

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA.

**GUIA PRACTICA DIRIGIDA DEL CURSO DE
DISEÑO ESTRUCTURAL**

TESIS

**PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA**

POR

FREDY ANTONIO RAMIREZ FIGUEROA

**AL CONFERIRSELE EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL.**

Guatemala, Octubre de 1996.

08
T(3802)
C.4

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de Tesis titulado.

" GUIA PRACTICA DIRIGIDA DEL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL "

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 3 de febrero de 1995.

Fredy Antonio Ramirez Figueroa.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

MIEMBROS DE LA JUNTA DIRECTIVA

DECANO	ING. JULIO ISMAEL GONZALEZ PODSZUECK
VOCAL PRIMERO	ING. MIGUEL ANGEL SANCHEZ GUERRA
VOCAL SEGUNDO	ING. JACK DOUGLAS IBARRA SOLORIZANO
VOCAL TERCERO	ING. JUAN ADOLFO ECHEVERRIA MENDEZ
VOCAL CUARTO	BR. FERNANDO WALDEMAR DE LEON CONTRERAS
VOCAL QUINTO	BR. PEDRO IGNACIO ESCALANTE PASTOR
SECRETARIO	ING. FRANCISCO JAVIER GONZALEZ LOPEZ

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	ING. JULIO ISMAEL GONZALEZ PODSZUECK
EXAMINADOR	ING. MERCEDES OFELIO GARCIA
EXAMINADOR	ING. FRANCISCO JAVIER QUIÑONEZ
EXAMINADOR	ING. TONIO BONATTO MERIDA
SECRETARIO	ING. FRANCISCO JAVIER GONZALEZ LOPEZ



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

Guatemala,
15 de octubre de 1,996

Ingeniero
Ricardo A. Ibarra Menéndez
Jefe del Departamento de Estructuras
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero:

Habiendo revisado el trabajo de tesis titulado "GUÍA PRACTICA DIRIGIDA DEL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL", del estudiante Fredy Antonio Ramírez Figueroa, manifestando a usted, que dicho trabajo de tesis ha llenado los requerimientos del programa dentro del cual se efectuó y por la importancia de su aplicación en la rama del análisis estructural, la doy por aprobada, siendo ambos responsables del contenido, conclusiones y recomendaciones de la misma.

Sin otro particular, me suscribo de usted.

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

Atentamente,

Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
Asesor



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

Guatemala, agosto 12 de 1996

Ingeniero
Jack Douglas Ibarra,
Director de la Escuela
de Ingeniería Civil,
Facultad de Ingeniería,
U.S.A.C.

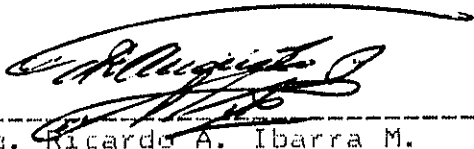
Señor Director

Por medio de la presente informo a usted, que he revisado el trabajo de tesis titulado "GUIA PRACTICA DIRIGIDA DEL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL", elaborado por el estudiante Fredy Antonio Ramirez Figueroa y asesorado por su persona.

Habiendo determinado que dicho trabajo cumple con lo establecido, y que será de mucha utilidad para la Facultad de Ingeniería, el suscrito le da su aprobación.

Sin otro particular, me suscribo de usted,

Atentamente,



Ing. Ricardo A. Ibarra M.
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano y como Cordinador Jefe del Departamento de Estructuras Ing. Ricardo Augusto Ibarra M. al trabajo de tesis del estudiante Fredy Antonio Ramírez Figueroa, titulado "GUIA PRACTICA DIRIGIDA DEL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL", da por este medio su aprobación a dicha tesis.


Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, octubre 1, 1996.

JDIS/isa.



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

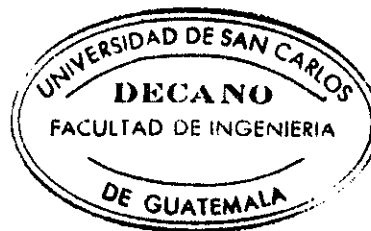
Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis **GUIA PRACTICA DIRIGIDA DEL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL**, del estudiante Fredy Antonio Ramírez Figueroa.

IMPRIMASE:

Ing. Julio Ismael González Podszueck

DECANO



Guatemala, octubre de 1,996

/isa.

AGRADECIMIENTO

Al Ingeniero Civil Jack Douglas Ibarra, por su valiosa asesoría en la elaboración de este trabajo.

ACTO QUE DEDICO A

DIOS

MIS PADRES:

José Antonio Ramírez Pérez.

Aura G. Figueroa de Ramírez.

MI ESPOSA:

Erika Rosina Recinos de Ramirez.

MI HIJO:

José Antonio Ramírez Recinos.

MIS HERMANOS:

Raul, Flory, Guisela, Yovanna, Carlos

Everth, Brenda y muy especialmente

a Eddy por el gran apoyo que realizo a

la culminación de mi éxito.

MIS SOBRINOS:

Gabriela, Maria José y José.

MIS CUÑADAS:

Vilma de Ramírez y Norma de Ramírez.

USTED QUE LA RECIBE.

INDICE GENERAL

	Pagina
• LISTA DE ILUSTRACIONES	I
• LISTA DE SIMBOLOGIA	II
• GLOSARIO	III
• INTRODUCCION	IV
• OBJETIVOS	V

CAPITULO UNO

1. <u>SEGURIDAD ESTRUCTURAL Y CRITERIOS DE DISEÑO.</u>	1
1.1 ESTRUCTURA DE CONCRETO	3
1.2 METODO 3	4
1.3 LOSAS HORIZONTALES EN UNO Y DOS SENTIDOS	4
1.4 LOSAS INCLINADAS EN UNO Y DOS SENTIDOS	9
1.5 METODO DEL MARCO EQUIVALENTE	10
1.6 METODO DIRECTO	12
1.7 METODO DE LA LINEA DE FALLA	12
1.8 ESTRUCTURAS DE MADERA	13
1.9 ESTRUCTURAS DE ACERO	14

CAPITULO DOS

2. <u>CARGAS ACCIONES Y SUS EFECTOS EN LAS ESTRUCTURAS.</u>	15
2.1 CARGAS VERTICALES	15
2.2 CARGAS MUERTAS	16
2.3 CARGAS DE CUBIERTAS	16
2.4 CARGAS DE ACABADOS	18
2.5 CARGAS DE INSTALACION	19

2.6	CARGAS DE ESTRUCTURA EN SI	20
2.7	CARGAS VIVAS	20
2.8	CARGAS DE CENIZA VOLCANICA	22
2.9	CARGAS DE OCUPACION POR PERSONA	23
2.10	CARGAS DE NIEVE	23
2.11	CARGAS DE LLUVIA	23
2.12	EJEMPLOS Y EJERCICIOS	24
2.13	CARGAS LATERALES	34
2.14	CARGAS POR SISMO	34
2.15	METODO SEAOC ANTIGUO	36
2.16	CORTE BASAL	35
2.17	INTEGRACION DE CARGAS PARA CADA NIVEL	37
2.18	METODO SEAOC ACTUALIZADO	39
2.19	METODO DE STANFORD	45
2.20	CARGAS POR MARCO	54
2.21	CUANDO SON SIMETRICOS	55
2.22	CUANDO HAY ANTISIMETRIA	55
2.23	CALCULO DEL CENTRO DE MASA	56
2.24	CALCULO DE LA RIGIDEZ	56
2.25	CALCULO DE LA EXENTRICIDAD DEL EDIFICIO	56
2.26	COMPARACION DE LA EXENTRICIDAD MINIMA	57
2.27	CALCULO DEL MOMENTO TORCIONANTE	57
2.28	CALCULO DE FUERZAS	57
2.29	CARGAS POR VIENTO	58
2.30	DEFINICION	58
2.31	CARGAS DE VIENTO EN TECHOS PLANOS	58
2.32	CARGAS DE VIENTO EN TECHOS INCLINADOS	60

2.33	ESTRUCTURAS LIVIANAS	61
2.34	EJEMPLOS Y EJERCICIOS	63

CAPITULO TRES

3.	<u>DISEÑO ESTRUCTURAL EN MADERA.</u>	78
3.1	DEFINICION	78
3.2	CLASES DE MADERA	80
3.3	SECCIONES RUSTICAS	81
3.4	DISEÑO EN MADERA	83
3.5	CHEQUEO A FLEXION	83
3.6	CHEQUEO A CORTE	84
3.7	CHEQUEO A DEFLEXION	84
3.8	DISEÑO DE FORMALETAS	86
3.8	DISEÑO DE FORMALETAS PARA LOSAS	86
3.9	DISEÑO DE FORMALETAS PARA VIGAS	89
3.10	DISEÑO DE FORMALETAS PARA COLUMNAS	89
3.11	EJEMPLOS Y EJERCICIOS	92

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

	CONCLUSIONES	101
	RECOMENDACIONES	102

•	REFERENCIAS	VI
•	BIBLIOGRAFIA	VII

LISTA DE ILUSTRACIONES

<u>FIGURAS.</u>	Página
• LOSA APOYADA EN DOS MUROS	6
• CORTE DE LOSA Y MURO TRANSVERSAL	7
• ESTRUCTURA CON CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA	7
• LOSA EMPOTRADA EN CUATRO MUROS	9
• DISTRIBUCION DE CARGA EN LOS APOYOS EN LOSAS INCLINADAS	10
• EL MARCO EQUIVALENTE	11
• PATRONES DE LA LINEAS DE CEDENCIA	12
• CARGAS LATERALES, SISMO Y VIENTO	34
• DISTRIBUCION DE CARGA BASAL EN CADA NIVEL DEL EDIFICIO	34
• CARGAS ESTATICAS PARA CADA NIVEL	38
• FUERZAS POR CADA NIVEL PARALELO AL MARCO	39
• ZONAS SIGMICAS DE GUATEMALA	47
• FACTOR DINAMICO MEDIO DE AMPLIFICACION	49
• FUERZAS POR MARCO	55
• DISTRIBUCION DE CARGAS EN UNA ESTRUCTURA LIVIANA	60
• DISTRIBUCION DE TENSORES EN UNA ESTRUCTURA LIVIANA	62
• CUANDO SE CONBINA CON MUROS DE MAMPOSTERIA O MUROS DE CONCRETO	62
• TODAS LAS ESTRUCTURAS QUE LLEVAN FORRO DE LAMINA EN LAS PAREDES	62
• DEFECTOS EN LA MADERA	80
• FORMALETAS PARA LOSAS	88
• FORMALETAS PARA VIGAS	89
• FORMALETAS PARA COLUMNAS	91

TABLAS

• TABLA DE PERALTE MINIMO DE VIGA NO PREESFORZADA O LOSA EN UNA DIRECCION	5
• TABLA DE CARGAS MUERTAS MINIMAS PARA PROYECTOS	17
• TABLA DE PESOS DE CUBIERTAS	18
• TABLA DE PESOS DE ACABADOS PARA CIELOS FALSOS	19
• TABLA DE PESOS DE INSTALACIONES	19
• TABLA DE CARGAS VIVAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS	22
• TABLA DE VALORES DEL COEFICIENTE Z	36
• TABLA DE VALORES DEL COEFICIENTE K	37
• TABLA DE VALORES DEL COEFICIENTE S	40
• TABLA DE VALORES DEL COEFICIENTE I	41
• TABLA DE VALORES DEL COEFICIENTE R_w	43
• TABLA DE LOS GRUPOS EN QUE SE CLASIFICAN LOS EDIFICIOS	46
• TABLA DE VALORES DEL COEFICIENTE A	47
• TABLA DE VALORES DE D, EN FUNCION DEL PERIODO T	49
• TABLA DE TIPOS ESTRUCTURALES Y FACTORES B, DE COMPORTAMIENTO	50
• TABLA DE VALORES DE PENALIZACION Q	53
• TABLA DE CARACTERISTICAS DE LA MADERA DE PINO Y CIPRES	79
• TABLA DE SECCIONES RUSTICAS DE LA MADERA	82
• TABLA DE VALORES DE TOLERANCIA EN LA MADERA	82

LISTA DE SIMBOLOGIA

- ATC1 = Area tributaria de cargas en un sentido.
- ATC2 = Area tributaria de cargas en dos sentidos.
- W = Peso del área de losa cortada.
- CM = Carga muerta o permanente.
- CV = Carga viva o sobre carga.
- Le = Longitud de eje o centro de losa.
- pp = Peso propio.
- B = Ancho de la losa.
- L = Longitud de losa.
- Z = Mitad del ancho de la losa.
- a = Espesor de viga.
- b = Ancho de viga.
- wc = Peso del concreto.
- A = Area.
- w = Carga uniformemente distribuida.
- Wsob = Peso de acabados.
- Wp-r = Peso de piso más relleno.
- Wdop = Peso de desniveles o pañuelos.
- t = Espesor de losa.
- v = Corte basal.
- ZIKCS = Coeficiente que dependerá del tipo de estructura, importancia del suelo, intensidad del sismo y zona sísmica.
- WTE = Peso total de la estructura.
- tnv = Período natural de vibración.
- D = Lado paralelo a la acción del sismo.

h_n = Altura total de la estructura.
 FT = Fuerza adicional en la cúspide del edificio.
 w_l = Peso de cada nivel en la estructura.
 h_i = Altura de centro de cada nivel.
 F_m = Fuerza total por marco.
 F_{piso} = Fuerza por piso.
 E_c = Eje centroidal.
 N_{marcos} = Número de marcos.
 cm = Centro de masa.
 CR = Centro de rigidez.
 h = Altura de cada nivel de la estructura.
 e_x = Excentricidad en el eje X.
 e_y = Excentricidad en el eje Y.
 I = Momento de inercia.
 BP = Lado perpendicular a la dirección del sismo.
 e_{min} = Excentricidad mínima el 5% de lado perpendicular a BP a la fuerza de piso F_{piso} .
 MT = Momento torcionante.
 F'_m = Fuerza proporcional a su rigidez.
 F''_m = Fuerza por torsión.
 k_i = Rigidez.
 d = Distancia del eje X ó Y al centro de cada marco.
 d_i = Distancia del eje X ó Y al centro de la rigidez.
 EI = Módulo de rigidez.
 q = Carga de viento.
 v = Velocidad del viento.
 V_z = Velocidad del viento al nivel deseado.

V_n = Velocidad del viento al nivel del anemógrafo.
 z = Altura para V_z .
 n = Altura para V_n .
 X = Exponente para cada lugar para Guatemala es 0.222.
 AT_{Cv} = Area tributaria de carga vertical.
 AT_{Ch} = Area tributaria de carga horizontal.
 AT = Area tributaria.
 U = Carga última.
 \square = pie-tabla.
 b_m = Ancho de la madera.
 h_m = Grosor de la madera.
 L_m = Largo de la madera.
 $F_y = F_b$ = Fuerza flexionante.
 M_f = Momento flector.
 S = Módulo de sección.
 $F_c = F_v$ = Fuerza de corte.
 V_a = Esfuerzo actuante.
 E_m = Módulo de elasticidad de la madera.
 P_{pm} = Peso propio de la madera.
 Δ = Esfuerzo de flexión.
 Δ_m = Esfuerzo flexionante máximo.
 α = Coeficiente que dependerá de los apoyos.
 w_{cm} = Peso del concreto en la madera.
 w_m = peso de la madera.
 C_{vm} = Carga viva de la madera.
 ST = Espaciamento de tendales.

- GP = Espaciamiento de párales.
- WT = Peso total en madera.
- CVE = Carga viva de entre piso.
- CVT = Carga viva de techo o cubierta.
- CMM = Carga muerta en madera.
- Ctm = Carga total en madera.
- Δ perm. = Esfuerzo permisible de la madera.
- Io = Es el índice de similitud que es una medida relativa de la severidad esperada del sismo de una localidad.
- Δ o = Es una medida de la aceleración máxima efectiva del terreno correspondiente al sismo de diseño.
- Δ f = Es una medida de la aceleración máxima producida por el sismo frecuente.

GLOSARIO

ACABADOS: Es un recubrimiento que se aplica a una superficie de muro, tabique, pared y cielo; para cubrir cualquier imperfección que esté presente y aumentar la vida útil de la estructura, embellecer así la estructura.

ANEMOGRAFO: Instrumento que sirve para calcular la velocidad del viento y su dirección.

COSTANERA: Son vigas de metal o madera, que sostienen la cubierta, y se separa según su diseño.

CUBIERTA: Es lo que se pone encima de una construcción, para cubrirla y resguardarla de cualquier fenómeno natural.

EMPALME: Es un traslape de refuerzo, relacionado con la adherencia, el detallado total de los elementos estructurales y especificaciones generales.

ESTRUCTURA: Distribución y orden de las partes importantes de un edificio.

ESPACIAMIENTO: Darle cierta separación o cualquier diseño estructural, especialmente en refuerzo con diseño sísmico.

PAÑUELO: Recubrimiento de mortero que se usa en una azotea en una forma de desnivel, para que el agua pluvial recorra al tragante deseado.

RIGIDEZ: es darle mayor seguridad o dureza al diseño estructural o análisis de un marco rígido.

TARIMA: es un entablado móvil, lo cual sirve para darle forma y seguridad a un diseño estructural.

TORSION: Acción y efecto de torcerse una sección en forma helicoidal, especialmente elementos que forman una estructura.

TRIBUTARIA: Cualquier carga continua o distribuida en una forma vertical aplicada a una estructura.

VIBRACION: Movimiento, oscilación de un marco estructural sin cambiar el lugar, que pueda afectar un diseño estructural.

INTRODUCCION

Esta tesis fue elaborada para servir de guía del curso de "DISEÑO ESTRUCTURAL", el cual tiene como objetivo que el estudiante aprenda cómo aplicar en la práctica del diseño los conocimientos básicos adquiridos en los cursos de teoría de las Estructuras.

Al pretender hacer una presentación unificada del proceso de diseño y de su teoría, se tuvo necesariamente que entrar en conceptos que son tema de cursos más específicos.

El diseño Estructural está necesariamente ligado a reglamentos y normas; estos documentos cambian frecuentemente a medida que se incorporan nuevos conocimientos y nuevas técnicas.

En el tratamiento de los distintos conceptos y en los ejemplos que se ilustran, se emplean en general métodos simplificados de análisis y dimensionamiento.

OBJETIVOS

OBJETIVOS GENERALES:

El objetivo de un Diseño Estructural es resistir las fuerzas a las que va a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento. Las soluciones estructurales están sujetas a las restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto y a las limitaciones generales de costo y tiempo de ejecución.

Conviene resaltar el aspecto creativo. La bondad del proyecto depende esencialmente del acierto que se haya tenido en imaginar un sistema estructural que resulte el más idóneo para absorber los efectos de las acciones exteriores a las que va a estar sujeto. Los cálculos y comprobaciones posteriores basados en la teoría del diseño estructural sirven para definir en detalle las características de la estructura y para confirmar o rechazar la viabilidad del sistema propuesto.

OBJETIVOS ESPECIFICOS:

Más que entrenar al estudiante en el uso de las herramientas más comunes de cálculo, se pretende proporcionarle una visión del proceso de diseño en su conjunto, una explicación detallada de sus objetivos y de sus bases, así como una fundamentación de los procedimientos especificados por las normas de diseño, para desarrollar en él la intuición y el criterio en problemas de estructuras. Por este medio llegará a apreciar qué normas y materiales son más convenientes en cada caso, cuáles son las incertidumbres básicas que se tienen y con qué factores de seguridad deben cubrirse. Como resultado quedará mejor preparado para la toma racional de las principales decisiones a las que se enfrentará en la práctica del diseño.

CAPITULO UNO

1. SEGURIDAD ESTRUCTURAL Y CRITERIO DE DISEÑO.

Gran parte de esta tesis se refiere a la predicción de los comportamientos estructurales, entre los que se incluyen el pandeo, la ruptura, el agrietamiento excesivo, el sobreesfuerzo, y otros fenómenos no lineales e inelásticos. Todo diseñador no puede olvidar ninguno de estos modos críticos de comportamiento que se pueden presentar en la vida útil de la estructura, recordando que siempre deben de cumplirse: Servicio y Seguridad.

El servicio debe ser adecuado y evitar límites de desplazamientos, vibraciones que perturban a la estructura así como a los ocupantes y el aplastamiento (o agrietamiento), deben ser imperceptibles. La seguridad es más obvio, la estructura no debe desplomarse parcial ni totalmente durante toda la vida.

El enfoque del diseño sería calcular las combinaciones de carga crítica y las fallas de la estructura, para estimar la seguridad y el servicio de la estructura durante la vida útil propuesta. Hay dos maneras de determinar la seguridad de una estructura, como los esfuerzos de trabajo bajo las cargas de servicio supuestas en el diseño no deben ser mayores que los esfuerzos permisibles en toda la estructura, por lo tanto se exige que:

$$\text{Esfuerzo de trabajo} \leq \text{Esfuerzo permisible}$$

Los esfuerzos permisibles son determinados como fracciones de los esfuerzos de cedencia o falla y dependen del tipo de miembro, tipo de carga y tipo de material. Si satisface estos criterios, se tiene un margen razonable de seguridad contra el sobreesfuerzo o falla (el pandeo) en la estructura.

El segundo enfoque es el diseño por resistencia última, se examinan las condiciones existentes en una condición de falla proyectada para cada miembro. Se multiplican las cargas esperadas de servicio (de trabajo), por factores de carga que sean mayores que la

unidad, siempre implica incertidumbre en el cálculo de los miembros, tales como, resistencias menores de los materiales, por lo tanto, en el diseño por resistencia última exige que:
(factor de carga) (fuerza en el miembro) \leq (factor de reducción de capacidad) (capacidad del miembro)

El enfoque por esfuerzo de trabajo se utiliza principalmente en el diseño de acero y madera, desde fines de década de los cincuenta se ha empleado extensamente el enfoque por resistencia, en el diseño de edificios de concreto reforzado. En el diseño de estructuras, los elementos deben de resistir adecuadamente las disposiciones de diseño e integración de cargas de la estructura, basándose en la suposición de que la estructura se diseña para resistir las cargas aplicadas.

El Código de la ACI 318-89, del factor de seguridad que se aplicó a las cargas como la última resistencia de la sección. Esto prevee que el concreto y el acero de refuerzo tenga una resistencia menor que la requerida y baja a la resistencia del elemento estructural por inexactitudes o errores de construcción. Las ecuaciones de los factores de carga contenidas en el reporte de ASCE-ACI son las siguientes:

$$* \quad U = 1.2*CM + 2.4*CV \quad (1.1)$$

$$* \quad U = K(CM + CV) \quad (1.2)$$

$$* \quad U = 1.2*CM + 2.4*CV + 0.6*V \quad (1.3)$$

$$* \quad U = 1.2*CM + 0.6*CV + 2.4*V \quad (1.4)$$

$$* \quad U = K(CM + CV + 0.5*V) \quad (1.5)$$

$$* \quad U = K(CM + 0.5*CV + V) \quad (1.6)$$

En donde K es igual a 2 para elementos con carga axial y 1.8 para elementos sometidos a flexión.

Los factores de seguridad con respecto a las cargas, propuestos en 1989, son:

* Referencia código ACI 318-89.

$$* \quad U = 1.4*CM + 1.7*CV \quad (1.7)$$

$$* \quad U = 1.25(CM + CV + Y) \quad (1.8)$$

$$* \quad U = 0.9*CM + 1.1*Y \quad (1.9)$$

La última resistencia de un miembro debe ser tal que todas las ecuaciones del factor de carga se satisfagan. Por tanto el cálculo debe revisarse para determinar cuál de las ecuaciones es crítica, suponiendo que se dispone de otros elementos de ayuda. El Código ACI318-89, establece que los factores de seguridad a la resistencia requerida U, debe resistir la carga muerta CM, la carga viva CV, las cargas de viento q y la carga de sismo Y, deberá ser por lo menos igual a:

$$* \quad U = 1.4*CM + 1.7*CV \quad (1.10)$$

$$* \quad U = 0.75(1.4*CM + 1.7*CV + 1.7*Y) \quad (1.11)$$

$$* \quad U = 0.75(1.4*CM + 1.7*CV - 1.7*Y) \quad (1.12)$$

$$* \quad U = 0.9*CM + 1.43*Y \quad (1.13)$$

$$* \quad U = 0.9*CM + 1.43*Y \quad (1.14)$$

Las estructuras se crean para satisfacer un propósito definitivo y deben especificarse y satisfacerse varios objetivos de proyectos relativos a la seguridad, funcionalidad y factibilidad. Para satisfacer estos y otros objetivos del proyecto o diseño se debe tener un conocimiento básico del comportamiento de los materiales a servir, cuando se le somete a esfuerzos y el objetivo más importante del diseño es el de lograr una estructura segura, siempre y cuando sea factible a la economía.

1.1 ESTRUCTURAS DE CONCRETO:

Los dos materiales estructurales de uso más frecuente son el concreto y el refuerzo. Ambos desempeñan papeles complementarios uno respecto al otro y a veces complentan entre sí y puede construirse con predominancia de uno de ellos. Sin embargo, a menudo

sucede que el Ingeniero sabe menos sobre el concreto con que se hace una estructura que sobre el refuerzo, el concreto y el refuerzo deberán ser sometidos a una serie de acciones y cuidados para que finalmente alcance ser el material especificado por el proyectista para un buen diseño estructural, y así poder soportar cualquier tipo de carga aplicada al servicio.

A continuación se presentan conceptos de varios métodos alternativos de diseño para diferentes formas de losas.

1.2 METODO 3:

En realidad, el código proporciona tres métodos diferentes para este propósito. Pero se desarrolló el "Método 3", que es el más racional y económico de los tres. Los Métodos 1 y 2, se aplicaron por muchos años atrás exitosamente, pues daban resultados confiables pero no consistentes en su enfoque y suposiciones. Para este método bastante claro, el código ACI318-89, proporciona tablas de coeficientes de momentos para una variedad de condiciones de apoyos de bordes. Estos coeficientes se basan en un análisis elástico, y una distribución inelástica. Los momentos al centro de ambas direcciones de la losa son mayores que en las regiones cerca de los bordes. El método define que, la relación $m = A/B$ es mayor que 0.5 se considera la losa como reforzada en dos direcciones, y solo se puede usar en losas rectangulares, los apoyos en todos los bordes de la losa deben ser rígidos (muros y vigas), el método no considera el efecto de torsión en las vigas de borde exterior.

1.3 LOSAS HORIZONTALES EN UNO Y DOS SENTIDOS:

Las disposiciones de diseño de losas se regirá al código ACI318-89. Un sistema de losa puede diseñarse mediante cualquier procedimientos que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, si se demuestra que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida de la carga última U , que debe resistir la carga muerta CM , y la carga viva CV , para cargas de gravedad puede diseñarse un sistema de losas, incluyendo las losas y vigas entre apoyos y columnas o apoyos de

muros, que formen marcos octogonales, mediante el método directo o el método de marco equivalente.

Para cargas laterales el análisis de marcos sin apoyos debe tomar en cuenta los efectos de agrietamiento y el refuerzo sobre la rigidez de los elementos del marco. Cuando la carga de gravedad, el viento, los temblores, u otras fuerzas laterales causan transferencia de momento entre la losa y la columna. El peralte mínimo de las losas diseñadas de acuerdo con los elementos en una y dos direcciones (no perforadas), exige que no sea inferior a 9 cms., ni menor que el perímetro de la losa dividido por 180. Hay otros peraltes mínimos para losas en una dirección según la tabla 1.1.

* Tabla 1.1. (Peralte mínimo de viga no preesforzada o losa en una dirección)

Peralte mínimo t				
Elementos	Simplemente apoyada	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soportan o están ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse por grandes deflexiones.			
Losa maciza en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/18	L/18.50	L/21	L/8

L = Longitud en cms.

Las losas horizontales pueden diseñarse en un sentido y en dos sentidos:

(a) EN UN SENTIDO:

Si una losa apoyada sobre vigas o muros abarca una distancia en una dirección que es más del doble que en la dirección perpendicular, se soporta tal parte de la carga en el claro corto, que puede suponerse razonablemente, soportará toda la carga en esa dirección, esa losa se llama losa arrrada en una dirección. El concreto se agrieta en una etapa temprana de su historia de cargas, debido a que es débil en tensión, en consecuencia, es necesario su comportamiento de agrietamiento y controlar el ancho de las grietas de flexión.

* Código ACI318-89.

El agrietamiento contribuye a la corrosión del refuerzo, al deterioro de la superficie y sus efectos son perjudiciales a largo plazo, y uno de los puntos primordiales del diseño es la seguridad. Encontrando el área de carga en un sentido ATC1, es igual a la mitad del ancho de la losa más el grosor del muro Z, por la longitud de la losa L.

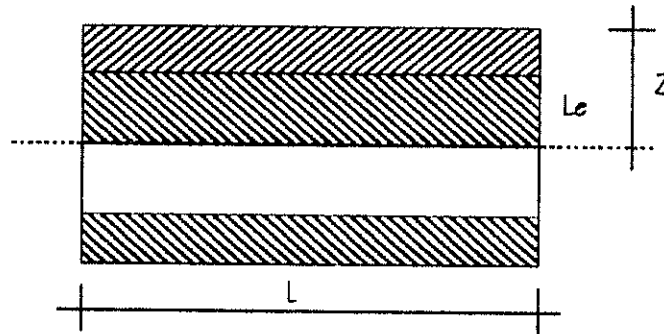


Fig. 1.1. (Losa apoyada en dos muros)

$$ATC1 = Z \cdot L \quad (1.15)$$

El peso del área de la losa cortada, se puede tomar como carga muerta, carga viva o carga por unidad de superficie W.

$$W = CM \text{ ó } CV \quad (1.16)$$

El peso propio del concreto pp es igual a el peso volumétrico del concreto reforzado $w_c = 2400 \text{ kg/mts}^2$ por el grosor del muro a, y el alto de la viga o solera de contorno b.

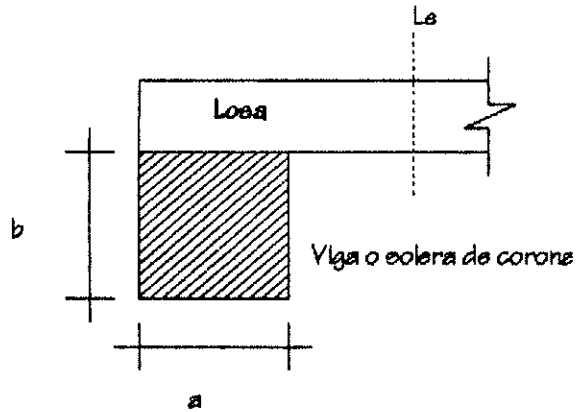


Fig. 1.2. (Corte de losa y muro transversal)

$$pp = wc \cdot a \cdot b \quad (1.17)$$

Concluyendo así que la carga uniformemente distribuida w , es igual a el área tributaria de carga en una dirección ATC1, por el peso del área de la losa cortada W , entre la longitud de la losa L , más el peso propio del concreto pp .

$$w = (ATC1 \cdot W / L) + pp \quad (1.18)$$

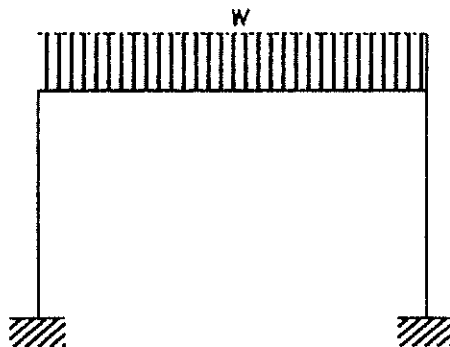


Fig. 1.3. (Estructura con carga uniformemente distribuida)

Se pueden mencionar varias losas en un solo y dos sentidos como:

☑ LOSAS NERVURADAS:

La losa nervurada consiste en una combinación monolítica de nervadura, regularmente espaciados, y una losa en la parte superior que actúa en una dirección o en dos direcciones ortogonales. Para reducir la carga muerta de las losas planas sólidas, son formados huecos con un patrón rectilíneo, o bien puede estar lleno de otros materiales, metal, madera, blocks, etc., de donde se obtiene como resultado una losa nervurada, para las cuales su comportamiento es semejante al de una viga simplemente soportada en varias direcciones.

☑ LOSAS PREFABRICADAS:

No se necesita el uso especial para su colocación, puesto que sus elementos pueden ser manejados manualmente y no se requiere de obreros especializados. Estas losas (viguetas y bovedilla) son semejantes a una losa nervurada, en un sentido las viguetas constituyen los nervios y la bovedilla el relleno, ya que disminuye el peso de la losa, es económica, reduce refuerzo, formaleta, tiempo, mano de obra y se diseña según sus dimensiones.

☑ LOSAS SEMI-PREFABRICADAS:

Estas trabajan en un sentido, hay planchas de concreto preesforzado, por sistemas de pretensión y extrusión, se utilizan para entrepisos de techos, muros, cercas perimetrales, muros de contención, etc., y consiste en planchas llamadas SPANCRETE, aligeradas por ductos longitudinales, donde se reduce la carga muerta de un 30%-40%, su economía puede ser de 70%. La desventaja es el transporte y montaje.

☑ LOSAS MACIZAS:

La tradicional en todas las construcciones, trabaja en 2 sentidos, el costo es relativamente grande, su peso es demasiado grande porque lleva refuerzo en uno y dos

sentidos, lleva demasiado concreto, mucha madera para la formaleta y mucha mano de obra, es muy segura si se diseña y se construye en buena forma.

(b) EN DOS SENTIDOS:

Consiste en la combinación monolítica de nervios espaciados en forma regular y una losa superior de concreto. Se dice que son de dos direcciones cuando la acción principal forma un ángulo recto, un sentido con respecto al otro, lo que varía es el área tributaria de carga, donde se cargan los marcos cortos con esa área a 45 grados, en forma trapezoidal ATC2, lo que más será igual a el ancho de la losa B, por el área de un triángulo A/2.

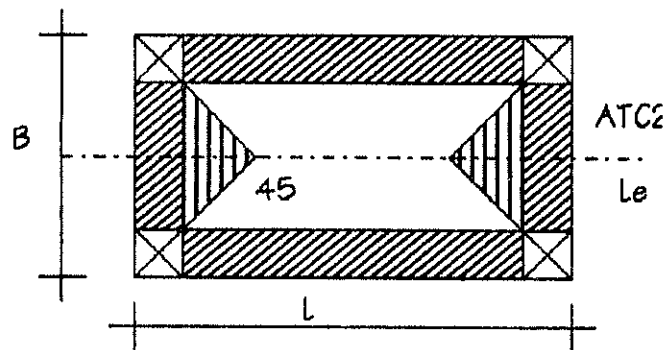


Fig. 1.4. (Losa empotrada en cuatro muros)

$$ATC2 = (B \cdot (A/2)) / 2 \quad (1.19)$$

1.4 LOSAS INCLINADAS EN UNO Y DOS SENTIDOS:

Son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte, las cargas varían según su inclinación ya que el mayor soporte lo tiene el muro de mampostería, vigas y columnas, son más pequeñas que las otras, se diseña para fuerzas de viento y sismo, y pueden ser:

(A) EN UN SENTIDO:

Lo primordial son las cargas, si es losa horizontal la carga se distribuye un 50% en cada apoyo, si es inclinada la carga se incrementa más en el apoyo inferior, y si es una losa vertical el 100% de la carga se concentra en el apoyo inferior, se distribuye así:

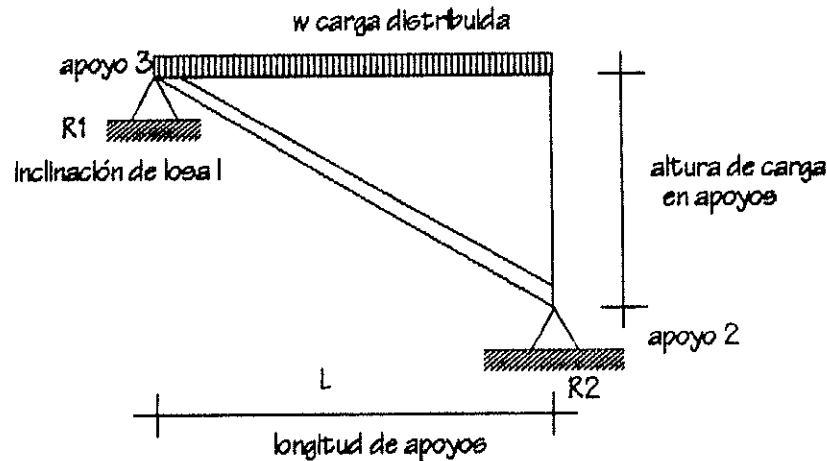


Fig. 1.5. (Distribución de cargas en los apoyos en losas inclinadas)

Relación: $k1 = 1/L$ ó $k2 = L/1$ (1.20)

Por lo tanto: $R1 = (w \cdot L/2) \cdot k2$ ó $R2 = (w \cdot L/2) \cdot k1$ (1.21)

(b) EN DOS SENTIDOS:

Se diseña como una losa nervurada en dos sentidos o maciza, es decir, que debe cumplir con los requisitos del inciso (a), para su distribución de cargas, la más utilizada en construcción es la losa nervurada por su bajo costo y menos carga muerta, para losas en un sentido lo mejor son losas prefabricadas.

1.5 METODO POR EL MARCO EQUIVALENTE:

Se necesita determinar un espesor preliminar t , de la losa, para controlar las deflexiones. En los sistemas de losas sin vigas es aconsejable verificar la resistencia al

corte de la losa en las proximidades de la columna u otro apoyo, ya que el método evalúa bien la variación de los momentos, ver figura 1.6. Si se considera una porción de la estructura de la losa, desde la línea central de un panel a la línea central del otro panel de ancho B , junto con los paneles de caída con vigas de elementos unidimensional, se necesitan las rigideces de la viga y la columna del marco equivalente para utilizarlo en un procedimiento de análisis de distribución de momentos.

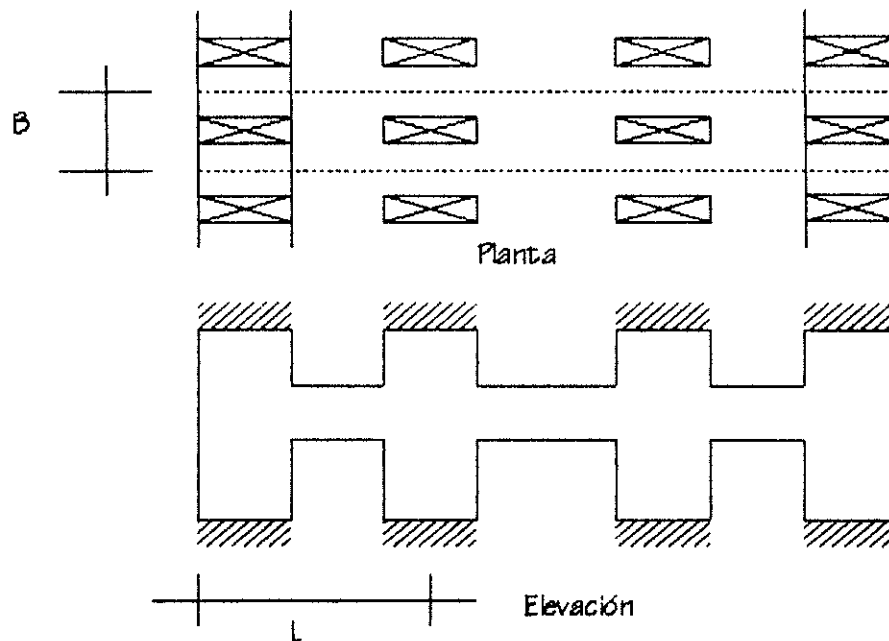


Fig. 1.6. (El marco equivalente)

El método del marco equivalente ayuda a estudiar las fuerzas, los cálculos relativamente complejos incluidos en la determinación de las rigideces de marco efectivo, se pueden realizar con la ayuda de simples programas de computadora. Este método trata al marco idealizado en forma semejante a un marco real (esto es más real), por lo que tiene menos limitaciones que el método directo.

1.6 METODO DIRECTO:

El método de diseño directo consiste en un conjunto de reglas para el dimensionamiento de secciones de losa y vigas para resistir los esfuerzos de flexión. Las reglas se han desarrollado para satisfacer simultáneamente los requisitos de seguridad y la mayoría de los requisitos de servicio. El método de diseño directo se compara con el "método empírico" para losas planas.

Los sistemas de losas que se ajusten a las siguientes limitaciones pueden diseñarse por medio del método de diseño directo: a) debe existir un mínimo de tres claros continuo, b) los tableros deben ser rectangulares, con una relación del claro mayor a menor, centro a centro de los apoyos dentro de un tablero, no mayor en más de un tercio, c) las longitudes sucesivas de los claros de centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir del claro mayor en más de un tercio, d) las columnas pueden estar desalineadas un máximo del 10% del claro (en la dirección del desalineamiento), a partir de cualquier eje que una los centros de columnas sucesivas, y e) todas las cargas deben ser únicamente gravitacionales y estar distribuidas de manera uniforme en todo el tablero. La carga viva no debe exceder de 3 veces la carga muerta.

1.7 METODO DE LA LINEA DE FALLA:

Cuando una losa cuadrada es simplemente soportada al igual que forzada y se somete a una carga uniformemente distribuida constante, agrieta el concreto en el lado de tensión de la losa, puede causar una disminución de la rigidez de la sección agrietada y la distribución de momentos en la losa cambia ligeramente. El área de refuerzo central de la losa llegará a su límite de fluencia, en cuya región el momento es mayor. La aplicación de más carga causará la fluencia del esfuerzo y se propagarán más las líneas de falla, llegará al colapso de la losa. Para Evitar estas fallas, ayudará bastante considerar el diseño racional y la colocación del refuerzo, ver figura 1.7.

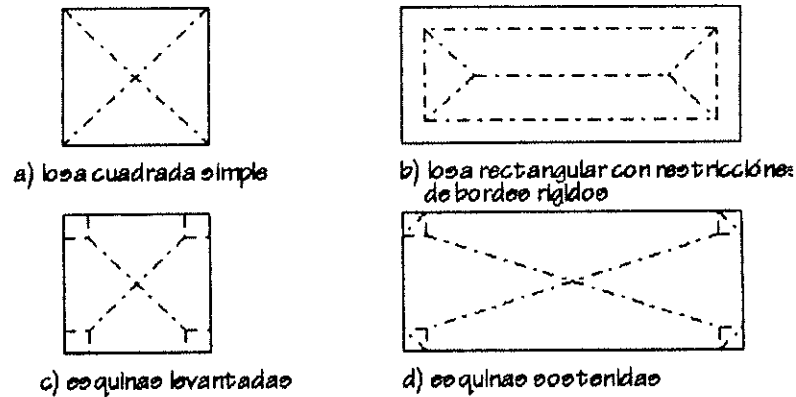


Fig. 1.7. (Patrones de las líneas de cedencia)

Los límites de diseño de líneas de falla, es una solución de frontera superior al problema de las placas. Este método supone un comportamiento totalmente rígido-plástico, esto es que la placa permanece plana en el colapso, produciendo sistemas rígidos de falla plana.

No se tiene conocimientos del estado de esfuerzos de los materiales bajo cargas de servicio, lo que puede conducir a deformaciones excesivas bajo cargas de trabajo, si no bajo cargas de servicio.

1.8 ESTRUCTURAS DE MADERA:

Después de haber tratado la madera, ésta se puede usar en cimientos, pilotes, techos, paredes o muros, gradas, entre pisos, etc. Pero más se usa en cubiertas estructurales de madera, en uno o dos sentidos, su inclinación dependerá mucho del material a usar para techar la estructura, está compuesto de tendales, vigas y costaneras, para cada uno de ellos se debe de conocer sus esfuerzos o chequeos de trabajo. El proceso se presenta en el capítulo tres. En el inciso se indicará como diseñar armaduras de madera y se debe analizar su inclinación de acuerdo a las normas ASCE. El ángulo de 30° es el que determina la forma como van actuar las fuerzas de viento en dichas armaduras, y son ensambladas por tornillos y muescas. El tipo de armadura que se usara es el HOWE, ya que es el que proporciona economía.

1.9 ESTRUCTURAS DE ACERO:

En el diseño de un edificio es necesario determinar las cargas que ha de soportar el esqueleto o estructura del edificio, como las cargas muertas y las vivas. Las que se incluyen en el peso de la estructura son: materiales de piso y techo, instalaciones eléctricas, gas, agua potable, drenajes, muros exteriores, equipo mecánico, protección contra incendios, vigas, traveses y columnas, esto contribuye a diseñar cargas totales en la estructura.

Las estructuras de acero son más usadas en bodegas grandes, es decir, para cubrir áreas y luces grandes, como la cubierta de un estadio, hangares, etc. Las armaduras se pueden definir como vigas de gran peralte o de alma abierta, formados por triángulos, su propósito es cubrir espacios largos y soportar una cubierta de materiales de lámina para protección de los elementos naturales y soportar así su propio peso.

Las especificaciones del AISC aceptan el diseño de traveses armados de alma llena con almas sumamente delgadas que puede competir con las armaduras tradicionales. El tipo de armadura más conocido es el de HOWE o diente de sierra, arco de tres articulaciones, su inclinación dependerá del tipo de cubierta y su separación lateral de apoyos de armadura es de 6.10 mts. (20 pulg), estas son comunes en nuestro país y normalmente las rige el fabricante.

El peso de la armadura puede ser calculada con la fórmula empírica, incluyendo un valor de esfuerzo permisible.

$$* Wa = (\sqrt{w \cdot da / Ep}) \cdot (4 \cdot La^2 + 60 \cdot La) \quad (1.22)$$

Donde:

Wa = Peso total de la armadura kg/mts^2 .

w = Carga vertical total kg/mts^2 .

Ep = Esfuerzo permisible kg/mts^2 .

da = Distancia de centro a centro de la armadura mts.

La = Clara de la armadura en mts

CAPITULO DOS

2. CARGAS ACCIONES Y SUS EFECTOS EN LAS ESTRUCTURAS.

El objetivo del cálculo o diseño estructural se refiere únicamente al dimensionamiento y al tipo de armado, que deben de tener los elementos estructurales para resistir las cargas aplicadas o por gravedad. Normalmente se requiere que el diseño estructural pueda hacerse mediante el método clásico (método elástico o de coeficientes de trabajo) o el método de la última resistencia o rotura.

2.1 CARGAS VERTICALES PARA ESTRUCTURAS:

Es conveniente recordar que las cargas dadas en los reglamentos pueden ser los mínimos legales, con frecuencia solamente sirven de guía. En algunos casos, estas guías pueden ser insuficientes; por ejemplo, la nieve, no es usual en nuestro país, la presión del viento en las estructuras altas dependen de gran número de factores que no pueden describirse en términos generales.

Usualmente las cargas se clasifican en dos grandes grupos: cargas muertas (permanentes), y cargas vivas (sobrecargas). Las cargas muertas (CM), son esencialmente constantes durante la vida de la estructura y normalmente consisten en el peso de los elementos estructurales y equipo permanente. Por otra parte, usualmente las cargas vivas (CV), varían mucho. El peso de los ocupantes, la nieve (no usual en Guatemala), los vehículos, las fuerzas producidas por el viento o los sismos, las magnitudes de estas cargas no se conocen con exactitud, y los valores de diseño dependen del uso que va a darse a la estructura.

Las cargas verticales son cargas distribuidas que actúan en el área de una superficie. La mayor parte de las cargas son distribuidas o se consideran como tales, como la presión del viento, el peso de los materiales de los pisos, techos, etc.

2.2 CARGAS MUERTAS:

Incluyen el peso de todos los componentes de una estructura, como: vigas, columnas, losas de pisos, etc. También incluyen componentes arquitectónicos, como cielos rasos falsos, ventanas, instalaciones, muros divisorios para habitaciones, puertas, etc. La carga muerta es el tipo de carga más sencilla que hay que manejar, porque puede calcularse con facilidad a partir de las dimensiones dadas y las densidades conocidas del material, ver tabla 2.1. Para ello se estima conveniente mencionar varias cargas muertas.

2.3 CARGAS DE CUBIERTA:

Es el cierre superior de una construcción, sostenida con una armazón de madera o hierro, con el objeto de proteger el interior, de factores climatéricos o intemperie, la impermeabilidad, duración, seguridad, pendiente (para que no haya enposamientos), el aislamiento térmico y acústico, etc.

Son muchos los materiales empleados en la elaboración de techos o cubiertas, desde los más humildes, hasta aquellos que obedecen a especificaciones muy elaboradas por los requisitos que se les exigen, cada uno de ellos se diseñan de la mejor manera, para soportar su propio peso, generalmente es proporcionado por los fabricantes dentro de las especificaciones técnicas del material, ver tabla 2.2.

Tabla 2.1. (cargas muertas mínimas para proyectos)

DESCRIPCION	kg/mts ²
MUROS.	
*LADRILLOS DE ARCILLA	166 a 225
*LADRILLOS DE ARENA Y CAL	166
*LADRILLOS DE CONCRETO	161 - 225
*BLOQUE DE CONCRETO, HUECO	171 - 269
*BLOQUE HUECO DE ARCILLA, DE CARGA	117 - 283
*BLOQUE HUECO DE ARCILLA, NO RECIBE CARGA	54 - 166
*BLOQUE DE VIDRIO DE 10.16 CMS.	88
*BLOQUE DE YESO HUECO	46 - 90
MUROS DIVISORIOS.	
*REPELLADO SOBRE MAMPOSTERIA	20 - 49
*REPELLADO SOLIDO DE 5.00 CMS.	98
*ENTRAMADO METALICO, REPELLADO A DOS CARAS	88
*ENTRAMADO DE MADERA, DE 5.00x 10.16 CMS.	15 - 93
LOSAS DE CONCRETO.	
*CON AGREGADO DE PIEDRA Y REFORZADO	44 - 61
REVESTIMIENTOS PARA PISOS.	
*BLOQUE DE ASFALTO DE 5.00 CMS.	117
*CEMENTO, DE 2.54 CMS.	59
*MOSAICO CERAMICO O DE CANTERA, DE 2.54 CMS.	69
*DUELAS DE MADERA DURA, DE 2.22 CMS.	15
*SUBPISOS DE MADERA TERCIADE Y SUAVE DE 1.27 CMS.	
*LOSETA ASFALTICA Y LINOLEO	10
*PIZARRA DE 2.54 CMS.	73
*TERRAZO DE 2.54 CMS.	59
*BLOQUE DE MADERA, DE 7.62 CMS.	15
RELLENO PARA PISOS.	
*ESCORIA SIN O CON CEMENTO	24-44
*ARENA	39
IMPERMEABILIZACION.	
*MEMBRANA DE 5 CAPAS	24
VIDRIO.	
*SENCILLO, DOBLE O DE CRISTAL DE 0.32 CMS.	6-8
TECHOS.	
*REPELLADO SOBRE BLOQUES HUECOS O CONCRETO	24
*LISTONES METALICOS SUSPENDIDOS CON REPELLO DE YESO O DE CEMENTO.	49 - 73
REVESTIMIENTO DE PARADES Y TECHADOS.	
*ASBESTO-CEMENTO, CORRUGADO Y TEJA	20
*TEJAS DE ASFALTO	10
*COBRE O ESTAÑO	5
*ACERO CORRUGADO	10
*FORRO DE YESO Y DE MADERA DE 1.27 CMS.	10-15
*TEJAMANIL DE MADERA	15
MAMPOSTERIA.	
*COLADO CON PIEDRA	703
*CONCRETO, AGREGADO DE PIEDRA, REFORZADO	732
*SILLARES, GRANITO, PIEDRA CALIZA, MARMOL Y ARENISCA	659 - 846

* Tabla 2.2 (peso de cubiertas).

Nombre	Forma	kg/mts ²	distancia de apoyos
Laminas fibro-cemento			
Costalita	onda pequeña	10	No > de 1.22 mts.
Ondolita	onda mediana	15	No > de 1.22 mts
Modolita	onda grande	24	Apoyado en los extremos
Lamina Galvanizada	onda pequeña	5	No > de 1.83 mts.
Lamina troquelada	Honda pequeña	5	No > de 1.83 mts.
	onda grande	5	No > de 1.83 mts.
Lamina de plástico o traslucida	onda pequeña	5	No > de 1.22 mts.

2.4 CARGAS DE ACABADOS:

Los acabados están formados por un conjunto de operaciones y actividades, destinadas a terminar de refinar la construcción, éstos buscan la calidad estética y complemento a la estructura para formar todo el diseño.

Así mismo los acabados tienen funciones de impermeabilidad, calefacción, seguridad, etc. Protegen y mejoran la apariencia de la estructura, contribuyen a su duración y proveen un ambiente adecuado y agradable. Hay dos tipos de cargas de acabados en un diseño estructura: Las que no se tienen que tallar, con el simple hecho de relucir el concreto liso, para esto se necesita de desencofrado muy limpio y liso con materiales adecuados y relucir así, cielos, vigas, columnas y muros de mampostería sin necesidad de tener un acabado fino, o se deja tal como se construye. Y las que se tienen que tallar, columnas, vigas, cielos o cubiertas, muros, etc., todos estos factores hay que considerarlos, ver tabla 2.3.

* Referencia de tabla: Diseño simplificado de concreto reforzado Hará Parare.

* tabla 2.3. (Pesos de acabados para cielos falsos)

Nombre	kg/mts ²
Duroport	3
Fibra de vidrio	5
Plycem	15
Fibrofit 100	24
Plywood	15

2.5 CARGAS DE INSTALACION:

Están formadas por un conjunto de accesorios y conductos a través de los cuales se prestan los servicios necesarios para la comodidad de los usuarios de la estructura, para el diseño, deben calcularse las cargas y prever las necesidades futuras, velar por el mantenimiento y seguridad de la misma. En general hay dos clase de instalaciones: Las Livianas; hidráulicas: agua potable, drenajes sanitarios y pluviales, y las eléctricas: teléfono, instalaciones eléctricas, cable e instalaciones de gas. Estas instalaciones deberán ir en un ducto que tenga capacidad, seguridad y funcionamiento, pueden ir ahogadas en paredes o losas, sostenidas y protegidas por un cielo falso, para evitar contacto directo y dañarlas. Las Pesadas; mencionaremos ductos de aire acondicionado, que son cajas de regular tamaño, lámparas especiales suspendidas en la losa, etc., ver tabla 2.4.

*Tabla 2.4 (Peso de instalaciones)

Nombre	kg/mts ²
Electricidad	5
Presión	5
Gas	5
Ductos	5

2.6 CARGAS DE ESTRUCTURA EN SI:

Es el peso propio de la estructura formado de vigas, columnas, losas o cubiertas, muros exteriores o ligeros, muros divisorios interiores o ligeros, muros divisorios interiores móviles, instalaciones, acabados, puertas y ventanas. Si la estructura está ligada a un entramado estructural de varios pisos, deberá resistir todas las cargas aplicadas con todas sus instalaciones y se diseñará conforme a su función y utilidad y el éxito técnico de este sistema dependerá de la eficiencia con que se logre la transmisión de la carga.

También se diseñan cargas de un entretecho en forma de Jolst. Los techumbres de acero consisten en láminas corrugadas o acanaladas, aceros prefabricados, diseñadas para soportar las cargas del techo o cubiertas y las cargas vivas de los ocupantes. Algunos fabricantes tienen ya establecidas secciones especiales de techumbre en claros largos y determinada la capacidad de carga a soportar. Las vigas de acero de tipo Jolst o de alma abierta, son miembros capaces de soportar cargas de pisos y techos o cubiertas, de cualquier material, se diseñan para la utilizarlas en condiciones de carga uniformemente distribuida y con espaciamentos uniformes, con seguridad soportan cargas concentradas si se toma el efecto de ellas. La fabricación de estas vigas las define el productor, la especificación de los materiales, los esfuerzos de diseño, las características de fabricación, los accesorios y los procedimientos de instalación, así como las técnicas de manejo y instalación.

2.7 CARGAS VIVAS:

Llamadas carga de ocupación, y son originadas directamente, por personas, máquinas, objetos móviles (equipos de oficina), etc. Estas cargas por lo general actúan solo durante una fracción de la vida en la estructura, pero de cualquier manera es necesario considerarla con valores moderadamente elevados. No se ha logrado por el momento una definición lógica y verdadera, para lo cual hay ciertas especificaciones o reglamentos que,

suscriben las cargas vivas uniformemente distribuidas, que conservadoramente, representan las cargas máximas, y aun así, se encuentran grandes variaciones, pero, para simplificar el diseño y por falta de información adecuada, las cargas vivas se distribuyen en toda el área del piso como cargas uniformes, aunque las cargas reales pueden estar concentradas en un área determinada, evitando así sobrecargas en la estructura. No es prudente almacenar mercadería pesada en una área no apta para soportar dicho peso, se dejaría aquí el papel de seguridad en un diseño estructural.

En la mayor parte de las cargas vivas no se consideran explícitamente los aspectos dinámicos, ya que llevaría mucho tiempo. Las cargas vivas son suficientemente conservadoras como para tomar en cuenta el aumento de los esfuerzos, producidos por la vibración de la estructura, cuando la gente baila, los aviones despegan o aterrizan, los puentes colgantes, las torres altas, los apoyos de los elevadores y la grúa, por supuesto estos efectos se calculan con dinámica estructural, una carga aplicada bruscamente, produce esfuerzos máximos del doble de los que produciría una carga aplicada lentamente, y si cae de cierta altura, el efecto del impacto es todavía mayor. Estas pueden ser: personas que ocupan la estructura, cargas de nieve (no usual en nuestro país), cargas de lluvia, en cargas lateralmente se tienen, las de viento y sismo.

Las especificaciones son muy importantes en un diseño estructural, las más usadas especialmente en los materiales son: American Institute of Steel construction (Código AISC), el reglamento de la construcción de concreto reforzado (código ACI318-89), y National Design Specifications for Stress-Grade Lumber and Its Fastenings (código para madera). Cualquier autoridad gubernamental, adopta regularmente algunos de los códigos mencionados, pero la mayoría de regiones escriben sus propios códigos. En cada región varían ciertas especificaciones, y serán consideradas como especificaciones legales, no como leyes, ya que permiten usar técnicas nuevas e innovadoras, presentan gran ayuda en el diseño estructural, determinan esfuerzos permisibles para materiales y especifican los márgenes de seguridad para el Ingeniero. Las envolventes de momentos es la

representación de los esfuerzos máximos, que pueden ocurrir al superponer los efectos de la carga muerta, carga viva y carga de sismo. A continuación se presentan valores de carga viva, para diferentes estructuras, tabla 2.5.

* tabla 2.5. (cargas vivas uniformemente distribuidas)

DESCRIPCION	kg/mts ²
a) Áticos no habitables.	98
b) Pasadizos, pisos superiores, áticos habitables.	147
c) Pistas para boliche, salida de emergencia multifamiliares, cuarto para pacientes, áreas para sanitarios, vestidores, cuarto para pacientes, áreas para sanitarios, vestidores, aulas de escuelas, corredores privados de hoteles, apartamentos para hospitales, instituciones penales, residencias.	195
d) Salas de conferencias, garages, oficinas.	244
e) Auditorios, balcones al exterior, sala de operaciones, laboratorios, bibliotecas, talleres ligeros, residencias sin divisiones.	293
f) Salas de billares, marquesinas, tiendas en los pisos superiores.	368
g) Sala de equipo telefónico, áticos para almacenaje, oficinas, corredores públicos.	391
h) Salones de baile, restaurantes, gimnasios, jardines entrecados en terraza, pista de patinaje, estudio de radiodifusión, gradas, sotanos.	488
i) Salas de instrucciones, panaderías, cocinas, escenarios, bodegas ligeros, archivos de oficinas.	732
j) Areas de manufactura y reparación pesada, bodegas pesadas.	1221

2.8 CARGAS DE CENIZAS VOLCANICAS:

Son cargas concentradas o reposadas uniformemente distribuidas en una azotea o cubierta, son cargas livianas, que pueden ocasionar deflexiones y dilataciones en la estructura, deben considerarse, máxime en nuestro país, para un diseño estructural donde su cubierta es de acero o plástico.

*Referencia Valores de sobrecarga determinados en forma general. Normas NFP06-001.

2.9 CARGAS DE OCUPACION POR PERSONA:

Suelen ser personas, los que ocupan una superficie de la estructura, es posible que una aglomeración de gente produzca una carga de 610 kg/mts, una estructura mal diseñada no soportaría dicha carga.

2.10 CARGAS DE NIEVE:

No usual en Guatemala, pero como Ingenieros, debemos de conocerla, no en nuestro país, si no donde se deba de aplicar, como una carga uniformemente distribuida. Lo importante de un diseño es que el proyectista debe considerarla, la forma del techo, mayor inclinación, mejor deslizamiento, si no hay nieve, la escarcha produce acumulamiento en cualquier sección del techo y provocar deflexiones, esfuerzos y flechas críticas o fatales.

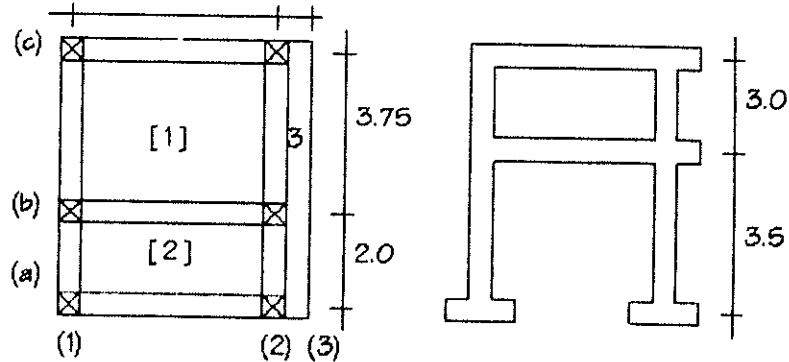
2.11 CARGAS DE LLUVIA:

Generalmente son consideradas cargas menores que la nieve, la estructura debe diseñarse con techos inclinados con drenes donde pueda salir el agua. Sin embargo, han ocurrido fallas cuando la lluvia ha producido flechas locales (ya sea por errores de diseño o de construcción, drenes tapados, o poca inclinación del techo), A mayor inclinación, menor emposamiento de agua, basura, etc.

2.12 EJEMPLOS Y EJERCICIOS:

Ejemplo 1.

Encontrar las cargas aplicadas al sistema.



Datos: Columnas = 25*25 cms

vigas = 25*45 cms

$W_{p+r} = 90 \text{ kg/mts}^2$

$W_{sob} = 25 \text{ kg/mts}^2$

$W_{dóp} = 120 \text{ kg/mts}^2$

$w_c = 2400 \text{ kg/mts}^3$

$CVE = 100 \text{ kg/mts}^2$

$CVT = 200 \text{ kg/mts}^2$

Paso 1

Se debe averiguar como funcionan las losas. Se utilizará el método 3 del ACI, si el espesor t , es menor que 13 cms., se asumirá que es una losa tradicional, y si es mayor de 13 cms será una losa nervurada.

losa [1]:

$$m = A/B = 5.50/4.25 = 0.82 \dots > \text{dos sentidos}$$

$$t = P/180 = (93.5 + 4.25) \cdot 2/180 = 0.086 \text{ mts.}$$

losa [2]:

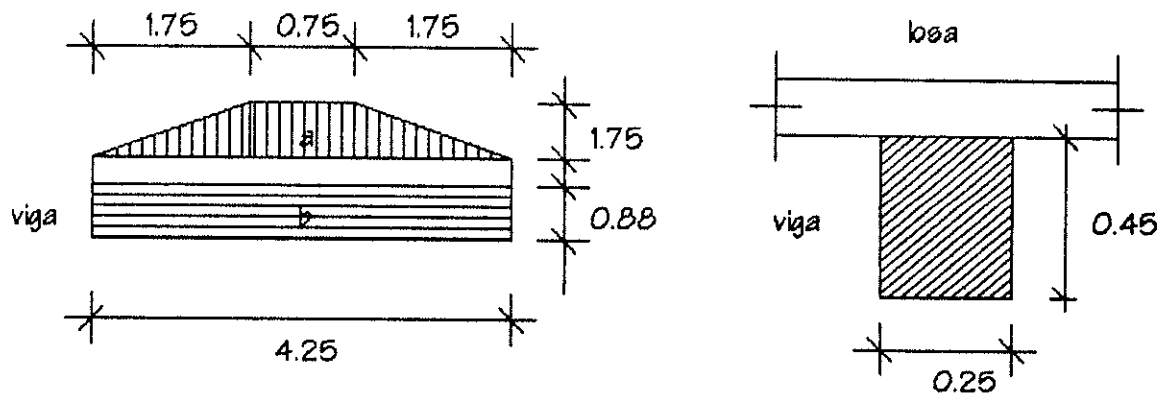
$$m = A/B = 1.75/4.25 = .41 \dots > \text{un sentido}$$

$$t = L/10 = 1/10 = 0.1 \text{ mts}$$

el espesor de la losa es de $t = 10 \text{ cms.}$

Paso III

Encontrar las cargas distribuidas vivas y muertas en el marco B, del techo, usando fórmulas del (1.15), (1.19).



$$pp = a \cdot b \cdot wc$$

$$= 0.25 \cdot 0.45 \cdot 2400 = 270 \text{ Kg/mts}^2$$

Calcular el área de cada losa achurada.

$$A_{\text{techo a}} = (1.75 \cdot 1.75 \cdot 2) / 2 + (0.75 \cdot 1.75) = 4.38 \text{ mts}^2$$

$$A_{\text{techo b}} = (1.75 \cdot 4.25) / 2$$

$$w_{CVTb} = 3.72 \cdot 100 / 4.25 = 88 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CVTa} = 4.38 \cdot 100 / 4.25 + 270 = 373 \text{ kg/mts}^2$$

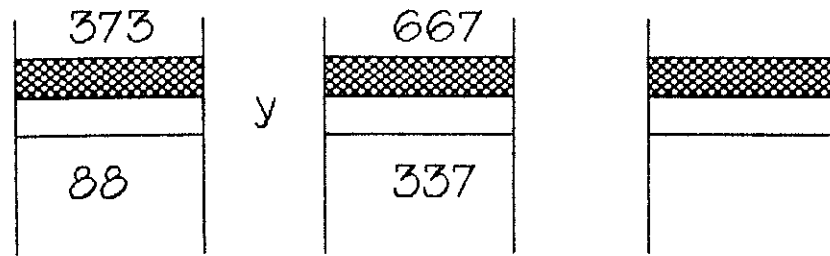
$$w_{VMTb} = 3.72 \cdot 385 / 4.25 = 337 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CMTa} = 4.38 \cdot 385 / 4.25 + 270 = 667 \text{ kg/mts}^2$$

Peso de carga viva y carga muerta de un techo.

$$w_{CMT} = 1006 \text{ Kg/mts}^2$$

$$w_{CVT} = 462 \text{ kg/mts}^2$$

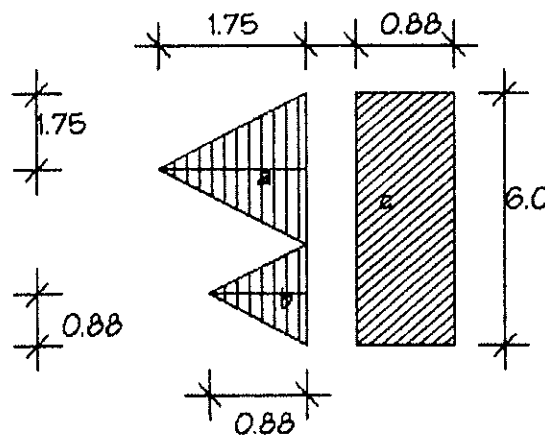


$$373 + 88 = 461$$

$$667 + 337 = 1006$$

Paso IV

Encontrar las cargas distribuidas en el techo del marco 2, con las fórmulas (1.15) y (1.19).



$$A_{techo a} = ((1.75 \cdot 1.75) / 2) \cdot 2 = 3.06 \text{ mts}^2$$

$$A_{techo b} = ((0.88 \cdot 0.88) / 2) \cdot 2 = 0.76 \text{ mts}^2$$

$$A_{techo c} = 6.00 \cdot 0.88 = 5.25 \text{ mts}^2$$

$$w_{CMTa} = 3.06 \cdot 385 / 3.50 + 270 = 607 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CMTb} = 0.76 \cdot 385 / 1.75 + 270 = 430 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CMTc} = 5.25 \cdot 385 / 6.00 = 337 \text{ kg/mts}^2$$

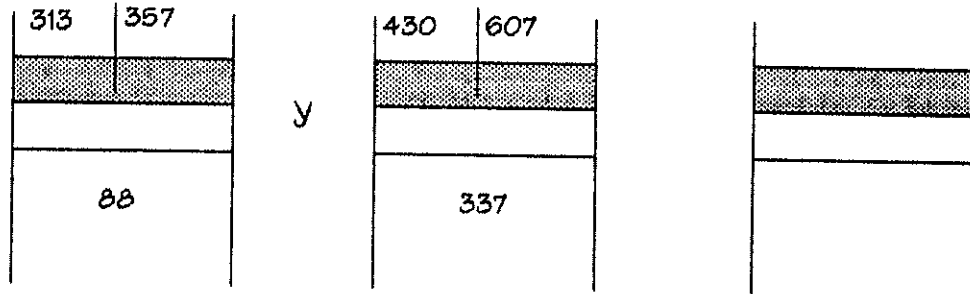
$$w_{CVTa} = 3.06 \cdot 100 / 3.50 + 270 = 357 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CVTb} = 0.76 \cdot 100 / 1.75 + 270 = 313 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CTVc} = 5.25 \cdot 100 / 6.00 = 88 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CMT} = 903 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CVT} = 435 \text{ kg/mts}^2$$



$$88 + 313 = 401$$

$$337 + 88 = 815$$

$$88 + 357 = \underline{445}$$

$$337 + 607 = \underline{991}$$

$$871/2$$

$$1806/2$$

$$w_{CVT} = 435 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CMT} = 903 \text{ kg/mts}^2$$

Paso V

Encontrar las cargas distribuidas en el entre piso, del marco B, usando los mismos esquemas y fórmulas anteriores.

$$w_{CYEa} = 4.38 \cdot 250 / 4.25 + 270 = 428 \text{ kg/mts}^2$$

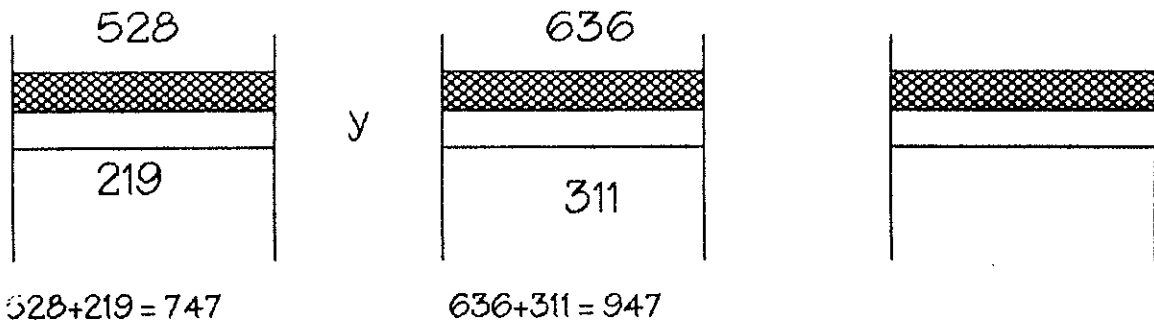
$$w_{CYEb} = 3.72 \cdot 250 / 4.25 = 219 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CMEa} = 4.38 \cdot 355 / 4.25 + 270 = 636 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CTYb} = 3.72 \cdot 355 / 4.25 = 311 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CME} = 947 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CYE} = 745 \text{ kg/mts}^2$$



PASO VI

Encontrar las cargas distribuidas en el entre piso, del marco 2.

$$w_{CVEa} = 3.06 \cdot 250 / 3.50 + 270 = 489 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CVEb} = 0.76 \cdot 250 / 4.75 + 270 = 379 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CVEc} = 5.25 \cdot 250 / 6.00 = 219 \text{ kg/mts}^2$$

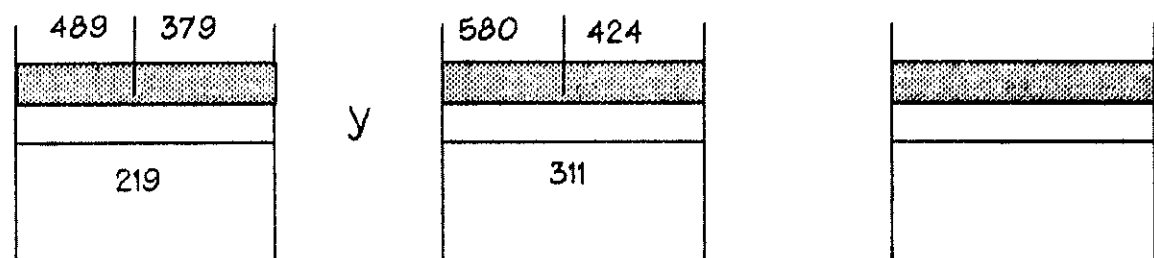
$$w_{CMEa} = 3.06 \cdot 355 / 3.50 + 270 = 580 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CMEb} = 0.76 \cdot 355 / 4.75 + 270 = 424 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CMEc} = 5.25 \cdot 355 / 6.00 = 311 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CVE} = 653 \text{ kg/mts}^2$$

$$w_{CME} = 813 \text{ kg/mts}^2$$



$$489 + 219 = 708$$

$$379 + 219 = \underline{598}$$

$$1306/2$$

$$w_{CVE} = 653 \text{ kg/mts}^2$$

$$580 + 311 = 891$$

$$424 + 311 = \underline{735}$$

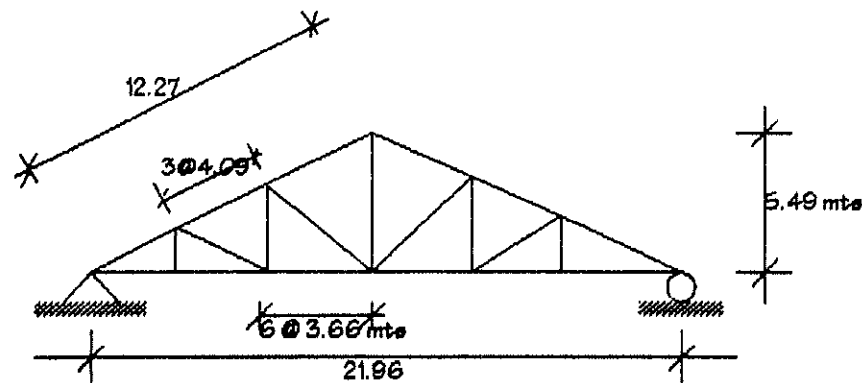
$$1626/2$$

$$w_{CME} = 813 \text{ kg/mts}^2$$

Ejemplo 2.

Determinar las fuerzas máximas de diseño para cada uno de los miembros del lado izquierdo de la armadura, teniendo las siguientes condiciones:

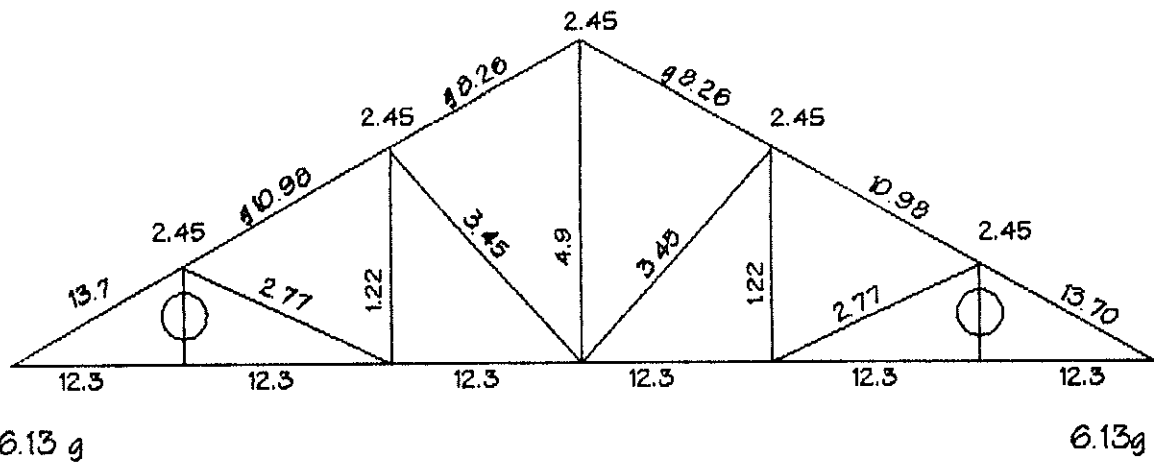
$w = 25 \text{ kg/mts}^2$, se seleccionan cuatro largeros (W25X49), para cada lado de la armadura, carga del viento = 20 kg/mts^2 , del lado barlovento y 45 kg/mts^2 , del lado sotavento, recomendado por la comisión 31 de la ASCE, peso de cubierta 75 kg/mts^2 .



Solución:

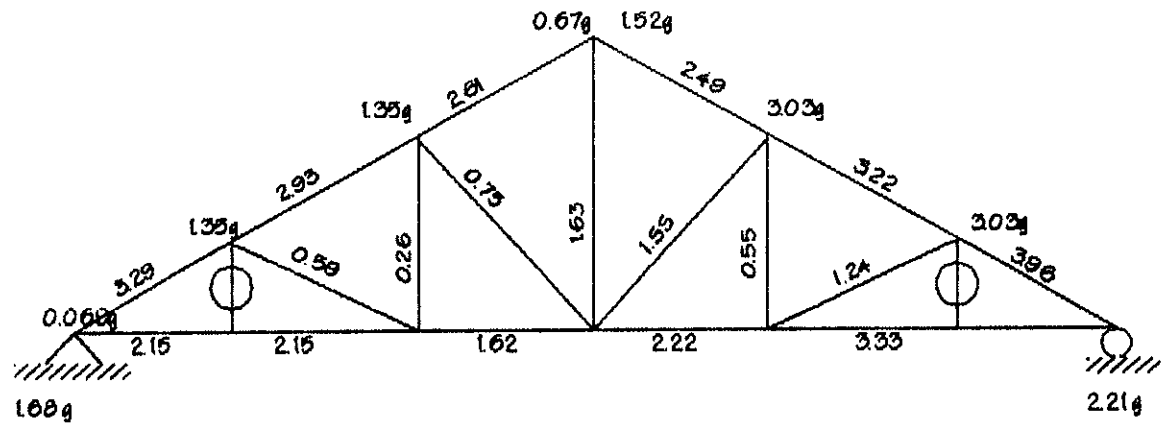
a) Esfuerzos de carga muerta.

- Peso de la armadura = $25 * 5.49 * 4.09 = 561.35 \text{ kg}$
- Cubierta = $75 * 5.49 * 4.09 = 1684.06 \text{ kg}$
- Largeros = $5.49 * 38 = \underline{208.62 \text{ kg}}$
- Carga total por tablero = 2454.03 kg



b) Esfuerzo de carga de viento por la izquierda.

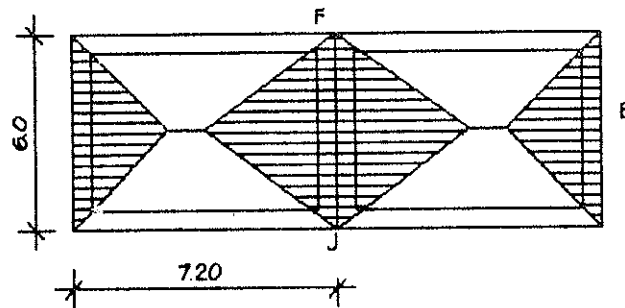
- Carga del panel completo = $20 \times 12.27 \times 5.49 = 1347.25$ kg lado a barlovento.
- Carga del panel completo = $45 \times 12.27 \times 5.49 = 3031.30$ kg lado a sotavento.



*Armaduras analizadas por el método de nudos.

Ejemplo 3.

Determinar la carga uniforme equivalente para calcular la viga FJ.



DATOS:

$$\text{Viga} = 30 \times 45 \text{ cms}$$

$$\text{CM} = 360 \text{ kg/mts}^2$$

$$\text{CV} = 480 \text{ kg/mts}^2$$

$$\begin{aligned} w's &= (\text{CV} + \text{CM}) \cdot B/3 \\ &= ((360 + 480) \cdot 6) / 3 \\ &= 1680 \text{ kg/mts}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w &= 2 \cdot w's + \text{Peso de la viga} \\ &= 2 \cdot 1680 + 0.30 \cdot 0.45 \cdot 2400 = 3684 \text{ kg/mts}^2 \end{aligned}$$

Ejercicio 1.

Del ejemplo 1. Encontrar las cargas distribuidas, según los datos que se dan a continuación.

$$\text{- columna} = 30 \times 30 \text{ cms}$$

$$\text{- Vigas} = 30 \times 50 \text{ cms}$$

$$\text{- } W_p + r = 100 \text{ kg/mts}^2$$

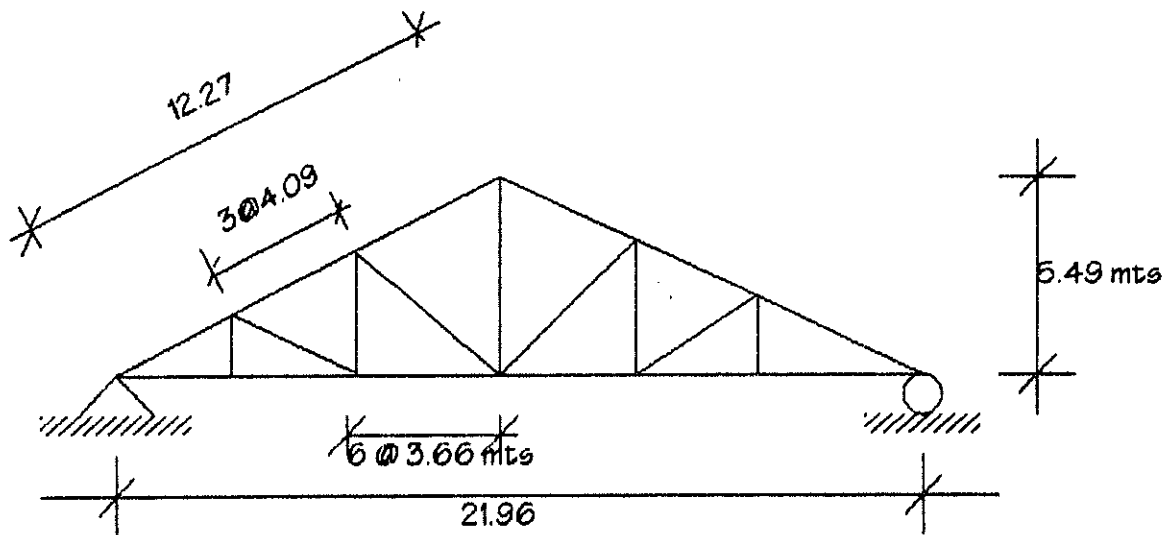
$$\text{- } W_{sob} = 30 \text{ kg/mts}^2$$

- Wdóp = 130 kg/mts²
- CYE = 120 kg/mts²
- CYT = 275 kg/mts²
- wc = 24000 kg/mts²

Ejercicio 2.

Determinar las fuerzas máximas de diseño para cada uno de los miembros del lado izquierdo de la armadura, teniendo las siguientes condiciones:

- W = 30 kg/mts², (W10x40) para cada lado de armadura.
- Carga de viento: 15 kg/mts² barlovento
40 kg/mts² sotavento
- Peso de cubierta 80 kg/mts².



2.13 CARGAS LATERALES:

Las fuerzas debidas al viento, temblores o empujes de tierras, deben considerarse como cargas horizontales o paralelas a la superficie terrestre, pero nunca se integran ambas.

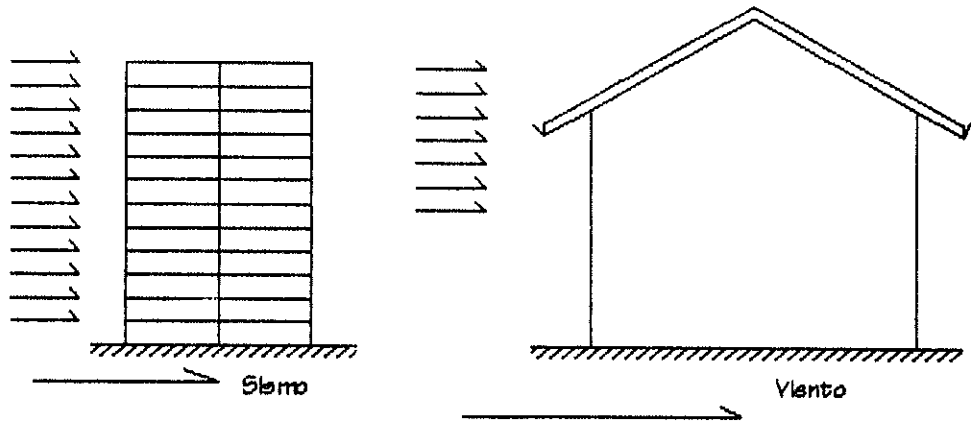


Fig. 2.1. (cargas laterales, sismo y viento)

2.14 CARGAS POR SISMO:

Es una carga que resulta de un movimiento o sacudida, y se determina por métodos dinámicos, sin embargo se presenta el método estático equivalente, el cual consiste en encontrar una fuerza en la base del edificio que se está sacudiendo, y en base a la distribución de masas según la altura del edificio y la carga adicional.

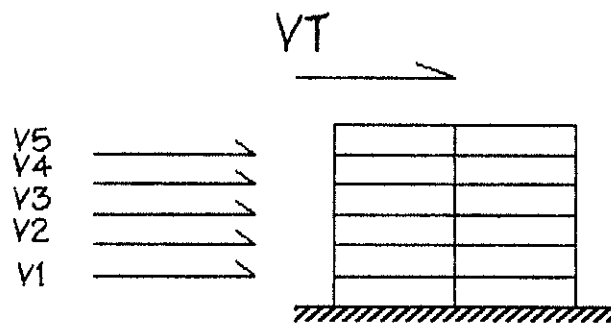


Fig. 2.2. (distribución de carga basal en cada nivel del edificio)

Según el método SEAOC:

$$V = \sum V_i + V_T$$

V_T = Fuerza adicional en la cúspide del edificio.

V_i = Sumatoria de fuerzas en la base de cada nivel del edificio o estructura.

2.15 METODO SEAOC ANTIGUO:

Las cargas sísmicas afectan el proyecto de las estructuras en las zonas de gran actividad sísmica, como en California, Alaska, Japón y en nuestro país Guatemala. Las sacudidas altamente irregulares del terreno transmiten aceleraciones a las estructuras y la masa de la estructura resiste el movimiento debido a los efectos de la inercia. La fuerza total de inercia (es usualmente igual a la fuerza cortante horizontal en la base de la estructura) varía aproximadamente de $0.030W$ a $0.10W$ (más recomendado en estructuras donde W es el peso total). Las respuestas de las estructuras a los sismos, dependen de varios factores: de las características del movimiento del terreno, de la rigidez y masa de la estructura, de las condiciones del subsuelo y de la magnitud del amortiguamiento.

Los preceptos relativos a los sismos, se tomaron del folleto "Fuerzas Laterales Recomendadas publicado por la Structural Engineers Association de California" (SEAOC 1968). Sin embargo, numerosos reglamentos locales de Estados o Ciudades no tienen verdaderos requisitos de diseño para los sismos, como en nuestro país.

2.16 CORTE BASAL:

Es un método estático equivalente, la fórmula propuesta por SEAOC, para obtener la fuerza horizontal total o cortante básico V , es:

$$* V = ZIKCSW \quad (2.2)$$

Donde V , es igual a las fuerzas dinámicas máximas que se representan aproximadamente por medio de las fuerzas de estáticas equivalentes de seguridad o modificadores arbitrarios y W , es el peso total de la estructura (carga constante), más el 25% de todas las cargas vivas del diseño. Recordando que entre más peso, más fuerte el sismo.

Para estructuras de un nivel o livianas; $ZIKCS$ es igual a 0.10 como coeficiente, por lo tanto:

$$* \quad V = 0.10W \quad (2.3)$$

A continuación se describirá cada uno de los coeficientes mencionados anteriormente. Z , se le denomina coeficiente de riesgo sísmico, varía según la zona sísmica del globo terráqueo y se divide en cuatro zonas.

Tabla 2.7 valores del coeficiente Z

ZONA SISMICA	RIESGO SISMICO	VALOR Z
0	Ausencia total de daño	0
1	Consideradas de daños menores corresponden a la intensidad de V y VI de la escala Mercalli Modificado.	0.25
2	Daño moderado, corresponde a la intensidad de VII en la escala de Mercalli Modificado.	0.5
3	Daño mayor, corresponde a la intensidad de VIII en la escala de Mercalli Modificado.	1

I , depende de la importancia o la utilidad que se le vaya a dar a la estructura, después del sismo. En viviendas unifamiliares va a ser menor su coeficiente, y para estructuras de uso público como: hospitales, centros de comunicación, cárceles, etc, el coeficiente será el mayor.

$$1.0 \leq I \leq 1.50$$

K , Dependerá del tipo de estructura seleccionado, y hay 4 sistemas estructurales k , no debe ser menor que los valores que se darán a continuación.

* Referencia Código SEAOC 1968.

Tabla 2.8 coeficientes de K

TIPO	ARREGLO RESISTENTE	VALOR DE K
1	Edificios con sistema de caja	13
2	Edificios con marcos dúctiles sin contravento (se refiere a una estructura con vigas y columnas).	0.67
3	Edificios con marcos dúctiles y sistema de corte (embreizados, muros y hierro).	0.8
4	Edificios o diseños especiales (tipo péndulo invertido o cabezones).	2

C , depende de la flexibilidad de la estructura, y se mide en base al periodo de vibración, donde t , es el intervalo de tiempo que necesita la estructura para completar una vibración

$$t = \frac{0.05h_n}{\sqrt{D}} \quad (2.4)$$

es igual a 0.05 por la altura del edificio h_n , en mts., entre la raíz cuadrada del lado del edificio paralelo a la acción del sismo que se está considerando:

$$C = 1/15\sqrt{t} < 0.12 \quad (2.5)$$

En donde el coeficiente C no debe ser mayor que 0.12.

S , depende del tipo del suelo a cimentar (resonancia del suelo), mínimo $1 \leq S < 1.5$, teniendo una limitación del coeficiente C y S no mayor de 0.14.

W , es la carga muerta producida por el peso de todos los elementos estructurales y no estructurales que permanecerán en el edificio y equipo no permanente en oficinas, etc., por lo menos un 25% de la carga viva sobre cada piso, cuando se trate de almacenes o bodegas.

2.17 INTEGRAR CARGAS ESTATICAS PARA CADA NIVEL

Es la sumatoria de fuerzas que actúan en cada nivel de la estructura ($\sum F_i$), mas la fuerza adicional de la cúspide del edificio (F_T), es igual al corte basal equivalente estático (V), recordando siempre que $F_T = 0$ cuando $t < 0.25$ seg., de lo contrario:

Por lo tanto

$$V = \sum F_i + F_T \quad (2.7)$$

Donde F_i es igual al corte basal V , menos la fuerza adicional en la cúspide del edificio F_T , por el peso establecido de cada nivel w_i , por la altura tomada desde la base estructural al centro de cada nivel de piso de la estructura h_i , entre la sumatoria del peso de cada nivel por la altura medida del centro donde esta el peso de cada nivel hasta su base, ver (figura 2.3). Donde:

$$F_i = \frac{(V - F_T) \cdot w_i \cdot h_i}{\sum w_i \cdot h_i} \quad (2.8)$$

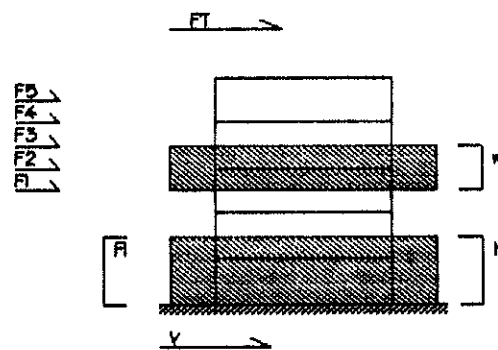


Fig. 2.3 (cargas estáticas para cada nivel)

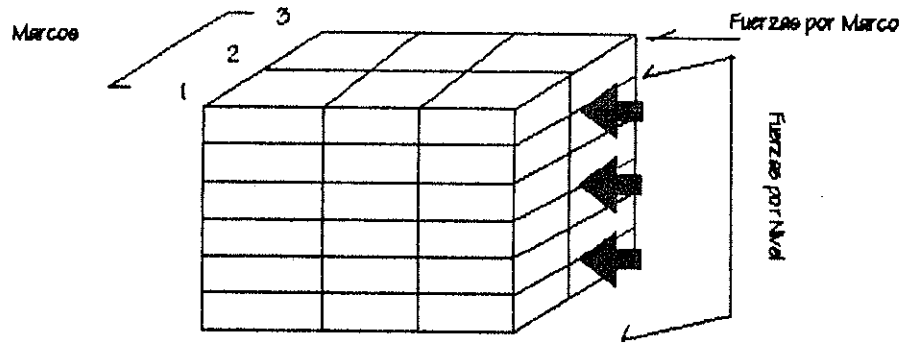


Fig. 2.4 (Fuerza por cada nivel paralelo al marco)

2.18 METODO SEAOC ACTUALIZADO

El corte total de la base en una dirección dada debe ser determinado según la siguiente fórmula:

$$V = \frac{ZIC}{R_w} W \quad (2.9)$$

Donde:

$$C = 1.25 S/T^{2/3} \quad (2.10)$$

C , este valor no necesita exceder 2.75 y debe ser usado para cualquier estructura sin considerar el tipo de tierra o periodo de la estructura.

Excepto en aquellas provisiones donde el código de las fuerzas son escalados arriba de $3(R_w/8)$, el valor mínimo de radio C/R_w , debe ser 0.0075.

T , periodo de la estructura. El valor de T debe ser determinado de la siguiente fórmula:

$$T = C_t(H_n)^{3/4} \quad (2.11)$$

*Referencia Código SEAOC-88

Donde:

$C_t = 0.035$ para momento resistente de marcos de acero

$C_t = 0.030$ para momento resistente de marcos de concreto

$C_t = 0.20$ para todo los otros edificios.

S , coeficiente sísmico para las características de tierra dada

Tabla 2.6 Valores del coeficiente S

TIPO DE SUELO	DESCRIPCION	VALOR S
S1	Perfil de tierra con cualquiera: a) Una roca como material caracterizado por una ola quebrada a velocidad mayor de 2,500 pies por segundo o por otras clasificaciones. b) Condición de tierra dura y densa donde la tierra tiene menos de 200 pies de profundidad.	1
S2	Un perfil de tierra con condiciones duras o densas donde la tierra excede los 200 pies de profundidad.	1.2
S3	Un perfil de tierra de 40 pies o más de profundidad, y conteniendo más de 20 pies de tierra suave a mediana, de plasticidad dura, pero no mas de 40 pies de plasticidad suave.	1.5
S4	Un perfil de tierra conteniendo mas de 40 pies de plasticidad suave.	2.0

El factor de sitio debe de ser establecido de información geotécnica previamente substanciada. En ocasiones donde las propiedades de la tierra no son suficientemente conocidas en detalle para determinar el tipo del perfil de la tierra S3, debe de ser usado.

Z , es el factor de zona sísmica.

Tabla 2.7 Valores del coeficiente Z

ZONA	1	2 A	3 B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

La zona debe ser determinada del mapa de zona sísmica.

Esta tabla está referida a zonas sísmicas de Estados Unidos.

I, depende de la importancia de la estructura

Tabla 2.8 Valores del coeficiente I

CATEGORIAS DE OCUPACION	VALOR I
Facilidades Esenciales	1.25
Facilidades Peligrosas	1.25
Estructuras Especiales de Ocupación	1
Estructuras de Ocupación Promedio	1

Descripción de las categorías de Ocupación:

- 1.- FACILIDADES ESENCIALES** Hospitales y otras facilidades medicas teniendo salas de emergencias operación y áreas de tratamiento.
 Estaciones de bomberos y policías.
 Tanques y otras estructuras conteniendo casas o mantenimiento de agua u otros materiales de supresión o equipo requerido para la protección del fuego para estructuras especiales de emergencia.
 Estructura y equipo en centros de preparación de emergencias.
 Equipo de generación Esencial para facilidades delicadas.
 Estructuras y equipo en centro de comunicación gubernamental y otra clase de facilidades requeridas para

respuesta de emergencia.

2.-FACILIDADES PELIGROSAS Estructura de casas, sosteniendo o conteniendo sustancias tóxicas o explosivos peligrosas para la seguridad del público en general si se soltara.

3.-OCUPACIONES ESPECIALES DE ESTRUCTURAS Estructuras cubiertas, de las cuales la primera ocupación es pública.

Asamblea - Capacidad > 300 personas.

Edificios para escuelas secundarias o centros de guardería capacidad > 250 Estudiantes.

Edificios para Universidades o educación adulta capacidad > 500 estudiantes.

Facilidades médicas con 50 o más residentes incapacitados, pero no incluidos arriba.

Cárceles y otras facilidades de detención todas las estructuras con ocupación de 5000 personas.

Estructuras y equipo en estaciones generadoras de poder u otras utilidades públicas no incluidas arriba, y requeridas para operación continúa.

4.-ESTRUCTURAS DE OCUPACION Todas las estructuras con ocupaciones no contenidas arriba.

Rw Coeficiente Numérico determinado a partir del sistema estructural

Tabla 2.9 Valores de Coeficiente Rw

SISTEMAS BASICOS ESTRUCTURADOS	DESCRIPCION	Rw ²	H ³
A. Sistema de pared aguantadora	1. Paneles cortados con paredes no muy pesadas:		
	a) Paredes para estructuras de madera contra chapada de tres pisos o menos.	8	65
	b) Toda otra clase de paredes no muy pesadas enmarcadas.	6	65
	2. Paredes Cortadas:		
	a) Concreto	6	180
	b) Masonería	6	180
	3. Paredes de Acero no muy pesadas enmarcadas con tensión solo fortificadas.	4	65
	4. Enmarcaciones fortificadas en donde la fortificación carga pesos de gravedad:		
	a) Acero	6	180
	b) Concreto	4	
c) Madera fuerte	4	6	
B. SISTEMA DE ENMARCACION DE EDIFICIOS.	1. Enmarcación de acero excéntrico fortificado (EBF).	10	240
	2. Paredes no muy pesadas con paneles cortados:		
	a) Paredes de madera contra chapada para estructura de tres pisos o menos.	9	65
	b) Todas las otras paredes no muy pesadas enmarcadas.	7	65
	3. Paredes cortadas:		
	a) Concreto	8	240
	b) Masonería	8	180
	4. Enmarcaciones Fortificadas concéntricas:		
	a) Acero	8	180
	b) Concreto	8	
c) Madera fuerte	8	65	

C. SISTEMAS DE ENMARCACION DE MOMENTOS RESISTENTES	1. Enmarcaciones de espacio (SMRSF) especiales para momentos resistentes:		
	a) Acero	12	N.L
	b) Concreto	12	N.L
	2. Concreto Intermedio (IMRSF) de espacio enmarcado para momento resistente.	7	
	3. Espacio enmarcado para momento (OMRSF) resistente ordinario:		
	a) Acero	6	180
b) Concreto	5		
D. SISTEMA DUAL	1. Paredes Cortadas:		
	a) Concreto con SMRSF	12	N.L
	b) Concreto con concreto IMRIMRSF	9	180
	c) Masonería con SMRSF	8	180
	d) Masonería con concreto IMRSF	7	
	2. Acero EBF con acero SMRSF	12	N.L
	3. Concreto de enmarcación fortificada:		
	a) Acero con Acero AMRSF	10	N.L
	b) Concreto con Concreto SMRSF	9	N.L
c) Concreto con Concreto IMRSF	6		
E. SISTEMAS INDEFINIDOS			

Factores para estructuras que no son para edificios.

Tabla 2.9 valores del coeficiente R_w .

TIPO DE ESTRUCTURA	R_w
1. Tanques, vasijas o esferas presionadas o patas fortificadas o no fortificadas.	3
2. Yeso en lugar de silos de concreto y chimeneas teniendo paredes continuas a la fundición.	5
3. Estructuras distribuidas de masa de vigas voladiza como estantes, chimeneas, silos y vasijas de faldia verticales sostenidas.	4
4. Torres de braguero, estantes chimeneas con cadena de sostén.	
5. Tipos de estructuras de péndulo invertidas.	4

6. Torres de enfriamiento.	3
7. Recipientes sobre patas fortificadas o no fortificadas.	5
8. Estanques para guardar.	4
9. Signos y carteles.	5
10. Estructuras y monumentos de entretenimiento.	5
11. Todas otras estructuras que se detienen a si mismas sin ser cubiertas.	3
	4

2.19 METODO DE STANFORD:

El diseño sísmo-resistente del código de STANFORD, se basa en el desarrollo general, de: "SISMIC HAZARD MAPPING FOR GUATEMALA", publicado en mayo de 1977, realizado por Hlremidjan, Shah y Lubetkin; y "A COMENTARY ON SEIMIC RESISTANT DESIGN PROCEDURE FOR GUATEMALA", por Zsutty y Shah.

Se hace la observación, que para realizar el contenido del Código de STANFORD se escogió un país sísmico como el nuestro. El objetivo básico es satisfacer las necesidades especiales de Guatemala, para una aplicable regulación en el diseño sísmico para edificios, donde la estructura debe poseer una resistencia y una rigidez tal que bajo sismos moderados, ésta no sufra daños estructurales de ningún tipo y a la vez hacer estructuras fuertes y suficientemente estables, tal que el colapso estructural es prevenido bajo un sismo altamente fuerte.

De acuerdo con el estudio realizado y las consideraciones hechas en el mismo se llegó a la siguiente fórmula; para la mayoría de códigos, la fuerza cortante en la base está dada por la ecuación:

$$* \quad V = C.W \quad (2.12)$$

A esta fuerza es necesario proveerla de coeficientes de seguridad, siguiendo esta línea de razonamiento, STANFORD establece que la fuerza cortante basal estará dada por:

$$* \quad V = A.D.B.Q.W \quad (2.13)$$

Donde:

V = Corte en la base de un edificio.

A = Valor de la zona de aceleración.

D = Factor principal de amplificación dinámica.

B = Factor de comportamiento estructural.

Q = Factor de calidad.

W = Peso permanente de la estructura.

A, es el valor de la zona de aceleración, dependerá del grupo de la estructura y la zona de riesgo sísmico del país, y este valor procede de un ploteo de la aceleración del suelo, en función del período de retorno del sismo. El valor A, cumple como factor de zona, para cada región del País se puede obtener su curva correspondiente.

Tabla 2.11 (grupos en que se clasifican los edificios)

Grupo 1	Estructuras esenciales, necesarios para el cuidado de la vida humana y su seguridad.
Grupo 2	Edificios residenciales, comerciales, para reuniones públicas e Industriales.
Grupo 3	Edificios que relativamente no ponen en peligro la seguridad pública.

Guatemala fue dividida en tres zonas de riesgo sísmico, dándole mayor énfasis a los departamentos de la capital de Guatemala, Quetzaltenango, Mazatenango, Puerto Barrios, Chiquimula, Escuintla, San Marcos y Cobán por su gran población existente, localizados y considerados en la zona III, ver figura 2.5. En la tabla 2.12., se dan los valores de A, asociados a los grupos de uso del edificio y a la zona de riesgo sísmico.

*Referencia Análisis de fuerzas de sismo utilizando el código propuesto por la Universidad de STANFORD para Guatemala.

Tabla 2.12 (coeficiente de A)

Grupo	Zona		
	I	II	III
1	0.20	0.30	0.45
2	0.15	0.20	0.30
3	0.10	0.15	0.20

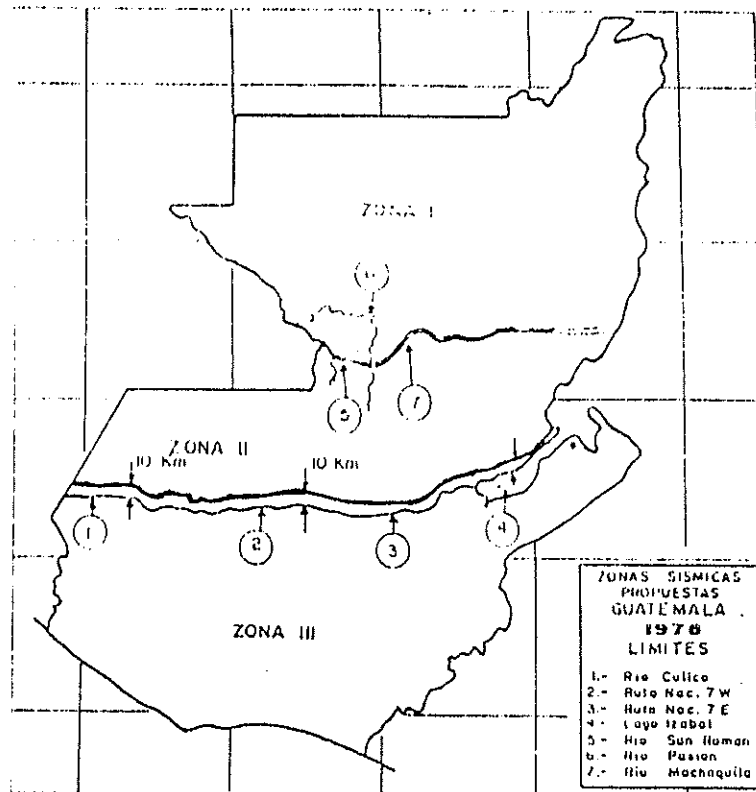


Fig 2.5 (Zonas Sísmicas de Guatemala)

D, será determinado de acuerdo al tipo de suelo y en función del período T, de la vibración del edificio, (fig. 2.6). La clasificación cualitativa del tipo de suelo de un lugar, lo basaron con la velocidad promedio de las ondas de corte V_s , características por suelo firme con una velocidad de 600 mts/seg, y para suelo suave con 150 mts/seg.

El período T, se determina usando las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes.

Proyecto de Normas Sismo-Resistentes para la
República de Guatemala.

Tabla 2.13 (Coeficiente A)

Zona	l_0	Δ_0	Δ_f	Observaciones
2	2	0.10 g	0.0 g	Hacer
3	3	0.10 - 0.30 g	0.0 - 0.10 g	Interpolaciones
4.1	4	0.30 g	0.10 - 0.15 g	sobre líneas
4.2	4	0.30 g	0.15 g	Norte - Sur

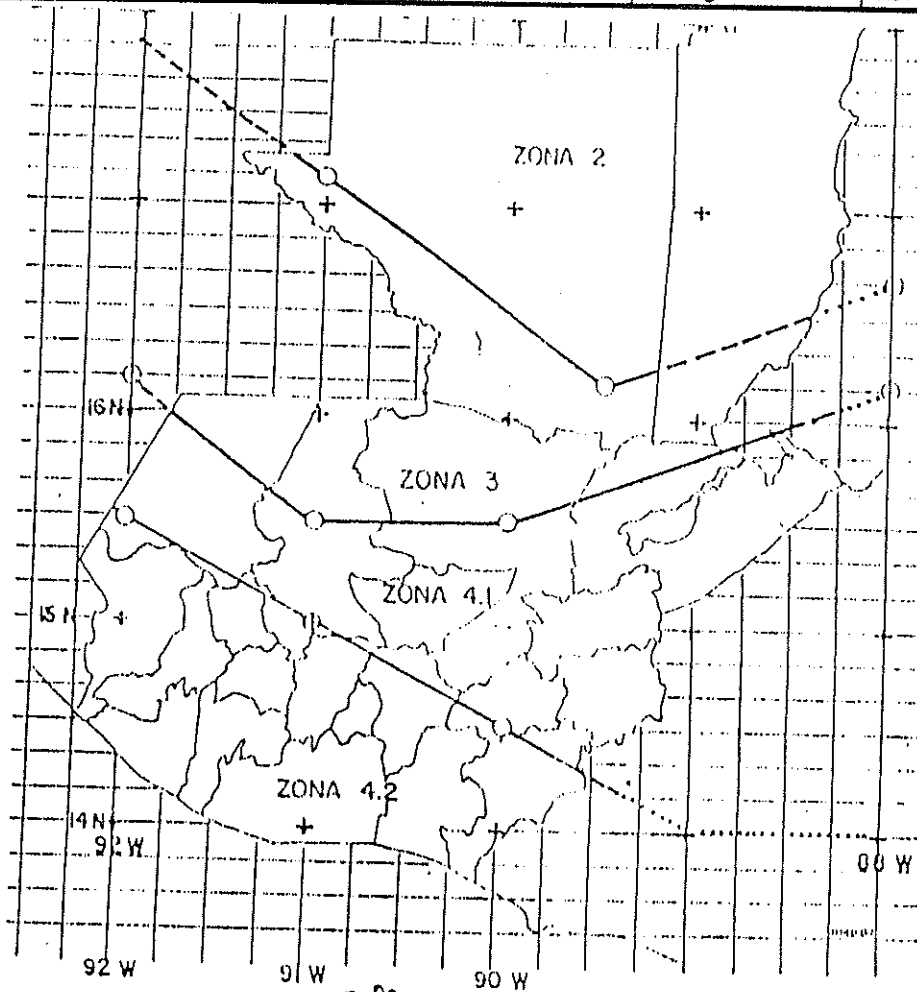


Fig. 2.6 (Nueva Macrozonificación Sísmica para Guatemala)

Nota: La macrozonificación sísmica propuesta para la República de Guatemala, fue realizada por el Instituto de Previsión Sísmica de Argentina y un grupo de ingenieros estructurales de nuestro país. A diferencia de lo propuesto por el código STANFORD, esta nueva delimitación de zonas se realizó de acuerdo a los códigos internacionales y además aquí se toman en cuenta todos los tipos de suelos existentes en el país.

Tabla 2.14 (valores de D en función del período T)

PARA SUELO FIRME	$D = 2.0$ para $0 < T < 0.3$ seg. $D = 2 \cdot 0.3 / T$ para $0.3 < T < 2.0$ seg. $D = 0.755$ para $T > 2.0$ seg.
PARA SUELO SUAVE	$D = 2.0$ para $0 < T < 0.5$ seg. $D = 2 \cdot 0.5 / T$ para $0.5 < T < 2.0$ seg. $D = 1.0$ para $T > 2.0$ seg.

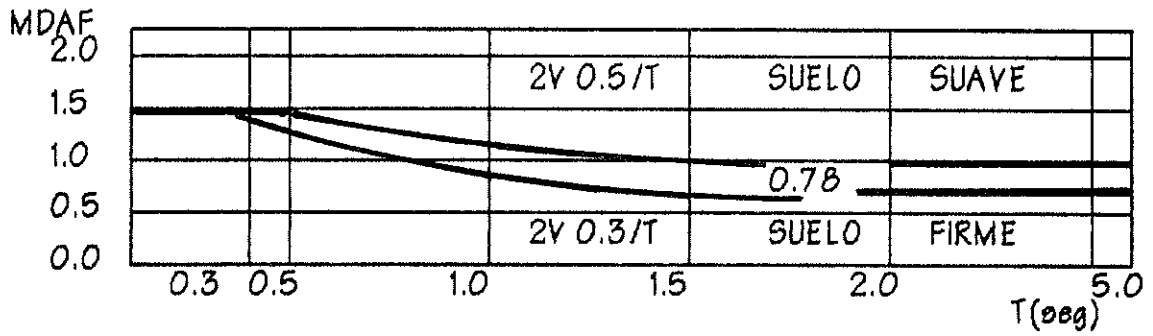


Fig. 2.7 (factor dinámico medio de amplificación)

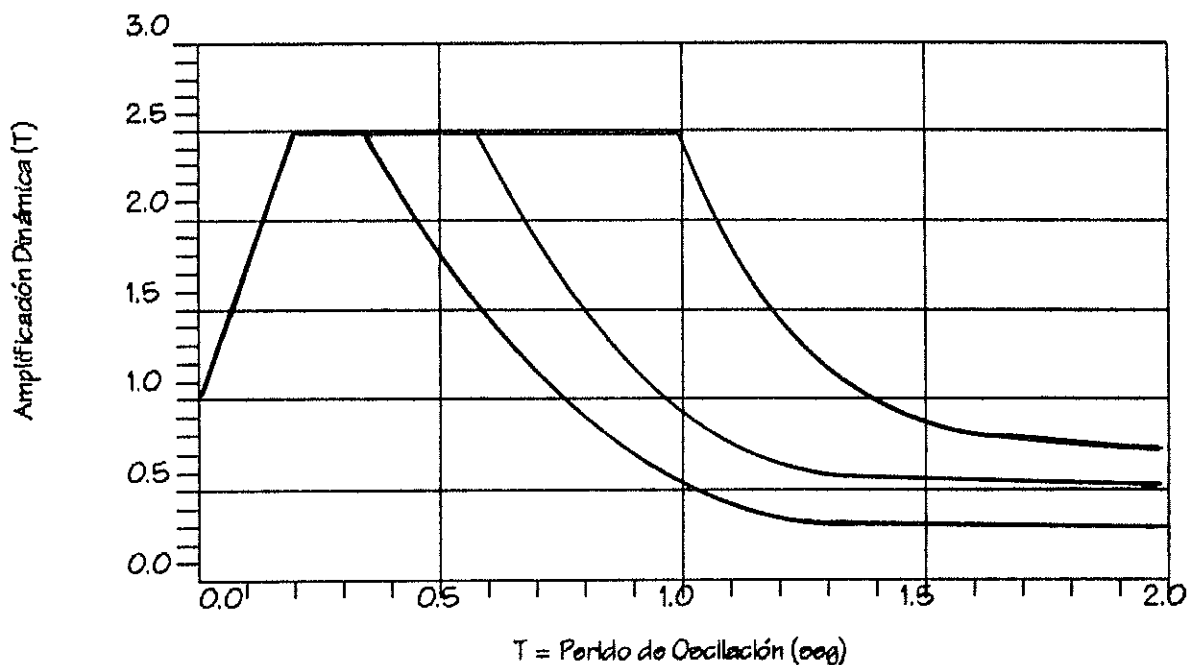
B, es un factor de comportamiento estructural, y depende del sistema estructural a construir.

Tabla 2.15 (Tipos estructurales y Factores B de comportamiento).

TIPO	ELEMENTOS RESISTENTES A FUERZAS LATERALES	VALORES DE B
1	EDIFICIOS CON SISTEMA DE MARCOS ESPACIALES ESTRUCTURALES RESISTENTES A FLEXION, DISEÑADOS PARA RESISTIR LA FUERZA LATERAL TOTAL, Y RESISTIR AL MISMO TIEMPO TODO EL PESO DE LA ESTRUCTURA MAS LA CARGA LATERAL DEL DISEÑO.	0.17
2	EDIFICIOS CON DOBLE SISTEMA ESTRUCTURAL, CONSISTENTES DE UN SISTEMA DE MARCOS ESPACIALES DUCTILES RESISTENTES A FLEXION Y MUROS DE CORTE O MARCOS EMBREIZADOS, DISEÑADOS CON EL SIGUIENTE CRITERIO: A.- LOS MARCOS Y LOS MUROS DE CORTE O EMBREIZADOS, RESISTIRAN LA TOTALIDAD DE LA FUERZA LATERAL, DE ACUERDO CON SUS RIGIDEZES RELATIVAS, CONSIDERANDO LA INTERACCION ENTRE MARCOS Y MUROS DE CORTE. B.- LOS MUROS DE CORTE O MARCOS EMBREIZADOS RESISTIRAN TODA LA FUERZA LATERAL. C.- EL SISTEMA DE MARCOS ESPACIALES DUCTILES RESISTENTES A FLEXION DEBEN TENER LA CAPACIDAD DE RESISTIR NO MENOS DEL 25 POR CIENTO DE LAS FUERZAS LATERALES, Y SOPORTAR EL PESO DE LA ESTRUCTURA.	0.20
3	EDIFICIOS NO MAYORES DE 5 PISOS DE ALTO, CON UN SISTEMA DE MARCOS DE ACERO RESISTENTES A FLEXION, QUE NO SATISFACEN NECESARIAMENTE LOS REQUISITOS DEL TIPO 1.	0.25
4	EDIFICIOS NO MAYORES DE 10 PISOS DE ALTO, CON UN SISTEMA DE MARCOS SOPORTADOS LATERALMENTE POR MUROS DE CORTE O MARCOS EMBREIZADOS, DISEÑADOS CON LA CAPACIDAD PARA RESISTIR LA FUERZA LATERAL TOTAL. EXCEPCION, SI LA FALLA DE LOS MUROS DE CORTE O DEL SISTEMA DE MARCOS EMBREIZADOS, QUE RESISTE LA FUERZA LATERAL, TRAE COMO CONSECUENCIA LA PERDIDA DE LA ESTABILIDAD DEL SISTEMA DE MARCOS ESPACIALES PARA SOPORTAR LAS CARGAS VERTICALES, EL EDIFICIO SE CLASIFICA COMO TIPO 5.	0.25
5	EDIFICIOS DE NO MAS DE 10 PISOS DE ALTO, CON UN SISTEMA DE CAJA, LATERALMENTE SOPORTADO POR MUROS DE CORTE O MARCOS EMBREIZADOS. EL SISTEMA RESISTENTE LATERAL ES TAL QUE EL COLAPSO PUEDE SOBREVENIR SI FALLA.	0.25
6	TODAS LAS SECCIONES DE CONCRETO DEBEN TRANSPORTAR LAS FUERZAS LATERALES Y EL PESO DE LA ESTRUCTURA, CON DEFORMACIONES EN EL CONCRETO MENORES DE 0.003. TODOS LOS ELEMENTOS QUE SOPORTAN CARGAS VERTICALES Y QUE SU FALLA ACARREARIA EL COLAPSO DEL EDIFICIO, TENDRAN: 1.- SUFICIENTE CAPACIDAD DE RESISTENCIA AL CORTE PARA SOPORTAR LAS CARGAS VERTICALES Y PODER DESARROLLAR MOMENTOS FLECTORES CEDENTES EN LOS EXTREMOS. 2.- JUNTAS VIGAS-COLUMNAS CON CAPACIDAD PARA RESISTIR CORTE, PARA PODER SOPORTAR LOS MOMENTOS CEDENTES DE LOS MIEMBROS QUE CONVERGEN, BAJO FUERZAS LATERALES. 3.- REFUERZO DE CONFINAMIENTO NECESARIO PARA DESARROLLAR DEFORMACIONES EN EL CONCRETO DE 0.01 COMO MINIMO.	0.50
7	EDIFICIOS DE NO MAS DE TRES PISOS DE ALTO, CON SISTEMA DE TIPO CAJA, DESCRITA PARA EL TIPO 5, PERO CON PANELES STANDARD HECHOS CON LADRILLOS COFINADOS EN MARCOS DE CONCRETO REFORZADO.	0.66

Tabla 2.16 (Valores de D en función del Periodo T)

Funciones de Amplificación	Suelo	T1 (seg)	T2 (seg)
$D(t) = 1.0 + T/T1$ para $T \leq T1$	PERFIL S1	0.12	0.40
$D(t) = 2.5$ para $T1 \leq T \leq T2$	PERFIL S2	0.12	0.52
$D(t) = 2.5 (T2/T)^{0.57}$ para $T \geq T2$	PERFIL S3	0.12	0.74



Descripción de los perfiles de suelo:

PERFIL DE SUELO S1:

Satisface la siguiente condición:

- * Roca de cualquier clase; tal material puede caracterizarse por velocidades de onda de corte mayores de 800 metros por segundo.

- * Suelo Rígido cuyo rocoso está a menos de 50 metros de profundidad y constituido por cenizas volcánicas, arenas, gravas densas o arcillas firmes,

PERFIL DE SUELO S2

Satisface la siguiente condición

- * Suelo firme, cuyo basamento rocoso está a más de 50 metros de profundidad y cuyos depósitos son cenizas volcánicas, suelos granulares densos, limos densos o arcillas firmes.

PERFIL DE SUELO S3

Satisface cualquiera de las siguientes condiciones

- * Depósito de más de 10 metros de espesor de cenizas; arenas o limos desde sueltos hasta de densidad media.
- * Depósitos de más de 10 metros de espesor de arcillas blandas o semi blandas con o sin estratos arenosos intermedios.

En general, perfiles de suelo donde la velocidad de onda de corte del depósito es menor de 200 metros por segundo.

En caso de onda se tomara el resultado más crítico de suponer perfil **S1 y S2**.

SISMO DE DISEÑO:

Es básicamente un sismo que tiene un 90% de probabilidad de no ser excedido en un período de 50 años.

SISMO FRECUENTE:

Se define como Sismo frecuente" aquel que tiene altas probabilidades de ocurrir una o acaso más veces durante la vida útil de la estructura.

Q, dependerá de la redundancia de los elementos estructurales, de la redundancia de la planta, de la simetría de la planta, de la regularidad de su elevación y suspensión óptima de la construcción. Este factor impone sanciones a la estructura, incrementando el valor de la fuerza sísmica de diseño, si cumple los criterios indicados de la tabla 2.15

Tabla 2.15 (valores de penalización)

TIPO	CRITERIO	NO REUNE EL CRITERIO
1	Redundancia en marcos o en muros de corte, o en marcos con muros de corte.	0.1
2	Redundancia en la planta.	0.1
3	Simetría en la planta.	0.1
4	Regularidad en elevación.	0.1
5	Control de calidad de construcción.	0.2

W, es el peso de la estructura y corresponde a la carga muerta total más la porción aplicable a otras cargas tales como: tabiques, equipo montado permanente y en bodega, almacenes y un mínimo de 25% de la carga viva de piso.

COMENTARIO SOBRE EL METODO DE STANFORD:

Las razones por las cuales el método de STANFORD propuesto para la ciudad de Guatemala, no fue aceptado por los más relevante Ingenieros estructurales de nuestro país se basa en lo siguiente:

Primero) La zonificación sísmica que se realizó del país por un lado no concuerda con criterios y códigos internacionales, ya que a la zona donde está Guatemala se le clasifica

con zona sísmica 4, que es la de mayor sísmicidad, según códigos internacionales, pero el método de STANFORD la clasifica como zona sísmica 1, lo cual da a entender que es una zona con menor riesgo sísmico, lo cual no es cierto.

Además los profesionales que realizaron este método delimitaron una franja de 10 kilómetros de ancho, a la cual se le clasificó como zona sísmica 2, esta delimitación no se fundamenta en algún estudio que sea factible de comprobarse, es por esto que los Ingenieros Estructurales no están de acuerdo.

Segundo) No fue considerado, ni el tipo, ni la granulometría del suelo de nuestro país, para determinados valores de los factores que dependen de la aceleración del suelo, ya que los profesionales que realizaron el estudio desconocían el tipo de suelo guatemalteco y no se realizaron las pruebas pertinentes.

2.20 CARGAS POR MARCO:

En regiones sísmicas es de suma importancia que la forma estructural sea resistente, para que el equipo de diseño provea al cliente con la estructura más adecuada, la forma no debe ser fijada hasta que la última información sea disponible. El diseño de la estructura, depende de ciertas guías principales que deben ser tomadas en cuenta, como: ser simple, simétrica, no muy alargada en planta o altura, tener una distribución uniforme y continua en resistencia, tener miembros verticales y tener su rigidez relacionada con las propiedades del subsuelo.

Las reglas anteriores dan al Ingeniero la mejor oportunidad de interpretar el comportamiento de la estructura en un terremoto, ya que es la mejor garantía de buen éxito, lo cual hay dos maneras de hacerlo.

2.21 CUANDO SON SIMETRICOS:

Todo es igual con respecto al eje centroidal (E_c), paralela a la fuerza de piso, donde la fuerza de marco (F_m), es igual a la fuerza del piso (F_{piso}), entre le número de marcos (N_{marcos}).

$$F_m = F_{piso} / N_{marcos} \quad (2.14)$$

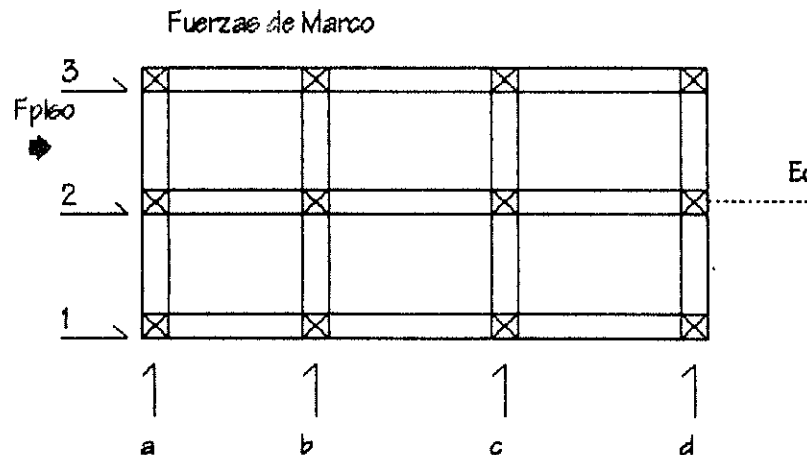


Fig. 2.9 (fuerzas por marco)

Hay que recordar que el centro de rigidez (CR), y el centro de masa (cm), es igual si el edificio o la estructura es simétrica, si no varía según en donde haya más peso, donde mayor problema da es en el área de los elevadores.

2.22 CUANDO HAY ANTISIMETRIA:

Cuando un lado es más largo que el otro, se tendrá que averiguar las cargas por sismo en los ejes X ó Y, localizar el centro de masa, el centro de rigideces, la excentricidad del edificio, el momento torcionante, y fuerzas totales por marco, para el diseño, y cálculo de una estructura, se debe considerar cada uno de los conceptos que se dan a continuación.

2.23 CALCULO DEL CENTRO DE MASA:

Se localiza el centro de masa en el centro geométrico de la estructura, tanto como el eje en X ó Y, dividido entre dos.

$$cm = X / 2 \text{ ó } Y / 2 \quad (2.15)$$

2.24 CALCULO DE RIGIDEZ:

Se localiza el centro de rigidez del edificio (CR), en base a los elementos estructurales verticales de éste (columnas, muros de corte), y se localiza en los dos sentidos ortogonales (X,Y), así la rigidez (Ki), del sentido X ó Y en los ejes que tenga el diseño estructural, es igual a la Inercia en el eje que se esté considerando (I), entre la altura de cada nivel del edificio (h), todo esto por el número de ejes que tenga el marco (Nmarco), según el sentido que se haya tomado, luego se encuentra el centro de rigidez (CR), que es igual a la sumatoria de rigidez de cada eje, por la distancia a cada eje perpendicular del sentido ortogonal, tomado de la ($\sum Ki \cdot d$), entre la sumatoria de rigidez de cada eje ($\sum Ki$).

$$Ki(x \text{ ó } y) = \frac{I/h = 1/12 \cdot b \cdot a^3 \cdot Nmarcos}{h} \quad (2.16)$$

-de cada N marcos o ejes.

-Número de columnas o ejes del marco en el sentido tomado.

$$CR = \frac{\sum Ki \cdot d}{\sum Ki} \quad (2.17)$$

2.25 CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD DEL EDIFICIO:

Se encuentra la excentricidad del edificio en X ó Y.

$$ex = |CR - cm| \text{ ó } ey = |CR - cm| \quad (2.18)$$

La excentricidad en cualquier sentido es igual al valor absoluto del centro de rigidez (CR), menos el centro de masa (cm).

2.26 COMPARACION DE EXCENTRICIDAD MINIMA:

Se compara con una excentricidad mínima (e_{min}), igual a 0.05 ó el 5% del lado perpendicular a la fuerza de piso, comparándola con la excentricidad del edificio.

$$e_{min} = 0.05 D \quad (2.19)$$

Si e_x ó $e_y >$ que e_{min} , se toma e_x ó e_y .

Si e_x ó $e_y <$ que e_{min} , se toma e_{min} .

2.27 CALCULO DEL MOMENTO TORSIONANTE:

El momento torsionante (MT), es igual a la fuerza del piso (F_{piso}), por la excentricidad tomada (e).

$$MT = F_{piso} \cdot e \quad (2.20)$$

El análisis torsional hay que hacerlo para cada piso de la estructura.

2.28 CALCULO DE LAS FUERZAS:

Se calcula la fuerza que absorbe cada elemento estructural, en proporción a su rigidez y a su torsión, para esto hay varios procedimientos.

Teniendo la rigidez de cada eje (k_i), y la distancia del eje, al centro de rigidez (d_i), se calcula el módulo de rigidez (E_i), que es igual a la sumatoria de la rigidez por la distancia del eje al centro de rigidez de cada eje al cuadrado ($\sum K_i \cdot d_i^2$), entre cada eje de la rigidez por la distancia del eje al centro de rigidez ($K_i \cdot d_i$), luego se encuentra la fuerza proporcional a su rigidez (F'_m), que es igual a la rigidez de cada eje (K_i), entre la sumatoria de la rigidez de todos los ejes ($\sum K_i$), y todo esto por la fuerza de cada piso (F_{piso}), la fuerza de torsión (F''_m), es igual a la excentricidad tomada (e), entre el módulo de rigidez de cada eje (E_i), por la fuerza de cada piso (F_{piso}), de último se calcula la fuerza total por marco (F_{marco}), que es igual a la suma algebraica de la fuerza proporcional a su rigidez (F'_m), y la fuerza por torsión (F''_m).

$$E_i = \sum K_i \cdot d_i^2 / K_i \cdot d_i \quad (2.21)$$

$$F'm = \frac{K_i F_{\text{piso}}}{\sum K_i} \quad (2.22)$$

$$F'm = \frac{e}{E_i} F_{\text{piso}} \quad (2.23)$$

$$F_m = F'm \pm F'm \quad (2.24)$$

2.29 CARGAS POR VIENTO:

Las cargas de viento ejercen presión o succión sobre las superficies expuestas de las estructuras. La presión del viento es una carga de proyecto muy importante en el caso de las estructuras altas y livianas, cubiertas de materiales livianos. La magnitud, frecuencia y distribución de las cargas de viento dependen de varios factores, y solamente hace pocos años se ha obtenido una información detallada. También se han simplificado las normas en los reglamentos de proyectos para permitir el diseño rápido de la mayor parte de las estructuras.

2.30 DEFINICION:

La carga de viento va a estar en función de la velocidad del viento y la altura de la estructura que se esté considerando, y contemplar siempre tipos de presiones, como la externa y la interna la cual se denomina presión de succión de salida.

2.31 CARGAS DE VIENTO EN TECHOS PLANOS:

Las fuerzas del viento se basan en la máxima velocidad a 9.14 mts., del suelo en el lugar determinado, también estas velocidades se toman de los datos de las estaciones meteorológicas, esperando que ocurran una sola vez cada 50 años, en Guatemala se utiliza una altura de 35 mts.

La variación de la velocidad del viento con respecto a la altura, depende de lo accidentado del terreno que rodea a la estructura y de la temperatura de las masas de aire que actúan. Las fuerzas del viento pueden ejercer una succión considerable que puede llegar a ser de 95 kg./cm².. en las estructuras comunes, y debe considerarse en su diseño, especialmente si se supone que no van a volar. Varios techos y muros ligeros han fallado a causa de la succión o presión producida por el viento. Con frecuencia, las paredes de ladrillo o de bloques de concreto quedan sin apoyo, hasta que los techos o pisos las unen entre sí.

Hay que recordar que vientos ligeros, pueden derrumbar estos muros contraventeados a causa de la gran superficie que está expuesta a la presión. Temporalmente, deben acostumbrarse a usar cables o armaduras de contravento, durante la construcción para evitar accidentes o deformaciones estructurales. En nuestro país no es común ver un huracán o determinado viento fuerte, probablemente en las zonas del pacífico o del Atlántico, sin embargo podrían evitarse muchos daños a la estructura, y al personal que labora en la construcción, poniendo atención en los detalles sencillos.

El volteo producido por el viento es un fenómeno interesante, si una estructura es esbelta, como una chimenea no se anda correctamente, puede volcarse. La publicación de la ASCE (1961), contiene información detallada sobre la variación de la velocidad del viento. La carga básica de presión producida por la velocidad de viento es:

$$* \quad q = 0.004819 V^2 \quad (2.22)$$

Donde q, es la carga a presión que actúa sobre la superficie vertical, en Kg./mts².. V es la velocidad básica del viento en Km/horas, según la inclinación del techo, ver inciso 2.32.

$$* \quad V_z = V_n (Z/n)^X \quad (2.23)$$

donde: V_z, es la velocidad del viento al nivel deseado en Km/h., V_n, es la velocidad del viento al nivel del anemógrafo, Z, es de acuerdo a la altura establecida en cada país, en Guatemala es 35 mts., n es la altura del viento en referencia a su elevación, y X es un exponente establecido para cada lugar, para Guatemala es 0.222.

2.32 CARGAS DE VIENTO EN TECHOS INCLINADOS:

El viento al azotar en estructuras livianas con techos o cubiertas inclinadas producen fuerzas externas e internas normales a su superficie.

- FUERZAS EXTERNAS: Las fuerzas normales a la superficie de las vertientes de los techos q , es función del ángulo de inclinación de la vertiente, de la velocidad del viento y de la altura del edificio y pueden ser de presión o de succión, dependiendo del ángulo de inclinación del techo, se producen en un mismo instante con diferente magnitud y sentido en la vertiente de barlovento, que en la de sotavento (ver fig. 2.10).

- FUERZAS INTERNAS: Como las estructuras no son herméticas deben considerarse presiones o succiones internas, mínimas de 21 Kg/mts^2 , que actúan sobre muros y cubiertas, estas presiones dependen de que las aberturas estén localizadas en la superficie de barlovento, en la superficie de sotavento, o en las caras paralelas a la dirección del viento, estas presiones varían de conformidad con el porcentaje de abertura que existe en los muros (puertas, ventanas, etc.).

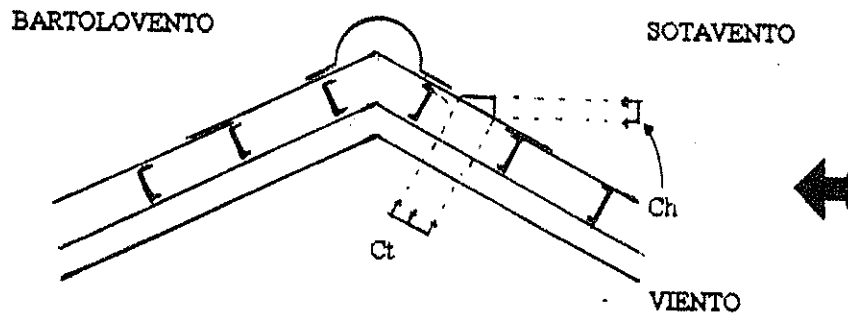


Fig. 2.10 (distribución de cargas en una estructura liviana)

C_v = Carga vertical

C_h = Carga horizontal

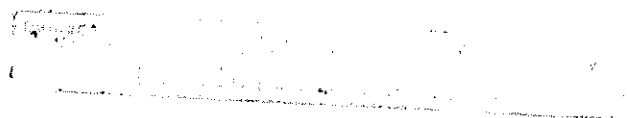
C_t = Carga tributaria

2.33 ESTRUCTURAS LIVIANAS:

Se diseñan para vientos muy fuertes, por que su peso es muy liviano y varían según el diseño de material que se utilice como madera, metal o combinado.

ESTRUCTURAS METÁLICAS: Son las que están cubiertas totalmente (paredes y techos), de metal. Y estas pueden ser diseñadas de tal manera que la estructura tenga la mayor seguridad, una estructura liviana ocupa mucho lugar y cubre grandes espacios, llevará una viga conectada a las columnas llamada RIGTRA, que debe resistir todas las fuerzas laterales y debe armarse en forma de X, ya que son más rígidas, los techos se deben atrincherar contra las fuerzas horizontales, ya que las cubiertas son de materiales ligeros. Las fuerzas del viento en el costado de barlovento de la estructura se transmiten a la armadura del techo del lado de sotavento; estas armaduras transmiten las cargas a los extremos de la estructura, en diagonal en cada uno de los tramos, las costaneras unen cada tramo para poder sostener la cubierta y esta separación la da el fabricante y dependerá de la lámina que se vaya a utilizar en la cubierta, los templetes son hierros transversales que nacen de una esquina del tramo al centro de una costanera, (ver fig. 2.11).

ESTRUCTURAS DE MADERA, DE MAMPOSTERÍA O DE CONCRETO: La cubierta se diseña como una estructura metálica, solo que no lleva tirantes, tensores y templetes, en nuestro país es común las cubiertas de madera con muros de mampostería, por supuesto no son muy grandes y deberán llevar vigas, tendales y costaneras (se diseñan según tipo de lámina que se vaya a utilizar). Son muy frecuentes para casas de uno o dos niveles,



bodegas, hangares, estadios, auditorios, estaciones de ferrocarril, salas de exhibición, etc., es recomendable utilizar estructuras de metal cubiertas de metal ligero. (ver figuras 2.12 y 2.13).

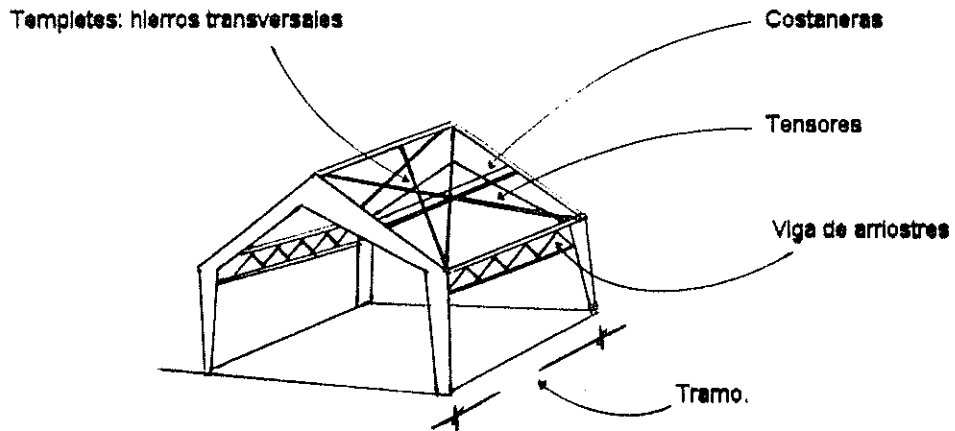


Fig. 2.11 (Distribución de tensores en una estructura liviana)

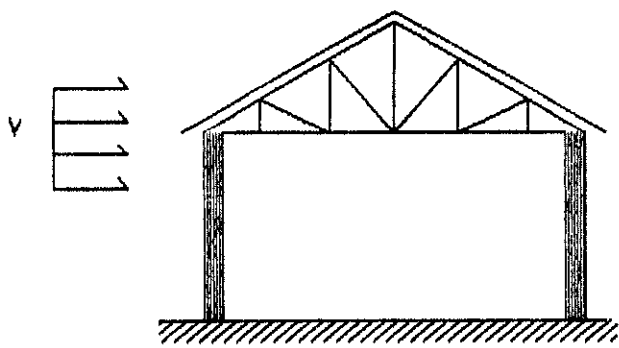


Fig. 2.12 (Cuando se combina con muros de mampostería).

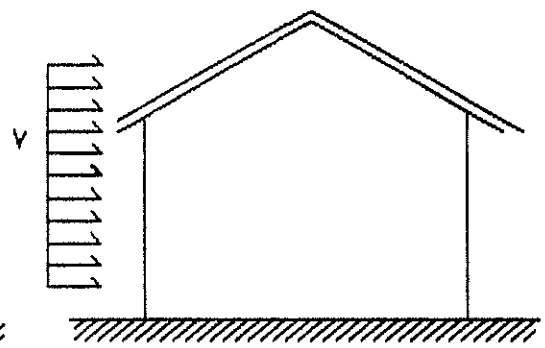
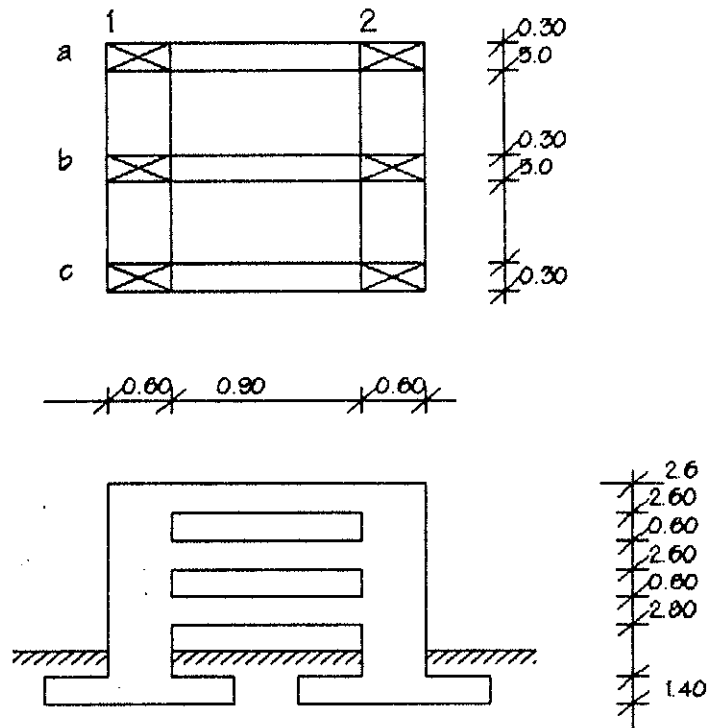


Fig. 2.13 (Son todas las estructuras que llevan forro de lámina en las paredes).

2.34 EJEMPLOS Y EJERCICIOS:

Ejemplo 1.

Encontrar las cargas muertas y las cargas vivas del siguiente diseño estructural, en el marco B.



DATOS:

$$CVE = 500 \text{ kg/mts}^2$$

$$CVT = 100 \text{ kg/mts}^2$$

$$W_{sob} = 100 \text{ kg/mts}^2$$

$$W_{losa} = 300 \text{ kg/mts}^2$$

USO = COLEGIO

LUGAR = GUATEMALA

SECCION:

COLUMNAS = 30*60 cms

$$\text{VIGAS X-X} = 30 \times 60 \text{ cms}$$

$$\text{VIGAS Y-Y} = 25 \times 50 \text{ cms}$$

$$\text{Wtabiques} = 120 \text{ kg/mts}^2$$

Primer paso:

Se Calcula el peso de cada nivel.

Wpiso 3

$$\text{Wlosas} = (300 + 100) \times 9.70 \times 5.00 \times 2.00 = 38,800 \text{ kg.}$$

$$\text{Wcolumn} = 0.30 \times 0.60 \times 2,400 \times 6.00 \times 2.60 / 2 = 3,370 \text{ kg.}$$

$$\begin{aligned} \text{Wvigas} &= (0.30 \times 0.60 \times 2,400 \times 9.00 \times 3.00) + \\ &\quad (0.25 \times 0.50 \times 2,400 \times 5.00 \times 4.00) = 17,664 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$\text{Wtabiq} = [(9.00 \times 2.00) + (5.00 \times 4.00)] \times 1.30 \times 120 = \underline{5,928 \text{ kg}}$$

$$\Sigma \text{CM3} = 65,762 \text{ kg.}$$

$$\text{WCVT} = 100 \times 10.20 \times 10.90 \times 25\% = 2,780 \text{ kg.}$$

$$\text{Wpiso3} = \text{CM3} + \text{CV3} = (65.76 + 2.78) \text{Ton.} = 68.54 \text{ Ton}$$

Wpiso2

$$\text{Wlosas} = (300 \times 100) \times 9.70 \times 5.00 \times 2.00 = 38,800 \text{ kg.}$$

$$\text{Wcolumn} = 0.30 \times 0.60 \times 2,400 \times 3.20 \times 6.00 = 8,294 \text{ kg.}$$

$$\begin{aligned} \text{Wvigas} &= (0.30 \times 0.60 \times 2,400 \times 9.00 \times 3.00) + \\ &\quad (0.25 \times 0.50 \times 2,400 \times 5.00 \times 4.00) = 17,664 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$\text{Wtabiq} = [(9.00 \times 2.00) + (5.00 \times 4.00)] \times 2.60 \times 120 = \underline{11,856 \text{ kg.}}$$

$$\Sigma \text{CM2} = 76,614 \text{ kg.}$$

$$\text{WCVE} = 500 \times 10.20 \times 10.90 \times 25\% = 13,898 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{piso2}} = CM2 + CV2 = (76.61 + 13.90) \text{ Ton.} = 90.51 \text{ Ton.}$$

Wpiso 1

$$W_{\text{losas}} = (300 + 100) * 9.70 * 5.00 * 2.00 = 38,800 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{column}} = 0.30 * 0.60 * 2,400 * 6.10 * 6.00 = 15,811 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{vigas}} = (0.30 * 0.60 * 2,400 * 9.00 * 3.00) + (0.25 * 0.50 * 2,400 * 5.00 * 4.00) = 17,664 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{tabla}} = [(9.00 * 2.00) + (5.00 + 4.00)] * 5.50 * 120 = \underline{25,080 \text{ kg.}}$$

$$\Sigma CM1 = 97,355 \text{ kg.}$$

$$WCVE = 500 * 10.20 * 10.90 * 25\% = 13,898 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{piso1}} = CM1 + CV1 = (97.36 + 13.90) \text{ Ton.} = 111.25 \text{ Ton.}$$

$$WTE = W_{\text{piso1}} + W_{\text{piso2}} + W_{\text{piso3}}$$

$$WTE = 111.25 + 90.51 + 68.54 = 270.30 \text{ Ton.}$$

Segundo paso:

Tiendo el peso de la estructura, se procede a encontrar, el valor del corte basal de la fórmula (2.2), y el valor de sus coeficientes.

$$V = ZIKCSW$$

-Para Guatemala se toma el valor 1 para el coeficiente Z, tabla (2.6)

-Como el edificio es para uso público, como lo es un colegio, se toma el valor de 1.3, en el rango comprendido del coeficiente I.

-La estructura es un marco dúctil, se toma el valor de 0.67 en el coeficiente K, tabla (2.7).

-Como no se conoce la flexibilidad de la estructura, se tiene que calcular el período de vibración del edificio, y en el sentido X-X; de la fórmula (2.4) y (2.5).

$$t_{nv \text{ X-X}} = 0.05 * h_n / \sqrt{D} = 0.05 * 11.20 / \sqrt{10.20} = 0.175 \text{ seg.}$$

$$t_{nv} < 0.25 \text{ seg.} \rightarrow FT = 0$$

$$C = 1/(15 \cdot \sqrt{T}) = 1/(15 \cdot 0.175) = 0.16$$

Como $C > 0.12$, se toma 0.12 que es el máximo coeficiente.

-Tomar un valor de 1.2, para un suelo firme para que no haya resonancia fuerte, donde se encuentra la estructura, se encuentra en el coeficiente S .

-Tomando en cuenta que el producto de los coeficientes C_s , debe de ser menor que 0.14, en el ejemplo se toma 0.14.

por lo tanto:

$$V_x - x = ZIKCSW = 1.00 \cdot 1.30 \cdot 0.67 \cdot 0.14 \cdot 270.30 = 32.96 \text{Ton.}$$

Tercer paso:

Distribuir la fuerza lateral en cada piso de la estructura, usando la fórmula (2.8), y distribuirla según fig. 2.4.

$$F_i = [(V-FT) \cdot w_i \cdot h_i] / (\sum w_i \cdot h_i)$$

$$F_3 = \frac{(32.96-0) \cdot 10.90 \cdot 68.5}{[(111.25 \cdot 4.50) + (90.51 \cdot 7.70) + (68.54 \cdot 10.90)]} = 12.66 \text{Ton.}$$

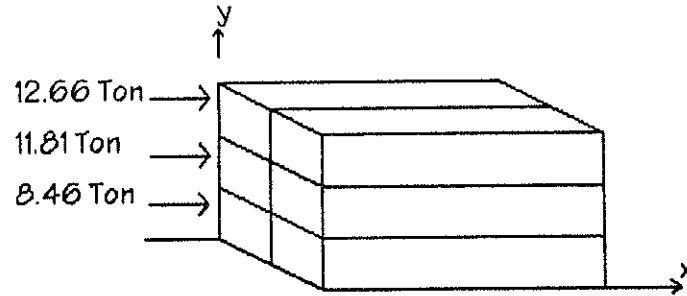
$$F_2 = \frac{(32.96-0) \cdot 90.51 \cdot 7.70}{[(111.25 \cdot 4.50) + (90.51 \cdot 7.70) + (68.54 \cdot 10.90)]} = 11.81 \text{Ton.}$$

$$F_1 = \frac{(32.96-0) \cdot 111.25 \cdot 4.50}{[(111.25 \cdot 4.50) + (90.51 \cdot 7.70) + (68.54 \cdot 10.90)]} = 8.49 \text{Ton.}$$

Cuarto paso:

Comprobar que la sumatoria de las fuerzas laterales, es igual al corte basal más la fuerza adicional de la cúspide del edificio, siempre y cuando que $t < 0.25$ seg., con la fórmula (2.7).

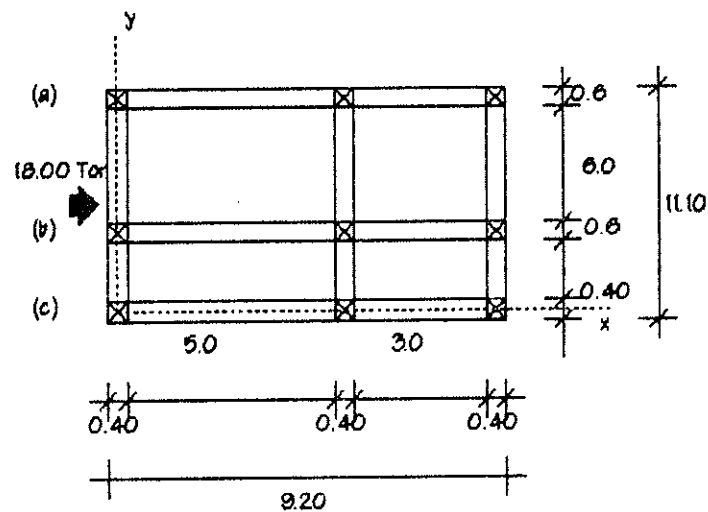
$$V = F_i + FT = F_1 + F_2 + F_3 + FT = 12.66 + 11.81 + 8.49 = 32.96 \text{Ton.}$$



Notar que la fuerza lateral sísmica repercute más, entre más alto sea el edificio, en cada uno de los niveles, así también el valor del corte basal, se puede calcular por el método de STANFORD, utilizando sus coeficientes y factores de cada uno de ellos.

Ejemplo 2.

Encontrar las fuerzas por marco del siguiente diseño, en el marco (b).



- 1) Averiguar las cargas por sismo en el sentido X-X, en el marco (b), de $F_{piso} = 18 \text{ Ton}$.
- 2) Observar si el diseño estructural es simétrico o no lo es, en este caso no es simétrico, por lo tanto calcular:
 - 2.1) Localizar el centro de masa (cm), al centro de ejes; según fórmula (2.15).

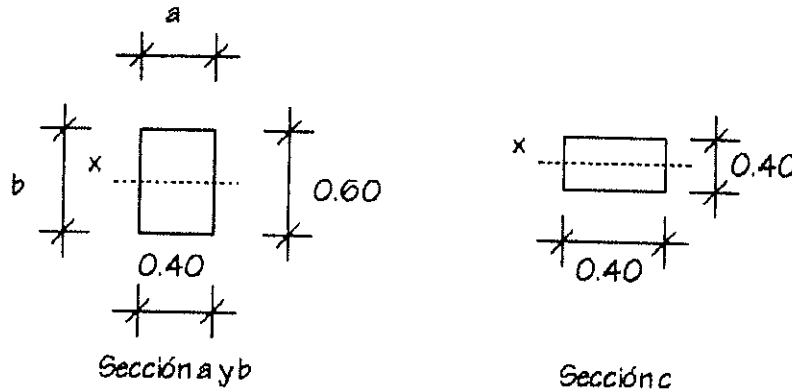
$$cm = X/2 = 8.80/2 = 4.40 \text{ mts} \quad \text{ó} \quad cm = Y/2 = 10.60/2 = 5.30 \text{ mts}$$

2.2) Localizar el centro de rigideces en CRx, con las fórmulas (2.16) y (2.17).

$$K_i = (1/12 * b * a^3 * N_{\text{marcos}}) / h$$

$$K_{x-a,b} = (1/12 * 60 * 40^3 * 3) / 260 = 3,692.31 \text{ cm}^3$$

$$K_{xc} = (1/12 * 40^4 * 3) / 260 = 2,461.54 \text{ cm}^3$$



$$CR = \sum k_i * d / \sum k_i \Rightarrow CR_x = 53,907.63 / 9,846.16 = 5.48 \text{ mts.}$$

EJE	K _i RIGIDEZ ES	d DISTANCI A	K _i * d RIGIDEZ * DISTAN.
a	3,692.31	10.6	39,138.49
b	3,692.31	4	14,769.24
c	2,461.16	0	0
K _i = 9,846.16		K _i *d = 53,907.63	

2.3) Calcular la excentricidad en X-X, de la fórmula (2.18).

$$e_x = |CR_x - cm| = |5.48 - 5.30| = 0.18 \text{ mts.}$$

2.4) Calcular la excentricidad mínima de la fórmula (2.19), y compararla con el inciso 2.26.

$$e_{\text{min}} = 0.05 * BP = 0.05 * 11.10 = 0.56 \text{ mts.}$$

Como $e_{\text{min}} > e_x$, se toma e_{min} . Asumimos que 18 Ton. están actuando a 5.30 mts. del centro de masa (cm).

2.5) Distribuir las cargas proporcionalmente a la torsión del edificio usando las fórmulas (2.21), (2.22) y (2.23).

EJE	Ki	di	Ki*di	Ki*di ²	Ei	F'm	F''m	Fm
a	3,692.31	-4.75	-17,538.47	81,563.13	-10.2	6.75	0.98	6.75
b	3,692.31	1.68	6,087.70	12,773.92	26.04	6.75	0.38	7.13
c	2,481.54	5.88	14,424.62	84,528.30	12.4	4.5	0.81	5.31
Ki = 9,846.16			Ki*di ² = 178,865.35		Fm = 18.00			

di = Distancia del eje, al centro de rigidez.

$$Ei = (\sum Ki \cdot di^2) / Ki \cdot di \Rightarrow$$

$$Ea = 178,865.35 / (-17,538.47) = -10.20$$

$$Eb = 178,865.35 / 6,087.70 = +26.04$$

$$Ec = 178,865.35 / 14,424.62 = +12.40$$

$$F'm = Ki \cdot FP / \sum Ki \Rightarrow$$

$$F'ma = 3,692.31 \cdot 18.00 / 9,846.16 = 6.75 \text{ Ton.}$$

$$F'mb = 3,692.31 \cdot 18.00 / 9,846.16 = 6.75 \text{ Ton.}$$

$$F'mc = 2,481.54 \cdot 18.00 / 9,846.16 = 4.50 \text{ Ton.}$$

$$F''m = e \cdot FP / Ei \Rightarrow$$

$$F''ma = 0.555 \cdot 18.00 / (-10.20) = -0.98 \text{ Ton.}$$

$$F''mb = 0.555 \cdot 18.00 / (+26.04) = +0.38 \text{ Ton.}$$

$$F''mc = 0.555 \cdot 18.00 / (+12.40) = +0.81 \text{ Ton.}$$

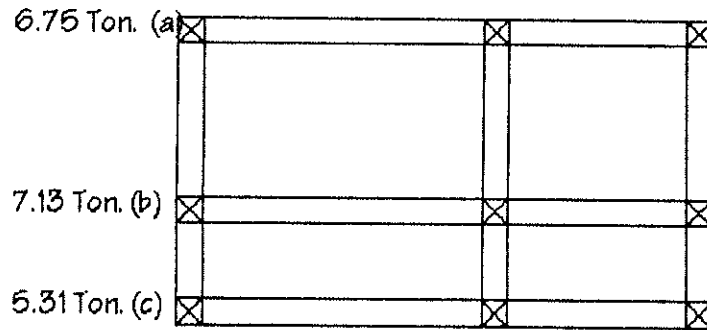
$$Fm = F'm \pm F''m \Rightarrow$$

$$Fma = 6.75 - 0.98 = 5.77 \text{ Ton}^*$$

$$Fmb = 6.75 + 0.38 = 7.13 \text{ Ton}$$

$$Fmc = 4.50 + 0.81 = 5.31 \text{ Ton}$$

*Esto no es posible, disminuir las fuerzas por marco, no es aconsejable en un diseño estructural, máxime si el lugar es considerado de alto riesgo sísmico, por lo tanto es aconsejable dejar la fuerza tal como está y no disminuirla. Según el esquema mencionado en la (fig. 2.4), se puede notar los esfuerzos sísmicos por marco en el sentido X-X.



Este cálculo se puede hacer por el método simplificado o por el método integral, por el código de STANFORD, es aconsejable llevar el curso de diseño estructural en mampostería.

Ejemplo 3.

Averiguar la velocidad del viento y la carga a una altura de 10.00 mts. en un edificio de 10 pisos, sabiendo que la velocidad del anemógrafo es de 64 Km/hora, de la fórmula (2.25) y (2.26).

DATOS:

$Z=35$ mts., $X=0.222$ para Guatemala, $V_n=64$ Km/hora, $n=10$ mts.

$$V_z = V_n \cdot [Z/n]^X = 64 \cdot [35/10]^{0.222} = 84.72 \text{ Km/hora.}$$

$$q = 0.004819 \cdot V^2 = 0.004819 \cdot 84.72^2 = 34.59 \text{ kg/mts}^2.$$

Esta carga sería para un techo de lámina a 35 mts. de altura.

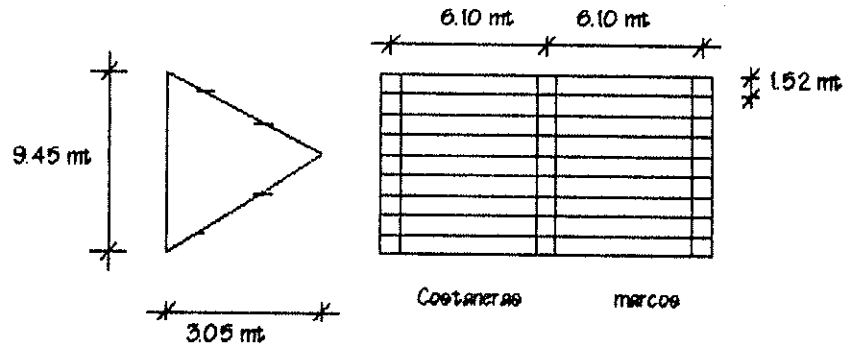
Ejemplo 4.

Encuentre la velocidad del viento, teniendo una carga de viento $q=58.59$ kg/mts².

$$V = \sqrt{q/0.004819} = \sqrt{58.59/0.004819} = 110.26 \text{ Km/hora.}$$

Ejemplo 5.

Encontrar las siguientes cargas distribuidas horizontales y verticales, del siguiente esquema, diseñado con estructura de acero y cubierta de lámina.



Cargas del diseño de la costanera.

Cargas Verticales:

$$W_{\text{lamina}} = 15 \text{ kg/mts}^2 * 1.52 \text{ mts} = 22.86 \text{ kg/mts.}$$

$$W_{\text{viva}} = 59 \text{ kg/mts}^2 * 1.52 \text{ mts} = 89.68 \text{ kg/mts.}$$

$$W_{\text{pp}} = 10 \text{ kg/mts}^2 * 1.52 \text{ mts} = \underline{15.24 \text{ kg/mts.}}$$

$$C_v = 127.78 \text{ kg/mts.} = 128 \text{ kg/mts.}$$

Cargas Horizontales:

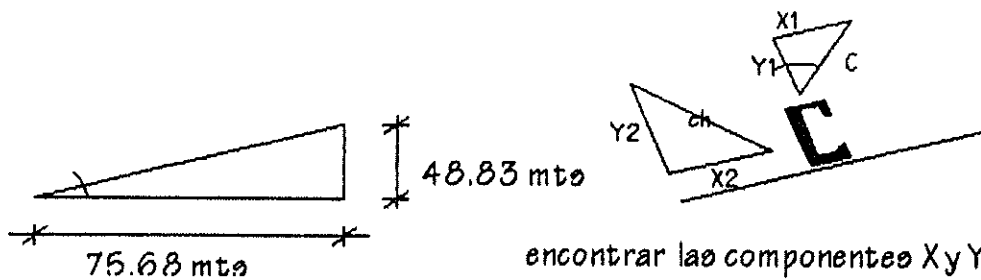
$$W_{\text{viento}} = 59 \text{ kg/mts}^2 * 1.52 \text{ mts} = 89.68 \text{ kg/mts.}$$

$$C_h = 90.00 \text{ kg/mts.}$$

Diagramas

El ángulo de inclinación de cubierta es:

$$\text{Tag } \theta = 48.83 \text{ mts} / 75.78 \text{ mts} \Rightarrow \theta = 32.83 \text{ grados}$$



encontrar las componentes X y Y

Si:

$$X1 = 128 \text{ kg/mts} * \text{Sen } 32.83 \text{ grados} = 69.40 \text{ kg/mts.}$$

$$Y1 = 128 \text{ kg/mts} * \text{Cos } 32.83 \text{ grados} = 107.56 \text{ kg/mts.}$$

$$Y2 = 90 \text{ kg/mts} * \text{Sen } 32.83 \text{ grados} = 48.79 \text{ kg/mts.}$$

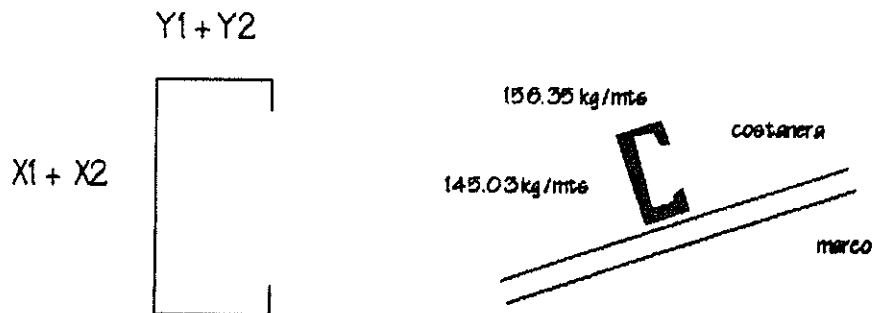
$$X2 = 90 \text{ kg/mts} * \text{Cos } 32.83 \text{ grados} = 75.63 \text{ kg/mts.}$$

Por lo tanto:

$$Y1+Y2 = 107.56+48.79 = 156.35 \text{ kg/mts.}$$

$$X1+X2 = 69.40+75.63 = 145.03 \text{ kg/mts.}$$

Son cargas aplicadas a la costanera.



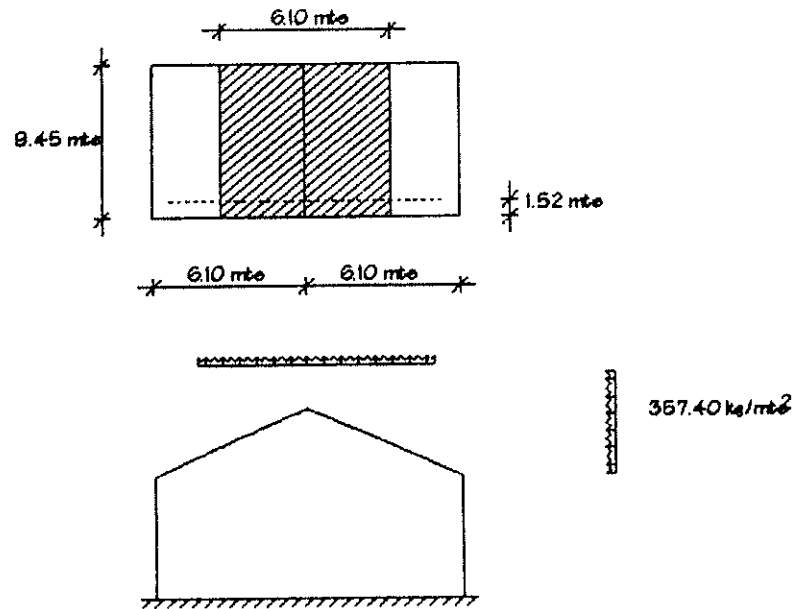
Integración de cargas:

$$W_{lámina} = 14.65 \text{ kg/mts}^2.$$

$$W_{viva} = 58.59 \text{ kg/mts}^2.$$

$$W_{costaneras} = (9.77 \text{ kg/mts}) / 1.52 \text{ mts} = 6.41 \text{ kg/mts}^2.$$

$$W_{viento} = 58.59 \text{ kg/mts}^2.$$



Cargas continuas:

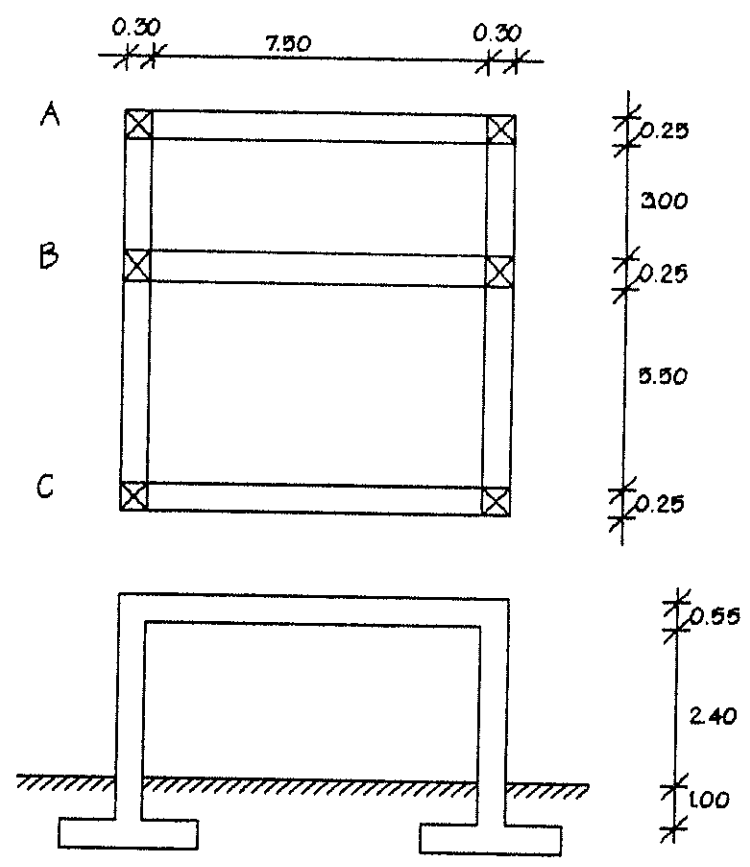
$$79.65 \text{ kg/mts}^2 \cdot 6.10 \text{ mts} = 485.87 \text{ kg/mts}$$

Cargas de viento:

$$58.59 \text{ kg/mts}^2 \cdot 6.10 \text{ mts} = 357.40 \text{ kg/mts}^*$$

*Por el lado de sotavento, recordando que la separación entre costaneras, la da el fabricante y dependerá de la lámina del techo.

Ejercicios 1



Determinar las fuerzas en el marco A-A, de la siguiente estructura.

DATOS:

columna = 25*30 cms

Vigas = 25*55 cms

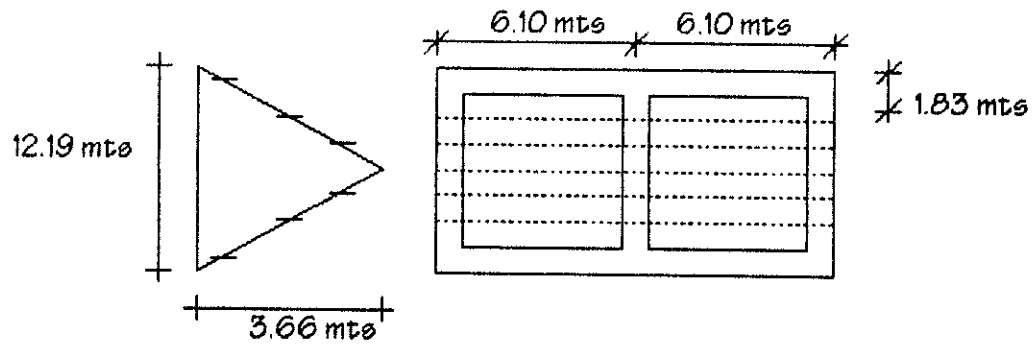
$W_{losa} = 390 \text{ kg/mts}^2$

$W_{sob} = 90 \text{ kg/mts}^2$

$CV = 100 \text{ kg/mts}^2$

Ejercicio 2

Determinar las cargas distribuidas, y las cargas laterales del viento, de la siguiente estructura, diseñada para una bodega.

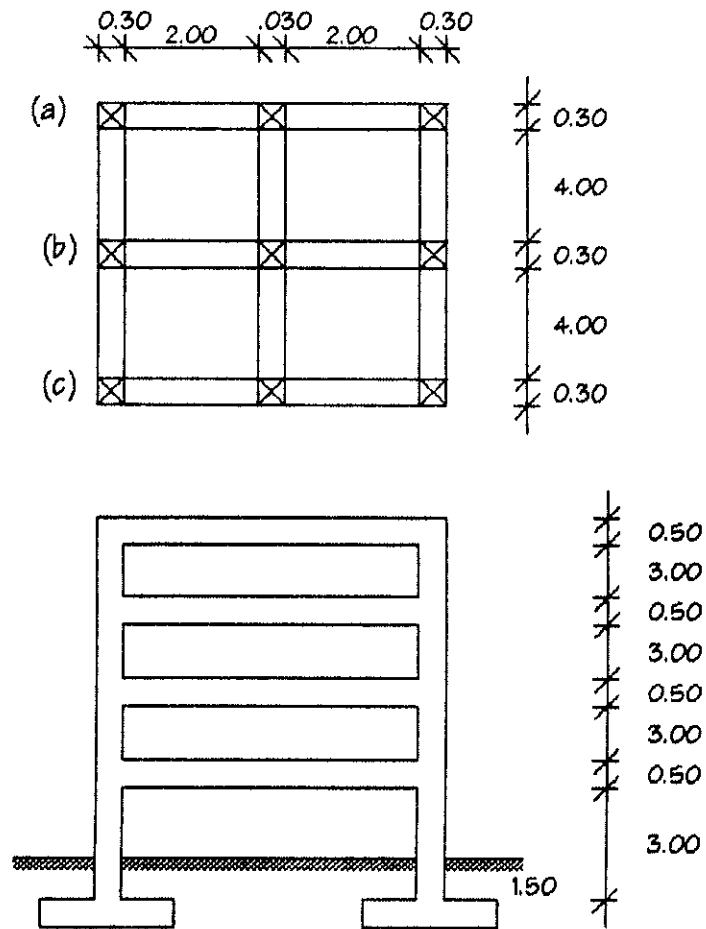


Ejercicios 3.

Encontrar las fuerzas en el marco (1) y (2) del ejemplo 1.

Ejercicio 4.

Encontrar el peso total de la estructura, y las fuerzas sísmicas por cada nivel.



DATOS:

$$C_{VE} = 600 \text{ kg/mts}^2$$

$$C_{VT} = 100 \text{ kg/mts}^2$$

$$W_{sob} = 100 \text{ kg/mts}^2$$

uso= Centro Comercial

Lugar= Guatemala

$W_{tab} = 120 \text{ kg/mts}^2$

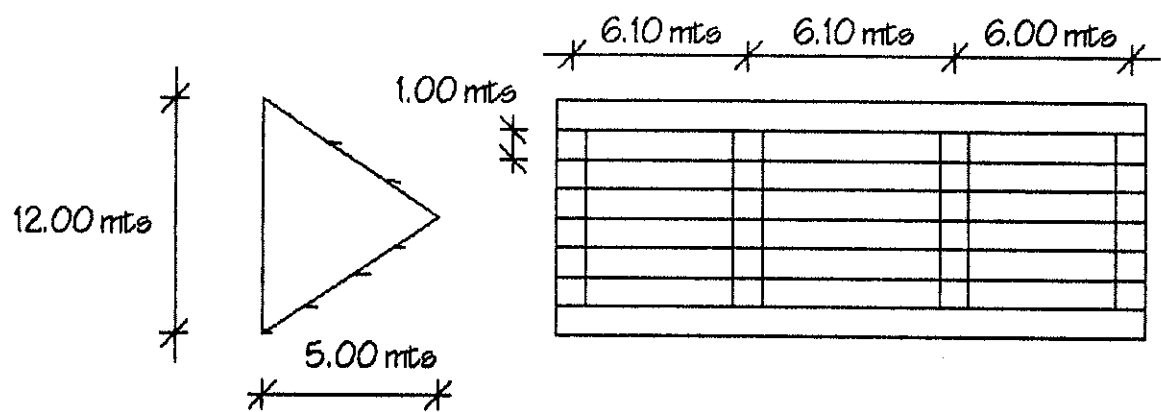
SECCIONES:

Columna = $30 \times 30 \text{ cms}$

Viga = $30 \times 50 \text{ cms}$

Ejercicio 5.

Determinar la carga distribuida y lateral del viento, usando lámina galvanizada de ondulación pequeña, diseñada para bodega con estructura de acero.



CAPITULO TRES

3. DISEÑO ESTRUCTURAL EN MADERA:

3.1 DEFINICION:

La madera es un material que procede del tronco de los árboles, después de un aserramiento y someter las piezas que resultan, a un adecuado proceso de secado. Es un producto natural, de presencia y tacto muy agradable, de gran manejabilidad, fácil de trabajar y uno de los materiales más antiguos usados por el hombre, posiblemente el primero utilizado en construcción.

La madera brinda innumerables formas para su empleo, las condiciones de dureza, resistencia a la flexión, durabilidad y elasticidad, varían según la procedencia, pero son susceptibles a mejorarse con el tratamiento adecuado y es un material de vida corta, si se compara con un revestimientos de piedra o cerámicos. Los agentes climatológicos le causan poca destrucción a la madera, la mantiene en un estado de humedad o sequedad o viceversa, esto provoca en la madera contracciones o dilataciones manifestadas por deformaciones, el fuego la destruye totalmente y la pudrición le causa la desintegración de la sustancia límbica debida al efecto destructor de los hongos.

Para tener calidad en la madera, deberá tener un tratamiento especial y la base está en el secado, ya que en ellas aumenta la duración (lo primordial), y/o indeformabilidad, en la vida actual es conveniente un secado artificial por su tiempo, rapidez y constancia. Para un secado natural se necesita más control y tiempo para evitar así la propagación de hongos, larvas y otros parásitos, un secado artificial, protege y confiere mejores cualidades a la madera tratada, dando lugar a un buen equilibrio de torsiones. Entre algunos inconvenientes de la madera se incluyen su bajo módulo de elasticidad, su susceptibilidad a los cambios de volumen (hinchazón y agrietamiento), y el deterioro bajo determinadas condiciones ambientales, así como la variabilidad de sus propiedades mecánicas. Las

propiedades mecánicas de la madera, tiene tres ejes de simetría perpendiculares entre sí que son: longitudinal o paralelo a la veta, tangencial y radial.

La resistencia y las propiedades elásticas difieren en estas tres direcciones debido a la orientación estructural.

La Tabla 3.1. contiene las características de las maderas de pino y ciprés, que son las más usadas en nuestro medio. Para el diseño de formaletas del caso 1, se permite incrementar hasta en un 25%, los valores de los esfuerzos, debido a la poca duración de la carga, ya que la formaleta será usada una sola vez. En el módulo de elasticidad no se permite ninguna variación. Para obtener los esfuerzos permisibles a partir de los valores de la resistencia final, se debe tener en consideración lo siguiente: 1) La dispersión en las resistencias de una sola pieza puede ser hasta de 25% mayor o menor al promedio. 2) Las resistencias señaladas se basan en pruebas efectuadas en períodos cortos, en períodos típicos de servicio, la madera sometida a carga sostenida puede fallar más o menos a los 9/16, de la carga registrada en una prueba normal. 3) El módulo de ruptura de un espécimen normal de 5 cms. de espesor para pruebas de flexión es mayor que para una viga peraltada. 4) Se debería aplicar un factor de seguridad a la resistencia final promedio, para determinar los esfuerzos permisibles. 5) Las imperfecciones (como nudos y grietas) reducen más los esfuerzos permisibles en los elementos hechos con madera y se clasifican según sus fallas. Su calidad se reduce por nudos, degradaciones, rajaduras, grietas, venteduras y vetas inclinadas, (ver figura 3.1).

*Tabla 3.1. (características de la madera de Pino y Ciprés)

Clase de Madera	Peso en Kg/m ³	Esfuerzo Unitario (Kg/cm ²)				Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)
		Flexión	Com I	Com II	Corrd. Hor	
CASO 1 Formaleta para construcción simple o liviana (un uso)						
PINO	480.66	84.37	31.64	66.26	6.33	84369.77
CIPRES	480.66	96.67	31.64	66.26	6.27	77338.96
CASO 2 Formaleta para construcción pesada o uso múltiple						
PINO	480.66	66.79	26.31	46.7	6.27	84369.77
CIPRES	480.66	77.34	26.31	46.7	4.21	77338.96

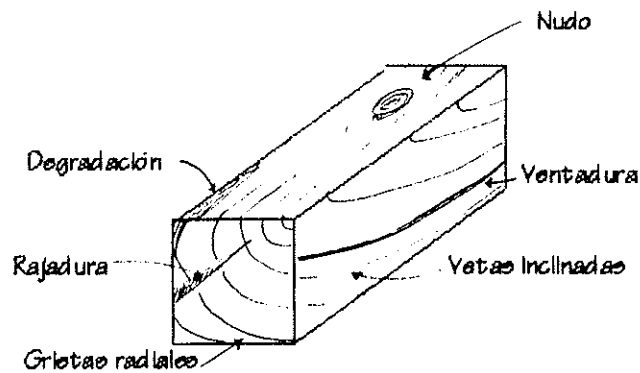


FIGURA 3.1 (Defectos en la madera)

3.2 CLASES DE MADERA:

Hay dos clases de árboles: Maderas duras (de árboles deshojables), y Maderas suaves (coníferos). Para trabajos de revestimiento exterior deben usarse maderas de mediana densidad, insensible a los insectos, con una humedad del 12%, se recomienda piezas sin contraveta, pues las mismas resultan más difíciles de trabajar y corren el riesgo de tomar deformaciones luego de haber secado. Son aconsejables las maderas duras como el encino, caoba, roble, etc. Tratándose de revestimientos interiores, se pueden usar maderas blandas o suaves, con una humedad del 10%, siendo ellas; pino, pinabete, eucalipto, abedul, nogal, sauce, etc. Las maderas blandas se clasifican para su uso en:

- (1) Madera de barraca, destinada a usos generales de construcción.
- (2) Madera estructural, la cual está limitada a los tamaños más grandes, y se usa en donde se requieren mínimos esfuerzos de trabajo.
- (3) Madera para fábrica y taller, que se cortará para uso en transformación adicional.

La madera clasificada de acuerdo con su grado de transformación, comprende: 1) Madera en bruto, sin descortezar después de aserrarla; 2) Madera labrada, que tiene la superficie pulida mediante el paso a través de un cepilladora; 3) Madera trabajada, que ha

sido machihembrada o moldeada. Entre las más conocidas en nuestro país están las maderas naturales o labradas, maderas transformadas, maderas de tableros contrachapados, madera laminada y maderas de tableros de fibras (tablex).

3.3 SECCIONES RUSTICAS:

La madera es comercializada en bruto, que puede venderse rolliza y labrada, o bien aserrada en forma rectangular o cuadrada, llamándose a su sección ESCUADRILLA. Estas piezas rectangulares o cuadradas se clasifican según las dimensiones de sus reacciones transversales. La venta de madera en grandes o pequeñas cantidades se hace en unidades de pie-tabla. Los pie-tabla son uniformes y contienen 144 pulgadas cúbicas, o el equivalente a una tabla de 1" x 12" x 12", o bien los listones, molduras, alfarjas, etc.

Para las maderas de pino y ciprés, que son las más corrientes y usadas en estructuras, especialmente en nuestro país, se miden de la siguiente forma: La madera llega a los aserraderos labrada, nunca a canto vivo, por ser muy deficiente ese trabajo, y otras veces por querer sacarle ese producto a la troza; las trozas no siempre son cuadradas, sino raras veces, la mayoría de los casos son rectangulares. Al medirla para conocer la cantidad de pie-tabla, se hace en cada uno de los lados, siempre donde la sección es menor, si el labrado es bastante satisfactorio, a la escuadrilla, se le restan 2 plg., si es malo el labrador, se le restan 2 plg., a cada lado de la escuadrilla, se multiplican así, las dos medidas de la escuadrilla en plg., por el largo de la troza en pies, este producto se divide entre doce, y el resultado está dado en pie-tabla; que es la medida uniforme en nuestro mercado para vender y comprar.

$$\frac{\text{pie-tabla}}{\text{pie}} = \frac{bm \cdot hm \cdot lm}{12} \quad (3.1)$$

bm = ancho de la madera en plg.

hm = grosor de la madera en plg.

lm = largo de la madera en pies.

 = pie-tabla.

La madera se vende con las condiciones que el cliente la solicite, en Guatemala se han logrado uniformizar las dimensiones para el mercado, esta madera puede ser rústica o cepillada, según los usos se puede clasificar en la forma indicada, en la tabla 3.2.

*Tabla 3.2 (secciones rústicas de madera)

DENOMINACION	ESCUADRILLA (PLG)
VIGAS	5" x 8" PARA ARRIBA
VIGUETAS	4" x 6" PARA ARRIBA
COLUMNAS	4" x 4" PARA ARRIBA
PARALES	3" x 3" PARA ARRIBA
COSTANERAS	3" x 4" PARA ARRIBA
REGLAS	2" x 3" PARA ARRIBA
TABLON	2" x 12" PARA ARRIBA
TABLONCILLO	1 1/2" x 12" PARA ARRIBA
TABLA	1" x 12" PARA ARRIBA

Deben tenerse muy en cuenta sus dimensiones, raras veces dan las escuadrillas nombradas, existe cierta tolerancia que es la indicada en la tabla 3.3.

*Tabla 3.3 (tolerancia en madera)

LIMITES DE DIMENSIONES	TOLERANCIA	
	RUSTICA	CEPILLADA
Hasta 2 plg. se acepta	± 16.6 plg.	± 25.19 plg.
de 3 á 4 plg.	± 18.89 plg.	± 37.40 plg.
de 8 plg. en adelante.	± 25.19 plg.	± 50.00 plg.

La madera es usada en andamios, obras falsas o formaletas, artesanados, tijeras tipo armadura (especialmente para cubiertas, planas, inclinadas o curvas), para forros de

párrales, columnas, vigas, zócalos, cielos falsos, ventanas, puertas, celosías y persianas,

El uso de la madera como material de construcción, es tan antiguo como difundido, no solo como auxiliar de la construcción, sino para grandes industrias.

3.4 DISEÑO EN MADERA:

La mayoría de las células de la madera están orientadas en sentido vertical, pero algunas están orientadas en sentido radial para servir como refuerzo en contra de la diseminación de las fibras verticales bajo la carga natural de compresión del tronco del árbol. Debido a su estructura de células dirigidas, la madera tiene mayor resistencia y rigidez en sentido longitudinal que en los otros sentidos. Los esfuerzos de la madera más comunes son: esfuerzo a flexión, corte y deflexión, siempre y cuando estén paralelos a la fibra, y menos comunes son: esfuerzos a tensión perpendicular a la fibra, a corte paralelo a la fibra y torsión.

Para que un diseño en madera sea completo deberán hacerse como mínimo tres chequeos, que son: 1) Flexión, 2) corte, y 3) deflexión. En elementos especiales, chequear torsión si la hay.

3.4.1. CHEQUEO A FLEXION:

Por el esfuerzo de trabajo permitido en flexión, se determina el diseño para el trabajo que se use. El momento flector actuante, dependerá de las cargas y de los apoyos, y se calcula por:

$$F_b = M_f / S \quad (3.2)$$

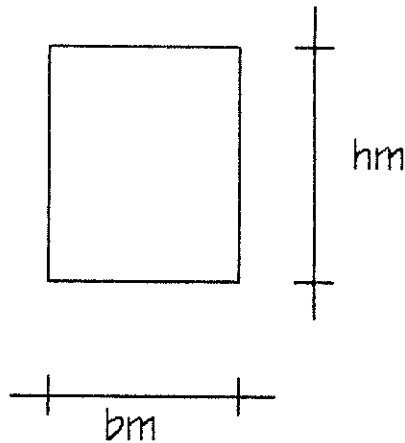
M_f = Momento flector-actuante.

S = Módulo de sección (rectangular = $1/6 b m^3 h m^2$ ó cuadrada = $1/6 b m^3$).

F_b = Esfuerzo permisible de la madera.

$b m^3 h m^2$ = Secciones de la madera

*Referencia de Tablas. Esfuerzos permisibles de trabajo para maderas de Guatemala. Centro de Investigaciones de Ingeniería.



3.4.2. CHEQUEO A CORTE:

El esfuerzo de corte permisible de la madera (F_v), es igual a 1.5 veces el momento actuante en la madera (M_c), sobre el área de sección de madera (A), donde:

$$F_v = 3/2 * V_a / A \quad (3.3)$$

F_v = Esfuerzo de corte permisible.

V_a = Esfuerzo actuante ($WT * L/2$).

A = Área de sección

3.4.3. CHEQUEO A DEFLEXION:

El esfuerzo de deflexión (Δ), debe ser menor o igual que la longitud de la viga (L), sobre 240.

$$\Delta < L/240 \quad (3.4)$$

Las tolerancias de deflexión que se han establecido y adoptado, para miembros estructurales, es de $L/360$ o esfuerzo permisible de luz libre, pero hay otras tolerancias

permitidas que son de uso frecuente como la fórmula (3.4). Cuando en una fundición se moja la madera, sucede que, todo el entarimado, se vuelve más flexible, y por esta razón se recomienda usar un módulo de elasticidad bastante bajo. En una viga de dos o más apoyos el valor aproximado para la máxima deflexión es:

$$\Delta_{max} = \alpha \cdot WT \cdot L^4 / Em \cdot I \quad (3.5)$$

donde:

Δ_{max} = Esfuerzo de deflexión máximo.

α = Coeficiente que varía según la carga continua en apoyos y puede ser (5/384).

WT = Carga total.

L = Luz libre de la viga.

Em = Módulo de elasticidad.

I = Módulo de inercia.

Con la deflexión permisible (Δ), se pueden sustituir las cantidades de la deflexión máxima (Δ_{max}), encontrando así las dimensiones de la sección de madera a diseñar, la luz o longitud de cualquier miembro a otro de la madera. Cuando gobierna la deflexión se tendrá:

$$\Delta = \Delta_{max} \quad (3.6)$$

$$L/240 = 5/384 \cdot (WT \cdot L^4 / Em \cdot I) \quad (3.7)$$

La relación de flexión, corte y deflexión se hará de:

$$h_m = 1.5 \cdot b_m$$

$$h_m = 2.0 \cdot b_m \quad (3.8)$$

$$h_m = 3.0 \cdot b_m$$

donde se tomará la mayor área de los tres chequeos, siempre peraltada hacia arriba.

3.5 DISEÑO DE FORMALETAS:

Una vez escogidos los materiales y estimadas las cargas, surge el problema de diseñar y modular una formaleta para que sea lo más eficiente posible. Algunos constructores se basan en su experiencia de trabajos anteriores, considerando que un determinado tipo de formaleta, les dio buenos resultados en un trabajo anterior, por lo que tratan de adaptarlo a diferentes tipos de problemas. Se sabe que toda estructura temporal, que contenga el concreto mientras éste adquiera su dureza necesaria, se llama FORMALETA.

En el diseño de formaletas hay tres factores básicos que son: Calidad, Seguridad y Economía. Los esfuerzos que se pueden aplicar a estructuras temporales, son generalmente mayores que los recomendados, para construcciones permanentes. Los factores de seguridad mínima están basados en el refuerzo último de los materiales, y hay que chequear los que no excedan del punto cedente, mencionados en los incisos, 3.4.1. al 3.4.3. Las formaletas comunes son: columnas, muros, vigas, losas; y están formadas en madera, por los elementos siguientes: tablas, tabloncillos, tendales, faldones, polines y breizas.

3.5.1. DISEÑO DE FORMALETAS PARA LOSAS:

Se Determina la combinación de cargas vivas y muertas, a los cuales estará trabajando la formaleta. En las losas pueden presentarse tres casos de formaletas, según sea el tipo de losa que se diseñe, estas son:

Losas y vigas:

En este caso se presenta corrientemente, ya que se funde monolíticamente la losa con la viga, el cuidado que se debe tener es con la colocación de los puntales, los cuales deben estar a la separación que se indica y acualarlos perfectamente en la base para evitar asentamientos por el deslizamiento de las cuñas.

Losas Planas:

Estas descansan sobre las columnas evitándose así las vigas. En este caso y en el anterior deben arriostrarse los puntales en ambos sentidos, para absorber las cargas horizontales.

Losas Nervuradas y Reticulares:

El proceso es igual a los casos anteriores, en lo único que difiere es la separación de los puntales, los cuales se colocarán, según las especificaciones del tipo de molde que se esté usando, Estos moldes son prefabricados en madera o fibra de vidrio y se recuperan en el momento de desencofrar la losa.

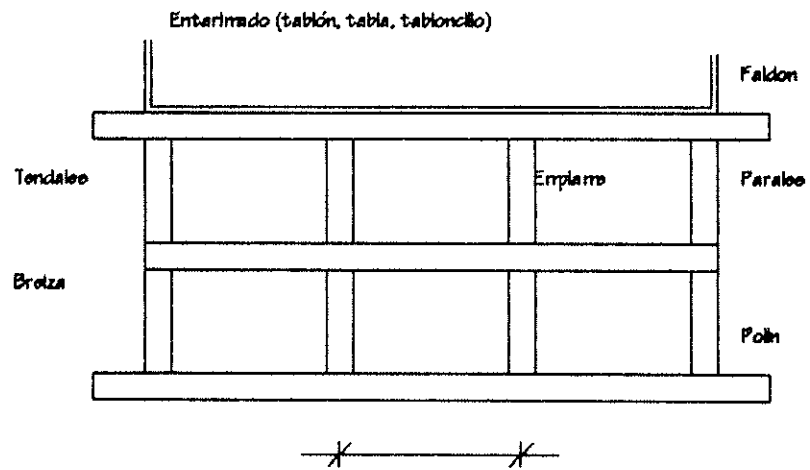
El grueso del entarimado puede ser tabla, tabloncillo, o tablon, según tabla 3.2. Se diseñará el espaciamiento de parales, tendales y la tarima, así se conocerá la carga total (WT), las vigas se separan según el espaciamiento de los tendales (ST). En el diseño se deben de chequear los esfuerzos, flexión, cortes y deflexión, según los cálculos, se tomará el menor resultado de los tres. Conociendo la separación de los tendales, se multiplica por la carga total WT, y se divide, para obtener el peso, con este peso se diseña el separamiento de parales (SP), usando los tres chequeos de esfuerzos, se obtiene el resultado menor. Para diseñar estos separamientos se debe de ver el diagrama de deflexiones máximas de una viga según AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, No. 39.

$$\Delta_{max} (0.4401 \text{ para A y E}) = 0.0064wl^4/EI$$

Diagrama No. uno (Corte y momento de una viga)

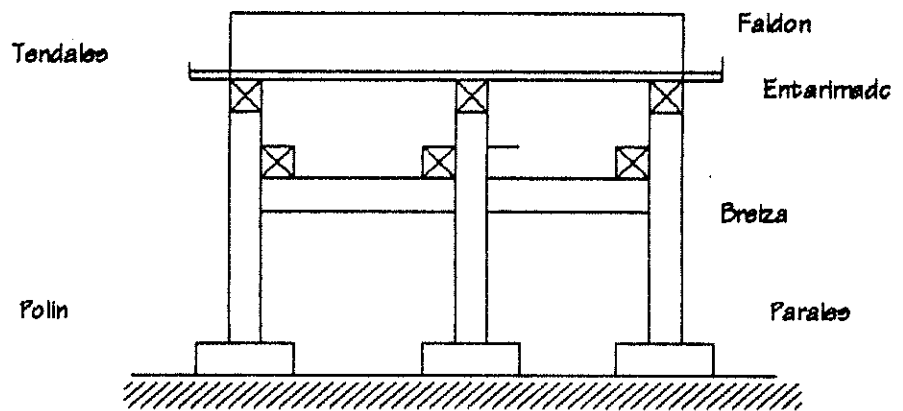
Los faldones a utilizar, servirán para sostener el concreto y pueden ser de tabla, tabloncillo, tablón; las breizas, sirven para no desnivelar los parales y fijarlos de tal manera que aseguren un entarimado, y puede ser de 4 x 1 plg., y espaciarlos a la mitad de la altura de la tarima, el polín, sirve como base al paral, para que no se hunda y haya deflexión en la

tarima y van paralelos a la separación de tendales y puede ser una sección de 3 x 4 plg., ver figura 3.



SP separación de paraleos no mayores de 10 mts.

SEPARACION DE PARALES



ST separación de Tendales

SEPARACION DE TENDALES

FIG. 3.2 (Formaletas de Losas)

*Tendales, Faldones, Polín, Breiza (a la mitad del paral puede ser de 0.65 a 1.00 mts), paraleles (no mayores de 1.00 mts de separación). Las secciones de cada miembro para formaletas, se encuentran en la tabla 3.2.

3.5.2. DISEÑO DE FORMALETA PARA VIGAS:

Se acostumbra que la base de la formaleta se hace del ancho exacto de la viga ya diseñada, quedando soportada sobre la cabeza de los puntales, los puntales laterales sostienen la tarima y así la formaleta de la viga, serán soportados por niveladores de base, para evitar deflexión lateral en la base. Si el peralte de la viga fuera muy alto deberá sostenerse con tirantes de metal, ver figura 3.3. De la misma manera solo que con puntales más largos, se diseña las formaletas de los muros, analizando la presión lateral.

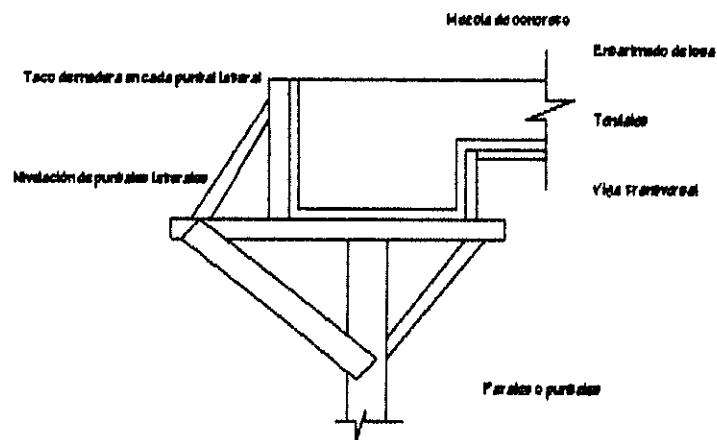


FIGURA 3.3 (Formaletas para Vigas)

3.5.3. DISEÑO DE FORMALETAS PARA COLUMNAS:

Se debe determinar la presión sobre la formaleta, ya que la presión de diseño varía uniformemente, desde un máximo de la base, hasta cero en la parte superior, chequear el entarimado para esfuerzos de flexión, corte y deflexión, usar tirantes en las formaletas para las columnas, ya que reforzarán las abrazaderas, se obtiene así mayor rigidez.

verificar los espaciamientos del entarimado en función de las abrazaderas, y que sea conveniente para el constructor, normalmente las abrazaderas superiores se fijan en cualquier punto entre 0 y 12 plg., abajo del extremo de la tarima. Las formaletas para columnas pueden ser de varios materiales, como madera, plywood, o metal (para obtener un desencofrado fino), y asegurarlo con zunchos de acero, los biseles, deben de usarse en columnas cuadradas o rectangulares, son franjas de cualquier material, instaladas en las esquinas de las formaletas, esto se hace para evitar que se lastimen las esquinas de la columna a la hora de desencofrar la formaleta, y deben ser de 45 grados y de 3/4, 1 o 1 1/2 plg.

Los puntales simples de madera son diseñados como columnas sólidas en las cuales la capacidad de carga está en función de su relación de esbeltez, y esto existe, entre la altura libre de un puntal y la dimensión de la sección de la cara, expresado por (l/d) , donde (l) es la altura libre sin soporte y (d) , es la menor dimensión de la sección, y no debe de exceder de 50, o sea que:

$$l/d < 50 \quad (3.9)$$

Para carga permisible, el esfuerzo que tenga la columna por compresión, debe de igualarse al esfuerzo de la columna, trabajando por esbeltez:

$$P/A = 0.30 * E_m / (l/d)^2 \quad (3.10)$$

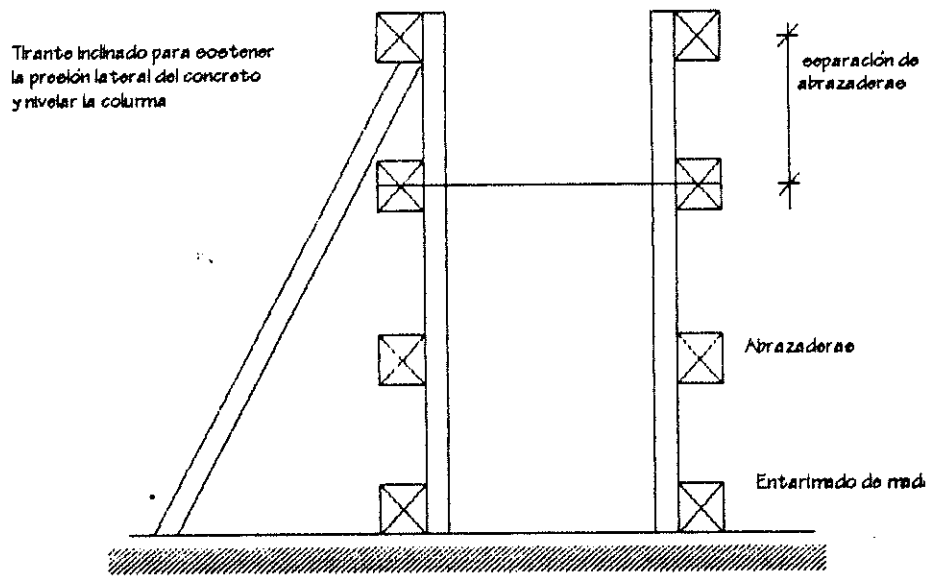
Fórmula modificada básica de EULER, en donde:

P = Carga total sobre el puntal.

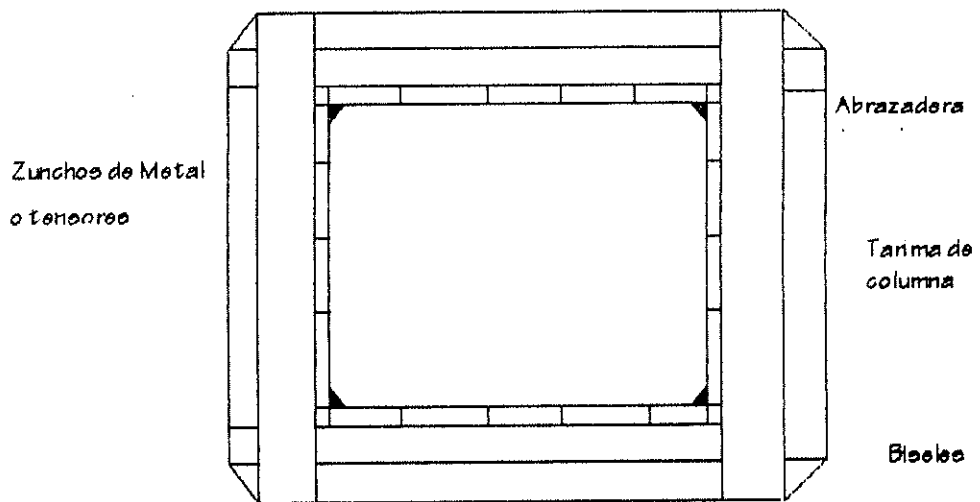
A = Area de la sección.

E_m = Módulo de elasticidad de la madera.

Para P/A , no deberá exceder el valor o el esfuerzo permisible de compresión paralela a la fibra o veta, ver figura 3.4. formaletas para columnas.



PERFIL



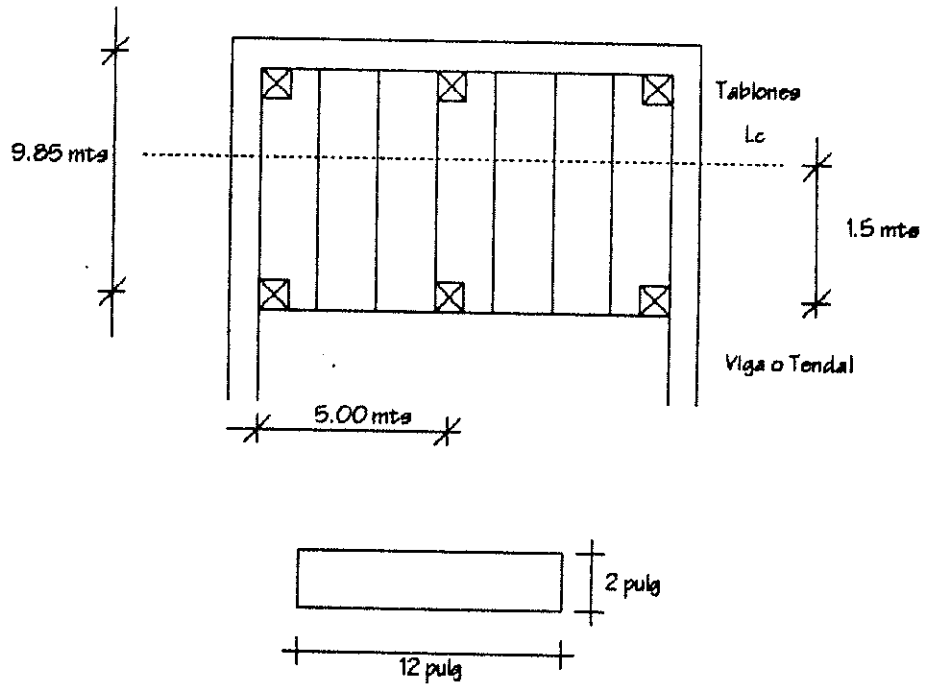
PLANTA

Fig. 3.4 (Formaletas de Columnas)

3.6 EJEMPLOS Y EJERCICIOS;

Ejercicio 1.

Diseñar la sección de la viga de madera de pino del siguiente esquema.



DATOS:

$$F_b = 1,200 \text{ lb/pulg}^2$$

$$F_v = 120 \text{ lb/pulg}^2$$

$$E_m = 1,760,000 \text{ lb/pulg}^2$$

$$C_{Ym} = 40 \text{ lb/pie}^2$$

$$ppm = 50 \text{ lb/pie}^3$$

1) Integración de Cargas:

$$\text{Tablón} = 0.0508 \cdot 3.28 \cdot 50 = 8.33 \text{ lb/pie}^2$$

$$C_{Mm} = 8.33 \text{ lb/pie}^2$$

$$CV_m = 40.00 \text{ lb/pie}^2$$

$$CT_m = 48.33 \text{ lb/pie}^2$$

$$WT = 4.92 * 48.33 \text{ lb/pie}^2 = 237.80 \text{ lb/pie}$$

$$WT = 19.82 \text{ lb/pulg}$$

2) Chequeo a Flexión:

Usando la fórmula (3.2), se obtiene:

$$F_b = M_f / S \Rightarrow S = WT * L^2 / 8 F_b = 19.82 * (16.4 * 12)^2 / 8 * 1,200 = 80.00 \text{ pulg}^3$$

Si se toma la relación de la fórmula (3.8), y se toma, la mayor tenemos: sustituyendo hm
 $= 3bm$ en $S = 1/6 bm^3 hm^2$, se obtiene:

$$-bm = \sqrt[3]{80 * 6 / 9} = 3.76 \text{ pulg y } hm = 11.30 \text{ pulg}$$

3) Chequeo a Corte:

Usando la fórmula (3.3), y la relación de la fórmula (3.8), se obtiene:

$$F_v = 3/2 * V_a / A \Rightarrow A = 3/2 * V_a / F_v = 1.5 * WT * L / F_v = \\ = 1.5 * 19.82 * (16.4 * 12) / 120 = 48.75 \text{ pulg}^2$$

Usando la relación de la fórmula (3.8), tomando la mayor, se obtiene:

$$-bm = 48.75 / 3 = 4.03 \text{ pulg y } hm = 12.09 \text{ pulg}$$

4) Chequeo a deflexión:

Usando la fórmula (3.7), se tiene:

$$5 * WT * L^4 / 384 * E_m * I = L / 240 \Rightarrow I = 5 * 240 * WT * L^3 / 384 * E_m$$

$$I = 5 * 240 * 19.82 * (16.4 * 12)^3 / 1,760,000 * 384 = 268 \text{ pulg}^4$$

$$\text{Como } I = 1/12 * bm^3 * hm^3 \Rightarrow 268 \text{ pulg}^4 = 1/12 * bm^3 * (3bm)^3 =$$

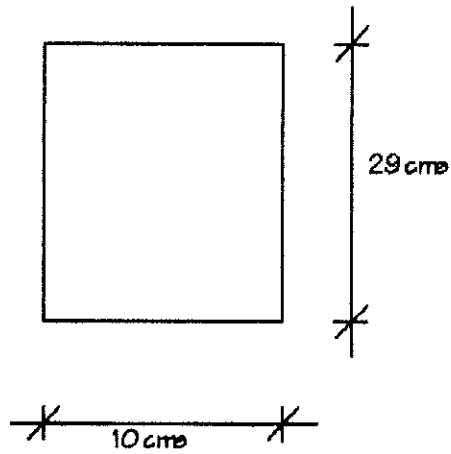
$$bm = \sqrt[4]{268 * 12 / 27} = 3.30 \text{ pulg. } hm = 9.90 \text{ pulg}$$

Por lo tanto se usa el mayor valor y éste se encuentra en el chequeo a flexión, donde:

$$bm = 3.76 = 4 \text{ pulg}$$

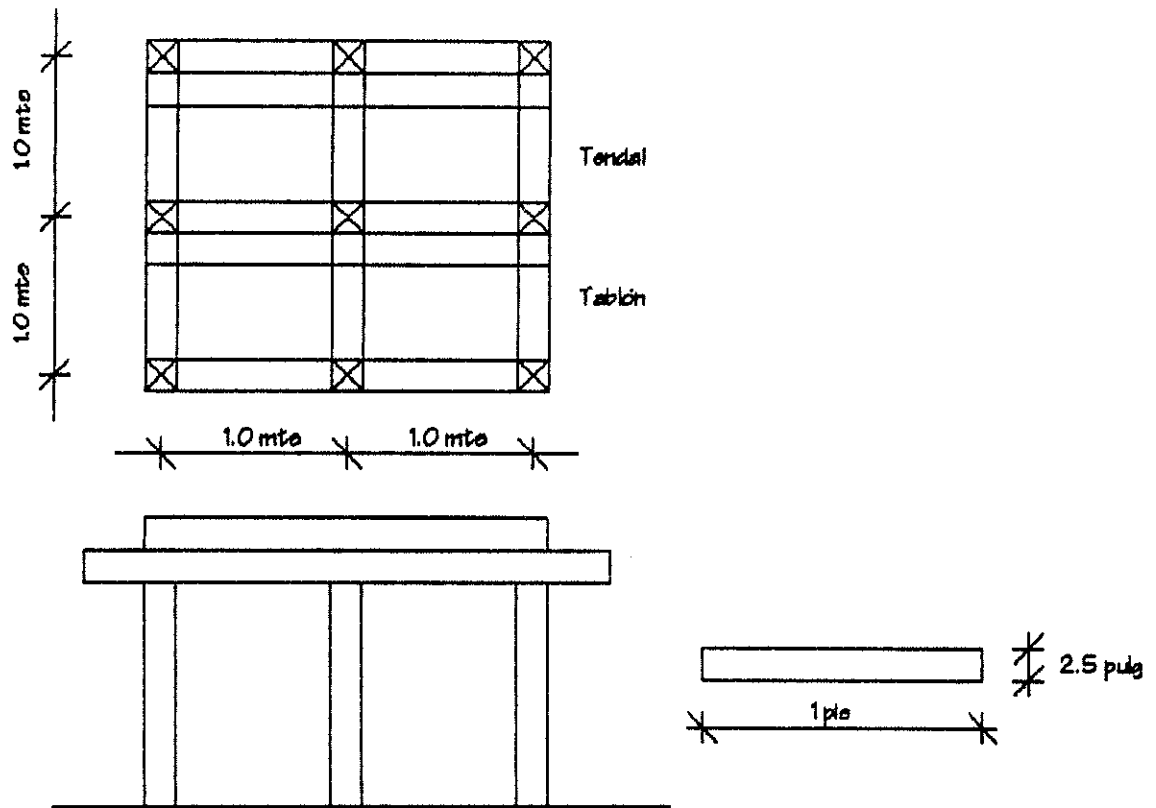
$$hm = 11.30 = 11 \frac{1}{2} \text{ pulg}$$

Siempre peraltada hacia arriba.



Ejemplo 2.

Diseñar los tablonos y tendales de una casa habitacional del siguiente esquema.



DATOS:

Usando la tabla (3.2) en sistema ingles.

$$W_m = 40 \text{ lb/pie}^3$$

$$W_{cm} = 150 \text{ lb/pie}^3$$

$$F_y = F_b = 1750 \text{ lb/pgl}^2$$

$$F_c = F_v = 120 \text{ lb/pgl}^2$$

$$E_m = 1.700.000 \text{ lb/pgl}^2$$

$$C_{Vm} = 15 \text{ lb/pie}^2$$

1) Integración de cargas:

$$\text{-Losa} = 0.10 \cdot 3.28 \cdot 150 = 49.20 \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{-Tablón} = 0.064 \cdot 3.28 \cdot 40 = \underline{8.40 \text{ lb/pie}^2}$$

$$C_{Mm} = 57.60 \text{ lb/pie}^2$$

$$C_{Vm} = \underline{15.00 \text{ lb/pie}^2}$$

$$C_{Tm} = 72.6 \text{ lb/pie}^2$$

$$WT = 72.6 \text{ lb/pie}^2 \cdot 1 \text{ pie} = 726 \text{ lb/pie}$$

$$WT = 6.00 \text{ lb/pgl.}$$

2) Chequeo a Flexión:

$$F_y = M_f \cdot c / I$$

$$M = W L_1^2 / 8 = 600 \cdot (3.28 \cdot 12)^2 / 8 = 1.161.90 \text{ lb/pgl}$$

$$C = h / 2 = 6.4 / 2 = 3.2 \text{ cm} = 1.25 \text{ pulg}$$

$$I = 1/12 b h^3 = 1/12 (12) (2.5)^3 = 15.625 \text{ pulg}^4$$

$$F_y = M_f \cdot c / I = 1.161.90 / 1.25 / 15.625 = 92.45 \text{ lb/pulg}^2$$

Por lo tanto $F_y < F_b$ Ok.

3) Chequeo a Corte:

$$F_c = 1.5 \cdot V_a / A$$

$$A = b \cdot h = 12 \cdot 2.5 = 30 \text{ pulg}^2$$

$$V_a = WT \cdot L / 2 \quad V = \frac{6 \cdot (3.28 \cdot 12)}{2} = 118.08$$

$$V_a = \frac{WT \cdot 2}{2}$$

$$F_c = 1.5 \cdot 118.08 / 30 = 5.90 \text{ lb/pulg}^2$$

Por lo tanto $F_c < F_v$ Ok

Chequeo a Deflexión:

$$\max = 5/384 \cdot WL^4/EI$$

$$I = 1/12 \cdot bh^3 = 1/12 \cdot (12)(2.5)^3 = 15.625 \text{ pulg}^4$$

$$WT = 6 \text{ lb/pulg}$$

$$L = (3.28 \cdot 12)^4 = 240.0050.385 \text{ pulg}^4$$

$$E = 1.760.000 \text{ lb/pulg}^2$$

$$\max = 0.0068 \text{ pulg}$$

$$\text{per} = L/360 = \frac{3.28 \cdot 12}{360} = 0.11 \text{ pulg}$$

Por lo tanto $\max = \text{per}$ Ok.

2) Integración de cargas de tendales:

$$\text{-Tendales} = 0.416 \cdot 40 = 16.64 \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{CMT} = \frac{72.60 \text{ lb/pie}^2}{89.24 \text{ lb/pie}^2}$$

$$\text{-WT} = 1 \cdot 89.24 \text{ lb/pie}^2 = 89.24 \text{ lb/pie}$$

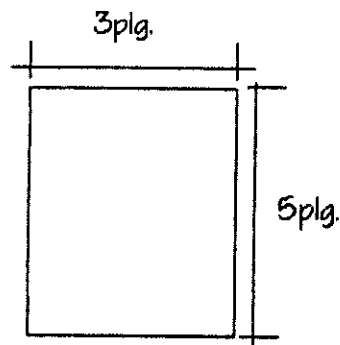
$$\text{-WT} = 7.44 \text{ lb/pulg} =$$

-Chequeo a Flexión:

$$F_y = \frac{Mf \cdot c}{I}$$

|

$$M = WT \cdot L^2 / 8 = 7.44 \text{ lb/pulg}^2 \cdot (3.28 \cdot 12)^2 / 8 = 1440.76 \text{ lb-pulg}$$



$$C = h/2 = 5/2 = 2.5 \text{ plg.}$$

$$I = 1/12 b \cdot h^3 = 1/12 (3)(5)^3 = 31.25$$

$$F_y = \frac{1440.76 \cdot 2.5}{31.25} = 115.26 \text{ lb/plg}^2$$

Por lo tanto $F_y < F_b$ Ok.

-Chequeo a Corte:

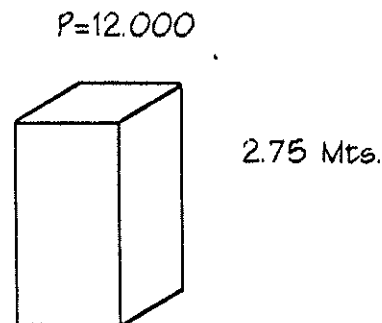
$$F_c = 1.5 V_a/A$$

$$A = b \cdot h = (3)(5) = 15 \text{ plg}^2$$

$$V = \frac{WL}{2} = \frac{7.44 \cdot (3.28 \cdot 12)}{2} = 146.4$$

Ejemplo 4.

Diseñar la sección de la columna de madera de pino de $L = 2.75$ mts de alto, con un $E_m = 1.760.000 \text{ kg/plg}^2$, aplicando una carga de 12.000 libras usando las fórmulas (3.9) y (3.10).



$$P/A = 0.3 \cdot E_m / (L/d)^2 < F_c \text{ máximo}$$

$$L/d \leq 50 \text{ (codigo)}$$

$$P_{\text{max}} = \min \{ 0.3 \cdot E_m / (L/d)^2 ; F_{c \text{ max}} \cdot A \} \geq P$$

-Si es sección cuadrada

$$A = d^2$$

$$1) P/d^2 = 0.3E/(l^2/d^2)$$

$$P = 0.3 E d^4 / l^2$$

$$d^4 = pl^2 / 0.3E$$

$$2) P/d^2 = F_{cmax}$$

$$d^2 = p / F_{cmax}$$

$$3) l/d \leq 50$$

$$d \geq l/50$$

$$F_c = 1.5 * 146.42 / 15 = 14.64 \text{ lb/plg}^2$$

Por lo tanto $F_c < F_x$ Ok.

-Chequeo a Deflexión:

$$\max = E * WL^4 / 384EI$$

$$I = bh^3 / 12 = (3)(5)^3 / 12 = 31.25 \text{ plg}^4$$

$$WT = 7.44 \text{ lb/plg}$$

$$L = (3.28 * 12)^4 = 2.400.050.385 \text{ plg}^4$$

$$E = 1.760.000 \text{ lb/plg}^2$$

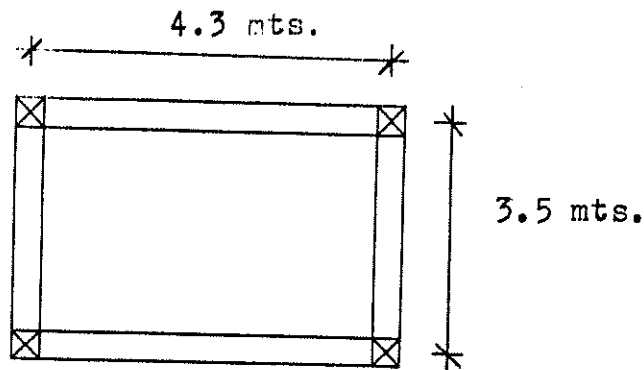
$$\max = 5 * 7.44 * (2.400.050.385) / 384 * 1.760.000 * 31.25 = 0.0042$$

$$\text{per} = L / 360 = (3.28 * 12) / 360 = 0.11 \text{ plg}$$

Por lo tanto $\max < \text{per}$ Ok.

Ejercicio 1.

Diseñe el entrepiso de madera del siguiente esquema.



CONDICIONES:

1. Planta.
2. Recubrimiento, tablonés en luz efectiva menor 2.75 mts.
3. Uso:

$$\text{Carga viva} = 4. \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{Carga muerta} = 4.8 \text{ lb/pie}^3$$

4. Diseño:

Se utilizan esfuerzos de trabajo:

$$F_b = 1200 \text{ lb/plg}^2$$

$$F_s = 120 \text{ lb/plg}^2$$

$$E_m = 1760000 \text{ lb/plg}^2$$

Ejercicio 2.

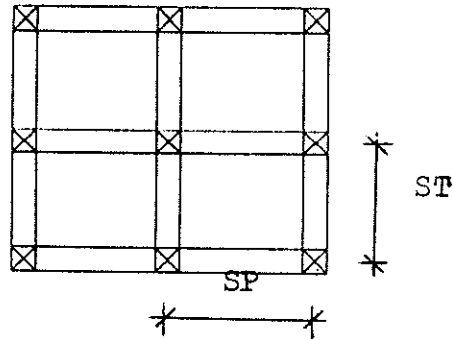
Diseñar la sección de la columna de ciprés de $L = 3$ mts. de auto, $E_m = 1.1 E + 6 \text{ lb/plg}^2$ aplicando una carga = 15,000 lbs.

Ejercicio 3.

Un piso industrial (de tablonés) va a diseñarse para que soporte una carga viva de 50 lb/pie². El claro entre vigas es de 13 pies. El esfuerzo permisible en la fibra extrema de la madera es 16000 lb/plg² y $E = 1.760.000 \text{ lb/plg}^2$ ¿Cuál debe ser el espesor de los tablonés?

Ejercicio 4.

Diseñar la formaleta para la losa, encontrando los espaciamientos de tendales y parales, usando tabloncillo para la tarima, tabla 3.2 sistema inglés, y de la grafica de corte y momento.



$$W_m = 495 \text{ lb/pla}^2$$

$$W_m = 50 \text{ lb/pla}^3$$

$$C_{vm} = 1400 \text{ lb/pla}^2$$

$$F_b = 1000 \text{ lb/pla}^2$$

$$F_v = 100 \text{ lb/pla}^2$$

$$E_m = 1.760.000 \text{ lb/pla}^2$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

- aglomeración de concreto 0.46 cms.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES;

CONCLUSIONES:

- 1) Es muy importante para el ingeniero (calculista), conocer las distintas técnicas que existen, creadas por las diferentes corrientes de cálculo y diseño estructural, para poder tener elementos de juicio y en un momento dado, usar algunas de ellas de acuerdo a los requerimientos que tenga la estructura, para obtener mejor sus costos en sus actividades y comportamiento más eficiente.
- 2) El análisis y diseño de una estructura en una zona sísmica, como nuestro país Guatemala, debe estar orientado básicamente a evitar la pérdida y el daño a la vida humana y luego evitar el daño o destrucción de la construcción y del medio ambiente. La forma estructural en general debe ser adecuada a las condiciones sísmicas de la región. La forma de la superestructura debe ser, simple, simétrica, no muy alargada en planta o altura, distribución uniforme y continua de resistencia, tener su rigidez relacionada con las propiedades del subsuelo, los miembros horizontales deben fallar antes que los verticales, para evitar que la estructura colapse.
- 3) Las instalaciones eléctricas, mecánicas e hidráulicas, deben diseñarse, de tal forma que no se afecten en el movimiento de la estructura, además, que ellas mismas no fallen y puedan seguir prestando su servicio después del sismo. Todos estos detalles arquitectónicos deben diseñarse de acuerdo al tipo de estructura,
- 4) El diseño estructural en madera, especialmente en formaletas, debe ser tal que de seguridad al personal que va hacer uso de ella. Un buen diseño en formaletas incluye chequeos de: flexión, corte y reflexión.
- 5) Los efectos máximos que se producen en una estructura, se determinan cuando hace un análisis y diseño por cargas muertas, cargas vivas, fuerzas de sismo y viento por separado.

RECOMENDACIONES;

- 1) Debe presentarse especial atención, a los efectos de las fuerzas, debidas al preesfuerzo, cargas de izaje, vibración y asentamientos diferenciales de los apoyos, especialmente en las zapatas, en donde se deben poner refuerzos adecuados, para lograr con éxito un buen diseño estructural.
- 2) Por economía, tiempo y fácil de manejar, es recomendable utilizar en un diseño de losas, losa nervurada y prefabricada, siempre y cuando llenen los requisitos de diseño, conforme a reglamentos de cada localidad o país, límites de falla y refuerzo adecuado, para lograr lo primordial del diseño, seguridad, funcionalidad y factibilidad.
- 3) En toda construcción que se utilice cualquier método, para obtener un mejor diseño, deberá existir una supervisión minuciosa en cuanto a los refuerzos que se pondrán en cada sentido para estar seguros de que existirá una distribución práctica, segura y económica.
- 4) El diseño de un entarimado, dependerá de un buen cálculo estructural de madera, por los factores, secciones, chequeos a flexión, corte y deflexión, de manera que brinde seguridad y confianza del personal que va a hacer uso de ella.
- 5) Guatemala, posee una gran probabilidad de ocurrencia sísmica, con lo cual el método STANFORD no proporciona confiabilidad, debido a que tiene un análisis bastante deficiente con respecto a la zonificación sísmica, y a la granulometría del suelo del país, ya que no se hicieron estudios de los diferentes suelos existentes, se recomienda si se va a utilizar, actualizarse con la nueva macro-zonificación sísmica, realizada por el Instituto de Previsión Sísmica de Argentina y un grupo de Ingenieros estructurales de Guatemala.
- 6) El Método más utilizable para el análisis sísmico es el Método **SEAOC-68**, pero como se ve ya es muy antiguo. La versión más reciente, descrita en esta tesis es **SEAOC-88**, esta nueva versión difiere bastante de la antigua, por el factor R_w .

REFERENCIAS

1. Guía teórica y práctica del curso de Concreto Armado 2.
Angel Roberto Sic Garcia.
Tesis facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
Escuela de Ingeniería Civil, 1988.
2. Análisis, Diseño y Costos de losas nervadas a base de viguetas prefabricadas no preesforzadas.
Walter Humberto Fumagalli Ruiz.
Tesis facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
Escuela de Ingeniería Civil, 1989.
3. Diseño de losas Semi-prefabricadas con bovedillas y duroport.
Maynor Feizal Zimeri Corado.
Tesis facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
Escuela de Ingeniería Civil, 1992.
4. Comparación de métodos tradicionales de cálculo de losas con el método de línea de falla.
José Enrique Sánchez Morales.
Tesis facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
Escuela de Ingeniería Civil, 1980.
5. Algoritmos para el diseño de losas de concreto con fines didácticos.
Carlos Augusto Carney Alvarado.
Tesis facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
Escuela de Ingeniería Civil, 1988.
6. Reglamento de la construcción de concreto reforzado.
(ACI 318-89), 2a. edición, Editorial LIMUSA
7. Diseño de Concreto Reforzado.
Noel J. Everardo y John L. Tanner III, series de compendios SCHAUM, libros McGRAW-HILL.

8. *Concreto Reforzado.*

Edward G. Nawy, 1a. edición, Editorial Prentice-Hall Hispanoamerica, S.A.

9. *Fundamentos de Diseño Estructural (acero, concreto y madera)*

Louis A. Hill Jr. 1a. edición, Representación y servicios de Ingeniería, S.A.

10. *Ingeniería Estructural, Comportamiento de miembros y sistemas, Volumen 3.*

White, Gery y Sexsmith, Editorial LIMUSA, 1a. edición.

11. *Manual del Ingeniero Civil. Volúmenes I y II.*

Frederick S. Merritt, 2a. edición, Editorial McGRAW-HILL.

12. *Diseño Sismo-Resistente (concreto y mampostería).*

Rudy Rolando Morales Mancilla.

Tesis facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

Escuela de Ingeniería Civil, 1984.

BIBLIOGRAFIA

1. Consideraciones sobre errores comunes en construcción de viviendas.
Carlos Federico Alvarez Najarro.
Tesis facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
Escuela de Ingeniería Civil, 1990.
2. Guía Práctica para cubiertas de Techos.
Humberto Salazar Rodríguez.
Tesis facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
Escuela de Ingeniería Civil, 1968.
3. Cargas Sísmicas y de Vientos para la ciudad de Guatemala.
Ricardo Cordón Jiménez.
Tesis facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
Escuela de Ingeniería Civil, 1955.
4. Formulas para Columnas.
Carlos Enrique Saravia Cadena.
Tesis facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
Escuela de Ingeniería Civil, 1976.
5. Diseño de estructuras metálicas.
Jack C. McCormac, Representaciones y servicios de Ingeniería, S.A., México.
6. Esfuerzos permisibles de trabajo para maderas de Guatemala.
Centro de Investigaciones de Ingeniería, CII, Folleto.
7. Análisis de fuerzas de sismo utilizando el código propuesto por la UNIVERSIDAD de STANFORD, para Guatemala.
Hector Escobar Molina.
Tesis facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
Escuela de Ingeniería Civil, 1979.

8. *Diseño de Formaietas para Concreto.*

Eduardo Sandoval Salazar.

Tesis facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

Escuela de Ingeniería Civil, 1990.

10. *Ingeniería estructural, introducción a los conceptos de análisis y diseño, Volumen 1.*

White, Gergel y Sexsmith, 1a. Edición, editorial LIMUSA.