras tiene por objetivos básicos vigilar el costo, tiempo y calidad con que se realizan las obras.

Las responsabilidades que adquirimos con quien contrata los servicios de supervisión están expresadas en el contrato de supervisión y las responsabilidades que adquiere el contratista y que nosotros debemos vigilar que se cumplan están en el contrato de obra.

LA SUPERVISIÓN. Es la actividad de apoyar y vigilar la coordinación de actividades de tal manera que se realicen en forma satisfactoria.

SUPERVISION TÉCNICA DE OBRA. Se refiere al empleo de una metodología para realizar la actividad de vigilancia de la coordinación de actividades del cumplimiento a tiempo de las condiciones técnicas y económicas pactadas entre quien ordena y financia la obra y quien la ejecuta a cambio de un beneficio económico.

EL SUPERVISOR, SU PAPEL Y PERFIL DEL SUPERVISOR. Persona representante de la entidad que financia la obra y que realiza la actividad de supervisar la ejecución de obra que realiza el contratista; su objetivo es controlar tiempo, calidad y costo de la obra.

EL PAPEL DEL SUPERVISOR. No hay labor más importante, difícil y exigente que la supervisión del trabajo ajeno. Una buena supervisión reclama más conocimientos, habilidad, sentido común y previsión que casi cualquier otra cosa de trabajo. El éxito del supervisor en el desempeño de sus deberes determina el éxito o el fracaso de los programas y los objetivos del departamento. El individuo solo puede llegar a ser buen supervisor a través de una gran dedicación a tan difícil trabajo y de una experiencia ilustrativa y satisfactoria adquirida por medio de programas formales de adiestramiento y de la práctica informal del trabajo. Cuando el supervisor funciona como es debido, su papel puede resumirse o generalizarse en dos categorías o clases de responsabilidades extremadamente amplías que en su función real, son simplemente facetas diferentes de una misma actividad; no puede ejercer una sin la otra. Estas facetas son seguir los principios de la supervisión y aplicar los métodos o técnicas de la supervisión.

PERFIL DEL SUPERVISOR.

El trabajo de supervisión como la mayoría de las labores desempeñadas por los ingenieros requiere de tres tipos de competencias: competencias técnicas, habilidades interpersonales, y valores y actitudes positivas; del concurso de estas tres competencias dependerá su desempeño integral como supervisor, entendiéndose que cumplir con los objetivos del proyecto con base en costos sociales y/o malas relaciones humanas no puede considerarse como un adecuado desempeño del profesionista.

COMPETENCIAS TÉCNICAS. Por lo general, únicamente se solicitan competencias técnicas a los aspirantes a un puesto de supervisión, y estas son las que se evalúan por el área de recursos humanos. Entre las competencias que suelen solicitarse se pueden mencionar las siguientes: experiencia sobre los materiales y los procedimientos (Solís / Ingeniería 8-1 (2004) 55-60 57) de construcción comunes; habilidades para la interpretación de planos; habilidades para programar y cuantificar los recursos y productos de la construcción; y entrenamiento en la utilización de programas de cómputo, tanto de oficina, como aplicaciones específicas para la ingeniería civil.

Además para supervisores especializados en algún subsistema del proyecto, se les solicita conocimientos más profundos y experiencia en diversas áreas específicas, tales como: fabricación y montaje de estructuras; instalaciones eléctricas, hidráulicas, sanitarias, de aire acondicionado, o especiales; elevadores y montacargas; pisos industriales; acabados especiales; impermeabilizaciones, etc. Dentro de la visión tradicional de la supervisión de obra, los ingenieros o arquitectos que demuestren competencia técnica son considerados candidatos idóneos al puesto.

HABILIDADES INTERPERSONALES. El principal recurso que un supervisor administra es el humano; por lo que las habilidades que se requieren para entablar y cultivar las relaciones interpersonales no deben soslayarse, ya que éstas juegan un papel importante en el ejercicio de la supervisión. El supervisor juega el rol de la máxima autoridad en la obra, sin embargo, el llevar un casco de un color diferente, o un gafete que acredite su puesto, no es suficiente para que ejerza de manera efectiva ese papel.

El supervisor es responsable de establecer su autoridad en la obra como resultado de su ejercicio profesional. Y esto únicamente se logra si es capaz de guiar con éxito la conducta de sus subordinados, para la consecución de sus metas específicas dentro del proyecto. En la medida que el supervisor colabore con su equipo humano dictando órdenes atinadas y oportunas se convertirá en su líder y tendrá menos dificultades para ejercer la autoridad. Por otra parte, el supervisor también requiere habilidades para el trabajo en equipo, mismas que son indispensables para interactuar con otros profesionistas responsables de supervisar otros subsistemas del proyecto, o con

personal de otros departamentos de la empresa, que tienen un nivel jerárquico igual o similar al suyo. Generalmente, las metas de cada persona son diferentes, por lo que suelen presentarse conflictos entre sus intereses, ya que cada uno tiene sus propias responsabilidades y orden de prioridades. Se requiere que todos trabajen en equipo y estén consientes que comparte un objetivo común: el proyecto; cuando esto no se da, son comunes las relaciones de escasa colaboración entre supervisores de diferentes subsistemas, o entre el personal de supervisión y el del costo, o el de diseño, por mencionar algunos ejemplos.

En general, el supervisor debe desarrollar habilidades para interactuar con todas las personas que intervengan o tenga injerencia en el proyecto. Algunos ejemplos de estas relaciones humanas pueden darse con: los vecinos de la obra con suma frecuencia inconformes con el proyecto, proveedores, funcionarios de diversas dependencias o entidades de gobierno, representantes de agrupaciones obreras, vendedores y prestadores de servicios para los trabajadores, líderes sociales de la comunidad, etc. Ante cada uno de ellos el supervisor deberá representar adecuadamente al propietario de la obra.

VALORES Y ACTITUDES. El desempeño del supervisor también se ve fuertemente influenciado por un tercer componente: los valores y las actitudes (Smith, 1987). El fracaso de un proyecto atribuido a una deficiente supervisión no únicamente se da por incompetencia técnica o por fallas en la interacción humana, sino también por el desapego a la ética profesional. De una ponencia presentada recientemente en un congreso internacional de patología de la construcción, en la que se hace referencia a un edificio de 15 años de antigüedad que a la fecha presenta daños severos estructurales, se presenta la siguiente cita: “No se concibe una variación tan grande en las características del concreto sin la complicidad de la supervisión de obra, cuya misión es impedir la ocurrencia de los errores aquí documentados” (Uribe, 2003). El investigador atribuye el problema estructural a la falta de responsabilidad de la supervisión, e incluso pone en duda su honradez.

Desgraciadamente, en México es común que la falta de valores, como son la lealtad y la fidelidad, haga que algunos supervisores actúen protegiendo intereses diferentes a los del dueño (para el caso de la supervisión externa) o de la empresa (en el caso de la supervisión interna).

El supervisor debe evitar recibir favores personales, obsequios, invitaciones, etc. de las personas a las cuales les debe revisar su trabajo, y mantener la relación en un plano estrictamente profesional. También, está obligado a actuar con honestidad y justicia con los trabajadores.

Congruente con el dinamismo propio de la industria de la construcción, el supervisor debe ser tan laborioso como sea necesario para colaborar en el cumplimiento de la programación del proyecto. Desde luego que lo anterior además de producir satisfacciones morales al supervisor, debe ser (Solís / Ingeniería 8-1 (2004) 55-60 58) estimulado económicamente por parte de la empresa, para que esta actitud sea permanente. Para hacer más eficiente el trabajo, el orden es otra virtud que debe ser cultivada, y que no es muy común; son típicos los escritorios de los ingenieros repletos de papeles y con poco espacio para trabajar.

En una encuesta realizada, sobre las debilidades de egreso de los estudiantes de la FIUADY, entre empleadores de ingenieros civiles (empresarios de la construcción y funcionarios públicos) el 14% mencionó como la principal debilidad la falta de actitud positiva hacia el trabajo (Solís y Arcudia, 2003). Este problema de actitud suele ser provocado por una insatisfacción con las percepciones económicas y en la inseguridad laboral, ya que muchos ingenieros –y el supervisor no es la excepción– suelen ser contratados para prestar sus servicios en un proyecto en particular, y no en forma permanente. De cualquier forma, el profesionista debe poner por encima de estas circunstancias su ética profesional y afrontar de manera positiva sus responsabilidades.

4.2 Importancia de la supervisión de obra.

Por otra parte, el propietario ejerce también la función de la supervisión a través de la denominada supervisión externa. Con la contratación de este servicio, el propietario pone dentro de la obra a un profesionista (o equipo de profesionistas) independiente del constructor– que lo representa, y cuya misión es garantizar que reciba el producto que corresponde a lo que ha contratado y paga. Cuando el propietario de la obra es toda la sociedad en su conjunto, la entidad o dependencia de gobierno que administra los recursos económicos nombra a funcionario público denominado residente de supervisión, que de acuerdo a lo establecido en el artículo 53 de la Ley de Obras Públicas y Servicios relacionados con la misma (1999) es el responsable de la: supervisión, vigilancia, control y revisión de los trabajos, así como de la aprobación de las estimaciones.

El ejercicio de la supervisión externa está principalmente orientado a la función administrativa del Control; por lo general, el supervisor externo no ejerce autoridad sobre los trabajadores, ni delega responsabilidades entre ellos, y su nivel de comunicación con los obreros es limitado. La importancia de la supervisión en la construcción ha sido reconocida desde de que esta actividad se profesionalizó. En un documento fechado en el año 97 d.C., Sixto Frontino, comisionado de aguas del Imperio Romano, escribió: “Ni una obra requiere mayor cuidado que aquella que debe soportar

la acción del agua; por esta razón todas las partes del trabajo deben hacerse de acuerdo con las reglas del arte, que todos los obreros saben, pero pocos cumplen”.

Este importante constructor de hace casi dos mil años deja en claro que aún cuando el personal obrero sea competente, la labor de la supervisión es necesaria para garantizar que el trabajo cumpla con los requisitos especificaciones. En 1964, Jacob Feld, notable investigador de las fallas estructurales de los edificios de concreto, observó que en muchos casos las causas de los colapsos no provienen de la insuficiencia en el diseño, sino de la falta de competencia de la supervisión, y escribió: “La supervisión competente y estricta, casi inamistosa, parece ser la clave del problema de cómo prevenir fallas.

Muchos estudios han mostrado que gran parte de los problemas en las construcciones, tanto desde el punto de vista de la seguridad, como desde el punto de vista del servicio, no provienen del diseño, ni de los materiales, sino principalmente de la ejecución de la construcción. Calavera (1996) reporta 51 % de fallas atribuibles a la ejecución y 37% atribuibles al proyecto. Lo anterior pone de manifiesto la importancia de la supervisión; en muchos casos el desempeño de esta actividad tiene una fuerte influencia en las etapas de operación y mantenimiento del proyecto, y puede provocar elevados costos durante estas fases del ciclo del proyecto, e incluso una utilización ineficiente de la construcción. Para desempeñar exitosamente la supervisión de una obra es necesario realizar una serie de actividades programadas, ordenadas y sistematizadas. Estas actividades deben tener una orientación principalmente preventiva para evitar retrabajos (trabajos que se ejecutan por segunda vez) que incrementan tanto el costo, como el tiempo de ejecución, y probablemente también afecten la calidad. Las acciones preventivas están orientadas a la revisión de los requisitos de ejecución de las actividades antes que estas se ejecuten, como por ejemplo: revisar la calidad de los materiales, antes de utilizarlos; revisar el alineamiento de la cimbra de un grupo de columnas, antes de colarlas; hacer una prueba de presión en una tubería, antes de ocultarla bajo rellenos o pisos, etc. También, serán necesarias las acciones de verificación, en la que se inspeccionará el trabajo ejecutado, en algunos casos de manera sistemática cuando la importancia del trabajo lo amerite– y en otros casos de manera selectiva. Cuando el trabajo no cumpla con los requisitos pactados el supervisor deberá hacer uso de las acciones correctivas para cumplir con su misión dentro de la obra; sin embargo, muchas acciones correctivas no hablan de un buen supervisor, sino de una carencia de acciones preventivas.

4.3 Documentación legal de la supervisión de obra.

MARCO JURIDICO.

Dentro del marco jurídico se encuentran todas las disposiciones legales que se han realizado para apoyar la ejecución de los trabajos en el área de construcción.

Estas disposiciones se contemplan en leyes, reglamentos, además de normatividad que se han creado a fin de dar las condiciones de protección jurídica a las partes que intervengan en la realización de un contrato.

Es importante que el supervisor tenga conocimiento de todos o en su mayor parte de las normatividades jurídicas que se tienen en el sistema legislativo mexicano ya que estas le permitirán ampliar tanto su responsabilidad como el apoyo que debe brindar de su desempeño en el trabajo que realice.

NORMAS Y PRINCIPIOS.

La instauración de normas como reglas de juego dentro de las Empresas de supervisión respecto al trabajo a desarrollar debe ser clara, con objeto de que todos los participantes en el equipo de supervisión se involucren en ellas y así adoptar en calidad de propia la normatividad que se requiera para el desarrollo del trabajo y asegurar una aplicación exitosa.

Las normas son las bases de dónde parte la supervisión para desarrollar las labores dentro de una organización.

4.4 Aspectos fundamentales de la supervisión de obra.

FUNCIONES DEL SUPERVISOR.

PREVIAS AL INICIO DE LAS OBRAS. Revisar los siguientes documentos:

- ✓ De la tierra.
- ✓ De los trámites oficiales.
- ✓ De los anexos técnicos.
- ✓ Hacer directorio de la obra.
- ✓ Recabar documentos generales de consulta y control.

AL INICIO DE LAS OBRAS.

- ✓ Revisión general del proyecto y especificaciones.
- ✓ Revisión de presupuestos.
- ✓ Revisión de contratos y conocimientos técnicos responsables por parte de los contratistas.
- ✓ Revisión de trámites oficiales.
- ✓ Reunión de contratistas para el inicio de la obra.
- ✓ Adjudicación de frentes para cada contratista.
- ✓ Revisión de programas de obra.

DURANTE LAS OBRAS:

- ✓ Funciones generales.
- ✓ Control de calidad.
- ✓ Control de tiempo Control de costo.

PREVIAS AL TÉRMINO DE LAS OBRAS:

- ✓ Elaborar el finiquito de la obra faltante.
- ✓ Recopilar los anexos técnicos. Establecer los programas para revisión y recepción de obras.

AL TÉRMINO DE LAS OBRAS:

- ✓ Recepción de obras, urbanización, infraestructura, obras exteriores y equipamiento urbano.

LA ORIENTACIÓN.

QUIEN ORIENTA A LOS EMPLEADOS. Si bien el supervisor tiene principalmente la responsabilidad de orientar a los empleados, existen otras personas que desempeñan papeles oficiales y no oficiales en esta orientación. Enunciadas en el mismo orden de su primer contacto con el empleado, las personas que por lo común lo orientan son:

1. El jefe de personal o de empleos.
2. El jefe de la división.
3. El supervisor.
4. Los compañeros de trabajo.

LA ORIENTACIÓN DEL SUPERVISOR. En el supervisor descansa una de las principales responsabilidades de la orientación de los empleados. Cada supervisor es responsable de

su parte de la orientación del empleado y de proporcionar a este último la información que haya recibido anteriormente. El supervisor debe hacer lo siguiente:

1. Presentar al recién ingresado a todos los demás empleados.
2. Proporcionarle información fundamental del empleo.
3. Exponer los deberes y responsabilidades del empleo.
4. Explicarle la disposición material del local y la rutina de trabajo de la unidad
5. Exponerle cuales son los programas de salud, seguridad y licencias por enfermedad.

4.5 Responsabilidades de un supervisor de obra.

El supervisor es la clave de la comunicación correcta en cualquier organización. Es el centro de mensajes por el que tiene que pasar la información. Tiene que canalizar la información en sentido ascendente para sus superiores, con el fin de que estos puedan tomar decisiones inteligentes, y en sentido descendente para los subordinados, con el fin de que estos sepan realmente cual es el trabajo que deben hacer, cuando y como tienen que hacerlo.

RESPONSABILIDADES DEL SUPERVISOR CON EL PERSONAL.

ORGANIZACIÓN.

Una buena supervisión exige que antes de echar a andar un proyecto se piense detalladamente en lo que debe hacerse para llevar a cabo la operación. En base a esta planificación se seleccionan los medios de acción. Ya desde el comienzo se plantean problemas de organización.

En realidad, tan pronto como se ha tomado una decisión, nace la necesidad de organizar instalaciones y recursos para que se alcance eficazmente el objetivo. Esto exige otras planificaciones y otras decisiones respecto de como puede establecerse la mejor organización para el logro de esos fines.

NATURALEZA DE ORGANIZACIÓN. Desde el momento en que los hombres comenzaron a trabajar en equipo para alcanzar un fin común, se hizo necesaria la organización. Esto nace de la necesidad de encontrar las formas más eficaces para lograr hacer algo. Cuando varias personas colaboran en determinada actividad, alguien debe hacerse cargo de ella y asumir las responsabilidades. El proceso de organización ayuda a lograr que el esfuerzo cooperativo sea eficaz gracias a la determinación de las relaciones internas que ponen en claro las líneas de autoridad, la orientación del trabajo y los conductos de

información. Algunos aspectos del proceso ayudan a que se comprenda la naturaleza de lo que sucede cuando se organizan o reorganizan operaciones del trabajo.

DIRECCIÓN. Pondremos especial atención a los métodos del supervisor para "dirigir" las operaciones del trabajo. Para los fines de nuestra exposición, la palabra dirigir la utilizaremos en el sentido de comunicar decisiones, ordenes, orientaciones, instrucciones u otra información, a subordinados. La palabra "subordinados" la empleamos para identificar a quienes rinde informes a un supervisor y que están bajo la dirección de este. El subordinado puede, a su vez, transmitir información a otros que le rinden informes. Cuando el supervisor da instrucciones, se esta comunicando con sus subalternos dentro de la organización.

COMO DAR INSTRUCCIONES. Aunque el supervisor puede complementar la dirección del trabajo valiéndose de varios medios, sobre todo debe confiar en el poder de la palabra. Todos los supervisores han tropezado con dificultades para lograr que los empleados comprendiesen lo que se les quería decir. Las dificultades de comunicación tienen su origen en varias razones.

1. Las palabras encierran significados distintos para personas diferentes.
2. Las palabras pueden utilizarse incorrectamente.
3. Las palabras pueden no haberse escrito u oído claramente.
4. Las palabras quizá sean inadecuadas para transmitir su pleno significado.

Es necesario poner gran cuidado en evitar estas dificultades.

COORDINACIÓN. Para asegurar la acción eficaz de los empleados, debe prestarse atención a la relación que cada proceso, tarea o actividad guarda con los demás. Una vez empezada, la actividad de trabajo debe fluir sin obstáculos, sin fricciones, sin acciones inútiles y la menor cantidad de demoras posibles. Esto se logra mediante la coordinación. La coordinación representa las acciones emprendidas para asegurar que la corriente de trabajo tenga su tiempo debidamente fijado, que todas las operaciones encajen debidamente unas con otras y que existan relaciones armoniosas entre todos los aspectos de la operación del trabajo. La coordinación de esfuerzos y labores dependen del grado en el que el trabajo este bien planificado y organizado. Es muy importante que a cada uno de los empleados se les den instrucciones claras acerca de como y cuando tiene que cumplir con su parte de trabajo. También el supervisor tiene que ejercer su vigilancia para que logren resultados satisfactorios.

LA SUPERVISIÓN Y LA COORDINACIÓN. El supervisor también debe tener muy presente que la coordinación no es algo aparte de las demás actividades de las demás actividades de supervisión. Para un funcionamiento uniforme y sin tropiezos son necesarios una

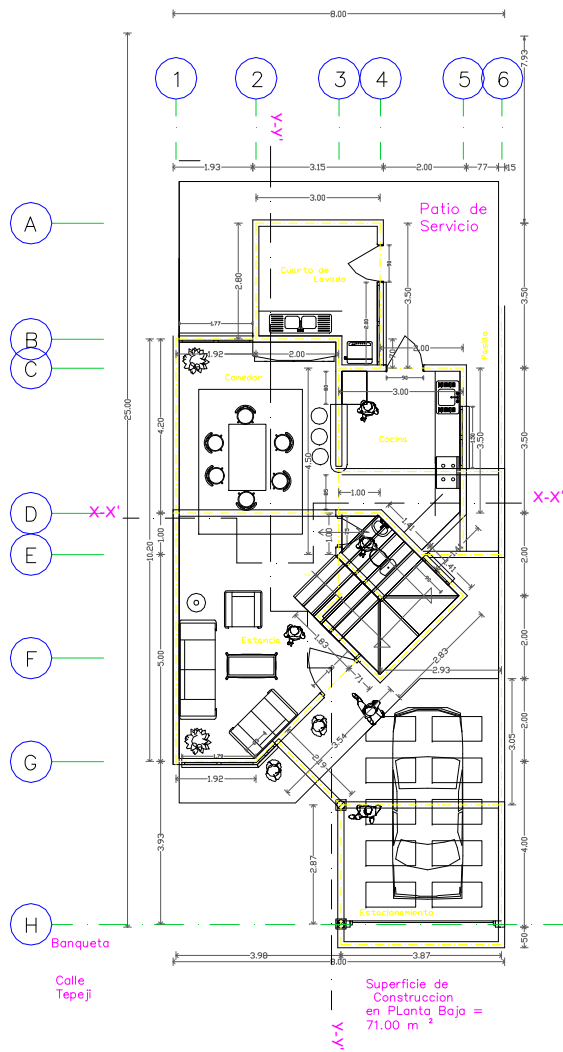
planificación cuidadosa, buena organización, direcciones claras y controles adecuados; pero, todo esto puede fallar debido a la falta de armonía y a la falta de equipo. La falta de coordinación puede echar a perder los mejores planes de la mejor organización. Todos estos procesos y su funcionamiento son recíprocamente dependientes.

V. CONCLUSIONES.

- 1) Queda determinada la importancia que al momento de iniciar un proyecto, se deberán realizar visitas físicas del terreno y sus alrededores, para verificar todos los detalles y/o problemas que se puedan presentar al momento de estar proyectando.
- 2) Queda clara la importancia de realizar estudios topográficos y geotécnicos que permitan dar bases y sustentos técnicos para tomar decisiones acertadas, durante la etapa de elaboración del proyecto.
- 3) La importancia de considerar en todo proyecto de edificación la posibilidad de que se puede presentar un evento sísmico durante su vida útil, adecuando tal posibilidad de ocurrencia a las zonas que las CFE establece de de acuerdo al grado de riesgo sísmico.
- 4) Tener el cuidado de adecuar el sistema estructural a una estructuración sencilla, evitando se vuelva compleja o inestable.
- 5) Durante la etapa de la elaboración del presupuesto de obra se verificará que se cuente con toda la información necesaria del proyecto, para elaborar los generadores de obra, la cual deberá contar con detalles constructivos y especificaciones.
- 6) Se tendrá especial cuidado en la etapa de supervisión de la obra, ya que el supervisor será un profesionalista que cumpla con el perfil adecuado para la obra, dado que generalmente a este proceso no se le da mucha importancia y casi siempre se pone a personal inexperto, lo que ocasiona el aumento de la probabilidad de ocurrencia de algún error costoso para la obra, o en su defecto se baje la calidad de la construcción.

VII. ANEXOS

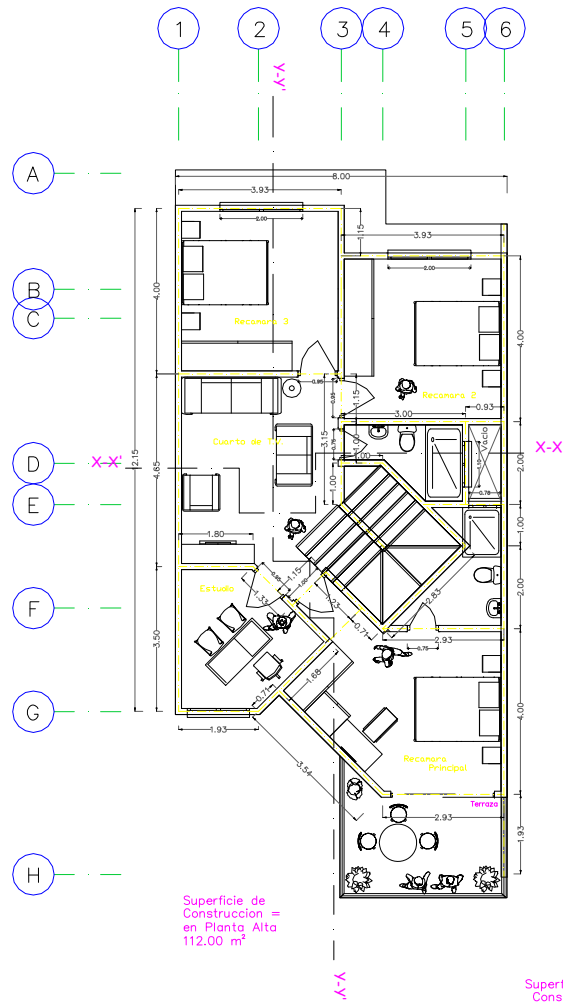
ANEXO 1



PLANTA BAJA

Banqueta
Calle Tepeji

Superficie de
Construcción
en Planta Baja =
71.00 m²



PLANTA ALTA

Superficie de
Construcción =
en Planta Alta
112.00 m²

Superficie de
Construcción
Total = 183.00 m²

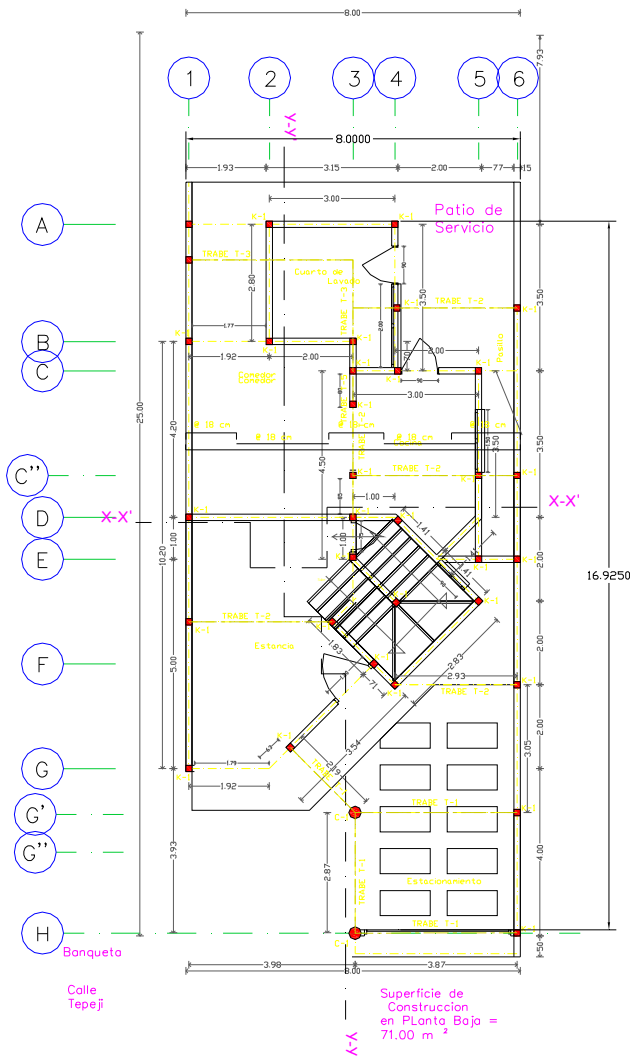
Proyecto Responsable de obra	Ing. Ruben Silva Avila Ced. Prof.: 849026 DRO: 467
Proyecto y Diseño	Ing. Edgar Dante Juarez Hernandez

Ubicación: Calle Tepeji No. 5, Colonia de San Mateo 2da Seccion, Municipio de Tepic del Rio, Estado de Jalisco. Cliente: Ing. Alejandro Garcia

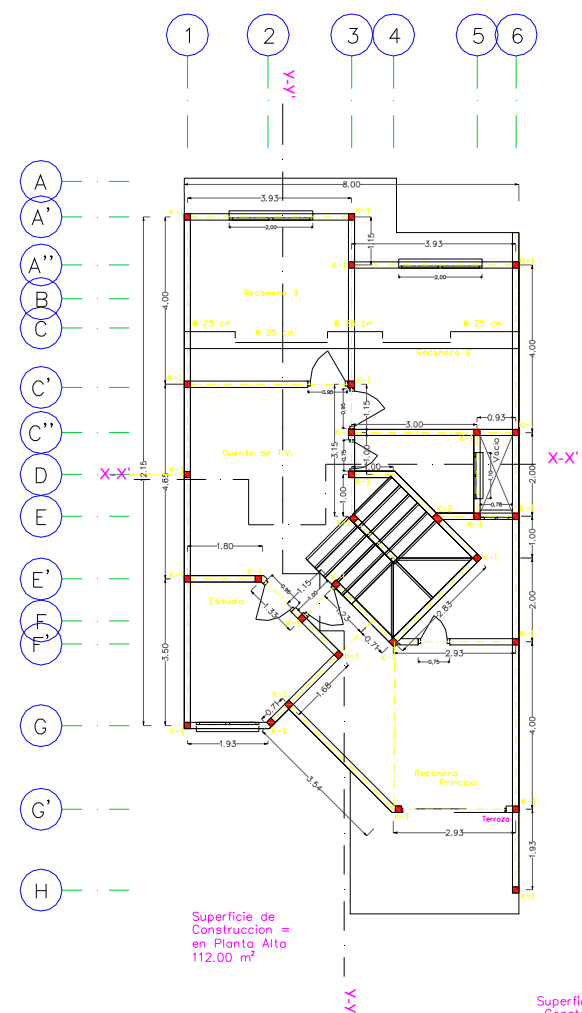
Proyectista: Sr. Ana Estera Nuncio Cambosa y Sr. Martin Enrique Hernandez Moray. **Planta Baja y Planta Alta**

Escala: 1:50. Meters: 0 0.5 1 2 3

Fecha: 07-03-2007. Tema: **ARQUITECTONICO**. Clase de Proyecto: **AR-01**



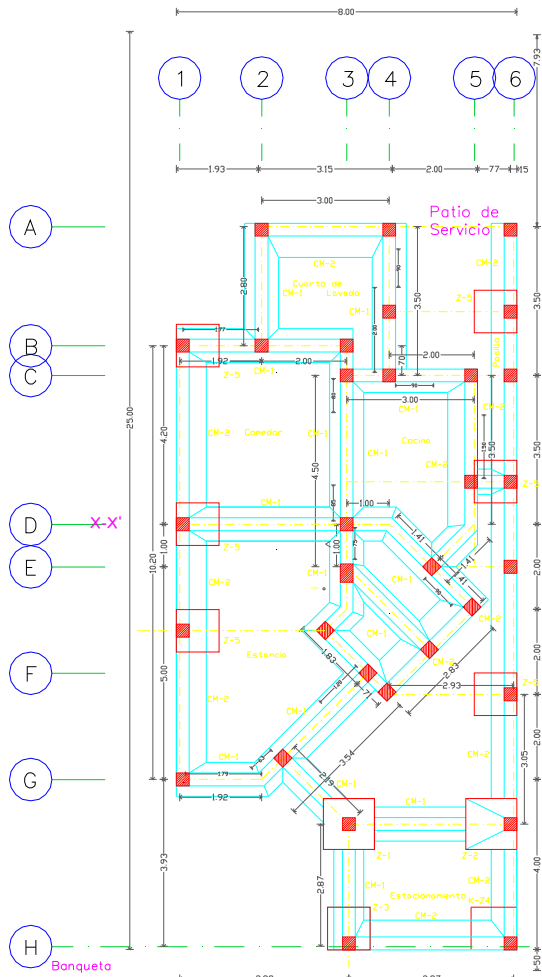
PLANTA BAJA



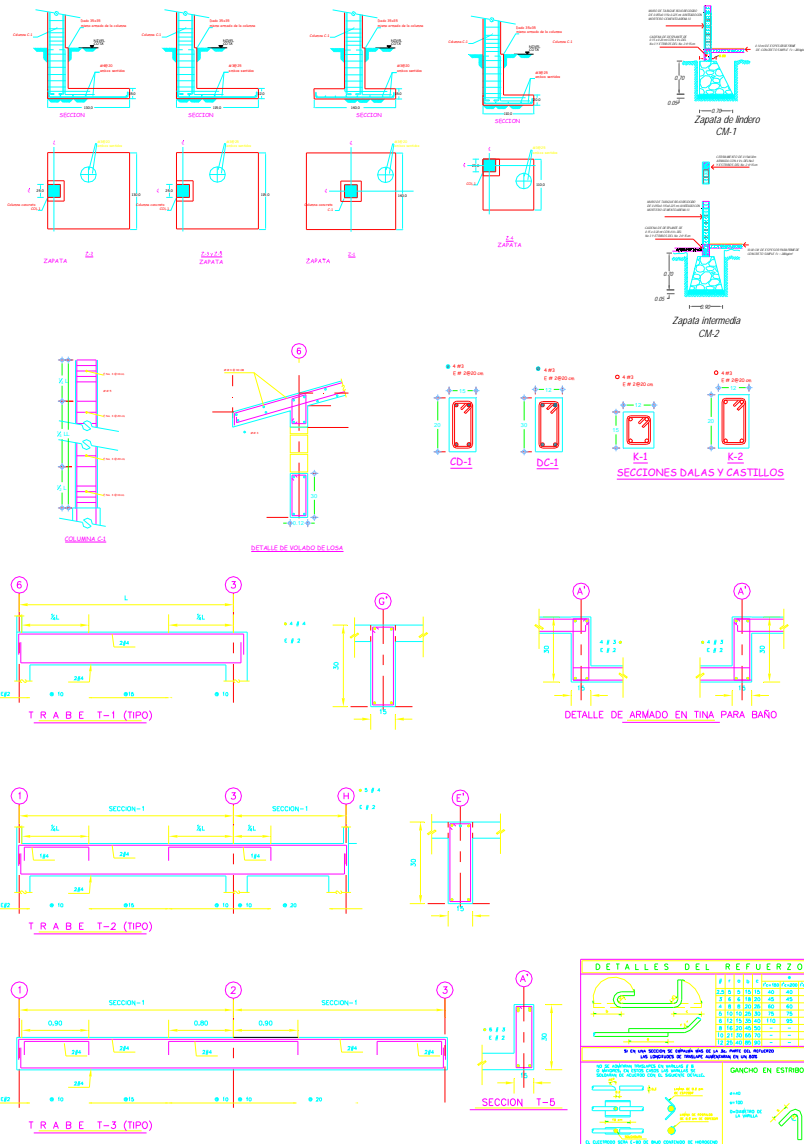
PLANTA ALTA

NOTA
 * Cualquier modificación que se realice en general de este proyecto y que repercuta en su funcionamiento y comportamiento estructural deberá ser notificado a la secretaría de Obras Públicas, Desarrollo Urbano y Ecología y al director responsable de obra, las cuales autorizarán en su caso, las anteriores para poder continuar el segundo de las anteriores con su respectiva, de lo contrario esta modificación será responsabilidad exclusiva del propietario así como del constructor que la realice.

Director-Responsable de obra Ing. Ruben Silva Avila Ced. Prof.: 849036 DRO: 467	
Proyecto y Diseño Ing. Edgar Dante Juarez Hernandez	
Calle Tepej No 5, Colonia de San Mateo 2da Seccion Municipio de Tepej del Rio, Estado de Hidalgo	
Ing. Alejandro Garcia	
Propietario: Sra. Ana Elena Nuno Camba y Sr. Martin Enrique Hernandez Morrey	
Planta Baja y Planta Alta	
Escala: Métras	
Escala grafica: 0 0.5 1 2 3	
Escala: 1:50	
Fecha: 07 - 03 - 2007	
ESTRUCTURAL	
E-01	



CIMENTACION



NOTA:
 * Cualquier modificación que se realice en general de este proyecto y que repercuta en su funcionamiento y compartimento estructural deberá ser notificado a la secretaría de Obras Públicas, Desarrollo Urbano y Ecología y al director responsable de obra, los cuales autorizarán en su caso.
 La anterior para poder continuar el segundo de los anteriores con su responsabilidad. Si lo contrario esta modificación será responsabilidad exclusiva del propietario así como del constructor que la realice.

Director Responsable de obra: **Ing. Ruben Silva Avila**
 Ced. Prof. - 849036
 DRO - 467

Forma de DRO: **Ing. Edgar Dante Juárez Hernández**

Proyectista y Diseña: **Ing. Alejandro García**

Propietario: **Sra. Ana Elena Nuñez Gamba y Sr. Martín Enrique Hernández Morrey**

Planta Baja y Planta Alta

Escala: **1:50**

CIMENTACION Y DETALLES

Clave de planta: **E-01**

Fecha: **07 - 03 - 2007**

1. Pesos Volumetricos de materiales

ELEMENTO	PESO VOLUMETRICO (kg/m3)
Concreto reforzado	2,400.00
Tabique rojo recocido	1,500.00
Mortero de cal arena	2,000.00
Lozeta 30x30 cm	1,900.00
Piedra Braza	2,800.00
Bolck de concreto Ligero	
Block de concreto Medio	
Block de Concreto Pesado	

2. Dimensiones de secciones de elementos estructurales

ELEMENTO	DIMENSIONES DE LA SECCION			AREA (m2)	PESO VOL. (kg/m3)	CARGA UNIT.(kg/m)
	b ó t	h	B			
Castillo K-1	0.12	0.15		0.02	2,400.00	43.20
Castillo K-2.	0.12	0.20		0.02	2,400.00	57.60
Cadena de Desplante	0.15	0.20		0.03	2,400.00	72.00
Cadena de Cerramiento	0.12	0.30		0.04	2,400.00	86.40
Columna C-1	0.25			0.05	2,400.00	117.75
Trabe T-1	0.15	0.30		0.05	2,400.00	108.00
Trabe T-2	0.15	0.30		0.05	2,400.00	108.00
Trabe T-3	0.15	0.30		0.05	2,400.00	108.00
Trabe T-4	0.15	0.30		0.05	2,400.00	108.00
Trabe T-5	0.15	0.30		0.05	2,400.00	108.00
Trabe T-6	0.15	0.30		0.05	2,400.00	108.00

ANÁLISIS DE CARGAS

A. Análisis de Cargas Muertas

TIPO DE CARGA	P.B.		1er. NIV	
	ENTREPISO	AZOTEA < 5%	AZOTEA < 5%	AZOTEA > 5%
Losa de concreto de 10 cm	240 kg/m ²	240 kg/m ²	240 kg/m ²	240 kg/m ²
Carga muerta adicional RCDF	40 kg/m ²	40 kg/m ²	40 kg/m ²	40 kg/m ²
Entortado de mortero cemento: arena de 3 cm: 0.03x2000	60 kg/m ²	0 kg/m ²	0 kg/m ²	0 kg/m ²
Acabado de losa o plafón de 2.5 cm de espesor	60 kg/m ²	60 kg/m ²	60 kg/m ²	60 kg/m ²
lozeta para piso 30x30 cm	15 kg/m ²	0 kg/m ²	0 kg/m ²	0 kg/m ²
instalaciones electricas	5 kg/m ²	5 kg/m ²	5 kg/m ²	5 kg/m ²
instalaciones hidrosanitarias	5 kg/m ²	0 kg/m ²	0 kg/m ²	0 kg/m ²
impermeabilizacion	0 kg/m ²	5 kg/m ²	5 kg/m ²	5 kg/m ²
TOTAL	425 kg/m²	350 kg/m²	350 kg/m²	350 kg/m²

B. Pesos de elementos estructurales

ELEMENTO	SECCIONES	PESOS UNITARIO
Castillo K-1	12x20	43.20 kg/m
Castillo K-2.	12x25	57.60 kg/m
Cadena de Desplante	15x20	72.00 kg/m
Cadena de Cerramiento	12x30	86.40 kg/m
Columna C-1	25 cm Ø	117.75 kg/m
Trabe T-1	15x30	108.00 kg/m
Trabe T-2	15x30	108.00 kg/m
Trabe T-3	15x30	108.00 kg/m
Trabe T-4	15x30	108.00 kg/m
Trabe T-5	15x30	108.00 kg/m
Trabe T-6	15x30	108.00 kg/m

C. Cargas Vivas Tabla 6.1 (Normas Tecnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones Para el Diseño Estructural de las Edificaciones)

USO	CARGA ADICIONAL	LOSA
HABITACIONAL	SISMICA	90 kg/m ² ENTREPISO
	GRAVITACIONAL	170 kg/m ²
	SISMICA	70 kg/m ² AZOTEA < 5%
	GRAVITACIONAL	100 kg/m ²
	SISMICA	20 kg/m ² AZOTEA > 5%
	GRAVITACIONAL	40 kg/m ²

D. Cargas de Diseño

SISMICAS	P.B (ENTREPISO)		1er. NIVEL AZOTEA < 5%		1er. NIVEL AZOTEA > 5%	
	CARGAS VIVAS	90 kg/m ²	70 kg/m ²	20 kg/m ²	20 kg/m ²	20 kg/m ²
CARGAS MUERTAS	425 kg/m ²	350 kg/m ²	350 kg/m ²	350 kg/m ²	350 kg/m ²	350 kg/m ²
TOTAL CARGAS	515 kg/m²	420 kg/m²	420 kg/m²	370 kg/m²	370 kg/m²	370 kg/m²

GRAVITACIONALES	P.B (ENTREPISO)		1er. NIVEL AZOTEA < 5%		1er. NIVEL AZOTEA > 5%	
	CARGAS VIVAS	170 kg/m ²	100 kg/m ²	40 kg/m ²	40 kg/m ²	40 kg/m ²
CARGAS MUERTAS	425 kg/m ²	350 kg/m ²	350 kg/m ²	350 kg/m ²	350 kg/m ²	350 kg/m ²
TOTAL CARGAS	595 kg/m²	450 kg/m²	450 kg/m²	390 kg/m²	390 kg/m²	390 kg/m²

Muros de 12 cm de espesor, aplanados por ambas caras, con mezcla de mortero con arena.

E. Cargas de muros

ELEMENTO	ESPESOR (m)	PESO VOL. (kg/m ³)	CARGA (Kg/m ²)
Muro de tabique de :	0.12	1,800.00	216
Aplanado interior de :	0.03	1,500.00	38
Aplanado exterior de:	0.03	1,500.00	38
TOTAL =			291.00
1er. NIVEL			
Atura muro:	2.30	m	
Carga unitaria del muro:			669.30 kg/m
P.B.			
Atura muro:	2.30	m	
Carga unitaria del muro:			669.30 kg/m

F. Bajada de cargas para análisis sísmico

NIVEL	EJE	TRAMO	LONGITUD (m)	AREA (m2)	CARGA (kg/m2)	L O S A		CADENAS Y TRABES		MUROS		CASTILOS Y COL.		TOTAL		OBSERVACIONES
						PESO (kg)	PESO UNITARIO (kg/m)	CARGA (kg/m)	PESO (kg)	CARGA (kg/m)	PESO (kg)	CARGA (kg/m)	PESO (kg)	PESO (kg)	W (kg/m)	
PLANTA BAJA	A	2-4	3.00	2.25	595.00	1,338.75	446.25	108.00	324.00	0.00	0.00	43.20	99.36	1,762.11	554.25	TRABE T-5
	A"	4-6	2.77	3.28	595.00	1,951.60	704.55	108.00	299.16	0.00	0.00	43.20	99.36	2,350.12	812.55	TRABE T-4
	B	1-2	1.93	0.93	595.00	553.35	286.71	86.40	166.75	669.30	1,291.75	43.20	99.36	2,111.21	1,042.41	
		2-3	2.05	1.05	595.00	624.75	304.76	86.40	177.12	669.30	1,372.07	43.20	99.36	2,273.30	1,060.46	
	C	1-3	3.98	3.84	595.00	2,284.80	574.07	86.40	343.87	669.30	2,663.81	43.20	99.36	5,391.85	1,329.77	
		3-5	3.10	2.20	595.00	1,309.00	422.26	86.40	267.84	669.30	2,074.83	43.20	99.36	3,751.03	1,177.96	
	C"	3-5	3.10	5.26	595.00	3,129.70	1,009.58	108.00	334.80	0.00	0.00	43.20	99.36	3,563.86	1,117.58	TRABE T-3
		5-6	0.92		595.00	0.00	0.00	86.40	79.49	669.30	615.76	43.20	99.36	794.60	755.70	
	D	1-3	3.98	7.36	595.00	4,379.20	1,100.30	86.40	343.87	669.30	2,663.81	43.20	99.36	7,486.25	1,856.00	
	E'	1-3	3.43	5.52	595.00	3,284.40	957.55	108.00	370.44	0.00	0.00	43.20	99.36	3,754.20	1,065.55	TRABE T-3
	F'	4-6	2.93	4.30	595.00	2,558.50	873.21	108.00	316.44	0.00	0.00	43.20	99.36	2,974.30	981.21	TRABE T-4
	G	1-2	1.92	2.68	595.00	1,594.60	830.52	86.40	165.89	669.30	1,285.06	43.20	99.36	3,144.90	1,586.22	
	G'	3-6	3.87	7.23	595.00	4,301.85	1,111.59	108.00	417.96	0.00	0.00	43.20	99.36	4,819.17	1,219.59	TRABE T-1
	H	3-6	3.87	5.49	595.00	3,266.55	844.07	108.00	417.96	0.00	0.00	43.20	99.36	3,783.87	952.07	TRABE T-1
	1	B-D	4.20	4.39	595.00	2,612.05	621.92	86.40	362.88	669.30	2,811.06	43.20	99.36	5,885.35	1,377.62	
		D-E'	2.50	1.56	595.00	928.20	371.28	86.40	216.00	669.30	1,673.25	43.20	99.36	2,916.81	1,126.98	
	2	E'-G	2.50	1.56	595.00	928.20	371.28	86.40	216.00	669.30	1,673.25	43.20	99.36	2,916.81	1,126.98	
		A-B	2.80	3.96	595.00	2,356.20	841.50	86.40	241.92	669.30	1,874.04	43.20	99.36	4,571.52	1,597.20	
	3	B-D	4.20	4.39	595.00	2,612.05	621.92	86.40	362.88	669.30	2,811.06	43.20	99.36	5,885.35	1,377.62	
		B-C'	2.50	1.56	595.00	928.20	371.28	86.40	216.00	669.30	1,673.25	43.20	99.36	2,916.81	1,126.98	
	4	D-E'	2.50	1.56	595.00	928.20	371.28	86.40	216.00	669.30	1,673.25	43.20	99.36	2,916.81	1,126.98	
		G'-H	2.87	4.12	595.00	2,451.40	854.15	86.40	247.97	669.30	1,920.89	43.20	99.36	4,719.62	1,609.85	
	5	A-C	3.50	6.12	595.00	3,641.40	1,040.40	86.40	302.40	669.30	2,342.55	43.20	99.36	6,385.71	1,796.10	
	6	C-C'	2.50	3.12	595.00	1,856.40	742.56	86.40	216.00	669.30	1,673.25	43.20	99.36	3,845.01	1,498.26	
C-E		2.00	2.00	595.00	1,190.00	595.00	86.40	172.80	669.30	1,338.60	43.20	99.36	2,800.76	1,350.70		
6	A'-C	1.50	0.56	595.00	333.20	222.13	86.40	129.60	669.30	1,003.95	43.20	99.36	1,566.11	977.83		
	C-C'	2.50	1.56	595.00	928.20	371.28	86.40	216.00	669.30	1,673.25	43.20	99.36	2,916.81	1,126.98		
	C'-E	2.00	1.00	595.00	595.00	297.50	86.40	172.80	669.30	1,338.60	43.20	99.36	2,205.76	1,053.20		
	E-F	3.00	2.00	595.00	1,190.00	396.67	86.40	259.20	669.30	2,007.90	43.20	99.36	3,556.46	1,152.37		
6	F-G	3.05	2.32	595.00	1,380.40	452.59	86.40	263.52	669.30	2,041.37	43.20	99.36	3,784.65	1,208.29		
	G'-H	2.87	2.06	595.00	1,225.70	427.07	86.40	247.97	669.30	1,920.89	43.20	99.36	3,493.92	1,182.77		
TOTAL PLANTA BAJA													111,245.03	37,328.02		
MAXIMO													7,486.25	1,856.00		

F. Bajada de cargas para análisis sísmico

NIVEL	EJE	TRAMO	LONGITUD (m)	AREA (m2)	CARGA (kg/m2)	L O S A		CADENAS Y TRABES		MUROS		CASTILOS Y COL.		TOTAL		OBSERVACIONES
						PESO (kg)	PESO UNITARIO (kg/m)	CARGA (kg/m)	PESO (kg)	CARGA (kg/m)	PESO (kg)	CARGA (kg/m)	PESO (kg)	PESO (kg)	W (kg/m)	
1er NIVEL	A'	1-3	3.93	3.86	420.00	1,621.20	412.52	86.40	339.55	669.30	2,630.35	43.20	99.36	4,690.46	1,168.22	
	A''	3-6	3.93	3.86	420.00	1,621.20	412.52	86.40	339.55	669.30	2,630.35	43.20	99.36	4,690.46	1,168.22	
	C'	1-3	3.93	7.72	420.00	3,242.40	825.04	86.40	339.55	669.30	2,630.35	43.20	99.36	6,311.66	1,580.74	
	C''	3-6	3.93	3.86	420.00	1,621.20	412.52	86.40	339.55	669.30	2,630.35	43.20	99.36	4,690.46	1,168.22	
		3-5	3.00	2.00	420.00	840.00	280.00	86.40	259.20	669.30	2,007.90	43.20	99.36	3,206.46	1,035.70	
		5-6	0.93		420.00	0.00	0.00	86.40	80.35	669.30	622.45	43.20	99.36	802.16	755.70	
	D	3-4	1.00	2.00	420.00	840.00	840.00	86.40	86.40	669.30	669.30	43.20	99.36	1,695.06	1,595.70	
	E	4'-6	1.50	1.50	420.00	630.00	420.00	86.40	129.60	669.30	1,003.95	43.20	99.36	1,862.91	1,175.70	
	E'	1-1'	1.80	1.86	420.00	781.20	434.00	86.40	155.52	669.30	1,204.74	43.20	99.36	2,240.82	1,189.70	
	F'	4-6	2.93	3.16	420.00	1,327.20	452.97	86.40	253.15	669.30	1,961.05	43.20	99.36	3,640.76	1,208.67	
	G	1-1'	1.93	1.86	420.00	781.20	404.77	86.40	166.75	669.30	1,291.75	43.20	99.36	2,339.06	1,160.47	
	G'	4-6	2.93	3.66	420.00	1,537.20	524.64	86.40	253.15	669.30	1,961.05	43.20	99.36	3,850.76	1,280.34	
	1	A'-C'	4.00	4.00	420.00	1,680.00	420.00	86.40	345.60	669.30	2,677.20	43.20	99.36	4,802.16	1,175.70	
		C'-E'	4.65	4.89	420.00	2,053.80	441.68	86.40	401.76	669.30	3,112.25	43.20	99.36	5,667.17	1,197.38	
		E'-G	3.50	3.06	420.00	1,285.20	367.20	86.40	302.40	669.30	2,342.55	43.20	99.36	4,029.51	1,122.90	
	3	A'-A''	1.15	2.00	420.00	840.00	730.43	86.40	99.36	669.30	769.70	43.20	99.36	1,808.42	1,486.13	
		A'-C'	4.00	4.00	420.00	1,680.00	420.00	86.40	345.60	669.30	2,677.20	43.20	99.36	4,802.16	1,175.70	
		A''-C''	4.00	4.00	420.00	1,680.00	420.00	86.40	345.60	669.30	2,677.20	43.20	99.36	4,802.16	1,175.70	
		C''-D	1.00	2.00	420.00	840.00	840.00	86.40	86.40	669.30	669.30	43.20	99.36	1,695.06	1,595.70	
	5	C''-E	2.00	1.00	420.00	420.00	210.00	86.40	172.80	669.30	1,338.60	43.20	99.36	2,030.76	965.70	
6	A''-C''	4.00	4.00	420.00	1,680.00	420.00	86.40	345.60	669.30	2,677.20	43.20	99.36	4,802.16	1,175.70		
	C''-E	2.00		420.00	0.00	0.00	86.40	172.80	669.30	1,338.60	43.20	99.36	1,610.76	755.70		
	E-F'	3.00	2.20	420.00	924.00	308.00	86.40	259.20	669.30	2,007.90	43.20	99.36	3,290.46	1,063.70		
	F'-G'	4.00	4.00	420.00	1,680.00	420.00	86.40	345.60	669.30	2,677.20	43.20	99.36	4,802.16	1,175.70		
	G'-H	1.93		420.00	0.00	0.00	86.40	166.75	669.30	1,291.75	43.20	99.36	1,557.86	755.70		
TOTAL NIVEL 1													76,340.91	26,972.35		
CARGA MAXIMA													6,311.66	1,595.70		

F. Bajada de cargas para análisis por cargas gravitacionales

NIVEL	EJE	TRAMO	LONGITUD (m)	AREA (m2)	CARGA (kg/m2)	L O S A		CADENAS Y TRABES		MUROS		CASTILOS Y COL.		TOTAL		OBSERVACIONES
						PESO (kg)	PESO UNITARIO (kg/m)	CARGA (kg/m)	PESO (kg)	CARGA (kg/m)	PESO (kg)	CARGA (kg/m)	PESO (kg)	PESO (kg)	W (kg/m)	
PLANTA BAJA	A	2-4	3.00	2.25	515.00	1,158.75	386.25	108.00	324.00	0.00	0.00	43.20	99.36	1,582.11	494.25	TRABE T-5
	A"	4-6	2.77	3.28	515.00	1,689.20	609.82	108.00	299.16	0.00	0.00	43.20	99.36	2,087.72	717.82	TRABE T-4
	B	1-2	1.93	0.93	515.00	478.95	248.16	86.40	166.75	669.30	1,291.75	43.20	99.36	2,036.81	1,003.86	
		2-3	2.05	1.05	515.00	540.75	263.78	86.40	177.12	669.30	1,372.07	43.20	99.36	2,189.30	1,019.48	
	C	1-3	3.98	3.84	515.00	1,977.60	496.88	86.40	343.87	669.30	2,663.81	43.20	99.36	5,084.65	1,252.58	
		3-5	3.10	2.20	515.00	1,133.00	365.48	86.40	267.84	669.30	2,074.83	43.20	99.36	3,575.03	1,121.18	
	C"	3-5	3.10	5.26	515.00	2,708.90	873.84	108.00	334.80	0.00	0.00	43.20	99.36	3,143.06	981.84	TRABE T-3
		5-6	0.92		515.00	0.00	0.00	86.40	79.49	669.30	615.76	43.20	99.36	794.60	755.70	
	D	1-3	3.98	7.36	515.00	3,790.40	952.36	86.40	343.87	669.30	2,663.81	43.20	99.36	6,897.45	1,708.06	
	E'	1-3	3.43	5.52	515.00	2,842.80	828.80	108.00	370.44	0.00	0.00	43.20	99.36	3,312.60	936.80	TRABE T-3
	F'	4-6	2.93	4.30	515.00	2,214.50	755.80	108.00	316.44	0.00	0.00	43.20	99.36	2,630.30	863.80	TRABE T-4
	G	1-2	1.92	2.68	515.00	1,380.20	718.85	86.40	165.89	669.30	1,285.06	43.20	99.36	2,930.50	1,474.55	
	G'	3-6	3.87	7.23	515.00	3,723.45	962.13	108.00	417.96	0.00	0.00	43.20	99.36	4,240.77	1,070.13	TRABE T-1
		3-6	3.87	5.49	515.00	2,827.35	730.58	108.00	417.96	0.00	0.00	43.20	99.36	3,344.67	838.58	TRABE T-1
	1	B-D	4.20	4.39	515.00	2,260.85	538.30	86.40	362.88	669.30	2,811.06	43.20	99.36	5,534.15	1,294.00	
		D-E'	2.50	1.56	515.00	803.40	321.36	86.40	216.00	669.30	1,673.25	43.20	99.36	2,792.01	1,077.06	
		E'-G	2.50	1.56	515.00	803.40	321.36	86.40	216.00	669.30	1,673.25	43.20	99.36	2,792.01	1,077.06	
	2	A-B	2.80	3.96	515.00	2,039.40	728.36	86.40	241.92	669.30	1,874.04	43.20	99.36	4,254.72	1,484.06	
		3	B-D	4.20	4.39	515.00	2,260.85	538.30	86.40	362.88	669.30	2,811.06	43.20	99.36	5,534.15	1,294.00
	B-C'		2.50	1.56	515.00	803.40	321.36	86.40	216.00	669.30	1,673.25	43.20	99.36	2,792.01	1,077.06	
	D-E'		2.50	1.56	515.00	803.40	321.36	86.40	216.00	669.30	1,673.25	43.20	99.36	2,792.01	1,077.06	
	4	G'-H	2.87	4.12	515.00	2,121.80	739.30	86.40	247.97	669.30	1,920.89	43.20	99.36	4,390.02	1,495.00	
		A-C	3.50	6.12	515.00	3,151.80	900.51	86.40	302.40	669.30	2,342.55	43.20	99.36	5,896.11	1,656.21	
	5	C-C'	2.50	3.12	515.00	1,606.80	642.72	86.40	216.00	669.30	1,673.25	43.20	99.36	3,595.41	1,398.42	
C'-E		2.00	2.00	515.00	1,030.00	515.00	86.40	172.80	669.30	1,338.60	43.20	99.36	2,640.76	1,270.70		
6	A'-C	1.50	0.56	515.00	288.40	192.27	86.40	129.60	669.30	1,003.95	43.20	99.36	1,521.31	947.97		
	C-C'	2.50	1.56	515.00	803.40	321.36	86.40	216.00	669.30	1,673.25	43.20	99.36	2,792.01	1,077.06		
	C'-E	2.00	1.00	515.00	515.00	257.50	86.40	172.80	669.30	1,338.60	43.20	99.36	2,125.76	1,013.20		
	E-F	3.00	2.00	515.00	1,030.00	343.33	86.40	259.20	669.30	2,007.90	43.20	99.36	3,396.46	1,099.03		
	F-G	3.05	2.32	515.00	1,194.80	391.74	86.40	263.52	669.30	2,041.37	43.20	99.36	3,599.05	1,147.44		
	G'-H	2.87	2.06	515.00	1,060.90	369.65	86.40	247.97	669.30	1,920.89	43.20	99.36	3,329.12	1,125.35		
TOTAL PLANTA BAJA													103,626.63	34,849.33		
MAXIMO													6,897.45	1,708.06		

F. Bajada de cargas para análisis por cargas gravitacionales

NIVEL	EJE	TRAMO	L O S A			CADENAS Y TRABES		MUROS		CASTILOS Y COL.		TOTAL		W (kg/m)	OBSERVACIONES	
			LONGITUD (m)	AREA (m2)	CARGA (kg/m2)	PESO (kg)	PESO UNITARIO (kg/m)	CARGA (kg/m)	PESO (kg)	CARGA (kg/m)	PESO (kg)	CARGA (kg/m)	PESO (kg)			PESO (kg)
1er NIVEL	A'	1-3	3.93	3.86	420.00	1,621.20	412.52	86.40	339.55	669.30	2,630.35	43.20	99.36	4,690.46	1,168.22	
	A''	3-6	3.93	3.86	420.00	1,621.20	412.52	86.40	339.55	669.30	2,630.35	43.20	99.36	4,690.46	1,168.22	
	C'	1-3	3.93	7.72	420.00	3,242.40	825.04	86.40	339.55	669.30	2,630.35	43.20	99.36	6,311.66	1,580.74	
	C''	3-6	3.93	3.86	420.00	1,621.20	412.52	86.40	339.55	669.30	2,630.35	43.20	99.36	4,690.46	1,168.22	
		3-5	3.00	2.00	420.00	840.00	280.00	86.40	259.20	669.30	2,007.90	43.20	99.36	3,206.46	1,035.70	
		5-6	0.93		420.00	0.00	0.00	86.40	80.35	669.30	622.45	43.20	99.36	802.16	755.70	
	D	3-4	1.00	2.00	420.00	840.00	840.00	86.40	86.40	669.30	669.30	43.20	99.36	1,695.06	1,595.70	
	E	4-6	1.50	1.50	420.00	630.00	420.00	86.40	129.60	669.30	1,003.95	43.20	99.36	1,862.91	1,175.70	
	E'	1-1'	1.80	1.86	420.00	781.20	434.00	86.40	155.52	669.30	1,204.74	43.20	99.36	2,240.82	1,189.70	
	F'	4-6	2.93	3.16	420.00	1,327.20	452.97	86.40	253.15	669.30	1,961.05	43.20	99.36	3,640.76	1,208.67	
	G	1-1'	1.93	1.86	420.00	781.20	404.77	86.40	166.75	669.30	1,291.75	43.20	99.36	2,339.06	1,160.47	
	G'	4-6	2.93	3.66	420.00	1,537.20	524.64	86.40	253.15	669.30	1,961.05	43.20	99.36	3,850.76	1,280.34	
		1	A'-C'	4.00	4.00	420.00	1,680.00	420.00	86.40	345.60	669.30	2,677.20	43.20	99.36	4,802.16	1,175.70
			C'-E'	4.65	4.89	420.00	2,053.80	441.68	86.40	401.76	669.30	3,112.25	43.20	99.36	5,667.17	1,197.38
	3	E'-G	3.50	3.06	420.00	1,285.20	367.20	86.40	302.40	669.30	2,342.55	43.20	99.36	4,029.51	1,122.90	
		A'-A''	1.15	2.00	420.00	840.00	730.43	86.40	99.36	669.30	769.70	43.20	99.36	1,808.42	1,486.13	
		A'-C'	4.00	4.00	420.00	1,680.00	420.00	86.40	345.60	669.30	2,677.20	43.20	99.36	4,802.16	1,175.70	
		A''-C''	4.00	4.00	420.00	1,680.00	420.00	86.40	345.60	669.30	2,677.20	43.20	99.36	4,802.16	1,175.70	
	5	C''-D	1.00	2.00	420.00	840.00	840.00	86.40	86.40	669.30	669.30	43.20	99.36	1,695.06	1,595.70	
		C''-E	2.00	1.00	420.00	420.00	210.00	86.40	172.80	669.30	1,338.60	43.20	99.36	2,030.76	965.70	
6	A''-C''	4.00	4.00	420.00	1,680.00	420.00	86.40	345.60	669.30	2,677.20	43.20	99.36	4,802.16	1,175.70		
	C''-E	2.00		420.00	0.00	0.00	86.40	172.80	669.30	1,338.60	43.20	99.36	1,610.76	755.70		
	E-F'	3.00	2.20	420.00	924.00	308.00	86.40	259.20	669.30	2,007.90	43.20	99.36	3,290.46	1,063.70		
	F'-G'	4.00	4.00	420.00	1,680.00	420.00	86.40	345.60	669.30	2,677.20	43.20	99.36	4,802.16	1,175.70		
	G'-H	1.93		420.00	0.00	0.00	86.40	166.75	669.30	1,291.75	43.20	99.36	1,557.86	755.70		
TOTAL NIVEL 1												76,340.91	26,972.35			
CARGA MAXIMA												6,311.66	1,595.70			

G.- REVISION SISMO

Se revisarán los muros para sismo aplicando el "Metodo Simplificado de Análisis"

Requisitos según el RCDF:

Largo = 15.00 m
 Ancho = 8.00 m
 Altura = 6.00 m

Relaciones que debe cumplir:

- 1.- Largo/ancho = 1.88 < 2, por lo tanto cumple
- 2.- Altura/Dimencion minima 0.75 < 1.50, por lo tanto cumple
- 3.- Altura del Edificio = 6.00 < 13.00 m, por lo tanto cumple

Clasificación según el RCDF:

Edificio: Tipo "B". Subgrupo B2.

Estructuración: Tipo 1

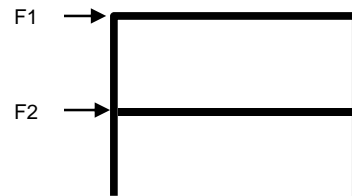
Calculo de la fuerza cortante en la base:

Coefficiente sismico: C = 0.16 (para zona I) (NTCDS) Tabla 7.1

Factor de ductilidad: Q = 2.00 (NTCDS)

Coefficiente sismico reducido tabla 7.1 de la NTCDS = 0.08

W1 = 80.00 Ton h1 = 3.00 m
 W2 = 180.00 Ton h2 = 2.50 m



Fuerza cortante en la base:

W = W1+W2 = 260.00 Ton

V = (C/Q) W = 20.80 Ton

V = Q' W = 20.80 Ton

Utilizando el coeficiente sismico reducido para estruct. Tipo B. = 0.08

Cálculo de la fuerza actuante en cada piso:

F1 = (W1*h1)/(W1*h1+W2*h2)(V) = F1 = 7.23 Ton

F2 = (W2*h2)/(W1*h1+W2*h2)(V) = F2 = 13.57 Ton

NIVEL	ENTREPISO	Hi (m)	Wi (Ton)	Fi (Ton)	V (Ton)	X	Y
2	2	2.50	180.00	13.57	13.57	13.57	13.57
1	1	3.00	80.00	7.23	20.80	20.80	20.80
TOTALES			260.00		20.80		

DATOS

CARGAS: SISMICAS v* = 1.5 KG/CM²
 NIVEL: PLANTA BAJA t = 12.00 CM
 t' = 10.00 CM REDUCIDA

H. Revision de muros por cortante debido a cargas sismicas

NIVEL	EJE	TRAMO	LONGITUD (m)	H/L	(1.33L/H)	(1.33L/H)²	L CORREGID A (m)	V ACTUANTE (T)	V RESISTENTE E	AREA DE MURO (CM²)	V RESISTENTE (t)	
SENTIDO "X"	A	2-4										
	A"	4-6										
	B	1-2	1.93	1.19	1.12	1.25	1.93		2.89	1930.00	2.90	
		2-3	2.05	1.12	1.19	1.41	2.05		3.07	2050.00	3.08	
		1-3	3.98	0.58	2.30	5.30	3.98		5.96	3980.00	5.97	
	C	3-5	3.10	0.74	1.79	3.21	3.10		5.57	3100.00	4.65	
		C"	3-5	0.00								
		5-6	0.92	2.50	0.53	0.28	0.26		0.47	260.38	0.39	
	D	1-3	3.98	0.58	2.30	5.30	3.98		7.15	3980.00	5.97	
	E'	1-3	0.00									
	F'	4-6	0.00									
	G	1-2	1.92	1.20	1.11	1.23	1.92		3.45	1920.00	2.88	
	G'	3-6	0.00									
	H	3-6	0.00									
				17.88				17.22	20.80	28.56	17,220.38	25.83
	SENTIDO "Y"	1	B-D	4.20	0.55	2.43	5.90	4.20		6.29	4200.00	6.30
D-E'			2.50	0.92	1.45	2.09	2.50		3.74	2500.00	3.75	
E'-G			2.50	0.92	1.45	2.09	2.50		3.74	2500.00	3.75	
2		A-B	2.80	0.82	1.62	2.62	2.80		4.19	2800.00	4.20	
		3	B-D	4.20	0.55	2.43	5.90	4.20		6.29	4200.00	6.30
			B-C'	2.50	0.92	1.45	2.09	2.50		3.74	2500.00	3.75
D-E'			2.50	0.92	1.45	2.09	2.50		3.74	2500.00	3.75	
4		G'-H	2.87	0.80	1.66	2.75	2.87		4.30	2870.00	4.31	
		A-C	3.50	0.66	2.02	4.10	3.50		5.24	3500.00	5.25	
		5	C-C'	2.50	0.92	1.45	2.09	2.50		3.74	2500.00	3.75
C'-E			2.00	1.15	1.16	1.34	2.00		2.99	2000.00	3.00	
A'-C			1.50	1.53	0.87	0.75	1.13		1.69	1128.55	1.69	
6		C-C'	2.50	0.92	1.45	2.09	2.50		3.74	2500.00	3.75	
		C'-E	2.00	1.15	1.16	1.34	2.00		2.99	2000.00	3.00	
		E-F	3.00	0.77	1.73	3.01	3.00		4.49	3000.00	4.50	
		F-G	3.05	0.75	1.76	3.11	3.05		4.57	3050.00	4.58	
	G'-H	2.87	0.80	1.66	2.75	2.87		4.30	2870.00	4.31		
				46.99				46.62	20.80	98.34	46618.55	69.93
SENTIDO "X"	A	2-4	3.00	0.77	1.73	3.01	3.00		4.49	3000.00	4.50	
	A"	4-6	2.77	0.83	1.60	2.57	2.77		4.15	2770.00	4.16	
	B	1-2	1.93	1.19	1.12	1.25	1.93		2.89	1930.00	2.90	
		2-3	2.05	1.12	1.19	1.41	2.05		3.07	2050.00	3.08	
		1-3	3.98	0.58	2.30	5.30	3.98		5.96	3980.00	5.97	
	C	3-5	3.10	0.74	1.79	3.21	3.10		4.64	3100.00	4.65	
		C"	3-5	3.10	0.74	1.79	3.21	3.10		4.64	3100.00	4.65
		5-6	0.92	2.50	0.53	0.28	0.26		0.39	260.38	0.39	
	D	1-3	3.98	0.58	2.30	5.30	3.98		5.96	3980.00	5.97	
	E'	1-3	3.43	0.67	1.98	3.93	3.43		5.13	3430.00	5.15	
	F'	4-6	2.93	0.78	1.69	2.87	2.93		4.39	2930.00	4.40	
	G	1-2	1.92	1.20	1.11	1.23	1.92		2.87	1920.00	2.88	
	G'	3-6	3.87	0.59	2.24	5.01	3.87		5.79	3870.00	5.81	
	H	3-6	3.87	0.59	2.24	5.01	3.87		5.79	3870.00	5.81	
				40.85				40.19	13.57	60.17	40,190.38	60.29
	SENTIDO "Y"	1	B-D	4.20	0.55	2.43	5.90	4.20		6.29	4200.00	6.30
D-E'			2.50	0.92	1.45	2.09	2.50		3.74	2500.00	3.75	
E'-G			2.50	0.92	1.45	2.09	2.50		3.74	2500.00	3.75	
2		A-B	2.80	0.82	1.62	2.62	2.80		4.19	2800.00	4.20	
		3	B-D	4.20	0.55	2.43	5.90	4.20		6.29	4200.00	6.30
			B-C'	2.50	0.92	1.45	2.09	2.50		3.74	2500.00	3.75
D-E'			2.50	0.92	1.45	2.09	2.50		3.74	2500.00	3.75	
4		G'-H	2.87	0.80	1.66	2.75	2.87		4.30	2870.00	4.31	
		A-C	3.50	0.66	2.02	4.10	3.50		5.24	3500.00	5.25	
		5	C-C'	2.50	0.92	1.45	2.09	2.50		3.74	2500.00	3.75
C'-E			2.00	1.15	1.16	1.34	2.00		2.99	2000.00	3.00	
A'-C			1.50	1.53	0.87	0.75	1.13		1.69	1128.55	1.69	
6		C-C'	2.50	0.92	1.45	2.09	2.50		3.74	2500.00	3.75	
		C'-E	2.00	1.15	1.16	1.34	2.00		2.99	2000.00	3.00	
		E-F	3.00	0.77	1.73	3.01	3.00		4.49	3000.00	4.50	
		F-G	3.05	0.75	1.76	3.11	3.05		4.57	3050.00	4.58	
	G'-H	2.87	0.80	1.66	2.75	2.87		4.30	2870.00	4.31		
				46.99				46.62	13.57	129.95	46618.55	69.93

Todos los pisos cumplen con la capacidad sufuciente para resistir los esfuerzos cortantes producidos por las fuerzas sismicas.

V.- REVISION DE MUROS POR CORTANTE

Revisión de muros donde se considera la aceleración.

Se revisarán los muros más críticos.

Lo muros se reducen en 2cm como $t' = t - 2 \text{ cm} = 12 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$

NIVEL	EJE	TRAMO	P	F.R.	v*	t	t'	L	At	VR	1,5F.R.v*At	ESTADO
					kg/cm ²	cm	cm	cm	cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	
B	2-4	13,720.00	0.70	1.50	12.00	10.00	300.00	3,000.00	4,456.20	4,725.00	CUMPLE	
C	1-2	1,686.87	0.70	1.50	12.00	10.00	386.00	3,860.00	2,380.74	6,079.50	CUMPLE	
D	3-4	3,218.92	0.70	1.50	12.00	10.00	300.00	3,000.00	2,250.97	4,725.00	CUMPLE	
	3-5	5,312.52	0.70	1.50	12.00	10.00	202.00	2,020.00	2,176.13	3,181.50	CUMPLE	
	5-6	456.56	0.70	1.50	12.00	10.00	385.00	3,850.00	2,117.13	6,063.75	CUMPLE	
E	1-2	1,686.87	0.70	1.50	12.00	10.00	386.00	3,860.00	2,380.74	6,079.50	CUMPLE	
	2-3	3,899.53	0.70	1.50	12.00	10.00	385.00	3,850.00	2,840.15	6,063.75	CUMPLE	
	1-3	6,866.15	0.70	1.50	12.00	10.00	386.00	3,860.00	3,468.39	6,079.50	CUMPLE	
F	5-6	537.20	0.70	1.50	12.00	10.00	202.00	2,020.00	1,173.31	3,181.50	CUMPLE	
G	3-5	10,624.00	0.70	1.50	12.00	10.00	385.00	3,850.00	4,252.29	6,063.75	CUMPLE	
H	1-3	13,732.00	0.70	1.50	12.00	10.00	973.00	9,730.00	7,991.97	15,324.75	CUMPLE	
1	C-E	2,973.38	0.70	1.50	12.00	10.00	380.00	3,800.00	2,619.41	5,985.00	CUMPLE	
	E-H	11,812.00	0.70	1.50	12.00	10.00	401.00	4,010.00	4,585.77	6,315.75	CUMPLE	
2	C-E	2,973.38	0.70	1.50	12.00	10.00	790.00	7,900.00	4,771.91	12,442.50	CUMPLE	
	B-E	5,906.05	0.70	1.50	12.00	10.00	182.00	1,820.00	2,195.77	2,866.50	CUMPLE	
3	E-H	5,906.05	0.70	1.50	12.00	10.00	389.00	3,890.00	3,282.52	6,126.75	CUMPLE	
	D-G	6,899.06	0.70	1.50	12.00	10.00	401.00	4,010.00	3,554.05	6,315.75	CUMPLE	
4	B-D	4,040.24	0.70	1.50	12.00	10.00	389.00	3,890.00	2,890.70	6,126.75	CUMPLE	
5	D-G	6,899.06	0.70	1.50	12.00	10.00	401.00	4,010.00	3,554.05	6,315.75	CUMPLE	
	D-F	2,601.35	0.70	1.50	12.00	10.00	182.00	1,820.00	1,501.78	2,866.50	CUMPLE	
6	D-F	2,601.35	0.70	1.50	12.00	10.00	#iREF!	#iREF!	#iREF!	#iREF!	#iREF!	

ZAPATA Z-1 Análisis de cargas sobre zapata					
NIVEL	EJE	TRAMO	CARGA (kg/m)	LONG. (m)	CARGA W (kg)
P.A.	G''	4-6	1,070.00	2.93	1,567.55
DIAG.			1,300.00	3.54	2,301.00
P.B.	G'	4-6	1,360.00	3.87	2,631.60
	3	G''-H	1,524.00	2.87	2,186.94
DIAG.			1,500.00	2.19	3,285.00
				TOTAL =	11,972.09
					12.0 TONELADAS
ZAPATA Z-2 Análisis de cargas sobre zapata					
NIVEL	EJE	TRAMO	CARGA (kg/m)	LONG. (m)	CARGA W (kg)
P.A.	6	F'-G'	1,250.00	4.00	2,500.00
		G'-G''	1,000.00	0.90	450.00
P.B.	6	F'-G'	1,200.00	3.05	1,830.00
		G'-H	1,150.00	2.90	1,667.50
	G'	3-6	1,100.00	3.90	4,290.00
				TOTAL =	10,737.50
					10.7 TONELADAS
ZAPATA Z-3 Y Z4 Análisis de cargas sobre zapata					
NIVEL	EJE	TRAMO	CARGA (kg/m)	LONG. (m)	CARGA W (kg)
P.A.	3	G'-H	1,600.00	2.87	2,296.00
	H	3-6	1,400.00	3.87	2,709.00
					1,375.00
					1,925.00
					0.00
				TOTAL =	8,305.00
					8.3 TONELADAS
ZAPATA Z-5 Análisis de cargas sobre zapata					
NIVEL	EJE	TRAMO	CARGA (kg/m)	LONG. (m)	CARGA W (kg)
P.A.	1	C'-E'	1,300.00	4.65	3,022.50
		E'-G	1,200.00	3.50	2,100.00
P.B.	1	D-E'	1,100.00	2.50	1,375.00
		E'-G	1,100.00	3.50	1,925.00
					0.00
				TOTAL =	8,422.50
					8.4 TONELADAS

DISEÑO DE CIMIENTO DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA BRAZA

TIPO: CENTRAL

DATOS

wt = 6,200.00 kg/m
 qR = 10.00 ton/m²
 v* = 1.50 kg/cm²

Calculo de base

$B = 1.4wt/qR =$	0.87	m	Teórico
$B =$	0.91	m	Propuesto

condicion qR > qu

$$q_u = 1.4wt/1.0*B = 9.54 \text{ ton/m}^2$$

SE ACEPTA EL ANCHO DE BASE PROPUESTO

Calculo de peralte de cimentacion:

ancho de corona = c =	0.30	cm
-----------------------	------	----

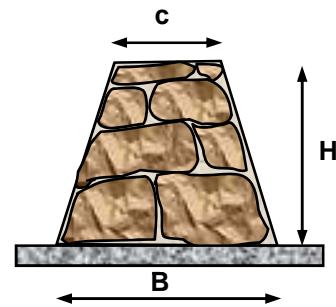
calculo de vuelo del cimlento:

a) para dos escarpios:

$$V = (B-c)/2 = 45.35 \text{ cm}$$

$H = 1.5 V =$	68.03	cm
---------------	-------	----

DOS ESCARPIOS



Revision por por cortante del peralte:

$$L = 100 \text{ cm (longitud unitaria)}$$

Cortante resistente:

$$V_R = LHv^* = 10,203.75 \text{ kg}$$

Cortante actuante:

a) Para dos escarpios:

$$Vu = 1.4*Wc/2 = 4,340.00 \text{ kg/cm}^2$$

Condicion: $V_R > Vu$ PASA POR CORTANTE por lo tanto

DIMENSIONES FINALES

B = 90 cm
 H = 70 cm
 c = 30 cm

DISEÑO DE MAMPOSTEO DE PIEDRA BRAZA

TIPO: DE LINDERO

DATOS

wt = 5,000.00 kg/m
 qR = 10.00 ton/m²
 v* = 1.50 kg/cm²

Calculo de base:

$B = 1.4wt/qR =$	0.70	m	Teorico
B=	0.71	m	Propuesto

condicion qR > qu

$qu = 1.4wt/1.0*B =$ 9.86 ton/m²

SE ACEPTA EL ANCHO DE BASE PROPUESTO

Calculo de peralte de cimentacion:

ancho de corona = c = 30.00 cm

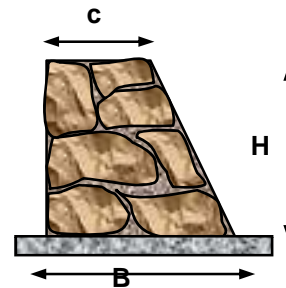
calculo de vuelo del cimlento:

b) Para un escarpio (lindero)

$V = B - c =$ 41.00 cm

$H = 1.5 V =$ 61.50 cm

UN ESCARPIO



Revision por por cortante del peralte:

L = 100 cm (longitud unitaria)

Cortante resistente:

$V_R = LHv^* =$ 9,225.00 kg

Cortante actuante:

b) Para un escarpio:

$V_u = 1.4*Wc =$ 7,000.00 kg/cm²

Condicion: $V_R > V_u$ PASA POR CORTANTE

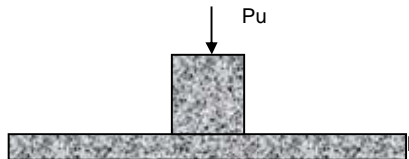
DIMENSIONES PROPUESTAS

B = 70 cm
 H = 60 cm
 c = 30 cm

DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA CUADRADA PARA COLUMNA AISLADA

ZAPATA (Z-1) CENTRAL

Datos	
P =	20.00 ton
f'c =	200.00 kg/cm2
fy =	4200.00 kg/cm2
Vc =	2.40 ton/m3
qu =	10.00 ton/m2
F.C. =	1.40



Constantes y especificaciones

f'c = 0.8f'c =	160	kg/cm2
f'c = 0.85f'c =	136	kg/cm2

Esfuerzos cortantes admisibles:

Como trabe:	$Vcr = 0.5DF.R.(f'c)^{1/2} =$	4.66	kg/cm2
Como losa:	$Vcr = F.R.(f'c)^{1/2} =$	9.33	kg/cm2
Longitud de desarrollo:	$Ldb = 0.06(as)(fy)/(f'c)^{1/2} \geq 0.006(db)(fy)$		
Recubrimiento :	$r =$	1.50	cm
Refuerzo mínimo :	$Pmin = (0.7(f'c)^{1/2})/fy =$	0.0024	
Refuerzo máximo:	$Pmax = Pb =$	0.0114	
	$Pb = (f'c/fy)(4800/(fy+6000)) =$	0.0152	

Determinación del peralte: (metodo de tanteos)

h =	15.00	cm	r =	1.50	cm
Peso propio de zapata = hVc =	0.36	ton/m2			
qud = qu - p.p. Zap. =	9.64	ton/m2			

Area requerida:	$A = F.C.P/qud =$	2.90	m2		
Dimensiones propuestas:	L1 =	1.70	m	A =	2.89 cm2
	L2 =	1.70	m		
	$d = h - r =$	13.50	cm	$L' = (L1 - b2)/2 =$	0.65 m
seccion columna:	b1 =	0.40	m		
	b2 =	0.40	m		

Revisión del peralte propuesto:

Reaccion debido a la carga:	$qu = F.C.P/A =$	9.69	ton/m2		
Momento secc. Critica por metro:	$Mu = qu \cdot L'^2/2 =$	2.05	ton-m/m		
	$b =$	100.00	cm		
	$M.u./(F.R.bd^2f'c) =$	0.092	de grafica	$q =$	0.060
				$p = qf'c/fy =$	0.0019
			0.184		

Tension diagonal:	$Vcr = F.R.bd0.5(f'c)^{1/2} =$	6,830.52	kg	se acepta el porcentaje
	$Vu = (L-d)qu =$	4,989.62	kg	

Revision por penetración:	Perimetro = $P = 2b1+2b2+4d =$	214.00	cm
	Area critica = $Ac = Pd =$	2,889.00	cm2
	$Vu = Pu - (b2+d)^2qu =$	25.23	ton
	$Vu = Vu/Ac =$	8.73	kg/cm2

Vu =	8.73	kg/cm2	<	Vcr =	9.33	kg/cm2
-------------	-------------	---------------	-------------	--------------	-------------	---------------

se acepta el peralte propuesto

Calculo de acero por flexión:

$p =$	0.0024		0.452
$b =$	100.00	cm	
$d =$	13.50	cm	

Acero requerido:	$As = Pbd =$	3.18	cm2
Acero propuesto:	vs. # 3	as =	0.71 cm2
Separacion teórica:	$s = bas/As =$	22.31	cm
Separacion propuesta:	s =	20.00	cm

Se colocaran vrs. # 3 @ 20 cm en ambos sentidos.

**DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA CUADRADA PARA COLUMNA AISLADA
ZAPATA (Z-3 y Z-5) DE BORDE**

Datos:

P =	8.40 ton
f'c =	200.00 kg/cm ²
fy =	4200.00 kg/cm ²
Vc =	2.40 ton/m ³
qu =	10.00 ton/m ²
F.C. =	1.40

Constantes y especificaciones

f*c = 0.8f'c =	160	kg/cm ²
f'c = 0.85f'c =	136	kg/cm ²

Esfuerzos cortantes admisibles:

Como trabe:	$V_{cr} = 0.5DF.R.(f'c)^{1/2} =$	4.66	kg/cm ²
Como losa:	$V_{cr} = F.R.(f'c)^{1/2} =$	9.33	kg/cm ²

Longitud de desarrollo:	$L_{db} = 0.06(as)(fy)/(f'c)^{1/2} \geq 0.006(db)(fy)$
Recubrimiento :	r = 1.50 cm
Refuerzo mínimo :	$P_{min} = (0.7(f'c)^{1/2})/fy =$ 0.0024
Refuerzo máximo:	$P_{max} = P_b =$ 0.0114
	$P_b = (f'c/fy)(4800/(fy+6000)) =$ 0.0152

Determinación del peralte: (metodo de tanteos)

h =	12.00	cm	r =	1.50	cm
Peso propio de zapata = hVc =	0.288	ton/m ²			
qud = qu - p.p. Zap. =	9.71	ton/m ²			

Determinación del Area requerida:

$$A = F.C.P/qud = 1.21 \text{ m}^2$$

Dimensiones propuestas:

L1 =	1.15	m	A =	1.32	cm ²
L2 =	1.15	m			

$$d = h - r = 10.50 \text{ cm} \quad L' = (L1 - b2)/2 = 0.425 \text{ m}$$

seccion columna:

b1 =	0.30	m
b2 =	0.30	m

Revisión del peralte propuesto:

Reaccion debido a la carga:	$qu = F.C.P/A =$	8.89	ton/m ²	0.061
Momento secc. Crítica por metro:	$Mu = qu \cdot L'^2/2 =$	0.80	ton-m/m	
	b =	100.00	cm	
	$M.u./(F.R.bd^2f'c) =$	0.060	de grafica	q = 0.054
		0.119		p = qf'c/fy = 0.0017

Tension diagonal:

$V_{cr} = F.R.bd0.5(f')^{1/2} =$	5,312.63	kg	se acepta el porcentaje
$Vu = (L'-d)qu =$	2,845.52	kg	

Revisión por penetración:

Perimetro = P = 2b1+b2+2d =	111.00	cm
Area critica = Ac = Pd =	1,165.50	cm ²
$Vu = Pu - (b2+d)^2qu =$	10.30	ton
$Vu = Vu/Ac =$	8.84	kg/cm ²

Vu =	8.84	kg/cm²	<	Vcr =	9.33	kg/cm²
-------------	-------------	--------------------------	---	--------------	-------------	--------------------------

se acepta el peralte propuesto

Calculo de acero por flexión:

p =	0.0024	
b =	100.00	cm
d =	10.50	cm

Acero requerido:	As = Pbd =	2.47	cm ²
Acero propuesto:	vs. # 3	as =	0.71 cm ²
Separación teórica:	s = bas/As =	28.69	cm
Separación propuesta:	s =	25.00	cm

Se colocaran vrs. # 3 @ 25 cm en ambos sentidos.

**DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA CUADRADA PARA COLUMNA AISLADA
ZAPATA (Z-3 y Z-5) DE BORDE**

Datos:

P =	20.00 ton
f'c =	200.00 kg/cm ²
fy =	4200.00 kg/cm ²
Vc =	2.40 ton/m ³
qu =	8.50 ton/m ²
F.C. =	1.40

Constantes y especificaciones

f'c = 0.8f'c =	160	kg/cm ²
f'c = 0.85f'c =	136	kg/cm ²

Esfuerzos cortantes admisibles:

Como trabe:	$V_{cr} = 0.5DF.R.(f'c)^{1/2} =$	4.66	kg/cm ²
Como losa:	$V_{cr} = F.R.(f'c)^{1/2} =$	9.33	kg/cm ²
Longitud de desarrollo:	$L_{db} = 0.06(as)(fy)/(f'c)^{1/2} \geq 0.006(db)(fy)$		
Recubrimiento :	r =	1.50	cm
Refuerzo mínimo :	$P_{min} = (0.7(f'c)^{1/2})/fy =$	0.0024	
Refuerzo máximo:	$P_{max} = P_b =$	0.0114	
	$P_b = (f'c/fy)(4800/(fy+6000)) =$	0.0152	

Determinación del peralte: (metodo de tanteos)

h =	28.00	cm	r =	1.50	cm
Peso propio de zapata = hVc =	0.672	ton/m ²			
qud = qu - p.p. Zap. =	7.83	ton/m ²			

Determinacion del Area requerida:	$A = F.C.P/qu_d =$	3.58	m ²
--	--------------------	------	----------------

Dimensiones propuestas:	L1 =	1.10	m	A =	1.21	cm²
	L2 =	1.10	m			

	$d = h - r =$	26.50	cm	$L' = (L1 - b2)/2 =$	0.4	m
seccion columna:	b1 =	0.30	m			
	b2 =	0.30	m			

Revisión del peralte propuesto:

Reaccion debido a la carga:	$qu = F.C.P/A =$	23.14	ton/m ²
Momento seec. Critica por metro:	$Mu = qu \cdot L^2/2 =$	1.85	ton-m/m
	b =	100.00	cm
	$M.u./(F.R.bd^2f'c) =$	0.022	de grafica
		0.043	
			q = 0.023
			p = qf'c/fy = 0.0007

Tension diagonal:	$V_{cr} = F.R.bd0.5(f'c)^{1/2} =$	13,408.06	kg	se acepta el porcentaje
	$V_u = (L'-d)qu =$	3,123.97	kg	
Revision por penetración:	Perimetro = P = b1+b2+d =	86.50	cm	
	Area critica = Ac = Pd =	2,292.25	cm ²	
	$V_u = P_u - (b2+d)^2qu =$	20.61	ton	
	$V_u = V_u/Ac =$	8.99	kg/cm ²	

Vu =	8.99	kg/cm²	<	Vcr =	9.33	kg/cm²
-------------	-------------	--------------------------	-------------	--------------	-------------	--------------------------

se acepta el peralte propuesto

Calculo de acero por flexión:

	p =	0.0024	
	b =	100.00	cm
	d =	26.50	cm
Acero requerido:	As = Pbd =	6.25	cm ²
Acero propuesto:	vs. # 3	as =	0.71 cm ²
Separacion teórica:	s = bas/As =	11.37	cm
Separacion propuesta:	s =	18.00	cm

Se colocaran vrs. # 3 @ 18 cm en ambos sentidos.

DIMENSIONAMIENTO DE DADO DE CIMENTACION

DADO (D-1)

Se dimensionara solo con el area de acero minimo para columnas

Datos:		
P =	20.00	ton
M =	0.00	ton-m
V =	0.00	ton
f'c =	200.00	kg/cm2
fy =	4,200.00	kg/cm2
F.C. =	1.40	

Esfuerzos reducidos:

f'c = 0.8f'c =	160.00 kg/cm2
f'c = 0.85f'c =	136.00 kg/cm2

Dimencionamiento por compresion:

dimensiones propuestas:

b =	30.00	cm
h =	30.00	cm
r =	2.50	cm
d = h-r =	27.50	cm
d/h =	0.92	
Pu = F.C.P =	28.00	ton
Mu = F.C.M =	0.00	ton-m
Vu = F.C.V =	0.00	ton
K = Pu/(F.R.bh'c) =	0.33	de graficas
R = Mu/(F.R.bh^2f'c) =	0.00	
p = q(f'c/fy) =	0.0000	implica s (teorico) = pbd = 4.29 cm2
pmin = 20/fy =	0.0048	pmáx <= 0.04 Secc. 7.3.3. N.T.C.D.C.E.C.
qmin = p(fy/f'c) =	0.1471	qmax = p(fy/f'c) = 1.2353

Acero propuesto:

6 vs #3 As =	4.26	cm2
db =	0.95	cm
p = As/Ac =	0.0052	
qmin = p(fy/f'c) =	0.1595	

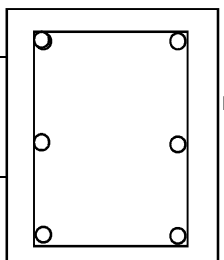
Refuerzo transversal:

Considerar estribos del #3

db =	0.95	cm
Av =	0.71	cm2
s = 48db =	45.60	cm
s = b/2 =	15.00	cm
s = 850db/fy =	12.46	cm
d/2 =	13.75	cm
Se tomará s =	25.00	cm

Seccion propuesta:

b =	30.00	cm
h =	30.00	cm
6 vs #3 As =	4.29	cm2
Estribos del #3		
d/2 =	13.75	cm



E #3 @ 20 cm en todo el tramo (R.C.D.F.)

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA
COLUMNA (C-1)

Datos:		
P =	20.00	ton
M =	1.00	ton-m
V =	1.00	ton
f'c =	200.00	kg/cm ²
fy =	4,200.00	kg/cm ²
F.C. =	1.40	

Esfuerzos reducidos: $f^*c = 0.8f'c = 160.00$ kg/cm²
 $f^*c = 0.85f^*c = 136.00$ kg/cm²

Dimencionamiento por flexiocompresión:

dimensiones propuestas: $b = 35.00$ cm
 $h = 35.00$ cm
 $r = 2.50$ cm
 $d = h - r = 32.50$ cm

$d/h = 0.93$
 $P_u = F.C.P = 28.00$ ton
 $M_u = F.C.M = 1.40$ ton-m
 $V_u = F.C.V = 1.40$ ton

$K = P_u / (F.R.bhf^*c) = 0.24$ de graficas $q = 0.1$
 $R = M_u / (F.R.bh^2f^*c) = 0.03$

$p = q(f^*c/f_y) = 0.0032$ implica ρ (teorico) = $pbd = 5.83$ cm²
 $p_{min} = 20/f_y = 0.0048$ $p_{máx} < = 0.04$ Secc. 7.3.3. N.T.C.D.C.E.C.
 $q_{min} = p(f_y/f^*c) = 0.1471$ $q_{max} = p(f_y/f^*c) = 1.2353$

Acero propuesto: $8 \text{ vs } \# 3 = 5.68$ cm²
 $db = 0.95$ cm

$p = A_s/A_c = 0.0050$ se acepta el acero propuesto
 $q_{min} = p(f_y/f^*c) = 0.1542$

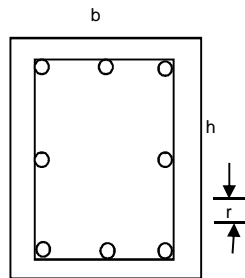
Refuerzo transversal:

Considerar estribos del #2 $db = 0.63$ cm
 $A_v = 0.32$ cm²

$s = 48db = 0.00$ cm
 $s = b/2 = 17.50$ cm Se tomará $s = 20.00$ cm
 $s = 850db/f_y = 12.46$ cm

Seccion propuesta:

$b = 35.00$ cm
 $h = 35.00$ cm
 $8 \text{ vs } \# 3 = 5.68$ cm²
 Estribos del #3



Revisión por cortante :

$A_g = bh = 1,225.00$ cm²
 $A_s = 5.68$ cm²
 $d = h - r = 32.50$ cm
 $A_{smin} = A_s/2 = 2.84$ cm²
 $0.7f^*cA_g + 2000A_s = 148,560.00$ kg $> P_u = 28,000.00$ kg
 $p = A_{smin}/bd = 0.00$ $> o = 0.01$
 $V_{cr} = 0.5F.R.bd(f^*c)^2(1+0.007P_u/A_g) = 6,676.20$ kg
 $s = F.R.A_vfyd/(V_u - V_{cr}) = -13.25$ cm
 $F.R.A_vfy/3.5b = 17.55$ cm
 $d/2 = 16.25$ cm

E #2 @ 15 cm en los extremos a 1/4 H (R.C.D.F.)
 E #2 @ 25.0 cm en el centro a 1/2 H

DISEÑO DE LOSA

Planta Baja

DATOS			
w =	962.00 kg/m2	f'c =	160 kg/cm2
f'c =	200.00 kg/cm2	f'c =	136 kg/cm3
fy =	4,200.00 kg/cm2		
r =	1.50 cm	claro largo=	4.00 m
F.C.=	1.40	claro corto =	3.75 m

CALCULO DEL PERALTE

Para el más desfavorable. Tablero : losa H-I, 7'-10

Perímetro = $400+375+(400+375)*(1.25) = 1,743.75$ cm
 $f_s = 0.6f_y = (0.6)(4200) = 2,520.00$ kg/cm2

Factor corrección perímetro = $0.032*(f_s*w)^{(1/4)} = 1.26$
 Perímetro corregido = fac. corr. X Perímetro = $2,201.80$ cm
 $d_{min} = \text{Per. corregido} / 250 = 8.81$ cm
 $h = d_{min} + r = 10.31$ cm
 $h = 11.00$ cm

CARGAS

$w_{total} = w + (h)(\text{peso vol.}) = 986.00$ kg/m2
 $w_u = F.C. w = 1,380$ kg/m2

CALCULO DE MOMENTOS

$a_1 = 375$ cm $a_1/a_2 = 0.94$
 $a_2 = 400$ cm $1 \times 10 \exp(-4) * w_u * (a_1^2) = 19,411.88$

Calculo de momentos en los tableros 1.94 kg/m

TABLERO	MOMENTO	CLARO	Ci	Mi	(kg-m)
DE EZQUINA DOS LADOS	Negativos en bordes interiores	corto	352.20	684	
		largo	345.60	671	
ADYACENTES DISCONTINUOS	Negativos en bordes discontinuos	corto	207.40	403	
		largo	199.60	387	
S (1)	Positivo	corto	160.40	311	
		largo	137.60	267	
	Negativos en bordes interiores	corto	0.00	0	
		largo	0.00	0	
	Negativos en bordes discontinuos	corto	0.00	0	
		largo	0.00	0	
	Positivo	corto	0.00	0	
		largo	0.00	0	

No Correccion de momentos

momentos	diferencia	MOMENTOS CORREGIDOS
0	0	$314 - 8/2 = 0.00$
0	$2/3 \times 12 =$	$0.00 \ 302 + 8/2 = 0.00$

DETERMINACION DEL REFUERZO

F.R. = 0.9
 b = 100 cm
 $d(+)$ = 9.00 cm
 $d(-)$ = 7.00 cm
 $p_{min} = 0.002$
 $p_{máx} = 50$ cm ó $2.5h = 27.5$ cm < 50 cm
 $F.R. b d^2 f'c = 991440$ kg-cm = $9,914.40$ kg-m (Acero positivo)
 $F.R. b d^2 f'c = 599760$ kg-cm = $5,997.60$ kg-m (Acero negativo)

$Q = M_i / FRbd^2 f'$

No. Varilla = 3
 Area = 0.71 cm²

Mi	(kg-m)	Q	2Q	q*	p = q f' / fy	p = q f' / fy	As	(cm2 / s (cm) m)	(vrs. # 3)
684	0.1140	0.2280	0.121	0.0039	0.0039	2.74	25.9		
671	0.1119	0.2237	0.120	0.0039	0.0039	2.72	26.1		
403	0.0671	0.1343	0.070	0.0023	0.0023	1.58	45.1		
387	0.0646	0.1292	0.067	0.0022	0.0022	1.51	46.9		
311	0.0314	0.0628	0.032	0.0010	0.0010	1.40	50.7		
267	0.0269	0.0539	0.027	0.0009	0.0009	1.40	50.7		
0	0.0000	0.0000	0.000	0.0000	0.0020	1.40	50.7		
0	0.0000	0.0000	0.000	0.0000	0.0020	1.40	50.7		
0	0.0000	0.0000	0.000	0.0000	0.0020	1.40	50.7		
0	0.0000	0.0000	0.000	0.0000	0.0020	1.40	50.7		
0	0.0000	0.0000	0.000	0.0000	0.0020	1.40	0.0		
0	0.0000	0.0000	0.000	0.0000	0.0020	1.40	50.7		
0	0.0000	0.0000	0.000	0.0000	0.0020	1.40	50.7		

* RESOLVIENDO LA ECUACION CUADRATICA

$q^2 - 2q + 2Q = 0$

NOTA:

Se tomarán separaciones de varillas @ 25 cm en ambos sentidos., CON ESPESOR DE LOSA DE 11 CM

DISEÑO DE LOSA

Planta Baja

DATOS			
w =	450.00 kg/m2	f'c =	160 kg/cm2
f'c =	200.00 kg/cm2	f'c =	136 kg/cm3
fy =	4,200.00 kg/cm2		
r =	1.50 cm	claro largo=	5.00 m
F.C.=	1.40	claro corto =	4.60 m

CALCULO DEL PERALTE

Para el más desfavorable. Tablero : losa 2-4, A-D'

Perímetro = $500+460+(500+460)*(1.25) = 2,160.00$ cm
 $fs = 0.6fy = (0.6)(4200) = 2,520.00$ kg/cm2

Factor corrección perímetro = $0.032*(fs*w)^{(1/4)} = 1.04$
 Perímetro corregido = fac. corr. X Perímetro = $2,255.57$ cm

dmin = Per. corregido / 250 = 9.02 cm
 $h = dmin + r = 10.52$ cm
 $h = 10.00$ cm

CARGAS

wtotal = w + (h)(peso vol.) = 450.00 kg/m2
 $wu = F.C. w = 630$ kg/m2

CALCULO DE MOMENTOS

a1 = 460 cm a1/a2 = 0.92
 $a2 = 500$ cm $1x10exp(-4)*wu*(a1^2) = 13,330.80$ kg/m

Calculo de momentos en los tableros 1.33 kg/m

TABLERO	MOMENTO	CLARO	Ci	Mi	(kg-m)
DE BORDE UN LADO LARGO DISCONTINUO (1)	Negativos en bordes interiores	corto	361.60	482	
		largo	352.80	470	
	Negativos en bordes discontinuos	corto	213.20	284	
		largo	202.80	270	
DE BORDE UN LADO CORTO DISCONTINUO (1)	Positivo	corto	168.20	224	
		largo	137.80	184	
	Negativos en bordes interiores	corto		0	
		largo		0	
Negativos en bordes discontinuos	corto		0		
	largo		0		

No Correccion de momentos

momentos	diferencia	MOMENTOS CORREGIDOS
0	0	$314 - 8/2 = 0.00$
0	$2/3 \times 12 = 0.00$	$302 + 8/2 = 0.00$

DETERMINACION DEL REFUERZO

F.R. = 0.9
 b = 100 cm
 $d(+)$ = 8.00 cm
 $d(-)$ = 6.00 cm
 $pmin = 0.002$
 $smáx = 50$ cm ó $2.5h = 25$ cm < 50 cm
 $F.R.bd^2f'c = 783360$ kg-cm = $7,833.60$ kg-m (Acero positivo)
 $F.R.bd^2f'c = 440640$ kg-cm = $4,406.40$ kg-m (Acero negativo)

$Q = Mi / FRbd^2f'$

No. Varilla = 3
 Area = 0.71 cm²

Mi	(kg-m)	Q	2Q	q*	p = q f'' / fy	p = q f'' / fy	As	(cm2 / s (cm) m)	(vrs. # 3)
482		0.1094	0.2188	0.116	0.0038	0.0038	2.25	31.5	
470		0.1067	0.2135	0.113	0.0037	0.0037	2.20	32.3	
284		0.0645	0.1290	0.067	0.0022	0.0022	1.30	54.8	
270		0.0614	0.1227	0.063	0.0020	0.0020	1.22	58.0	
224		0.0286	0.0572	0.029	0.0009	0.0009	1.20	59.2	
184		0.0235	0.0469	0.024	0.0008	0.0008	1.20	59.2	
0		0.0000	0.0000	0.000	0.0000	0.0000	1.20	59.2	
0		0.0000	0.0000	0.000	0.0000	0.0000	1.20	59.2	
0		0.0000	0.0000	0.000	0.0000	0.0000	1.20	59.2	
0		0.0000	0.0000	0.000	0.0000	0.0000	1.20	59.2	
0		0.0000	0.0000	0.000	0.0000	0.0000	1.20	59.2	
0		0.0000	0.0000	0.000	0.0000	0.0000	1.20	59.2	

* RESOLVIENDO LA ECUACION CUADRATICA

$q^2 - 2q + 2Q = 0$

NOTA:

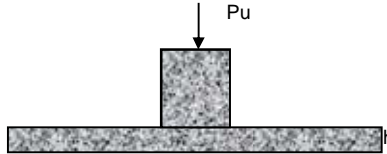
Se tomarán separaciones de varillas del No. 3 @ 25 cm en ambos sentidos, tanto para losa con pendiente < 5% y >5%.

DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA CUADRADA PARA COLUMNA AISLADA

ZAPATA (Z-4) EZQUINA LINDERO

Datos:

P =	20.00 ton
f'c =	200.00 kg/cm ²
f _y =	4200.00 kg/cm ²
V _c =	2.40 ton/m ³
q _u =	15.00 ton/m ²
F.C. =	1.40



Constantes y especificaciones

$$f'c = 0.8f'c = 160 \text{ kg/cm}^2 \quad f'c = 0.85f'c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos cortantes admisibles:

Como trabe:	$V_{cr} = 0.5DF.R.(f'c)^{1/2} =$	4.66	kg/cm ²
Como losa:	$V_{cr} = F.R.(f'c)^{1/2} =$	9.33	kg/cm ²

Longitud de desarrollo:	$L_{db} = 0.06(as)(f_y)/(f'c)^{1/2} \geq 0.006(db)(f_y)$
Recubrimiento :	$r = 3.00 \text{ cm}$
Refuerzo mínimo	$P_{min} = (0.7(f'c)^{1/2})/f_y = 0.0024$
Refuerzo máximo	$P_{max} = P_b = 0.0114$
	$P_b = (f'c/f_y)(4800/(f_y+6000)) = 0.0152$

Determinación del peralte: (metodo de tanteos)

h =	22.00 cm	r =	3.00 cm
Peso propio de zapata = hV _c =	0.528 ton/m ²		
qud = qu - p.p. Zap. =	14.47 ton/m ²		
Area requerida:	$A = F.C.P/qud =$	1.93	m ²
Dimensiones propuestas:	L1 = 1.40 m	A =	1.96 cm²
	L2 = 1.40 m		
	$d = h - r = 19.00 \text{ cm}$	$L' = (L1 - b2)/2 =$	0.45 m
seccion columna:	b1 = 0.50 m		
	b2 = 0.50 m		

Revisión del peralte propuesto:

Reaccion debido a la carga:	$q_u = F.C.P/A =$	14.29	ton/m ²	0.058
Momento secc. Crítica por metro:	$M_u = q_u \cdot L'^2/2 =$	1.45	ton-m/m	
	$b =$	100.00	cm	
	$M_u / (F.R.bd^2f'c) =$	0.033	de grafica	
		0.065		

q =	0.04
p = qf'c/f_y =	0.0013

Tension diagonal:	$V_{cr} = F.R.bd0.5(f'c)^{1/2} =$	9,613.32	kg	se acepta el porcentaje
	$V_u = (L-d)q_u =$	3,714.29	kg	
Revisión por penetración:	Perimetro = $P = b1 + b2 + 2d =$	138.00	cm	
	Area critica = $A_c = Pd =$	2,622.00	cm ²	
	$V_u = P_u - (b2+d)^2q_u =$	21.20	ton	
	$V_u = V_u/A_c =$	8.08	kg/cm ²	
	V_u = 8.08 kg/cm²	<	V_{cr} = 9.33 kg/cm²	

se acepta el peralte propuesto

Calculo de acero por flexión:

p =	0.0024
b =	100.00 cm
d =	19.00 cm

Acero requerido:	$A_s = Pbd =$	4.48	cm ²
Acero propuesto:	vs. # 3	as =	0.713 cm ²
Separación teórica:	$s = bas/A_s =$	15.92	cm
Separación propuesta:	s = 16.00 cm		

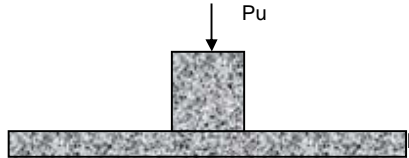
Se colocaran vrs. # 3 @ 16 cm en ambos sentidos.

DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA CUADRADA PARA COLUMNA AISLADA

ZAPATA (Z-1) LINDERO BORDE

Datos:

P = 15.00 ton
 f'c = 200.00 kg/cm2
 fy = 4200.00 kg/cm2
 Vc = 2.40 ton/m3
 qu = 15.00 ton/m2
 F.C. = 1.40



Constantes y especificaciones

f'c = 0.8f'c = 160 kg/cm2 f'c = 0.85f'c = 136 kg/cm2

Esfuerzos cortantes admisibles:

Como trabe: $V_{cr} = 0.5DF.R.(f'c)^{1/2} = 4.66$ kg/cm2
 Como losa: $V_{cr} = F.R.(f'c)^{1/2} = 9.33$ kg/cm2

Longitud de desarrollo: $L_{db} = 0.06(as)(fy)/(f'c)^{1/2} \geq 0.006(db)(fy)$
 Recubrimiento: $r = 1.50$ cm
 Refuerzo mínimo: $P_{min} = (0.7(f'c)^{1/2})/fy = 0.0024$
 Refuerzo máximo: $P_{max} = P_b = 0.0114$
 $P_b = (f'c/fy)(4800/(fy+6000)) = 0.0152$

Determinación del peralte: (metodo de tanteos)

h = 15.00 cm r = 1.50 cm
 Peso propio de zapata = hVc = 0.36 ton/m2
 qud = qu - p.p. Zap. = 14.64 ton/m2

Area requerida: $A = F.C.P/qu_d = 1.43$ m2
Dimensiones propuestas: **L1 = 1.20 m** A = 1.44 cm2
 L2 = 1.20 m
 d = h-r = 13.50 cm L' = (L1-b2)/2 = 0.35 m
seccion columna: **b1 = 0.50 m**
 b2 = 0.50 m

Revisión del peralte propuesto:

Reaccion debido a la carga: $qu = F.C.P/A = 14.58$ ton/m2 0.058
 Momento seec. Critica por metro: $M_u = qu \cdot L'^2/2 = 0.89$ ton-m/m
 b = 100.00 cm
 $M.u./(F.R.bd^2f'c) = 0.040$ de grafica
 0.08

q = 0.041
 p = qf'c/fy = 0.0013

Tension diagonal: $V_{cr} = F.R.bd0.5(f'c)^{1/2} = 6,830.52$ kg se acepta el porcentaje
 $V_u = (L'-d)qu = 3,135.42$ kg
 Revision por penetración: Perimetro = P = 2b1+b2+2d = 177.00 cm
 Area critica = Ac = Pd = 2,389.50 cm2
 $V_u = P_u - (b2+d)^2qu = 15.12$ ton
 $V_u = V_u/Ac = 6.33$ kg/cm2

Vu = 6.33 kg/cm2 < **Vcr = 9.33 kg/cm2**
 se acepta el peralte propuesto

Calculo de acero por flexión:

p = 0.0024
 b = 100.00 cm
 d = 13.50 cm

Acero requerido: $A_s = P_b d = 3.18$ cm2
 Acero propuesto: vs. # 3 as = 0.713 cm2
 Separacion teórica: s = bas/As = 22.41 cm
 Separacion propuesta: **s = 20.00 cm**

Se colocaran vrs. # 3 @ 20 cm en ambos sentidos.

**DETERMINACION DEL REFUERZO PARA
ARMADA DE DIMENSIONES DADAS.
TRABE T-1**

DATOS		
Mo =	1.76	Ton-m
f'c =	200.00	kg/cm2
fy =	4,200.00	kg/cm2
F.C. =	1.40	
F.R. =	0.90	

recubrimiento = r1 =	2.50	cm
recubrimiento = r2 =	2.50	cm
peralten = h =	30.00	cm
ancho = b =	15.00	cm

Constantes y especificaciones:

f*c =	160	kg/cm2	f'c =	136	kg/cm2
Acero mínimo:			Pmin = 0.7(f'c) ^{1/2} /fy =	0.0024	

Acero máximo:			Pb = (f'c/fy)(4800/(fy+6000)) =	0.0152
			Pmax = 0.75 Pb =	0.0114

Momento máximo que resiste la sección:

qmáx = Pmáx*(fy/f'c) =	0.353		d = h - r2 =	27.50	cm
qmin = Pmin(fy/f'c) =	0.073		d' =	2.50	cm
MR = FRbd ² f'c ² q(1-0.5q) =	403,570.59	kg-cm	=	4.04	Ton-m
implica M.R. = Mu1 =	4.036	Ton-m	>	2.46	Ton-m

NO REQUIERE ACERO DE COMPRESION

calculo de peralte para un ancho dado:

qmedio = 0.33 propuesto

d = raiz(MR/F.R.bf'c²qmed(1-.5qmed)) =

q² - 2q + 2MR/FRbdf'c² resolviendo la ec. Cuadratica

P = q(f'c/fy)

As = pbd

Diseño de Peralte

b (cm)	d (cm) teorico	b (cm)	d (cm) prop.	2MR/FRbd ² f'c ²	q	MR (T-m)	p	As (cm2)
30	15.61	30	28.50	0.1652	0.086	2.46	0.0028	2.39

Análisis de Elementos Mecánicos

w (t/m)	L (m)	Miso(+)(t-m)	Me(-)(t-m)	M(+)(t-m)	V (t)
1.10	4.00	2.20	1.76	0.44	8.80

dado que el Me es mayor al calculado en el marco se tomara dicho Momento para revisar la viga

As # 4 = 1.267 cm2

#	As teor	No. Vrs.	As prop	Ac	p	q	MR	S
6	2.39	2	2.534	855.00	0.0030	0.092	2.60	

$M_o = 0.50$ Ton-m recubrimiento = $r_2 = 2.50$ cm
 $f'c = 250.00$ kg/cm² peralten = $h = 30.00$ cm
 $f_y = 4,200.00$ kg/cm² ancho = $b = 15.00$ cm
 F.C. = 1.40
 F.R. = 0.90

Constantes y especificaciones:

$f^*c = 200$ kg/cm² $f''c = 170$ kg/cm²

Acero mínimo: $P_{min} = 0.7(f'c)^{1/2}/f_y = 0.0026$

Acero máximo: $P_b = (f''c/f_y)(4800/(f_y+6000)) = 0.0190$
 $P_{max} = 0.75 P_b = 0.0143$

Momento máximo que resiste la sección:

$q_{máx} = P_{máx}(f_y/f'c) = 0.353$ $d = h - r_2 = 27.50$ cm
 $q_{min} = P_{min}(f_y/f'c) = 0.065$ $d' = 0.00$ cm

$MR = FRbd^2f''c q(1-0.5q) = 504,463.24$ kg-cm = 5.04 Ton-m

implica M.R. = $Mu_1 = 5.045$ Ton-m > 0.70 Ton-m

NO REQUIERE ACERO DE COMPRESION

calculo de peralte para un ancho dado:

$q_{medio} = 0.183$ propuesto

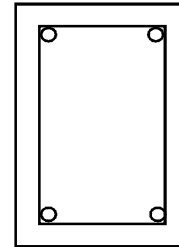
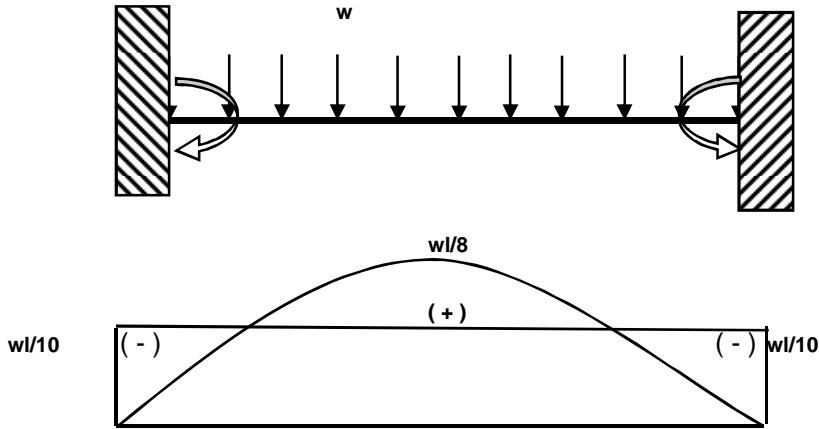
$d = \text{raiz}(MR/F.R.bf''cq_{med}(1-.5q_{med})) =$
 $q^2 - 2q + 2MR/FRbdf''c$ resolviendo la ec. Cuadratica
 $P = q(f''c/f_y)$
 $As = pbd$

b	d teorico	b	d prop.	$2MR/FRbd^2f''c$	q	MR (T-m)	p	As (cm ²)
15	13.54	30	67.50	0.0067	0.183	34.77	0.0074	15.00

w (t/m)	L (m)	Misos(+) (t-m)	Me(-) (t-m)	M(+) (t-m)	V (t)

As # 6 = 2.87 cm²

#	As teor	No. Vrs.	As prop	Ac	p	q	MR	s
6	15.00	5	14.35	2,025.00	0.0071	0.175	26.73	



Calculo del acero de compresión:

acero de tension: $A_s = P_{\text{máx}}bd + A's$

acero de compresión

$Mu_1 + Mu_2$ implica $Mu_2 = Mu - Mu_1 = -1.57$ Ton-m

$Mu_2 = FRA'sfy(d-d')$ $A's = -1.663$ cm² 2.46 Ton-m
 $A_s = 3.051$ cm²

Acero propuesto:

$A's =$ cm²

$A_s =$ cm²

Revisión del momento resistente:

$MR = FR((A_s - A's)fy(d-a/2) + A'sfy(d-d'))$

$a = (A_s - A's)fy/bf'c$

$a = 0.00$ cm

$MR = 0.00$ kg

$MR = 0.000$ Ton-m >

NO SE ACEPTA EL PERALTE

$2,087.10$ kg

25.30 kg/cm

Refuerzo transversal:

$Vo = 8,800.00$ kg

F.C. = 1.40

F.R. = 0.80

$fy = 4,200.00$ kg/cm²

Cortante de diseño: $Vu = F.C.Vo = 12,320.00$ kg

Cortante cr $Vcr = 0.5FR(f'c)^{1/2} = 5.06$ kg/cm²

$Vcr = Vcrbd = 2,087.10$ kg

Condición: Si $Vu = 12,320.00$ kg > $Vcr =$

Se requiere acero transversal.

$Vu = Vu/bd$ 29.87 kg < $2.5FR(f')^{1/2} =$

cumple

Area del acero transversal:

Estribos del # 2 $Av = 0.320$ cm²

$S_{\text{max}} = 14.25$ cm

separacion de estribos teor $s = 2AvfydFR/(Vu - Vcr) = 5.78$ cm

separacion propuesta: $s = 5.00$ cm

Se utilizarán E # 2 @ 5 cm en todo del tramo. El resto @ 10 y 15 cm

**DETERMINACION DEL REFUERZO PARA
ARMADA DE DIMENSIONES DADAS.
TRABE T-1**

Mo =	4.35	Ton-m	recubrimiento = r1 =	2.50	cm
f'c =	200.00	kg/cm2	recubrimiento = r2 =	2.50	cm
fy =	4,200.00	kg/cm2	peralten = h =	50.00	cm
F.C. =	1.40		ancho = b =	25.00	cm
F.R. =	0.90				

Constantes y especificaciones:

f*c =	160	kg/cm2	f''c =	136	kg/cm2
Acero mínimo:			Pmin = 0.7(f'c)^1/2/fy =	0.0024	

Acero máximo:			Pb = (f''c/fy)(4800/(fy+6000)) =	0.0152
			Pmax = 0.75 Pb =	0.0114

Momento máximo que resiste la sección:

q _{máx} = P _{máx} (fy/f'c) =	0.353	d = h - r2 =	47.50	cm
q _{min} = P _{min} (fy/f'c) =	0.073	d' =	2.50	cm

MR = FRbd ² f''cq(1-0.5q) =	2,006,735.29	kg-cm	=	20.07	Ton-m
implica M.R. = Mu1 =	20.067	Ton-m	>	6.09	Ton-m

NO REQUIERE ACERO DE COMPRESION

calculo de peralte para un ancho dado:

q_{medio} = 0.33 propuesto

d = raiz(MR/F.R.bf''cq_{med}(1-.5q_{med})) =

q² - 2q + 2MR/FRbdf''c resolviendo la ec. Cuadratica

P = q(f''c/fy)

As = pbd

b	d teorico	b	d prop.	2MR/FRbd ² f''c	q	MR (T-m)	p	As (cm ²)
25	26.87	25	47.50	0.1764	0.092	6.06	0.0030	3.54

w (t/m)	L (m)	Mis(+)(t-m)	Me(-)(t-m)	M(+)(t-m)	V (t)

dado que el Me es mayor al calculado en el marco se tomara dicho Momento para revisar la viga

As # 6 = 1.98 cm²

#	As teor	No. Vrs.	As prop	Ac	p	q	MR	s
6	3.54	2	3.96	1,187.50	0.0033	0.103	6.74	

$M_o = 1.85$ Ton-m recubrimiento = $r_2 = 2.50$ cm
 $f'c = 200.00$ kg/cm² peralten = $h = 50.00$ cm
 $f_y = 4,200.00$ kg/cm² ancho = $b = 35.00$ cm
 F.C. = 1.40
 F.R. = 0.90

Constantes y especificaciones:

$f^*c = 160$ kg/cm² $f''c = 136$ kg/cm²

Acero mínimo: $P_{min} = 0.7(f'c)^{1/2}/f_y = 0.0024$

Acero máximo: $P_b = (f''c/f_y)(4800/(f_y+6000)) = 0.0152$
 $P_{max} = 0.75 P_b = 0.0114$

Momento máximo que resiste la sección:

$q_{máx} = P_{máx}(f_y/f'c) = 0.353$ $d = h - r_2 = 47.50$ cm
 $q_{min} = P_{min}(f_y/f'c) = 0.073$ $d' = 0.00$ cm

$MR = FRbd^2f''c(1-0.5q) = 2,809,429.41$ kg-cm = 28.09 Ton-m

implica M.R. = $Mu_1 = 28.094$ Ton-m > 2.59 Ton-m

NO REQUIERE ACERO DE COMPRESION

calculo de peralte para un ancho dado:

$q_{medio} = 0.183$ propuesto

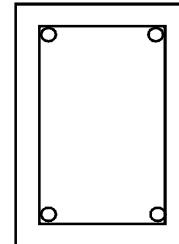
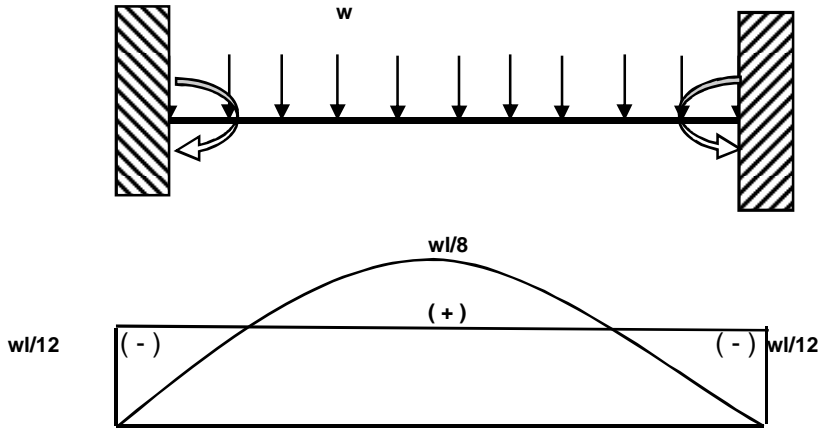
$d = \text{raiz}(MR/F.R.bf''cq_{med}(1-.5q_{med})) =$
 $q^2 - 2q + 2MR/FRbdf''c$ resolviendo la ec. Cuadratica
 $P = q(f''c/f_y)$
 $A_s = pbd$

b	d teorico	b	d prop.	$2MR/FRbd^2f''c$	q	MR (T-m)	p	As (cm ²)
25	22.56	25	47.50	0.0750	0.073	4.86	0.0024	2.81

w (t/m)	L (m)	Misos(+) (t-m)	Me(-) (t-m)	M(+) (t-m)	V (t)

As # 5 = 1.98 cm²

#	As teor	No. Vrs.	As prop	Ac	p	q	MR	s
6	2.81	2	3.96	1,187.50	0.0033	0.103	6.74	



Calculo del acero de compresión:

acero de tension: $A_s = P_{\text{máx}}bd + A's$

acero de compresión

$Mu_1 + Mu_2$ implica $Mu_2 = Mu - Mu_1 = -13.98$ Ton-m

$Mu_2 = FRA'sfy(d-d')$ $A's = -8.217$ cm² 6.09 Ton-m
 $A_s = 5.354$ cm²

Acero propuesto:

$A's =$ cm²

$A_s =$ cm²

Revisión del momento resistente:

$MR = FR((A_s - A's)fy(d-a/2) + A'sfy(d-d'))$

$a = (A_s - A's)fy / bf''c$

$a = 0.00$ cm

$MR = 0.00$ kg

$MR = 0.000$ Ton-m >

NO SE ACEPTA EL PERALTE

$6,008.33$ kg

25.30 kg/cm

Refuerzo transversal:

$Vo = 4,500.00$ kg

F.C. = 1.40

F.R. = 0.80

$fy = 4,200.00$ kg/cm²

Cortante de diseño: $Vu = F.C.Vo = 6,300.00$ kg

Cortante cr $Vcr = 0.5FR(f''c)^{1/2} = 5.06$ kg/cm²

$Vcr = Vcrgb = 6,008.33$ kg

Condición: Si $Vu = 6,300.00$ kg > $Vcr =$

Se requiere acero transversal.

$Vu = Vu/bd$ 5.31 kg < $2.5FR(f'')^{1/2} =$

cumple

Area del acero transversal:

Estribos del # 2 $Av = 0.320$ cm²

$S_{\text{max}} = 23.75$ cm

separacion de estribos teor $s = 2AvfydFR / (Vu - Vcr) = 350.20$ cm

separacion propuesta: $s = 15.00$ cm

Se utilizarán E # 2 @ 20 cm en todo del tramo. El resto @ 15 cm

**DETERMINACION DEL REFUERZO PARA
ARMADA DE DIMENSIONES DADAS.
TRABE T-1**

Mo =	4.35	Ton-m	recubrimiento = r1 =	2.50	cm
f'c =	200.00	kg/cm2	recubrimiento = r2 =	2.50	cm
fy =	4,200.00	kg/cm2	peralten = h =	50.00	cm
F.C. =	1.40		ancho = b =	25.00	cm
F.R. =	0.90				

Constantes y especificaciones:

f*c =	160	kg/cm2	f''c =	136	kg/cm2
Acero mínimo:			Pmin = 0.7(f'c) ^{1/2} /fy =	0.0024	

Acero máximo:			Pb = (f''c/fy)(4800/(fy+6000)) =	0.0152
			Pmax = 0.75 Pb =	0.0114

Momento máximo que resiste la sección:

q _{máx} = P _{máx} (fy/f'c) =	0.353	d = h - r2 =	47.50	cm
q _{min} = P _{min} (fy/f'c) =	0.073	d' =	2.50	cm

MR = FRbd ² f''cq(1-0.5q) =	2,006,735.29	kg-cm	=	20.07	Ton-m
implica M.R. = Mu1 =	20.067	Ton-m	>	6.09	Ton-m

NO REQUIERE ACERO DE COMPRESION

calculo de peralte para un ancho dado:

q_{medio} = 0.33 propuesto

d = raiz(MR/F.R.bf''cq_{med}(1-.5q_{med})) =

q² - 2q + 2MR/FRbdf''c resolviendo la ec. Cuadratica

P = q(f''c/fy)

As = pbd

b	d teorico	b	d prop.	2MR/FRbd ² f''c	q	MR (T-m)	p	As (cm ²)
25	26.87	25	47.50	0.1764	0.092	6.06	0.0030	3.54

w (t/m)	L (m)	Mis(+)(t-m)	Me(-)(t-m)	M(+)(t-m)	V (t)

dado que el Me es mayor al calculado en el marco se tomara dicho Momento para revisar la viga

As # 6 = 1.98 cm²

#	As teor	No. Vrs.	As prop	Ac	p	q	MR	s
6	3.54	2	3.96	1,187.50	0.0033	0.103	6.74	

$M_o = 1.85$ Ton-m recubrimiento = $r_2 = 2.50$ cm
 $f'c = 200.00$ kg/cm² peralten = $h = 50.00$ cm
 $f_y = 4,200.00$ kg/cm² ancho = $b = 35.00$ cm
F.C. = 1.40
F.R. = 0.90

Constantes y especificaciones:

$f^*c = 160$ kg/cm² $f''c = 136$ kg/cm²

Acero mínimo: $P_{min} = 0.7(f'c)^{1/2}/f_y = 0.0024$

Acero máximo: $P_b = (f''c/f_y)(4800/(f_y+6000)) = 0.0152$
 $P_{max} = 0.75 P_b = 0.0114$

Momento máximo que resiste la sección:

$q_{máx} = P_{máx}(f_y/f'c) = 0.353$ $d = h - r_2 = 47.50$ cm
 $q_{min} = P_{min}(f_y/f'c) = 0.073$ $d' = 0.00$ cm

$MR = FRbd^2f''c(1-0.5q) = 2,809,429.41$ kg-cm = 28.09 Ton-m

implica M.R. = $Mu_1 = 28.094$ Ton-m > 2.59 Ton-m

NO REQUIERE ACERO DE COMPRESION

calculo de peralte para un ancho dado:

$q_{medio} = 0.183$ propuesto

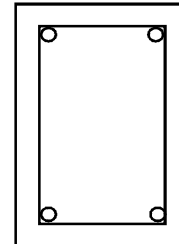
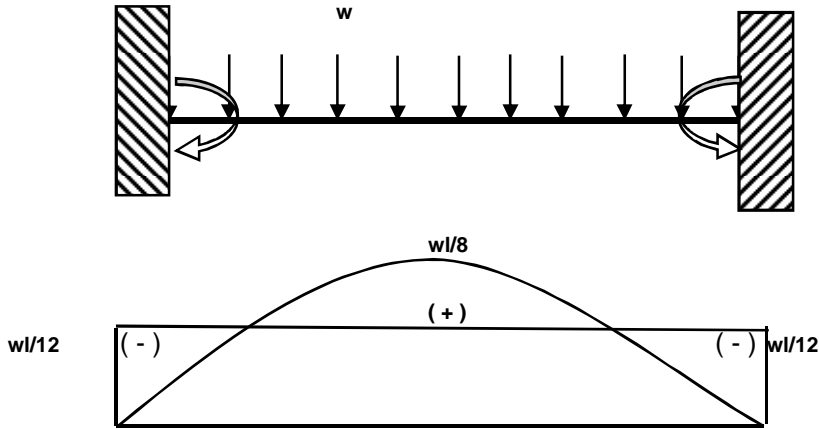
$d = \text{raiz}(MR/F.R.bf''cq_{med}(1-.5q_{med})) =$
 $q^2 - 2q + 2MR/FRbdf''c$ resolviendo la ec. Cuadratica
 $P = q(f''c/f_y)$
 $A_s = pbd$

b	d teorico	b	d prop.	$2MR/FRbd^2f''c$	q	MR (T-m)	p	As (cm ²)
25	22.56	25	47.50	0.0750	0.073	4.86	0.0024	2.81

w (t/m)	L (m)	Misos(+) (t-m)	Me(-) (t-m)	M(+) (t-m)	V (t)

As # 5 = 1.98 cm²

#	As teor	No. Vrs.	As prop	Ac	p	q	MR	s
6	2.81	2	3.96	1,187.50	0.0033	0.103	6.74	



Calculo del acero de compresión:

acero de tension: $A_s = P_{\text{máx}}bd + A's$

acero de compresión

$Mu_1 + Mu_2$ implica $Mu_2 = Mu - Mu_1 = -13.98$ Ton-m

$Mu_2 = FRA'sfy(d-d')$ $A's = -8.217$ cm² 6.09 Ton-m
 $A_s = 5.354$ cm²

Acero propuesto:

$A's =$ cm²

$A_s =$ cm²

Revisión del momento resistente:

$MR = FR((A_s - A's)fy(d-a/2) + A'sfy(d-d'))$

$a = (A_s - A's)fy/bf'c$

$a = 0.00$ cm

$MR = 0.00$ kg

$MR = 0.000$ Ton-m >

NO SE ACEPTA EL PERALTE

$6,008.33$ kg

25.30 kg/cm

Refuerzo transversal:

$Vo = 4,500.00$ kg

F.C. = 1.40

F.R. = 0.80

$fy = 4,200.00$ kg/cm²

Cortante de diseño: $Vu = F.C.Vo = 6,300.00$ kg

Cortante cr $Vcr = 0.5FR(f'c)^{1/2} = 5.06$ kg/cm²

$Vcr = Vcrbd = 6,008.33$ kg

Condición: Si $Vu = 6,300.00$ kg > $Vcr =$

Se requiere acero transversal.

$Vu = Vu/bd$ 5.31 kg < $2.5FR(f')^{1/2} =$

cumple

Area del acero transversal:

Estribos del # 2 $Av = 0.320$ cm²

$S_{\text{max}} = 23.75$ cm

separacion de estribos teor $s = 2AvfydFR/(Vu - Vcr) = 350.20$ cm

separacion propuesta: $s = 15.00$ cm

Se utilizarán E # 2 @ 20 cm en todo del tramo. El resto @ 15 cm

**DETERMINACION DEL REFUERZO PARA
ARMADA DE DIMENSIONES DADAS.
TRABE T-2**

Mo =	7.30	Ton-m	recubrimiento = r1 =	2.50	cm
f'c =	200.00	kg/cm2	recubrimiento = r2 =	2.50	cm
fy =	4,200.00	kg/cm2	peralten = h =	35.00	cm
F.C. =	1.40		ancho = b =	30.00	cm
F.R. =	0.90				

Constantes y especificaciones:

f*c =	160	kg/cm2	f''c =	136	kg/cm2
Acero mínimo:			Pmin = 0.7(f'c)^1/2/fy =	0.0024	

Acero máximo:			Pb = (f''c/fy)(4800/(fy+6000)) =	0.0152	
			Pmax = 0.75 Pb =	0.0114	

Momento máximo que resiste la sección:

q _{máx} = P _{máx} (fy/f'c) =	0.353		d = h - r2 =	32.50	cm
q _{min} = P _{min} (fy/f'c) =	0.073		d' =	2.50	cm

MR = FRbd ² f''cq(1-0.5q) =	1,127,329.41	kg-cm	=	11.27	Ton-m
implica M.R. = Mu1 =	11.273	Ton-m	>	10.22	Ton-m

NO REQUIERE ACERO DE COMPRESION

calculo de peralte para un ancho dado:

q_{medio} = 0.33 propuesto

d = raiz(MR/F.R.bf''cq_{med}(1-.5q_{med})) =

q² - 2q + 2MR/FRbdf''c resolviendo la ec. Cuadratica

P = q(f''c/fy)

As = pbd

b	d teorico	b	d prop.	2MR/FRbd ² f''c	q	MR (T-m)	p	As (cm ²)
30	31.78	30	32.50	0.5270	0.312	10.22	0.0101	9.86

w (t/m)	L (m)	Miso(+)(t-m)	Me(-)(t-m)	M(+)(t-m)	V (t)

dado que el Me es mayor al calculado en el marco se tomara dicho Momento para revisar la viga

As # 6 = 1.98 cm²

#	As teor	No. Vrs.	As prop	Ac	p	q	MR	s
6	9.86	5	9.9	975.00	0.0102	0.314	10.26	

$M_o = 24.85$ Ton-m recubrimiento = $r_2 = 2.50$ cm
 $f'c = 250.00$ kg/cm² peralten = $h = 70.00$ cm
 $f_y = 4,200.00$ kg/cm² ancho = $b = 30.00$ cm
 F.C. = 1.40
 F.R. = 0.90

Constantes y especificaciones:

$f^*c = 200$ kg/cm² $f''c = 170$ kg/cm²

Acero mínimo: $P_{min} = 0.7(f'c)^{1/2}/f_y = 0.0026$

Acero máximo: $P_b = (f''c/f_y)(4800/(f_y+6000)) = 0.0190$
 $P_{max} = 0.75 P_b = 0.0143$

Momento máximo que resiste la sección:

$q_{máx} = P_{máx}(f_y/f'c) = 0.353$ $d = h - r_2 = 67.50$ cm
 $q_{min} = P_{min}(f_y/f'c) = 0.065$ $d' = 0.00$ cm

$MR = FRbd^2f''c(1-0.5q) = 6,078,573.53$ kg-cm = 60.79 Ton-m

implica M.R. = $Mu_1 = 60.786$ Ton-m > 34.79 Ton-m

NO REQUIERE ACERO DE COMPRESION

calculo de peralte para un ancho dado:

$q_{medio} = 0.183$ propuesto

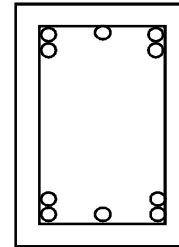
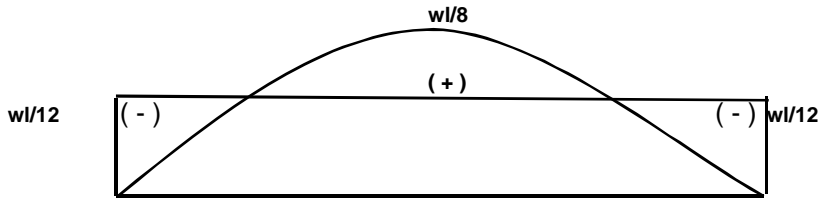
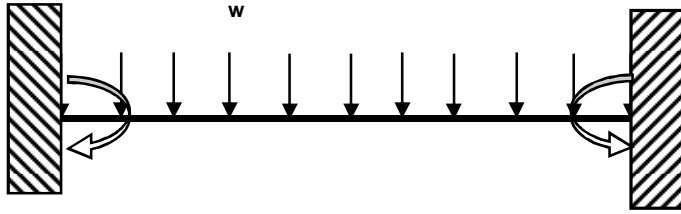
$d = \text{raiz}(MR/F.R.bf''cq_{med}(1-.5q_{med})) =$
 $q^2 - 2q + 2MR/FRbdf''c$ resolviendo la ec. Cuadratica
 $P = q(f''c/f_y)$
 $As = pbd$

b	d teorico	b	d prop.	$2MR/FRbd^2f''c$	q	MR (T-m)	p	As (cm ²)
15	95.49	30	67.50	0.3327	0.183	34.77	0.0074	15.00

w (t/m)	L (m)	Misos(+) (t-m)	Me(-) (t-m)	M(+) (t-m)	V (t)

As # 6 = 2.87 cm²

#	As teor	No. Vrs.	As prop	Ac	p	q	MR	s
6	15.00	5	14.35	2,025.00	0.0071	0.175	26.73	



Calculo del acero de compresión:

acero de tension: $A_s = P_{\text{máx}}bd + A's$

acero de compresión

$Mu_1 + Mu_2$ implica $Mu_2 = Mu - Mu_1 = -1.05$ Ton-m

$Mu_2 = FRA'sfy(d-d')$ $A's = -0.929$ cm² 10.22 Ton-m
 $As = 10.214$ cm²

Acero propuesto:

$A's =$ cm²

$As =$ cm²

Revisión del momento resistente:

$MR = FR((As-A's)fy(d-a/2)+A'sfy(d-d'))$

$a = (As-A's)fy/bf'c$

$a = 0.00$ cm

$MR = 0.00$ kg

$MR = 0.000$ Ton-m >

NO SE ACEPTA EL PERALTE

$4,933.15$ kg

25.30 kg/cm

Refuerzo transversal:

$Vo = 6,000.00$ kg

F.C. = 1.40

F.R. = 0.80

$fy = 4,200.00$ kg/cm²

Cortante de diseño: $Vu = F.C.Vo = 8,400.00$ kg

Cortante cr $Vcr = 0.5FR(f'c)^{1/2} = 5.06$ kg/cm²

$Vcr = Vcrbd = 4,933.15$ kg

Condición: Si $Vu = 8,400.00$ kg > $Vcr =$

Se requiere acero transversal.

$Vu = Vu/bd$ 8.62 kg < $2.5FR(f')^{1/2} =$

cumple

Area del acero transversal:

Estribos del # 2 $Av = 0.320$ cm²

$S_{\text{max}} = 16.25$ cm

separacion de estribos teor $s = 2AvfydFR/(Vu-Vcr) = 20.16$ cm

separacion propuesta: $s = 15.00$ cm

Se utilizarán E # 2 @ 20 cm en todo del tramo. El resto @ 15 cm

**DETERMINACION DEL REFUERZO PARA
ARMADA DE DIMENSIONES DADAS.
CONTRATRABE (TL-1)**

EJE B, TRAMO 1-4

Mo = 3.00 Ton-m
f'c = 200.00 kg/cm2
fy = 4,200.00 kg/cm2
F.C. = 1.40
F.R. = 0.90

recubrimiento = r1 = 2.50 cm
recubrimiento = r2 = 2.50 cm
peralten = h = 40.00 cm
ancho = b = 20.00 cm

Constantes y especificaciones:

f*c = 160 kg/cm2 f''c = 136 kg/cm2
Acero mínimo: Pmin = 0.7(f'c)^1/2/fy = 0.0024

Acero máximo: Pb = (f''c/fy)(4800/(fy+6000)) = 0.0152
Pmax = 0.75 Pb = 0.0114

Momento máximo que resiste la sección:

qmax = Pmax*(fy/f'c) = 0.353 d = h - r2 = 37.50 cm
qmin = Pmin(fy/f'c) = 0.073 d' = 2.50 cm

MR = FRbd^2f''cq(1-0.5q) = 1,000,588.24 kg-cm = 10.01 Ton-m
implica M.R. = Mu1 = 10.006 Ton-m > 4.20 Ton-m

NO REQUIERE ACERO DE COMPRESION

calculo de peralte para un ancho dado:

qmedio = 0.3 propuesto

d = raiz(MR/F.R.bf''cqmed(1-.5qmed)) =

q2 - 2q + 2MR/FRbdf''c resolviendo la ec. Cuadratica

P = q(f''c/fy)

As = pbd

b	d teorico	b	d prop.	2MR/FRbd2f''c	q	MR (T-m)	p	As (cm2)
20	25.94	20	42.50	0.1900	0.100	4.20	0.0032	2.75

w (t/m)	L (m)	Misos(+) (t-m)	Me(-) (t-m)	M(+) (t-m)	V (t)

dado que el Me es mayor al calculado en el marco se tomara dicho Momento para revisar la viga

As # 4 = 1.267 cm2
0.71

#	As teor	No. Vrs.	As prop	Ac	p	q	MR	s
5	2.75	2	2.534	850.00	0.0038	0.118	4.90	
		1	0.71					

3.244

$M_o = 0.00$ Ton-m recubrimiento = $r_2 = 2.50$ cm
 $f'c = 250.00$ kg/cm² peralten = $h = 50.00$ cm
 $f_y = 4,200.00$ kg/cm² ancho = $b = 25.00$ cm
 F.C. = 1.40
 F.R. = 0.90

Constantes y especificaciones:

$f^*c = 200$ kg/cm² $f''c = 170$ kg/cm²

Acero mínimo: $P_{min} = 0.7(f'c)^{1/2}/f_y = 0.0026$

Acero máximo: $P_b = (f''c/f_y)(4800/(f_y+6000)) = 0.0190$
 $P_{max} = 0.75 P_b = 0.0143$

Momento máximo que resiste la sección:

$q_{máx} = P_{máx}(f_y/f'c) = 0.353$ $d = h - r_2 = 47.50$ cm
 $q_{min} = P_{min}(f_y/f'c) = 0.065$ $d' = 0.00$ cm

$MR = FRbd^2f''c(1-0.5q) = 2,508,419.12$ kg-cm = 25.08 Ton-m

implica M.R. = $Mu_1 = 25.084$ Ton-m > 0.00 Ton-m

NO REQUIERE ACERO DE COMPRESION

calculo de peralte para un ancho dado:

$q_{medio} = 0.065$ propuesto

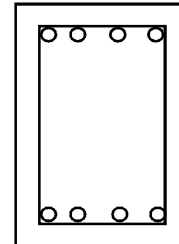
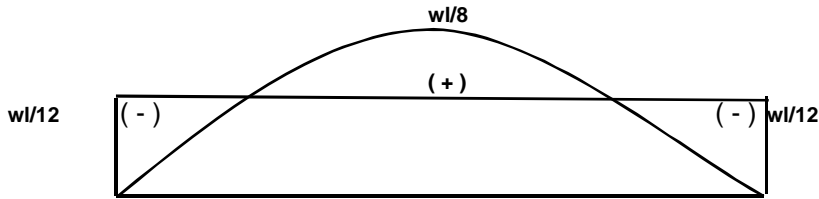
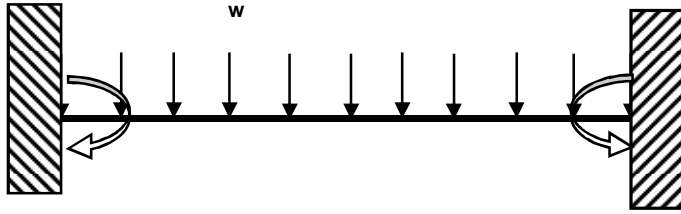
$d = \text{raiz}(MR/F.R.bf''cq_{med}(1-.5q_{med})) =$
 $q^2 - 2q + 2MR/FRbdf''c$ resolviendo la ec. Cuadratica
 $P = q(f''c/f_y)$
 $As = pbd$

b	d teorico	b	d prop.	$2MR/FRbd^2f''c$	q	MR (T-m)	p	As (cm ²)
15	0.00	15	27.50	0.0000	0.064	1.08	0.0026	1.07

w (t/m)	L (m)	Misos(+) (t-m)	Me(-) (t-m)	M(+) (t-m)	V (t)

As # 5 = 1.22 cm²

#	As teor	No. Vrs.	As prop	Ac	p	q	MR	s



Calculo del acero de compresión:

acero de tension: $A_s = P_{\text{máx}}bd + A's$

acero de compresión

$Mu_1 + Mu_2$ implica $Mu_2 = Mu - Mu_1 = -5.81$ Ton-m

$Mu_2 = FRA'sfy(d-d')$ $A's = -4.388$ cm² 4.20 Ton-m
 $As = 4.183$ cm²

Acero propuesto:

$A's =$ cm²

$As =$ cm²

Revisión del momento resistente:

$MR = FR((As-A's)fy(d-a/2)+A'sfy(d-d'))$

$a = (As-A's)fy/bf'c$

$a = 0.00$ cm

$MR = 0.00$ kg

$MR = 0.000$ Ton-m

>

NO SE ACEPTA EL PERALTE

3,794.73 kg

25.30 kg/cm

Refuerzo transversal:

$Vo = 2,000.00$ kg

F.C. = 1.40

F.R. = 0.80

$fy = 4,200.00$ kg/cm²

Cortante de diseño: $Vu = F.C.Vo = 2,800.00$ kg

Cortante cr $Vcr = 0.5FR(f'c)^{1/2} = 5.06$ kg/cm²

$Vcr = Vcrbd = 3,794.73$ kg

Condición: Si $Vu = 2,800.00$ kg > $Vcr =$

Se requiere acero transversal.

$Vu = Vu/bd$ 3.73 kg < $2.5FR(f')^{1/2} =$

cumple

Area del acero transversal:

Estribos del # 2 $Av = 0.320$ cm²

$S_{\text{max}} = 21.25$ cm

separacion de estribos teor $s = 2AvfydFR/(Vu-Vcr) = -81.07$ cm

separacion propuesta: $s = 20.00$ cm

Se utilizarán E # 3 @ 20 cm en todo del tramo. El resto @ 15 cm

DISEÑO DE CASTILLOS Y DALAS.

DATOS

H = 2.4 m
 t = 12 cm
 f'c = 150.00 kg/cm²
 fy = 4,200.00 kg/cm²

a) Separacion de castillos:

1.5H =	3.60	m	smax =	3.6	m
	4.00	m			

b) Dalas de cerramiento:

PERALTES			SEPARACION		
MINIMO (mm)	PROPUESTO (mm)	ESTADO	MAXIM A (m)	PPROPUE STA (m)	ESTADO
100.00	200.00	ACEPTADO	3.00	2.35	ACEPTADO

c) Dimensionamiento de castillo.

ESP. MURO (cm)	ESP. CASTILLO (cm)	ESTADO
12.00	12.00	ACEPTADO

d) Resistencia de concreto en castillos

f'c > o = 150.00 kg/cm² f'c prop. = 150 kg/cm²
 se acepta

e) Refuerzo longitudinal:

Elemento	b	h	A	Asminimo	# var.	Asvarilla	No. Var.	Asprop.	Observ.
castillo K-1	15.00	20.00	300.00	2.14	3	0.71	4	2.84	se acepta
Columna C-1	25.00	25.00	625.00	4.46	3	0.71	8	5.68	se acepta
Columna C-2	20.00	20.00	400.00	2.86	3	0.71	6	4.26	se acepta
Columna C-3	25.00	25.00	625.00	4.46	3	0.71	8	5.68	se acepta
dala D-1	12.00	20.00	240.00	1.71	3	0.71	4	2.84	se acepta

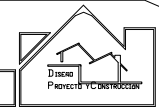
f) Refuerzo transversal

Elemento	b	h	s	Smax	Asc	# var.	As varilla	No. Var.	As prop.	Observ.
castillo K-1	15.00	20.00	22.50	20.00	0.24	2	0.32	2	0.64	se acepta
Columna C-1	25.00	25.00	37.50	20.00	0.19	2	0.32	2	0.64	se acepta
Columna C-2	20.00	20.00	30.00	20.00	0.24	2	0.32	2	0.64	se acepta
Columna C-3	25.00	25.00	37.50	20.00	0.19	2	0.32	2	0.64	se acepta
dala D-1	12.00	20.00	30.00	20.00	0.24	2	0.32	2	0.64	se acepta
0			0.00	20.00	0.16	2	0.32	2	0.64	se acepta

CRITERIOS CONSTRUCCION PARA MAMPOSTERIA

- 1 RESISTENCIA DEL MORTERO A LA COMPRESION TIPO III $f_j^* = 40 \text{ kg/cm}^2$
- 2 RESISTENCIA DEL DISEÑO A LA COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA $f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2$
- 3 CONCRETO $F_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, proporción 1:3:4
- 4 CONCRETO $F_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, proporción 1:4:5
- 5 CONCRETO $F_c = 150 \text{ kg/cm}^2$, proporción 1:5:6
- 6 CONCRETO $F_c = 100 \text{ kg/cm}^2$, proporción 1:6:7
- 7 REVENIMIENTO DEL CONCRETO = 12 CM
- 8 TIPO DE MAMPOSTERIA : TABICON DE CONCRETO
- 9 PESO VOLUMETRICO : 1,700 KG/M³
- 10 TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO: 20 MM (3/4)
- 11 LAS BARRAS DE REFUERZO LONGITUDINAL SERAN CORRUGADAS, DEL No. 2.5 $f_y = 5,000 \text{ kg/cm}^2$, 3, 4 Y 5. $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- 12 EL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL SERA DEL TIPO LISO DEL No. 2 $f_y = 2,200 \text{ kg/cm}^2$.
- 13 LAS PIEZAS DE TABICON DEBERAN ESTAR LIMPIA DE Y SIN RAJADURAS
- 14 LAS PIEZAS DEBERAN ESTAR SECAS AL COLOCARSE, SE ACEPTARA UN ROCIADO LEVE DE LA SUPERFICIE SOBRE LAS QUE SE COLOCARA EL MORTERO.
- 15 LOS MORTEROS DEBERAN CUMPLIR CON LO SIGUIENTE:
 - A) MEZCLADO DE CONCRETO: SE ACEPTA EL MEZCLADO EN SECO DE LOS SOLIDOS HASTA ALCANZAR UN COLOR HOMOGENEO DE LA MEZCLA, LA CUAL SOLO SE PODRA USAR EN UN LAPZO DE 24 HRS. SE MEZCLARAN EN RECIPIENTES NO ABSORBENTE, DE PREFERENCIA EN UN MEZCLADO MECANICO. EL TIEMPO DE MEZCLADO UNA VEZ QUE EL AGUA SE AGREGA NO DEBE DE SER MENOR DE 4 MINUTOS, NI DEL NECESARIO PARA ALCANZAR 120 REVOLUCIONES. LA CONSISTENCIA DEL MORTERO SE AJUSTARA TRATANDO DE ALCANZAR LA MINIMA FLUIDEZ COMPATIBLE CON UNA COLOCACION FACIL.
 - B) REMEZCLADO: SI EL MORTERO COMIENZA A ENDURECERSE, PODRA REMEZCLARSE HASTA QUE VUELVA A TOMAR LA CONSISTENCIA DESEADA AGREGANDOLE UN POCO DE AGUA SI ES NECESARIO. SOLO SE ACEPTARA UN REMEZCLADO.
 - C) LOS MORTEROS A BASE DE MORTERO PORTLAND ORDINARIO DEBERAN USARSE DENTRO DEL LAPSO DE 2.5 HRS A PARTIR DEL MEZCLADO INICIAL.
- 16 LA UNION VERTICAL DE LA MAMPOSTERIA CON LOS CASTILLOS DEBERA DETALLARSE PARA TRANSMITIR LAS FUERZAS DE CORTANTE, SE ACEPTARA QUE LA MAMPOSTERIA SE DEJE DENTADA O BIEN SE COLOQUE CONECTORES METALICOS O REFUERZO HORIZONTAL.
- 18 NO SE PERMITIRAN COLOCAR TUBERIAS Y DUCTOS EN CASTILLO Y QUE TENGAN FUNCION ESTRUCTURAL, SEAN EXTERIORES O INTERIORES.
- 19 TOLERANCIAS:
 - A) EN NINGUN PUNTO DEL EJE DEL MURO QUE TENGA FUNCION ESTRUCTURAL DISTARA MAS DE 20 MM DE LA INDICADA EN LOS PLANOS.
 - B) EL DESPLOMO DE UN MURO NO SERA MAYOR QUE 0.004 VECES SU ALTURA NI DE 15 MM.

ANEXO 2



NOTAS GENERALES

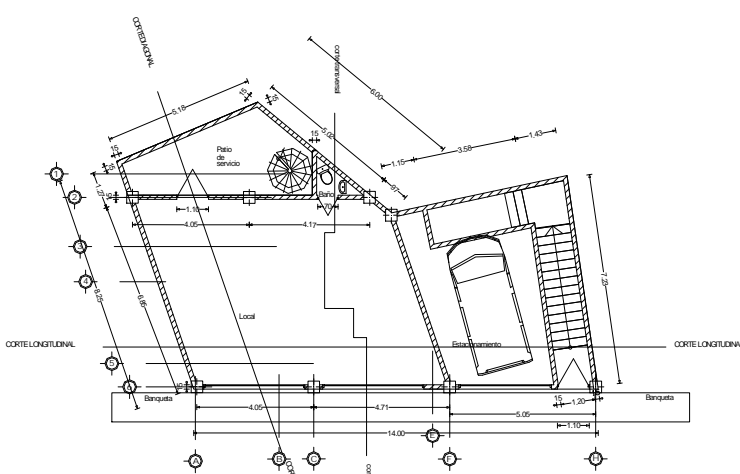
- * El desplante del terreno referente a la cimentación en caso de encontrar una zona de relleno o terreno natural inadecuado (vegetal o arcillosa) se aconseja para su mejoramiento escavar una caja o zanja y colocar capas de 15 cm de espesor de tepalcates a grava controlada de preferencia, la cual sea compactada al 90 % mínima de la prueba proctor estándar.
- * Antes del desplante de la cimentación se colocara en el fondo de las excavaciones una planilla de 5 cm de espesor a base concreto hidráulico cuyo esfuerzo a la ruptura es de 100 kg/cm².
- * Verificar cuestas, aguas y pautas en planos arquitectónicos de cada obra.
- * Los detalles de armado no estan a escala.
- * No efectuar modificaciones o sustituciones sin consultar al director responsable de obra.

NOTAS DE MATERIALES

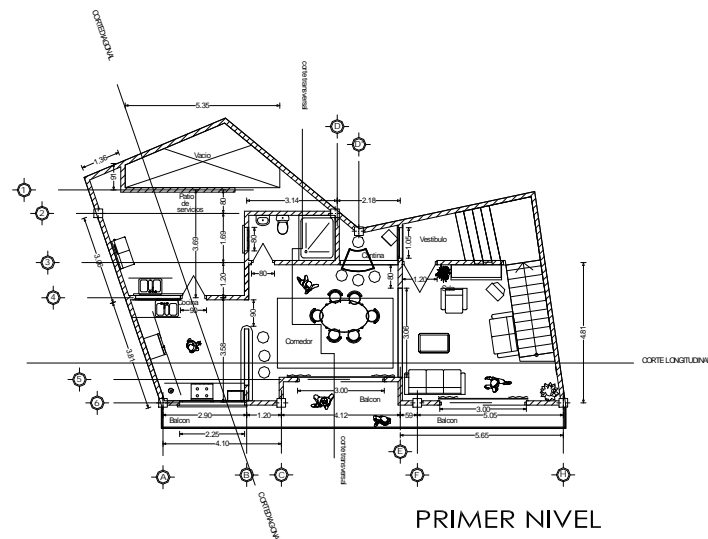
- * Al acero a utilizar en la cimentación deberá tener una resistencia mínima a la compresión $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (norma tipo 312).
- * La mortera para muros con piedras naturales que tendrá una resistencia nominal a la compresión $f'_{cm} = 11 \text{ kg/cm}^2$ y el esfuerzo cortante resistente $v' = 0.3 \text{ kg/cm}^2$.
- * La transmisión de carga al terreno sera a base de muros de tabique rojo macizo y columnas llenas con arena o zapatas de concreto armado con la sección transversal variable hasta abajo.
- * Las áreas de carga sobre el tabique rojo macizo que se refieren en este proyecto serán de 10 kg/m^2 sobre placa completa, juntado con mortera hidráulica-arena en proporción 1:4.
- * El concreto a utilizar en castillos y zapatas tendrán un esfuerzo a la ruptura de $f' = 200 \text{ kg/cm}^2$.
- * El concreto a utilizar en columnas y losas tendrán un esfuerzo a la ruptura de $f' = 200 \text{ kg/cm}^2$.
- * El concreto a utilizar en trabes y columnas tendrán un esfuerzo a la ruptura de $f' = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- * Acero de refuerzo a la fuerza cortante #2 grado estructural, $f_y = 2300 \text{ kg/cm}^2$ y de #3, $f_y = 2000 \text{ kg/cm}^2$.
- * Acero de refuerzo principal a flexión tendrá un esfuerzo de fluencia de, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- * Acero de refuerzo transversal #3 grado tendrá un esfuerzo de fluencia de, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- * Las dimensiones de los castillos de confinamiento (CS) serán de 15x15 armados con arena de 20x20 cm.
- * Las dimensiones de las columnas (COL.) serán de 30x30 cm armadas con 8 var. del No. 4 y estr. del 2 a cada 10 y 15 cm.
- * Las dimensiones de las columnas de desplante serán de 20x30 armadas con 6 var. del No. 4 y estr. del 2 a cada 15 cm.
- * Las dimensiones de las columnas de cerramiento serán de 15x30 armadas con 6 var. del No. 4 y estr. del 2 a cada 20 cm.
- * Las dimensiones de la contrantrabe (CT) en su caso será de 20x70 cm armada con 4 var. del No. 4 y 4 var. del No. 3 en estr. del No. 2 a cada 20 cm.
- * Tener cuidado que en la zona de traslapes no se realicen mas del 50 % de dichos traslapes en una misma línea o plano.
- * Las tablas de la losa de entrepiso serán de 10 cm de espesor de concreto armado con var. del No. 3 con una separación de 25 cm en ambos sentidos.
- * Todas las acotaciones deberán verificarse con Faltometro y con los planos de proyecto de cada obra.
- * La resistencia del terreno se toma como zona de relleno igual a RT: 15 ton/m².
- * El desplante de la zona de zapatas y de piso se hará con tepalcates compactados en capas de 15 cm de espesor a un 90 % de la prueba proctor estándar.
- * Cuido que en la intersección de los castillos con las columnas y de las columnas con las trabes, el armado para la fuerza cortante (arribas) de los castillos y columnas no se interrumpen en dicha intersección.
- * El recubrimiento libre mínimo será el siguiente:
En trabes y columnas 2 cm. En losas 1.5 cm.
En zapatas con planilla 3 cm. sin planilla 5 cm.
- * Conservar siempre el eje de apoyo de las trabes, sustituir con igual los cimbros antes del colado de la losa y trabes.
- * Esta memoria se complementa con los planos de proyecto.

NOTA:

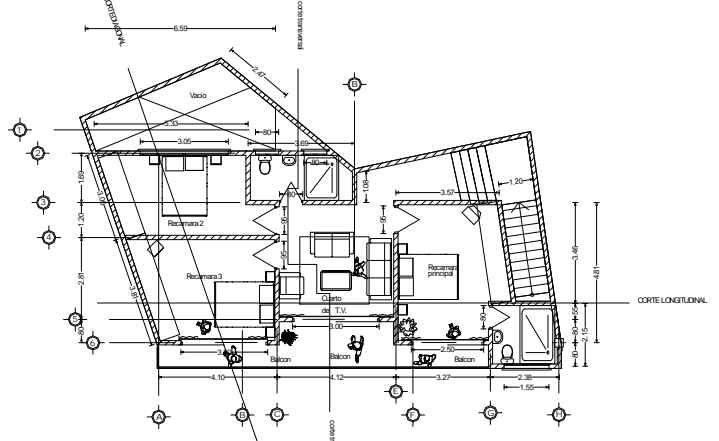
* Cualquier modificación que se realice en general de este proyecto y que repercuta en su funcionamiento y comportamiento estructural deberá ser notificada a la secretaría de Obras Públicas, Desarrollo Urbano y Ecología y al director responsable de obra, los cuales autorizaran en su caso. Lo anterior para poder continuar el segundo de los anteproyectos con su responsabilidad. Se le continua esta modificación con responsabilidad exclusiva del propietario así como del constructor que la realice.



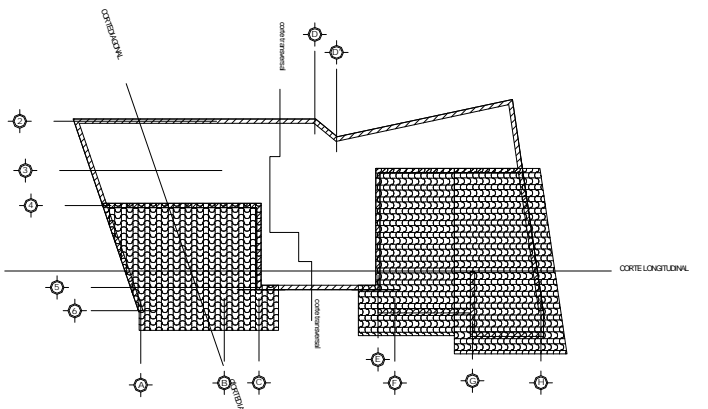
PLANTA BAJA



PRIMER NIVEL



SEGUNDO NIVEL



PLANTA DE AZOTEA

Director Responsable de obra: **Ing. Ruben Silva Avila**
 Ced. Prof.: 849036
 DRB : 467
 Firma de DRB : **Ing. Alejandro Garcia V.**

Ubicación: Calle Luis Donaldo Colosio, Colonia Tlaxiuhcapan, Municipio de Tepejil del Rio, Estado de Hidalgo

Propietario Sr. **[Blank]**

Acotaciones: **Metros** Escala grafica: **1:75**

Escala: **1:75** Plano: **ARQUITECTONICO**
 Fecha: **07 - 05** Clave de plano: **AR-01**

ANEXO 3

LONGITUDES DE DESARROLLO

BARRAS A TENSION								BARRAS RECTAS			BARRAS CON DOBLECES			DOBLECES		TRASLAPE		
#	pulg	as (cm ²)	db (cm)	Ktr	c (cm)	fy (kg/cm ²)	f' (kg/cm ²)	Ld teorica (cm)	0.11dbfy/r aiz(f'c)	Ld prop. (cm)	Ld teorica (cm)	90°	180°	Ld prop. (cm)	Radio Minimo	R prop.	minimo	minimo
2	1/4	0.32	0.64	0.00	2.50	2200	150	7.66	12.65	30	8.74	7.68	2.56	30	1.92	2	10.19	10.24
2.5	5/16	0.49	0.79	0.00	2.50	5500	150	29.34	39.02	30	26.96	9.48	3.16	40	5.91	6	39.02	38.71
3	3/8	0.71	0.95	0.00	2.50	4200	250	25.15	27.76	30	19.18	11.40	3.80	45	4.21	5	33.44	34.20
4	1/2	1.27	1.27	0.00	2.50	4200	250	44.98	37.11	50	25.64	15.24	5.08	70	5.62	6	59.82	45.72
5	5/8	1.99	1.59	0.00	2.50	4200	250	70.48	46.46	70	32.10	19.08	6.36	100	7.04	7	93.74	57.24
6	3/4	2.87	1.91	0.00	2.50	4200	250	101.65	55.81	100	38.56	22.92	7.64	140	8.46	9	135.19	68.76
8	1	5.07	2.54	0.00	3.00	4200	250	149.64	74.22	150	51.28	30.48	10.16	150	11.25	12	199.02	91.44
10	1 1/4	7.94	3.18	0.00	3.00	4200	250	234.35	92.92	230	64.20	38.16	12.72	230	14.08	14	311.68	114.48

PARA LA LONG. DE DESARROLLO DE BARRAS A COMPRESION SERA CUANDO MENOS EL 60% DE LA CALCULADA PARA TENSION, EN NINGUN CASO SERA MENOR A 200 MM.

GENERADOR DE OBRA

OBRA: CASA-HABITACION

LOCALIDAD: FRACC. PRESA ESCONDIDA, TEPJI DEL RIO DE O., HGO.

AMPLIACIÓN DE META

HOJA:	1	DE	15
FECHA:	17	8	2007
CLAVE:			

N°	CONCEPTO	LOCALIZACIÓN			LARGO	ANCHO	ALTO	PZA	RESULTADO	RESUMEN
		EJE	TRAMO	LOCAL						
1	LIMPIA Y DESHIERBE	1-9	A-E		12.02	9.30			111.79	M2
2	TRAZO Y NIVELACION	1-9	A-E		12.02	9.30			111.79	M2
3	EXCAVACION A MANO EN TERR. TIPO II	A	9'-3		10.98	0.40	0.55		2.42	
		A'	6'-7		0.70	0.40	0.55		0.15	
		B	3-1		2.60	0.40	0.55		0.57	
		B'	4-6		1.75	0.40	0.55		0.39	
		C	9-4		6.00	0.40	0.55		1.32	
		C	4-2		5.65	0.40	0.55		1.24	
		D	9-5		3.85	0.40	0.55		0.85	
		E	9'-13		10.83	0.40	0.55		2.38	
		E	3-2		2.00	0.40	0.55		0.44	
		D'	6-4		1.40	0.40	0.55		0.31	
	SUB-TOTAL								10.53	M3
		8	D-E		0.90	0.30	0.55		0.15	
		7	A-C		4.35	0.50	0.55		1.20	
		6	A-C		3.85	0.50	0.55		1.06	
		5	C-D		1.30	0.50	0.55		0.36	
		5	D-E		3.10	0.50	0.55		0.85	
		4	A-B		2.15	0.50	0.55		0.59	
		4	B-C		1.20	0.60	0.55		0.40	
		4	C-E		4.70	0.50	0.55		1.29	
		3	A-C		3.70	0.40	0.55		0.81	
		1	B-D		1.00	0.40	0.55		0.22	
		8	D-E		0.80	0.40	0.55		0.18	
		8	D-E		0.80	0.60	0.55		0.26	
		8	D-E		1.35	0.40	0.55		0.30	
		4	B-C		0.45	0.50	0.55		0.12	
	SUBTOTAL2								7.79	M3
	TOTAL								18.32	M3

NOTA DE REFERENCIA:

ANEXO

PLANO: CROQUIS: OTRO INDIQUE:

ELABORO:

REVISO:

AUTORIZO:

GENERADOR DE OBRA

OBRA: CASA-HABITACION

LOCALIDAD: FRACC. PRESA ESCONDIDA, TEPJI DEL RIO DE O., HGO.

AMPLIACIÓN DE META

HOJA:	2	DE	15
FECHA:	17	8	2007
CLAVE:			

N°	CONCEPTO	LOCALIZACIÓN			LARGO	ANCHO	ALTO	PZA	RESULTADO	RESUMEN
		EJE	TRAMO	LOCAL						
4	PLANTILLA DE CONCRETO F'C = 100 KG/CM2	A	9'-3		10.98	0.40			4.39	
		A'	6'-3		0.70	0.40			0.28	
		B	3-1		2.60	0.40			1.04	
		B'	4-6		1.75	0.40			0.70	
		C	9-4		6.00	0.40			2.40	
		C	4-2		5.65	0.50			2.83	
		D	9-5		3.85	0.40			1.54	
		E	9'-3		10.83	0.40			4.33	
		E	3-2		2.00	0.50			1.00	
		D'	6-4		1.40	0.40			0.56	
	SUBTOTAL 1								19.07	M2
	8	D-E		0.90	0.30			0.27		
	7	A-C		4.35	0.50			2.18		
	6	A-C		3.85	0.50			1.93		
	5	C-D		1.30	0.50			0.65		
	5	D-E		3.10	0.50			1.55		
	4	A-B		2.15	0.50			1.08		
	4	B-C		1.20	0.50			0.60		
	4	C-E		4.70	0.50			2.35		
	3	A-C		3.70	0.40			1.48		
	1	B-D		1.00	0.40			0.40		
	8	D-E		2.15	0.40			0.86		
	8	D-E		0.80	0.60			0.48		
	SUBTOTAL 2								13.82	M2
	TOTAL =								32.88	M2

NOTA DE REFERENCIAL	ANEXO		
	PLANO:	CROQUIS:	OTRO INDIQUE:

ELABORO:

REVISO:

AUTORIZO:

GENERADOR DE OBRA

OBRA: CASA-HABITACION

LOCALIDAD: FRACC. PRESA ESCONDIDA, TEPJI DEL RIO DE O., HGO.

AMPLIACIÓN DE META

HOJA:	5	DE	15
FECHA:	17	8	2007
CLAVE:			

N°	CONCEPTO	LOCALIZACIÓN			LARGO	ANCHO	ALTO	PZA	RESULTADO	RESUMEN	
		EJE	TRAMO	LOCAL							
PLANTA ALTA											
12	CASTILLO (K1)	B'	5-4			2.45			2.45		
		C	5-4			2.45			2.45		
		E	5-4			2.45			2.45		
		7	B'-C			2.45			2.45		
		5	C-D			2.45			2.45		
		5	D-E			2.45			2.45		
		3	A-B			2.45			2.45		
	SUBTOTAL PLANTA ALTA								17.15	ML	
PLANTA BAJA											
		C	5-4			2.45			2.45		
		C	4-3			2.45			2.45		
		E	8-5			2.45			3.00		
		E	5-4			2.45			2.45		
		8	B-C			3.00			3.00		
		7	A-B			2.45			2.45		
		7	B-C			2.45			2.45		
		5	C-D			2.45			2.45		
		5	D-E			2.45			2.45		
		3	A-B			3.00			3.00		
		3	B-C			3.00			3.00		
	SUBTOTAL PLANTA BAJA								29.15	ML	
	TOTAL								46.30	ML	
13	CASTILLO (K2)	B'	B'-4			2.45			2.45		
		8	D-E			2.45			2.45		
		4	B-C			2.45			2.45		
	TOTAL								7.35	ML	
NOTA DE REFERENCIA:										ANEXO	
PLANO:										CROQUIS:	OTRO INDIQUE:

ELABORO:

REVISO:

AUTORIZO:

GENERADOR DE OBRA

OBRA: CASA-HABITACION

LOCALIDAD: FRACC. PRESA ESCONDIDA, TEPJI DEL RIO DE O., HGO.

AMPLIACIÓN DE META

HOJA:	6	DE	15
FECHA:	17	8	2007
CLAVE:			

N°	CONCEPTO	LOCALIZACIÓN			LARGO	ANCHO	ALTO	PZA	RESULTADO	RESUMEN
		EJE	TRAMO	LOCAL						
PLANTA BAJA										
14	CASTILLO (K3)		A-9'				2.45	1	2.45	
			A-8				2.45	1	2.45	
			A-6				2.45	1	2.45	
			A-4				2.45	1	2.45	
		A	4-3				2.45	2	4.90	
			A-3				2.45	1	2.45	
			A'-7				2.45	1	2.45	
			B-3				2.45	1	2.45	
			B'-6				2.45	1	2.45	
			C-7				2.45	1	2.45	
			C-5				2.45	1	2.45	
			C-4				2.45	1	2.45	
			D-5				2.45	1	2.45	
			E-5				2.45	1	2.45	
			E-4				2.45	1	2.45	
			E-9'				2.45	1	2.45	
		7	B-B'				2.45	1	2.45	
		4	A-B				2.45	1	2.45	
		4	D-E				2.45	1	2.45	
	SUBTOTAL PLANTA BAJA								49.00	ML
PLANTA ALTA										
			A-8				3.00		3.00	
			A-4				3.00		3.00	
		A	4-3				3.00		3.00	
			A-3				3.00		3.00	
			C-7				7.20		7.20	
			C-4				2.45		2.45	
			D-5				2.45		2.45	
			E-5				3.00		3.00	
			E-4				3.00		3.00	
		8	A-B				3.00		3.00	
			C-5				2.45		2.45	
	SUBTOTAL PLANTA ALTA								35.55	ML
	TOTAL								84.55	ML

NOTA DE REFERENCIA:

ANEXO

PLANO: CROQUIS: OTRO INDIQUE:

ELABORO:

REVISO:

AUTORIZO:

GENERADOR DE OBRA

OBRA: CASA-HABITACION

LOCALIDAD: FRACC. PRESA ESCONDIDA, TEPJI DEL RIO DE O., HGO.

AMPLIACIÓN DE META

HOJA:	7	DE	15
FECHA:	17	8	2007
CLAVE:			

N°	CONCEPTO	LOCALIZACIÓN			LARGO	ANCHO	ALTO	PZA	RESULTADO	RESUMEN
		EJE	TRAMO	LOCAL						
PLANTA BAJA										
15	CASTILLO (K4, K10)	E	3-4				2.45		2.45	
		1	B-C				2.45		2.45	
		1	C-D				2.45		2.45	
	SUBTOTAL PLANTA BAJA								7.35	ML
PLANTA ALTA										
		C	4-3				2.45		2.45	
		E	4-3				2.45		2.45	
		4	D-E	D1A6			2.45		2.45	
		4	C-D	D1A6			2.45		2.45	
		3	D-C	D1A6			2.45		2.45	
		3	D-E	D1A6			2.45		2.45	
	SUBTOTAL PLANTA ALTA	2	D-E				2.45		2.45	ML
	TOTAL								24.50	ML
PLANTA BAJA										
16	CASTILLO (K4A)	E-7					2.45	1	2.45	
		E-8					2.45	1	2.45	
			MURO PORTICO				2.45	1	2.45	
	SUBTOTAL PLANTA BAJA								7.35	ML
PLANTA ALTA										
	SUBTOTAL PLANTA ALTA	A-7					2.45		2.45	
	TOTAL								2.45	ML
PLANTA BAJA										
17	CASTILLO (K5)		C-8				2.45	1	2.45	
		9	D-8				2.45	1	2.45	
			C-D				2.45	2	4.90	
	SUBTOTAL PLANTA BAJA								9.80	ML
PLANTA ALTA										
			C-8				7.20	1	7.200	
		9	C-D				7.20	1	7.200	
		9	C-D				7.20	1	7.200	
	SUBTOTAL PLANTA ALTA								21.60	ML
	TOTAL								31.40	ML

NOTA DE REFERENCIA:

ANEXO

PLANO: CROQUIS: OTRO INDIQUE:

ELABORO:

REVISO:

AUTORIZO:

GENERADOR DE OBRA

OBRA: CASA-HABITACION

HOJA: 8 DE 15

FECHA: 17 8 2007

LOCALIDAD: FRACC. PRESA ESCONDIDA, TEPJI DEL RIO DE O., HGO.

AMPLIACIÓN DE META

CLAVE:

N°	CONCEPTO	LOCALIZACIÓN			LARGO	ANCHO	ALTO	PZA	RESULTADO	RESUMEN
		EJE	TRAMO	LOCAL						

PLANTA ALTA										
18	CASTILLO (K6A)			D-4					2.45	
		4		D-3					3.00	
	TOTAL								5.45	ML
PLANTA BAJA										
19	CASTILLO (K7)			C					2.45	ML
	TOTAL								2.45	ML
PLANTA BAJA										
20	CASTILLO (K8, K7A, K9A)			D-2					2.45	
				E-3					2.45	
		2		D-E					2.45	
	SUBTOTAL P.B.								7.35	ML
PLANTA ALTA										
				D-2					2.45	
			E	4-3					2.45	
				E-3					2.45	
		2		D-E					2.45	
	SUBTOTAL P.A.								9.80	ML
			C	4-3					2.45	ML
			C-3						2.45	ML
	TOTAL								22.05	ML
PLANTA ALTA										
21	CASTILLO (K4B)			E-8					3.00	ML
PLANTA BAJA										
22	CASTILLO (K9)			C-3					2.45	ML
23	CASTILLO (K11)			D-8					7.20	ML
PLANTA BAJA										
	CASTILLO (K6)			B-2					2.45	
				D-4					2.45	
									4.90	
				A6					3	3.00
									3.00	
									7.90	

NOTA DE REFERENCIA:

ANEXO

PLANO: CROQUIS: OTRO INDIQUE:

ELABORO:

REVISO:

AUTORIZO:

GENERADOR DE OBRA

OBRA: CASA-HABITACION

HOJA: DE

FECHA:

LOCALIDAD: FRACC. PRESA ESCONDIDA, TEPJI DEL RIO DE O., HGO.

AMPLIACIÓN DE META

CLAVE:

N°	CONCEPTO	LOCALIZACIÓN			LARGO	ANCHO	ALTO	PZA	RESULTADO	RESUMEN
		EJE	TRAMO	LOCAL						
24	TRABE (T1)	E	8-5		3.05				3.05 ML	
25	TRABE T2)	8	D-E		3.50				3.50 ML	
26	TRABE (T3)	8	A-C		4.15				4.15 ML	
27	TRABE (T4) AZOTEA	8	A-C		4.15				4.15 ML	
28	CADENA DE CERRAMIENTO (DL1, DL2)	PLANTA BAJA		DL-1						
		A	9'-3		10.83				10.83	
		A'	7-6		1.95				1.95	
		B	3-1		2.80				2.80	
		B'	6-4		1.95				1.95	
		C	9-2		11.70				11.70	
		D	9-5		1.95				1.95	
		E	9-2		8.65				8.65	
	SUBTOTAL P.B.								39.83 ML	
		9			0.70				0.70	
		7			4.15				4.15	
		6-1			3.05				3.05	
		5			5.15				5.15	
		4			9.45				9.45	
		3			4.15				4.15	
		2			2.10				2.10	
		1			1.30				1.30	
		DIAGONA			2.00				2.00	
		DIAGONA			2.00				2.00	
		2-1			1.40				1.40	
		5-4			2.00				2.00	
		4-3			4.20				4.20	
	SUBTOTAL P.A.								41.65 ML	
	SUTOTAL 1 =								81.48 ML	

NOTA DE REFERENCIA:

ANEXO

PLANO: CROQUIS: OTRO INDIQUE.

ELABORO:

REVISO:

AUTORIZO:

GENERADOR DE OBRA

OBRA: CASA-HABITACION

HOJA: 10 DE 15

FECHA: 17 8 2007

LOCALIDAD: FRACC. PRESA ESCONDIDA, TEPJI DEL RIO DE O., HGO.

AMPLIACIÓN DE META

CLAVE:

N°	CONCEPTO	LOCALIZACIÓN			LARGO	ANCHO	ALTO	PZA	RESULTADO	RESUMEN	
		EJE	TRAMO	LOCAL							
29	CADENA DE CERRAMIENTO (DL1, DL2)	A	8-3		9.75				9.75		
		C	8-2		11.20				11.20		
		D	8-4		5.35				5.35		
		E	8-2		11.20				11.20		
										37.50	ML
		8	C-E		5.40				5.40		
		7	A-C		4.20				4.20		
		5	C-E		3.65				3.65		
		4	A-E		9.45				9.45		
		3	A-C		4.15				4.15		
2	D-E		2.10				2.10				
	3-4	C-D		4.20			4.20				
								33.15	ML		
	SUBTOTAL 2 =							70.65	ML		
	TOTAL =							152.13	ML		
30	LOSA DE CONCRETO DE 10 CM.	PLANTA BAJA									
		8-3	A-C		9.25	4.23		39.08			
		9-8	C-D	TRAPE	1.15	0.61		0.70			
		8-4	C-D		5.35	1.65		8.83			
		D-E	8-5		3.57	3.57		12.74			
		5-4	D-E		1.92	1.75		3.36			
		3-2	B-D	TRAPE	2.68	1.40		3.75			
		2-1	B-D	TRAPE	2.35	1.06		2.49			
									70.95	M2	
			PLANTA ALTA								
	8-7	A-C		4.30	1.25		5.38				
	9-8	C-D	TRAPE	1.15	0.60		0.69				
	8-4	C-D		5.35	1.65		8.83				
	5-4	D-E		3.65	2.00		7.30				
							22.19	M2			
							-0.70				
							21.49	M2			
	TOTAL =						92.44	M2			

NOTA DE REFERENCIA:

ANEXO

PLANO:

CROQUIS:

OTRO INDIQUE.

ELABORO:

REVISO:

AUTORIZO:

GENERADOR DE OBRA

OBRA: CASA-HABITACION

HOJA: 11 DE 15

FECHA: 17 8 2007

LOCALIDAD: FRACC. PRESA ESCONDIDA, TEPJI DEL RIO DE O., HGO.

AMPLIACIÓN DE META

CLAVE:

N°	CONCEPTO	LOCALIZACIÓN			LARGO	ANCHO	ALTO	PZA	RESULTADO	RESUMEN	
		EJE	TRAMO	LOCAL							
31	MURO DE TYABIQR ROJO RECOCIDO	A	9'-2'	TRA	10.45		4.65		48.59		
		A'	3-1		2.90		2.15		6.24		
		C	9-3		6.85		2.15		14.73		
		D	9'-3	TRA	9.70		4.90		47.53		
										117.09	M2
		9		C-D	0.75		7.20		5.40		
		7		A-C	4.15		2.15		8.92		
		6		A-C	3.20		2.15		6.88		
		5		C-D	0.60		2.15		1.29		
		5		D-E	2.30		2.15		4.95		
		4		A-C	3.10		2.15		6.67		
		4		C-D	5.10		2.15		10.97		
		3		A-C	4.10		2.15		8.82		
		E		3-2	2.10		2.15		4.52		
		C		3.2	2.10		2.15		4.52		
B		3.1	2.80		2.15		6.02				
2-1		C-D	1.40		2.15		3.01				
2		C-E	3.50		2.15		7.53				
								79.47	M2		
	SUBTOTAL 1=							184.43	M2		
		PLANTA ALTA									
		C	9-6		2.40		4.45	10.68			
		D	9-6		2.40		4.45	10.68			
		C	7-4		2.60		2.15	5.59			
		C	4-3		2.75		2.15	5.91			
		D	9-6		2.40		4.45	10.68			
		D	7-5		1.80		2.15	3.87			
								47.41	M2		
		9	C-D		0.70		4.75	3.33			
		8	A-C		4.00		2.15	8.60			
		8	D-E		3.35		2.15	7.20			
		7	A-C		4.00		2.15	8.60			
		5	C-E		3.20		2.15	6.88			
		4	A-C		4.15		2.15	8.92			
		4	D-E		1.65		2.15	3.55			
		3	A-C		4.00		2.60	10.40			
								88.98			
	SUBTOTAL 2							121.94			
	TOTAL							306.37			

NOTA DE REFERENCIA:

ANEXO

PLANO: CROQUIS: OTRO INDIQUE:

ELABORO:

REVISO:

AUTORIZO:

GENERADOR DE OBRA

OBRA: CASA-HABITACION

LOCALIDAD: FRACC. PRESA ESCONDIDA, TEPJI DEL RIO DE O., HGO.

AMPLIACIÓN DE META

HOJA: DE

FECHA:

CLAVE:

N°	CONCEPTO	LOCALIZACIÓN			LARGO	ANCHO	ALTO	PZA	RESULTADO	RESUMEN
		EJE	TRAMO	LOCAL						
32	FIRME DE CONCRETO ARMADO MALLA 6-6/6-6									
		7-6	A-A'		1.80	1.60			2.88	
		7-6	A'-C		1.80	2.05			3.69	
		6-4	A-B'		2.15	2.80			6.02	
		6-4	B'-C		2.30	0.90			2.07	
		4-3	A-C		3.60	0.40			1.44	
		9-8	C-D	TRAP	0.95	0.40			0.38	
		8-5	C-D		3.50	1.30			4.55	
		8-5	D-E		3.65	3.35			12.23	
		5-4	C-E		1.70	5.07			8.62	
		4-3	C-D		3.60	5.07			18.25	
		3-2	C-D	TRAP	3.68	1.40			5.15	
		3-2	B-D	TRAP	2.40	1.30			3.12	
		2-1	B-D	TRAP	2.05	1.00			2.05	
									70.45	
	PORTICOS									
33	CONSTRUCCION DE PORTICO UBICADO EN EJE7 DE 25 CM DE ESPESOR POR 5.70 M DE ALTURA	7						1	1.00	PZA
34	CONSTRUCCION DE MURO DIVISORIO ENTRE ZONA CASA HABITACION E INVERNADERO							1	1.00	PZA
35	ESCALERA A BASE DE CONCRETO REFORZADO DE 10 CM DE ESPESOR	8	D-E		3.50	1.14			4.0	M2
36	ESCALONES DE 0.30X0.175X3.50 M							3	3.00	PZA
	INSTALACION HIDROSANITARIA									
37	COLOCACION DE CISTERNA PREFABRICADA DE 5000 LTS.							1	1.00	PZA
	AGUAS PLUVIALES									
38	ECAVACION EN MATERIAL TIPO II								9.08	M3
39	RELLENO CON MAT. P. DE LA EXC.								6.19	M3

NOTA DE REFERENCIA:	ANEXO		
PLANO:	CROQUIS:	OTRO INDIQUE:	

ELABORO:

REVISO:

AUTORIZO:

GENERADOR DE OBRA

OBRA: CASA-HABITACION

HOJA: 13 DE 15

FECHA: 17 8 2007

LOCALIDAD: FRACC. PRESA ESCONDIDA, TEPJI DEL RIO DE O., HGO.

AMPLIACIÓN DE META

CLAVE:

N°	CONCEPTO	LOCALIZACIÓN			LARGO	ANCHO	ALTO	PZA	RESULTADO	RESUMEN
		EJE	TRAMO	LOCAL						
40	TUBERIA DE 10 CM PVC								37.510 M3	
41	REGISTRO								6.00 PZS	
	ALGIBE									
42	EXCAVACION A MANO EN TERR. TIPO II								13.87 M3	
43	PISO DE CONCRETO CON MALLA								6.44 M2	
44	MURO DE TABIQUE DE 15 CM								9.44 M2	
45	REPELLADO								12.52 M2	
46	ACDENA DE CERRAMIENTO DE 15X15 CM								9.60 ML	
47	LOSA SUPERIOR								6.44 M2	
48	TAPA PARA CARCAMO								1.00 PZA	
49	RELLENO C/ MAT. PROD. DE LA EXCAVACION								6.00 M3	
	INSTALACION ELECTRICA									
50	SALIDA PARA LAMPARA 100 W								8.00 SAL	
51	SALIDA PARA LAMPARA 75 W								16.00 SAL	
52	SALIDA PARA SPOTTS								4.00 SAL	
53	SALIDA PARA REFLECTOR								2.00 SAL	
54	SALIDA CONTACTO TUBO CONDUIT 19 MM								24.00 SAL	
55	RANURA EN MUROS								96.00 ML	
56	TUBERIA CONDUIT PVC DE 1 1/2" POR PISO								47.50 ML	

NOTA DE REFERENCIA:

ANEXO

PLANO:

CROQUIS:

OTRO INDIQUE:

ELABORO:

REVISO:

AUTORIZO:

**“ELABORACIÓN DE PROYECTOS, PRESUPUESTACIÓN Y
SUPERVISIÓN DE OBRA DE CASAS HABITACIÓN, LOCALES
COMERCIALES Y SALONES DE REUNIÓN”** de
Aljandro García Vázquez, fue impresa en el mes de Febrero del 2008,
en Solución Impresa, Paseo de las Facultades No. 37-2,
Col. Copilco Universidad, México 04360, D.F,
Tel./Fax: 53 39 66 41
solucion-impresa@hotmail.com

VI. BIBLIOGRAFIA

- 1 *Reglamento de construcciones para el distrito federal 5ª. edición. y sus normas técnicas complementarias.*
Ed. Trillas
Luis Arnal Simón
Max Bentancourt suarez
- 2 *Diseño sísmico de Edificios*
Ed. Limusa
Enrique Bazán
Roberto Meli
- 3 *Ingeniería de Cimentaciones*
Ed. Limusa
Ralph B. Peck
Walter E. Hanson
Thomas H. Thornburn
- 4 *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado 3ª Edición*
Ed. Limusa
Oscar M. González Cuevas
Francisco Robles Fernandez-Villegas
- 5 *Diseño Estructural 2ª Edición*
Ed. Limusa
Roberto Melli Piralla
- 6 *Detalles y detallado del acero de refuerzo del Concreto ACI-315*
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C.
Arq. Heraclio Esqueda Huidobro
Ing. Raúl Huerta Martínez
- 7 *Apuntes de Diseño Estructural*
Facultad de ingeniería
Universidad Nacional Autónoma de México