ARTURO RUDEKE BATRES

DISEÑO Y ANALISIS ECONOMICO DE FORMALETAS PARA LOSAS RETICULARES

Guatemala, julio de 1969.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, Centro América

DISEÑO Y ANALISIS ECONOMICO DE FORMALETAS PARA LOSAS RETICULARES

TESIS

Presentada a la Junta Directiva de la

Facultad de Ingeniería

de la

Universidad de San Carlos de Guatemala

por

ARTURO RUDEKE BATRES

Al conferírsele el título de:

INGENIERO CIVIL

Guatemala, julio de 1969.

JUNTA DIRECTIVA

DE LA

FACULTAD DE INGENIERIA

DE LA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Decano:	Ing. Amando Vides Tobar
Vocal Primero:	Ing. Marco Antonio Cuevas
Vocal Segundo:	Ing. Francisco Ubieto B.
Vocal Tercero:	Ing. Adolfo Behrens
Vocal Cuarto:	Br. Alfredo Bonatti
Vocal Quinto:	Br. Eliseo Osorio
Secretario:	Ing. Héctor Centeno B.

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

Decano:	Ing. Amando Vides Tobar
Vocal Segundo:	Ing. Francisco Ubieto B.
Examinador:	Ing. José López T.
Examinador:	Ing. Manuel Medina
Secretario Interino:	Ing. Jorge Luis Lazo M.

ACTO QUE DEDICO

A Dios

A mis tios: :

Dr. Oscar Batres González
Trinidad de Batres
María Batres Sinibaldi

A mi padre:

Adolfo Rudeke

A mis primas:

Amalia María
Anabella Carolina

A mis compañeros

A la memoria de mi madre:

María Batres de Rudeke

A la memoria de mis abuelos:

Enrique Batres
María González de Batres

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR:

Cumpliendo con lo establecido por la Ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, tengo el honor de someter a vuestra consideración mi trabajo de tesis titulado:

DISEÑO Y ANALISIS ECONOMICO DE FORMALETAS PARA LOSAS RETICULARES

Tema que me fue asignado por la Junta Directiva de la

Facultad de Ingeniería

CONTENIDO

INTRODUCCION

Las formaletas o encofrados como comunmente se les llama, han tenido un desarrollo paralelo con el uso del concreto en la construcción.

En el principio el material más empleado en las formaletas fue la madera, pero conforme el desarrollo del concreto fue siendo mayor, surgieron las interrogantes sobre el uso de otros materiales, y fue así como el acero comenzó a ser empleado en vez de la madera. Las primeras formaletas de acero que fueron construídas comercialmente, fue para la construcción de pavimentos en los Estados Unidos.

Debido a los diferentes recursos con que cada país cuenta, tanto humanos como materiales, la construcción de estos ha tenido un desarrollo muy variado.

Tenemos por ejemplo en países donde la madera es muy escasa y su uso se considera como un lujo, el empleo de la formaleta de acero ha venido a ser una gran ayuda.

En Guatemala, la forma más común de construir formaletas ha sido la madera, debido a la gran explotación que ésta ha tenido. Pero como ésta no ha sido regulada debidamente, puede que en un futuro su uso no sea muy común, por el costo alto que va a alcanzar.

Las formaletas son moldes sobre los que va a descansar el concreto, pero más que esto son estructuras de permanencia temporal.

En el diseño de formaletas hay tres factores básicos que son:

1) Calidad.
2) Seguridad.
3) Economía.

Calidad:

El tamaño, la forma, el alineamiento de miembros estructurales de concreto, dependen de la cuidadosa construcción de las formaletas.

Estas deben ser construidas con las dimensiones correctas, y ser suficientemente rígidas para mantener la forma para que fueron planeadas. Además ser fuertes para mantener los miembros alineados y conservar sus dimensiones, con el objeto de hacer varios usos de la misma.

Seguridad:

Los accidentes y fallas que pueden ocurrir durante la construcción, ponen en juego las vidas humanas, así como materiales, tiempo y mano de obra. Cuando el concreto es colocado sobre la formaleta, es el momento más crítico para ésta, ya que es cuando soporta la mayor carga, y la mezcla no tiene ninguna resistencia.

Puede ocurrir el caso que durante éste período al-

gún efecto cause el deslizamiento de un miembro, el que a su vez produce una sobrecarga sobre los miembros vecinos y con esto el colapso total o parcial de la estructura. Por lo que hay que tomar todas las medidas de seguridad en la formaleta.

Algunas de las causas más comunes que pueden causar fallas en las formaletas son: embreizado inadecuado, forma de vibrar el concreto, suelo inestable, control inadecuado en la colocación del concreto y fallas en la supervisión e inspección.

Economía:

Hay que tratar de obtener la mayor economía en las formaletas, teniendo muy en cuenta los dos factores antes mencionados. Aquí entra como parte determinante el juicio del diseñador, en la selección de los materiales y el equipo que van ser empleados en la construcción. En el factor económico debe de tomarse en cuenta el proceso de encofrado y desencofrado, así como el programa elaborado para darle el mayor número de usos a la formaleta, ya que esto bajará el costo de la misma.

El factor económico debe de tenerse en mente al planear una formaleta, ya que reducir la calidad y seguridad puede constituir una falsa economía.

El diseñador puede lograr economía al considerar el diseño de una estructura y de la formaleta simultáneamente.

Al planear una formaleta hay que tomar en cuenta los siguientes factores:

1) Estudiar los miembros de una estructura como un todo.

2) Hacer esquemas a mano libre para comparar varias soluciones de un mismo problema.

3) Establecer los ejes de columnas con el objeto de hacer uniones en estos puntos.

4) Hacer una estimación de las secciones de los miembros, para las diferentes soluciones.

5) Hacer una estimación gruesa para cada solución.

6) Seleccionar la solución que resulte más favorable.

7) Tratar de coordinar el diseño arquitectónico con el diseño estructural.

Al diseñar formaletas conviene desarrollar un sistema básico para cada caso. El plan de construcción debe tener una secuencia práctica. El sistema más eficiente lo puede constituir un análisis programado para su construcción, ya que van a existir limitaciones, dependiendo en cada caso de las condiciones de ejecución de la obra.

CAPITULO 1

GENERALIDADES SOBRE FORMALETAS

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 satisfizo en un trabajo anterior, por lo que tratan de adaptarlo a diferentes tipos de problemas.

Si tomamos en cuenta los sistemas que se han desarrollado, lo mas conveniente es hacer un diseño racional, que consiste en hacer consideraciones sobre los esfuerzos de los materiales así como de las cargas actuantes sobre la formaleta. Al hacerlo en esta forma lograremos una gran economía en tiempo y dinero.

SIMPLIFICACIONES BASICAS EN EL DISEÑO DE FORMALETAS

El hacer grandes refinamientos en los cálculos generalmente conduce a pérdidas de tiempo, ya que las cargas que se usan para los diseños de estas son generalmente estimadas. Además, no se puede contar

con un control absoluto de las condiciones en que va a trabajar la formaleta, como son la colocación de los materiales y los determinados puntos donde va a trabajar el personal.

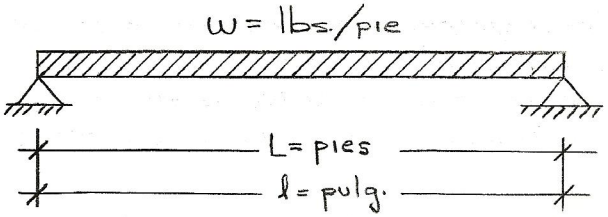
Consideraremos además:

1) Todas las cargas se tomaran como uniformemente distribuidas.
2) Las vigas con tres o más tramos se consideran como continuas, empleándose fórmulas aproximadas para resolverlas.
3) Para vigas con dos tramos, los valores de diseño para un tramo dan la suficiente precisión en los cálculos.
4) La resistencia de empalmes clavados es despreciable al determinar las secciones de los miembros principales.

A continuación, presentamos una tabla en la que se encuentran fórmulas para resolver vigas, que son las más comunmente empleadas en formaletas.

FORMULAS DE VIGAS APLICABLES AL DISEÑO DE FORMALETAS.

1) **Viga simplemente soportada con carga uniformemente distribuida.**



$$Mmax = \frac{wL^2}{8} \text{ lbs-pie} = \frac{wl^2}{96} \text{ lbs-pulg}$$

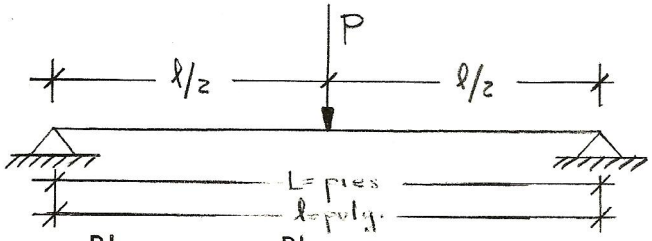
$$Amax = \frac{5wl^4}{384 \times 12 \times EI} \text{ pulg}$$

$$Vmax = \frac{wL}{2} \text{ lbs}$$

$$V = \frac{w}{2}\left(L - \frac{2h}{12}\right)$$

valor modificado despreciando la carga a una distancia h del soporte, se puede aplicar en todas las fórmulas presentadas a continuación

2) **Viga simplemente soportada con carga concentrada al centro.**

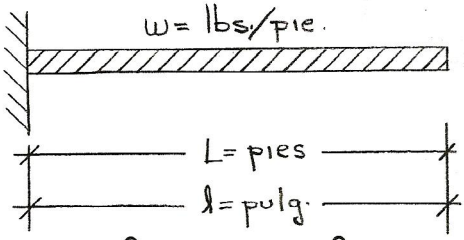


$$Mmax = \frac{PL}{4} \text{ lbs-pie} = \frac{Pl}{4} \text{ lbs-pulg}$$

$$Amax = \frac{Pl^3}{48EI} \text{ pulg}$$

$$Vmax = \frac{P}{2} \text{ lbs}$$

3) **Viga en voladizo con carga uniformemente distribuida.**

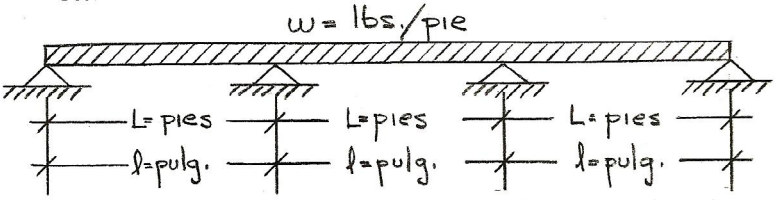


$$M_{max} = \frac{wL^2}{2} \text{ lbs-pie} = \frac{wl^2}{24} \text{ lbs-pulg}$$

$$A_{max} = \frac{wl^4}{96EI} \text{ pulg}$$

$$V_{max} = wL \text{ lbs}$$

4) **Viga continua sobre tres o más tramos con carga uniformemente distribuida.**

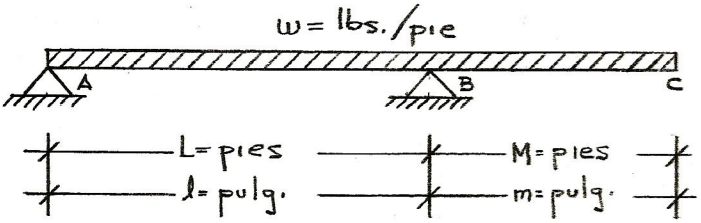


$$M_{max} = \frac{wL^2}{10} \text{ lbs-pie} = \frac{wl^2}{120} = \text{lbs-pulg}$$

$$A_{max} = \frac{wl^4}{128 \times 12 \times EI} \text{ pulg}$$

$$V_{max} = 0.6wL \text{ lbs}$$

5) Viga sobre dos soportes y un tramo en voladizo con carga uniformemente distribuida.



$$Mmax_{A-B} = \frac{w(L+M)^2(L-M)^2}{8L^2} \text{ lbs-pie} = \frac{w(l+m)^2(l-m)^2}{96l^2} \text{ lbs-pulg}$$

$$M_B = \frac{wM^2}{2} \text{ lbs-pie} = \frac{wm^2}{24} \text{ lbs-pulg}$$

$$AC = \frac{wm(4m^2l - l^3 + 3m^2)}{12 \times 24\ EI} \text{ pulg}$$

$$A_x \text{ (a "x" pulg de A)} = \frac{wx(l^4 - 2l^2x^2 + lx^3 - 2m^2l^2 + 2m^2x^2)}{12 \times 24\ EI}$$

$$Vmax_B = \frac{w(L^2 + M^2)}{2L} \text{ lbs}$$

Nomenclatura usada:

w = carga distribuida en libras por pie
L = longitud de viga en pies
l = longitud de viga en pulgadas
h = altura de la viga
E = módulo de elasticidad del material
I = momento de inercia de la viga
P = carga concentrada en libras
Mmax = momento máximo
Vmax = corte máximo
x = distancia del punto A al punto x para el caso 5.
M = longitud del voladizo en pies para el caso 5
m = longitud del voladizo en pulgadas para el caso 5.
Amax = deflexión máxima.

ESFUERZOS PERMITIDOS.

Las formaletas son consideradas como estructuras - temporales, por permanecer corto tiempo en el lugar. Los esfuerzos que se pueden aplicar a estructuras temporales, son generalmente mayores que los recomendados para construcciones permanentes.

En la construcción de formaletas considerando la economía, hay que tratar de sacarle la mayor ventaja posible a estos esfuerzos, siempre que las condiciones lo permitan. Otro punto que es conveniente notar es el número de usos que se le dará a la formaleta.

El comité 622 de la A.C.I. recomienda, que cuando se considera una formaleta para múltiples usos en la que se emplea: acero, aluminio o magnesio, los esfuerzos de trabajo que se usen para estos materiales sean los mismos que si la estructura fuera de carácter permanente.

Los factores de seguridad mínimos que da este comité son presentados a continuación. Estos están basados en el esfuerzo último de los materiales, y hay que chequear que no excedan el punto cedente.

Accesorio	Tipo de Construcción	Factores de Seguridad
Tirantes de Formaleta	Formaleta liviana: altura no mayor de 16 pies.	1.5
	Formaleta pesada: alturas mayores de 16 pies.	2.0
Anclaje de Formaleta	Liviano: para paneles anclados que no sean peligrosos a las vidas humanas en caso de falla	1.5
	Pesadas: la falla pone en peligro las vidas humanas. Soporta pesos de formaleta y presiones de concreto únicamente.	2.0
	Obra falsa: soporta peso de formaleta, concreto, cargas de trabajo é impacto.	3.0
Soportes colgantes de Formaletas	Formaletas livianas: cargas de diseño, incluyendo el peso de formaletas concreto y 50 p.s.f. mínimo de carga viva, pero en total no sean mayores de 150 p.s.f.	1.5
	Formaletas pesadas: peso de formaleta mas peso de concreto 100 p.s.f. o más.	2.0

FACTORES QUE DETERMINAN EL DISEÑO.

DEFLEXIONES:

El tipo de trabajo va a determinar la deflexión que se considere como aceptable.

Las formaletas se van a diseñar para que las deflexiones no pasen los límites requeridos para cada tipo de trabajo.

La deflexión permisible va a depender del tipo de acabado que se le quiera dar; así como de la localización de la misma, por ejemplo una deflexión puede escapar a la vista, cuando el acabado es rústico, y la misma puede ser objetable en acabados finos.

Las deflexiones de formaleta deben ser consideradas para tolerancias de acabados finales.

Cuando los trabajos que se están ejecutando carecen de especificaciones, frecuentemente el valor admitido de la deflexión es de 1/360 la luz del miembro.

Existe otro criterio de limitar la deflexión al máximo de 1/16 de pulgada para entablados y 1/8 de pulgada para otros miembros. En los tramos de formaleta en que los miembros son relativamente largos 5 o más pies, frecuentemente se acepta una deflexión de 1/4 de pulgada.

La deflexión va a gobernar en los miembros en que la altura efectiva es muy pequeña en relación al tramo, por ejemplo en los entablados, en los travesaños y vigas casi siempre va a gobernar el corte o la fle-

xión, pero siempre hay que chequear la deflexión, pues puede ser crítica.

En las fórmulas de deflexiones aparece el factor E que es el módulo de elasticidad. Este es una medida de rigidez, determinado en las pruebas de materiales. Hay que tomar en cuenta que en la madera este factor cambia dependiendo del tipo que se trate, estos cambios se deben a que para diferentes tipos de madera de las mismas dimensiones, sometidos a las mismas cargas, las deflexiones que ocurren no son las mismas.

Cuando las maderas se humedecen como sucede en los casos de entablados, ésta se vuelve más flexible, perdiendo rigidez, y esto refleja en los bajos valores del módulo de elasticidad recomendados para este tipo de trabajo.

El valor apropiado de deflexión para una viga continua con tres o más tramos es el siguiente:

$$A_{max} = \frac{w' l^4}{1536EI} = \frac{w'' l^4}{128EI}$$

A_{max} = máxima deflexión en pulgadas
w' = carga uniforme en libras por pie
l = longitud del tramo en pulgadas
E = módulo de elasticidad
I = momento de inercia de la sección

En la segunda fórmula todos los valores son los mismos cambiando únicamente el de w'' que hay que expresarlo en libras por pulgada.

Con esta fórmula y dependiendo del criterio que se quiera seguir para la deflexión se puede encontrar

la longitud del tramo simplemente despejando l de la fórmula.

Siguiendo el primer criterio tenemos:

$$Amax = \frac{l}{360}$$

Igualando

$$Amax = \frac{l}{360} = \frac{w' l^4}{1536EI}$$

Despejando l tenemos:

$$l = 1.62 \sqrt[3]{\frac{EI}{w'}}$$

Tomando el otro criterio tenemos:

<u>Para entablado</u>

$$Amax = \frac{1}{16} \text{ pulgada}$$

Igualando

$$Amax = \frac{1}{16} = \frac{w' l^4}{1536EI}$$

Despejando l tenemos:

$$l = 3.13 \sqrt[4]{\frac{EI}{w'}}$$

Para otros miembros:

$$Amax = \frac{1}{8} \text{ pulgada}$$

Igualando:

$$Amax = \frac{1}{8} = \frac{w' l^4}{1536EI}$$

Despejando l tenemos:

$$l = 3.71 \sqrt[4]{\frac{EI}{w'}}$$

En forma similar lo podemos hacer para una viga simplemente soportada

$$Amax = \frac{5w' l^4}{4608EI} = \frac{5w'' l^4}{384EI}$$

Los valores en esta fórmula son los mismos usados en la anterior.

Haciendo las mismas consideraciones tenemos:

$$\text{Para } Amax = \frac{l}{360}$$

Igualando

$$Amax = \frac{l}{360} = \frac{5w' l^4}{4608EI}$$

$$l = 1.37 \sqrt{\frac{EI}{w'}}$$

Para el segundo criterio tenemos:

Para entablados:

$$Amax = \frac{1}{16} \text{ pulg}$$

Igualando

$$Amax = \frac{1}{16} = \frac{5w'l^4}{4608EI}$$

$$l = 2.75 \sqrt[4]{\frac{EI}{w'}}$$

Para otros miembros:

$$Amax = \frac{1}{8} \text{ pulg}$$

Igualando

$$Amax = \frac{1}{8} = \frac{5w'l^4}{4608EI}$$

$$l = 5.84 \sqrt[4]{\frac{EI}{w'}}$$

FLEXION:

El diseño de flexión está basado en los esfuerzos de trabajo en flexión que se usen dependiendo de cada material.

Con la flexión nos quedan dos alternativas a seguir en un diseño: 1) Encontrar la máxima longitud entre apoyos que puede resistir una sección asumida. 2) Encontrar una sección en base de una longitud entre apo

yos previamente establecida.

Tomando la primera alternativa tenemos:

Partiendo de la fórmula del esfuerzo de flexión

$$Sf = \frac{Mc}{I}$$

Sf = esfuerzo de flexión
M = momento
c = distancia del eje neutro a la fibra considerada
I = momento de inercia de la viga

Podemos decir que

$$Sf = \frac{M}{\frac{I}{c}}$$

llamaremos a $\frac{I}{c} = S$ (módulo de sección).

$$Sf = \frac{M}{S} \therefore M = Sf \times S$$

El valor del momento lo podemos igualar a cualquiera de los casos que estemos considerando, para despejar el valor de la máxima longitud entre apoyos.

Como ejemplo ilustrativo lo podemos hacer para una viga con carga distribuida uniformente y simplemente soportada, y tenemos:

$$M = \frac{wl^2}{96}$$

$$M = Sf\ S$$

Igualando

$$M = Sf\ S = \frac{wl^2}{96}$$

Despejando de la ecuación el valor de l tenemos.

$$l = 9.8 \sqrt{\frac{Sf\ S}{w}}$$

En igual forma lo podemos hacer para cualquiera de las otras vigas que se puedan considerar.

Para la segunda alternativa tenemos:

$$Sf = \frac{M}{S}$$

Despejando S de la fórmula tenemos

$$S = \frac{M}{Sf}$$

El valor de S, módulo de sección lo podemos encontrar dependiendo del tipo de sección que se considere por ejemplo una sección rectangular

$$S = \frac{I}{c} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6}$$

Sustituyendo este valor en la fórmula tenemos:

$$\frac{bh^2}{6} = \frac{M}{Sf}$$

$$bh^2 = \frac{6M}{Sf}$$

Podemos darle un valor a b y luego despejar el valor de h, con lo que tenemos la sección que necesitamos.

Cargas concentradas.

Hay que recordar las simplificaciones hechas al principio, en que se tomaran las cargas como distribuidas, lo cual va a ser satisfactorio en la mayoría de los casos, pero cuando el espaciamiento entre los puntos de carga excede de 1/3 a 1/2 de la luz de la viga, debe hacerse un análisis detallado, para las peores condiciones de carga a que pueda estar sometida la viga.

Corte

Cuando una viga se encuentra cargada, notamos que existe una tendencia en esta a desplazarse con respecto al punto que la sostiene, en sentido perpendicular al eje de la viga, a esto le llamaremos corte vertical. Por otro lado existe una tendencia entre las fibras de la viga a desplazarse unas con respecto a otras en el sentido horizontal, a esto le llamaremos corte horizontal.

En cualquier punto de la viga, tanto el corte horizontal como el corte vertical son de igual intensidad y se encuentran actuando uno con respecto al otro en ángulo recto.

En materiales uniformes tales como el acero, estos pueden resistir cualquiera de los dos cortes igualmente,

pero el problema se presenta en los materiales fibrosos como la madera, en la que el corte paralelo a la fibra no es igual al corte perpendicular a la misma, siendo el menor de los dos, el corte paralelo a la fibra, por lo que al hablar del esfuerzo de corte en madera nos referiremos a este.

La intensidad del corte en un miembro está considerada en base de la carga vertical externa, y para el diseño de formaletas solo vamos a considerar el punto donde el corte es mayor.

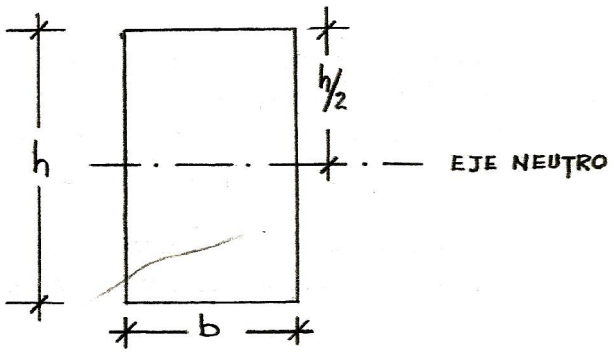
Corte en Vigas de Madera.

Partiendo de la fórmula de esfuerzo tenemos:

$$Sv = \frac{VQ}{Ib}$$

Sv = esfuerzo de corte
V = corte
Q = primer momento
I = momento de inercia de la viga
b = ancho de la viga

Para vigas rectangular que son las más usadas, podemos hacer las siguientes consideraciones:



Tenemos que el primer momento Q es igual a:

$$Q = b \times h/2 \times h/4 = \frac{bh^2}{8}$$

Y el momento de inercia de una sección rectangular con respecto a su eje neutro es

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

Sustituyendo los valores en la fórmula de esfuerzo de corte y despejando tenemos

$$Sv = \frac{3V}{2bh}$$

Para el valor de V en la fórmula se sustituirá según el caso que se esté tratando (ver tabla 1).

Para madera cuando hay tramos cortos que están fuertemente cargados, generalmente el esfuerzo de corte es el que va a mandar para el diseño de la sección. El corte raramente gobierna en el diseño de entablados, pero siempre debe de ser chequeado.

Las consideraciones hechas anteriormente para cargas concentradas en flexión, es valedera igualmente para el corte.

Corte en Vigas de Acero.

Generalmente se considera que únicamente el alma de la viga es la que va a resistir corte. Para el diseño de miembros de acero se puede hacer la siguiente consideración, considerar el esfuerzo unitario que para

el acero estructural es de 13,000 p.s.i. y si el esfuerzo unitario de corte no sobrepasa este valor el chequeo de corte en la viga es satisfactorio. Este esfuerzo se chequea por medio de la fórmula

$$Sv = \frac{V}{A}$$

En los diseños en acero generalmente la flexión va a mandar sobre el corte, pero es recomendable chequear este siempre.

APLASTAMIENTO:

Cuando se trata de vigas de madera es un esfuerzo que va a actuar perpendicular a la fibra de la viga. El aplastamiento hay que chequearlo por ejemplo en puntos donde una viga descansa sobre otra ó cuando una viga descansa sobre un paral o columna, ya que las áreas de contacto entre estos miembros suelen ser muy pequeñas y uno de los miembros puede sufrir deformaciones permamentes y en esta forma hacer que la formaleta cambie de posición.

Este problema puede ser resuelto colocando capiteles ya sean de madera con mayor esfuerzo de compresión perpendicular a la fibra, o colocando capiteles de acero con áreas mayores para que se distribuya la carga.

COLUMNAS

Comunmente llamadas en el lenguaje de formaletas parales o puntales. Para el diseño de estos miembros da suficiente precisión asumir que cada paral va a soportar la carga que se encuentra comprendida a la mi

tad de la luz entre parales, en ambas direcciones. Para determinar la carga hay que considerar tanto la carga muerta, como la carga viva de la formaleta.

PARALES DE MADERA.

Los parales de madera ya sean de sección cuadrada, rectangular o circular, aunque estos últimos son raramente usados hay que diseñarlos como columnas. En el diseño de columnas encontramos que la capacidad de carga es una función de la esbeltez.

ESBELTEZ

Es una relación entre la longitud libre de la columna y el menor lado de la sección en consideración, esta relación se expresa como l/d.

l = longitud libre en pulgadas
d = el menor lado de la sección en consideración en pulgadas

Para parales de madera esta relación no debe ser mayor de 50. Puede suceder el caso en que los parales no se encuentren "embreizados" a un mismo nivel, debiéndose determinar la esbeltez en cada plano y usándose la mayor de las dos, para determinar el esfuerzo del miembro.

CARGAS ADMISIBLES

La máxima carga unitaria en p.s.i, para parales de madera, está determinada por la fórmula de Euler modificada. Esta fórmula determina el valor del esfuerzo permisible al que trabaja la madera. Hay que hacer

la salvedad que en ningún caso el valor del esfuerzo empleado en el diseño, debe ser mayor que el esfuerzo de compresión paralelo a la fibra de la madera en consideración.

La fórmula de Euler modificada para columnas de madera es la siguiente:

$$P/A = \frac{0.3E}{(l/d)^2}$$

P = carga total del paral
A = área neta de la sección transversal
E = módulo de elasticidad de la madera en consideración

Esta fórmula da un factor de seguridad de 3 para flambeo, para columnas articuladas en los extremos, sometidas a carga axial. Cuando hay restricción parcial en uno de los extremos o puntas cuadradas como suele suceder en la madera, el factor de seguridad es mayor.

EMPALME DE PARALES.

Los empalmes deben ser diseñados para resistir flambeo y flexión. El comité 622 de la A.C.I. permite solamente un empalme por paral, a menos que se coloquen breizas en ambos sentidos en el mismo, además recomienda que para parales de madera, la mínima longitud del empalme sea de 2 pies 4 pulgadas, con cuatro piezas en cada empalme, siendo la suma del área de las piezas igual al área del paral como mínimo. Otra recomendación es que los empalmes no sean hechos en la mitad de la altura entre soportes laterales, ya que son puntos donde el flambeo es crítico.

EMPALMES MEDIANTE CLAVOS.

En el diseño de miembros de madera, las uniones son generalmente los puntos débiles. Para la unión de miembros de madera existen varias formas, que van desde los clavos hasta los pernos, dependiendo del tipo de trabajo en que se emplean. Las formaletas siendo estructuras de carácter temporal, usaremos para el diseño de sus empalmes los clavos.

CLAVOS.

Los factores que determinan el agarre de los clavos en la madera son: la gravedad específica de la madera, el diámetro del clavo, la profundidad de penetración y el contenido de humedad de la madera.

Las cargas aplicadas en los clavos pueden ser de dos tipos:

1) Lateral.
2) Axial, este caso no lo consideraremos.

1) **Resistencia lateral**

La resistencia lateral está expresada por la siguiente fórmula:

$$P = KD^{3/2}$$

P = carga permisible en libras por clavo
K = constante que depende de la gravedad específica del tipo de madera a usar.
D = diámetro del clavo

A continuación hay una tabla para el cálculo de la resistencia lateral de clavos, esta tabla está sujeta a las siguientes restricciones:

1) La profundidad de penetración en el miembro que sostiene una unión, no sea menor de 11 diámetros del clavo.

2) Cuando la penetración es menor de 11 diámetros, la carga permisible puede ser determinada, por una interpolación en línea recta entre cero y el valor tabulado, exceptuando que la penetración sea menor de 1/3 la especificada.

3) Cuando los clavos están sujetos a corte doble, penetrando en una unión de tres miembros, la carga lateral puede aumentarse en 1/3 siempre que cada miembro exterior no sea menor de 1/3 del miembro central. Pudiéndose incrementar la carga lateral en 2/3 cuando los miembros exteriores tienen el mismo ancho que el miembro central.

RESISTENCIA LATERAL DE CLAVOS EN LIBRAS POR CLAVO

Long. (pulg)	Diámetro (pulg)	$D^{3/2}$	K = 1080	K = 1350	K = 1650	K = 2040
2	0.113	0.0380	41	51	63	78
$2\frac{1}{2}$	0.131	0.0474	51	67	78	97
3	0.148	0.0570	62	77	94	116
3 1/4	0.148	0.0570	62	77	94	116
$3\frac{1}{2}$	0.162	0.0652	70	88	107	133
4	0.192	0.0841	91	114	139	172
$4\frac{1}{2}$	0.207	0.0942	102	127	155	192
5	0.225	0.1068	115	144	176	218
$5\frac{1}{2}$	0.244	0.1205	130	163	199	246
6	0.263	0.1349	146	182	223	275

PARALES TUBULARES DE ACERO.

Para el diseño de parales de acero usaremos las fórmulas de columnas de acero con cargas concéntricas.

ESBELTEZ

Como en las columnas de madera la esbeltez va a ser una función de la carga que admite esta. Para miembros tubulares el valor de la esbeltez se expresa como l/r.

l = longitud libre de la columna
r = radio de giro

Para parales tubulares de acero la esbeltez no debe ser mayor de 200. El radio de giro puede ser calculado por medio de la siguiente fórmula, partiendo de la suposición que son conocidos los diámetros tanto interior como exterior

$$r = \frac{\sqrt{d_1^2 + d_2^2}}{4}$$

d_1 = diámetro interior
d_2 = diámetro exterior

El área se puede determinar también conociendo los diámetros por medio de esta fórmula:

$$A = \frac{\pi}{4} (d_2^2 - d_1^2)$$

En parales tubulares de acero como en los de madera, cuando las breizas no se encuentran a un mismo

nivel, se debe chequear la esbeltez en dos direcciones y determinar cual es la mayor, ya que se debe diseñar para esta.

ESFUERZOS ADMISIBLES EN PARALES DE ACERO.

Para parales tubulares de acero en los que su punto cedente es de 33,000 p.s.i. aplicaremos las siguientes fórmulas para calcular el esfuerzo:

$$\frac{P}{A} = 17{,}000 - 0.485 \left(\frac{l}{r}\right)^2 \text{ cuando } \frac{l}{r} < 132$$

$$\frac{P}{A} = \frac{149{,}000{,}000}{\left(\frac{l}{r}\right)^2} \text{ cuando } \frac{l}{r} \geq 132$$

Estas fórmulas son aplicables a columnas articuladas en ambos extremos, dando un factor de seguridad de 2.

Cuando se usen parales que han sido patentados por algún fabricante, al diseñar estos hay que guiarse por las especificaciones de fábrica, ya que al diseñarlos los fabricantes han hecho ensayos de laboratorio, y estos tienen generalmente un factor de seguridad que oscila entre 2 y 3.

CAPITULO 2

PRIMER DISEÑO DE MADERA

DISEÑO DE FORMALETAS PARA LOSAS RETICULARES

Las losas reticulares son una combinación monolítica de nervios o viguetas espaciados regularmente en ambas direcciones y pequeñas porciones de losa delgada que forman una unidad.

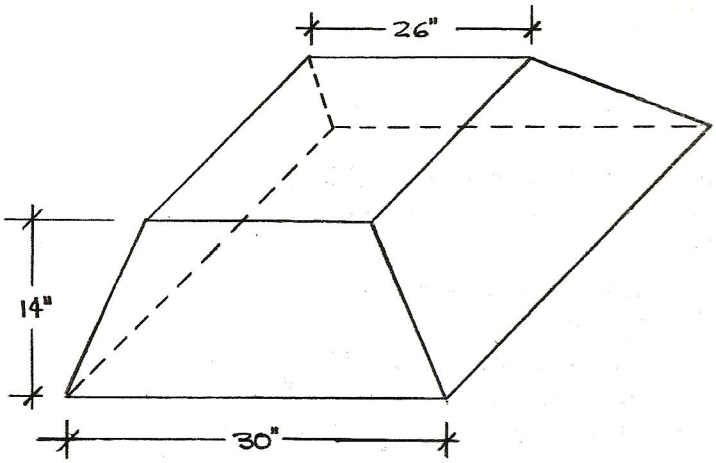
Para la formación de nervios y las pequeñas losas se construyen cajones que van a tener una permanencia temporal solamente para darles forma. Estos cajones han sido construidos de varios materiales como: madera, acero, fibra de vidrio y plásticos. En Guatemala casi solo de madera se emplean.

Para los ejemplos del diseño de formaleta usaré una de las losas que presenta el manual de la C.R.S.I. y que se detalla a continuación:

Concreto: 150 libras por pie cúbico
Distancia entre ejes de columnas: 33 pies
D = 12'6"
Nervio + losa: 14 + 3 pulgadas
t_1 = 17 pulgadas
Mínimo diámetro de columnas: 18 pulgadas
Altura del piso: 12 pies
Mínimo peralte en el capitel: 15 pulgadas
Número de nervios en la faja de columnas: 5

Número de nervios en la faja media: 6
Promedio de pies cúbicos de concreto por pie cuadrado de la losa: 0.767
Peso promedio por pie cuadrado de losa: 115 libras
Carga viva recomendada por la A.C.I. cuando no se usan carretas autopropulsadas para llevar el concreto, 50 libras por pie cuadrado. Cuando se usan carretas autopropulsadas para llevar concreto 75 libras por pie cuadrado.

Cargas laterales: La A.C.I. recomienda usar 100 libras por pie de losa o 2% de la carga muerta total en la formaleta, pero para Guatemala por tener el problema de sismos considero que es preferible subir a un 10% de la carga muerta total. La mayor de las dos es la que se usará para el diseño.



Peso de la parte superior:

$$2.16 \times 2.16 = 4.77 \text{ pies tabla.}$$

Parte lateral:

$$\left(\frac{2.5 + 2.16}{2}\right) 1.18 = 2.75 \text{ pies tabla por lado}$$

hay 4 lados $2.75 \times 4 = 11.00$ pies tabla

Número de pies tabla por cajón $11.00 + 4.77 = 15.77$ pies tabla podemos decir 16 pies tabla

1 pie tabla = 4 libras

$$16 \times 4 = 64 \text{ libras por cajón.}$$

Area de la parte inferior:

$$2.5 \times 2.5 = 6.25 \text{ pies cuadrados}$$

$$\frac{64}{6.25} = 10 \text{ libras por pie cuadrado}$$

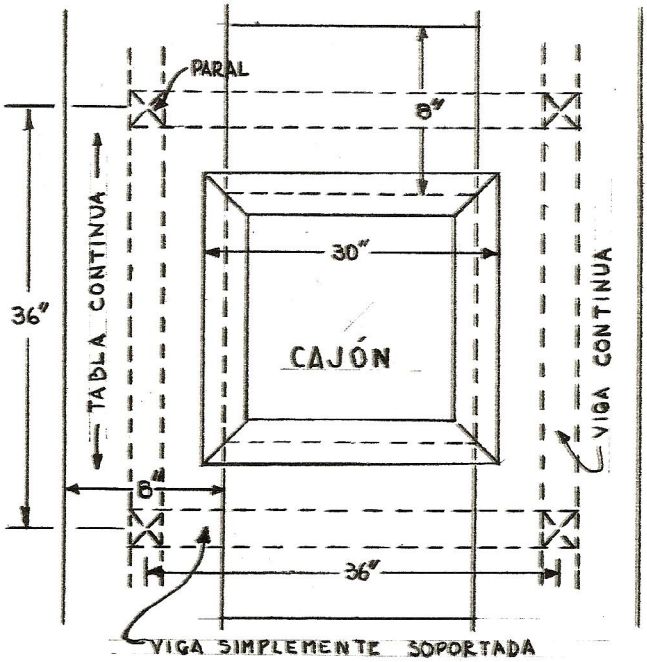
Carga de diseño para nuestro ejemplo será:

Carga muerta de la losa	$115^{\#}/\text{pie}^2$	
Peso del cajón	$10^{\#}/\text{pie}^2$	
Peso de tabla (tarima)	$4^{\#}/\text{pie}^2$	
Carga viva en formaleta	$50^{\#}/\text{pie}^2$	
	$179^{\#}/\text{pie}^2$	$180^{\#}/\text{pie}^2$

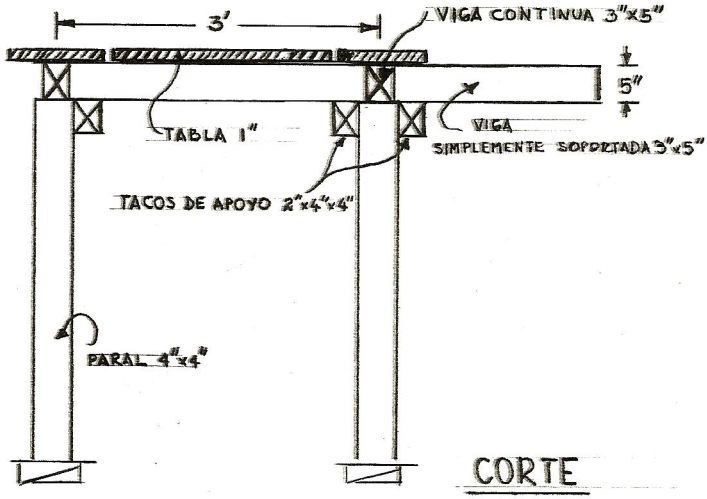
Esfuerzos de trabajo en madera serán los siguientes:

Esfuerzo de flexión y tensión	1200 p.s.i.
Esfuerzo de compresión paralelo	1000 p.s.i.
Esfuerzo de compresión perpendicular	350 p.s.i.
Esfuerzo de corte	100 p.s.i.
Módulo de elasticidad	1.2×10^6 p.s.i.

DIAGRAMA DEL PRIMER DISEÑO



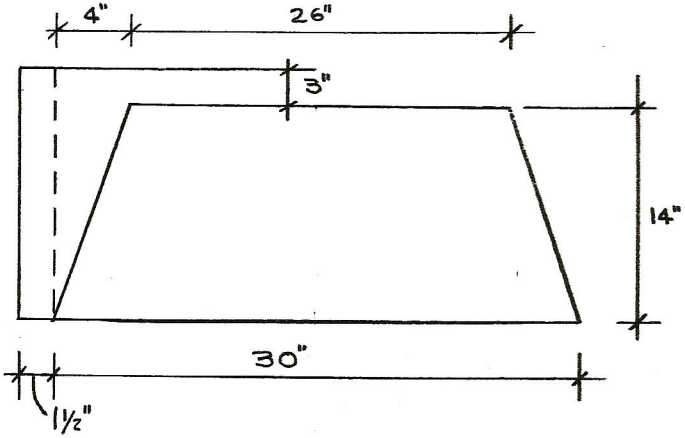
PLANTA

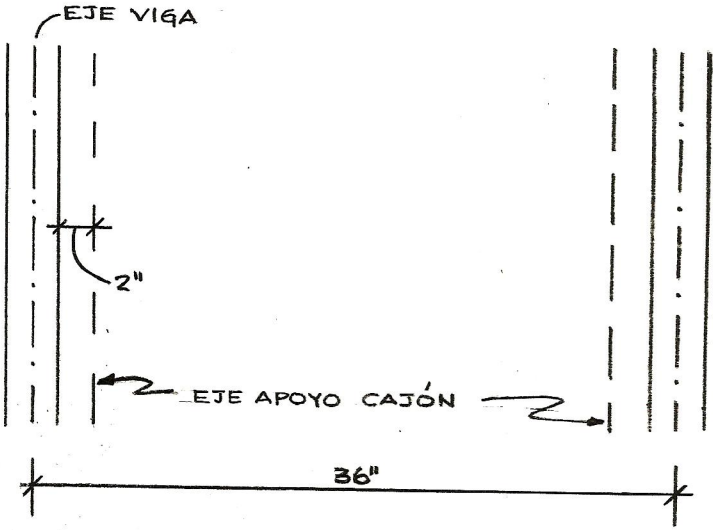


CORTE

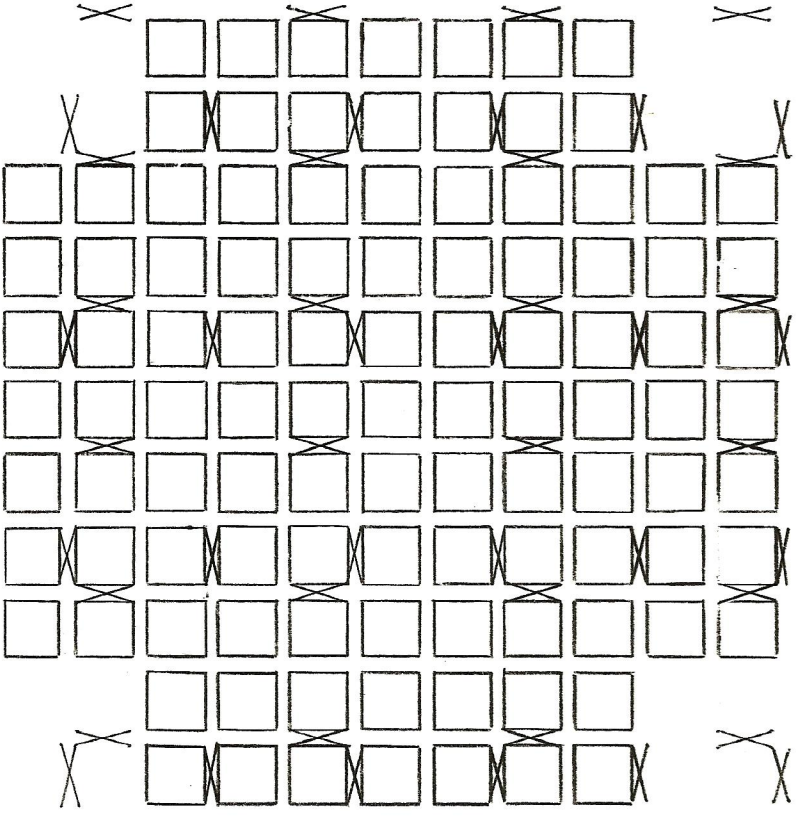
CHEQUEO DE LA TABLA QUE VA SOBRE LAS VIGAS (A) y (B)

Encontrando la reacción en los extremos del cajón por pie lineal.





LOCALIZACION DE BREIZAS PARA EL PRIMERO Y SEGUNDO DISEÑOS



Breizas diagonales en X

Volumen de concreto

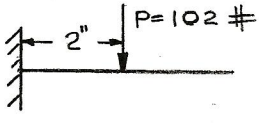
$$\frac{4 \times 14 \times 1}{2 \times 12 \times 12} + \frac{16.5 \times 3 \times 1}{12 \times 12} + \frac{14 \times 1\frac{1}{2} \times 1}{12 \times 12} = 0.684$$

pies cúbicos/pie.

$0.684 \times 150 = 102$ libras

Carga por pie de cajón 102 libras.

Chequeando 1 pie de ancho de tabla:



Calculando valores de corte y momento tenemos:

$M = Pl = 102 \times 2 = 206$ libras-pulg
$V = P = 102$ libras

CORTE:

$$bh = \frac{3V}{2Sv} = \frac{3 \times 102}{200} = \frac{306}{200} = 1.53$$

$$h = \frac{1.53}{12} = 0.127''$$

Asumimos 1 pulgada de peralte.

MOMENTO

$$Sf = \frac{M}{S}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{12 \times 1^2}{6} = 2$$

$$Sf = \frac{206}{2} = 103 < 1200 \text{ p.s.i.}$$

Diseñaremos primeramente la viga (A) y le asumiremos un peso propio de 5 libras por pie.

La carga que va a tener cada viga será de 3 pies de ancho y tenemos

$180 \times 3 = 540^{\#}/\text{pie}.$

La carga por pie de viga será de

$540 + 5 = 545^{\#}/\text{pie}.$

Siendo la viga (A) una viga continua tenemos que los valores de corte y momento sacados de la tabla (1) son:

$$Mmax = \frac{wl^2}{10} \text{ libras-pie} = \frac{wl^2}{120} \text{ libras-pulgada}$$

$$Vmax = 0.6\ wl \text{ libras}$$

Principiaremos por calcular el corte y tenemos:

$$Sv = \frac{3V}{2bh} \text{ para viga rectangular}$$

$$V = 0.6wl = 0.6 \times 545 \times 3 = 980 \text{ libras}$$

$$Sv = 100 \text{ p.s.i.}$$

$$b \times h = \frac{3 \times 980}{200} = 14.7 \approx 15 \text{ pulg}^2$$

Si $b = 3''$ $h = 5''$

Sección de $3'' \times 5''$.

FLEXION

Con esta sección podemos chequear flexión y tenemos

$$Sf = \frac{M}{S}$$

$$M = \frac{wl^2}{120} = \frac{545 \times \overline{36}^2}{120} = 5900 \text{ libras-pulgada}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times \overline{5}^2}{6} = 12.5$$

$$Sf = \frac{M}{S} = \frac{5900}{12.5} = 475 \text{ p.s.i.} < 1200 \text{ p.s.i.}$$

Chequeando la deflexión tenemos

$$Amax = \frac{l}{360} = \frac{36}{360} = 0.1''$$

$$Amax = \frac{wl^4}{1536EI}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{3 \times \overline{5}^3}{12} = 31 \text{ pulg}^4$$

$$Amax = \frac{545 \times 1{,}690{,}000}{1536 \times 1.2 \times 10^6 \times 31} = 0.0167'' < 0.1''$$

Cálculo de la viga (B)

Esta es una viga simplemente soportada

Carga por pie de viga $w = 545$ libras/pie.

Los valores de corte y momento para esta viga son

$$Mmax = \frac{wl^2}{8} \#\text{-pie} = \frac{wl^2}{96} \#\text{-pulg}$$

w = libras/pie.

$$Vmax = \frac{wl}{2} \text{ libras}$$

CORTE

Procedemos a calcular el corte y tenemos

$$Sv = \frac{3V}{2bh}$$

$$V = \frac{wl}{2} = \frac{545 \times 3}{2} = 820 \text{ libras}$$

$Sv = 100$ p.s.i.

$$bh = \frac{3V}{2Sv} = \frac{3 \times 820}{200} = 12.3 \text{ pulg}^2$$

Si $b = 3$ pulg $\therefore$ $h = 4.5$ pulg

FLEXION

Procedemos a chequear flexión y tenemos que con una sección de 3" x 4.5"

$$Sf = \frac{M}{S}$$

$$M = \frac{wl^2}{96} = \frac{545 \times \overline{36}^2}{96} = 7400 \text{ libras-pulg}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times \overline{4.5}^2}{6} = 10$$

$$Sf = \frac{M}{S} = \frac{7400}{10} = 740 \text{ p.s.i.} < 1200 \text{ p.s.i.}$$

DEFLEXION

Calculando la deflexión tenemos:

$$Amax = \frac{5wl^4}{4608EI}$$

$$Amax = \frac{l}{360} = \frac{36}{360} = 0.1 \text{ pulg}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{3 \times \overline{4.5}^3}{12} = 22.5 \text{ pulg}^4$$

$$Amax = \frac{5 \times 545 \times \overline{36}^4}{4608 \times 1.2 \times 10^6 \times 22.5} = 0.037 \text{ pulg} < 0.1 \text{ pulg}$$

Como se puede apreciar la sección de 3" x 4.5" es buena, pero para uniformizar el diseño la subimos a 3" x 5".

DISEÑO DE PARALES

El diseño de parales lo haremos para el caso más crítico, que va a suceder cuando soporte la mayor carga axial, y soporte solo un tramo de fundición que va a producir momento en el extremo superior de la columna El diseño de este tipo de columnas lo haremos como lo aconseja la National Lumber Manufactures Association. Ellos proponen que en el diseño de este tipo de colum

nas, el momento producido por la carga excéntrica, sea sustituido por el momento que produce una carga horizontal actuando a la mitad de la columna. El valor de la fuerza horizontal que producira este momento equivalente, está expresado por la fórmula que a continuación se presenta.

El valor de la carga axial que tiene que resistir la columna es el valor de la carga axial inicial, más la carga excéntrica.

$$P' = \frac{3a\ l'\ P}{l^2}$$

P' = carga horizontal asumida en libras
P = carga excéntrica
a = distancia horizontal del punto de aplicación de la carga excéntrica al centro de la columna en pulgadas
l = longitud de la columna en pulgadas
l' = distancia del punto de aplicación de la carga excéntrica, a la base de la columna

Carga axial máxima

Area que va a cargar cada paral 3' x 3' = 9 pies^2

Aquí consideramos que el área que va a cargar la columna es de 3' x 3' por simplificación, pero la realidad es que por cargar una viga simplemente soportada y una continua, la reacción en la última es 1.1wl, teniéndose que la longitud a considerar debió haber sido 1.1 l y daría 1.1 x 3 = 3.3, como se aprecia el error en que se incurre es muy pequeño y no se considera en el diseño.

Carga distribuida 180 + 10 = 190 libras/pie.
Carga axial = 190 x 9 = 1710 libras
Carga excéntrica = 820 libras

Si asumimos en el diseño una sección de columna de 3" x 3" y el taco de 2" x 4" x 1"

Calculando el valor de $P' = \frac{3 \times 2.5 \times 12 \times 12 \times 820}{(12 \times 12)^2} = 43$ lbs

2) Hacer suma de fuerzas verticales

$$\Sigma Fv = 1710 + 820 = 2530 \text{ libras}$$

3) Calculando el esfuerzo en la columna

Para $l/d = \frac{12 \times 12}{3} = 48$ $\quad Sc = \frac{P}{A} = 156$ libras/pulg^2

4) Calcular el valor

$$\frac{P/A}{Sc} = \frac{2530/9}{156} = \frac{281}{156} = 1.8$$

Solo este valor es mayor que 1, por lo que probamos otra sección y subimos a 4" x 4" y calculamos nuevamente.

Sección de 4 x 4 pulgadas

1) Volvemos a calcular el valor de P' ya que cambió

$$a = 2 + 1 = 3 \text{ pulg}$$

$$P' = \frac{3 \times 3 \times 12 \times 12 \times 820}{(12 \times 12)^2} = 51.5 \text{ libras}$$

2) Calcular el esfuerzo de compresión

para $\frac{l}{d} = \frac{12 \times 12}{4} = 36$ $\qquad Sc = \frac{P}{A} = 277$ p.s.i.

3) Calcular el valor

$$\frac{P/A}{Sc} = \frac{2530/16}{277} = \frac{158}{277} = 0.572$$

4) Calcular el momento que produce la carga horizontal que es el equivalente al producido por la carga excéntrica.

$$M = \frac{P'l}{4} = \frac{51.5 \times 12 \times 12}{4} = 1860 \text{ libras-pulg}$$

5) Calculando el valor del módulo de sección

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{4 \times 4^2}{6} = 10.7 \text{ pulg}^3$$

6) Calcular el valor

$$\frac{M/S}{Sf} = \frac{1860/10.7}{1200} = \frac{174}{1200} = 0.145$$

$$\frac{P/A}{Sc} + \frac{M/S}{Sf} \leq 1$$

$$0.572 + 0.145 = 0.717 < 1$$

El paral que usaremos será con una sección de 4x4 pulgadas.

APLASTAMIENTO

Tenemos que las secciones de las vigas son de 3 x 5 pulg, la de los parales 4 x 4 pulg y las de los tacos son de 2 x 4 pulg.

1) Chequeando aplastamiento en la viga (A) tenemos:

Calculando el valor de la reacción para una viga continua es 1.1wl

$$1.1wl = 1.1 \times 545 \times 3 = 1800 \text{ libras}$$

Area de contacto entre paral y viga 3 x 4 = 12 pulgadas cuadradas

$$\frac{P}{A} = \frac{1800}{12} = 150 \text{ p.s.i.} < 350 \text{ p.s.i.}$$

2) Chequeando aplastamiento en la viga (B) tenemos:

El valor de la reacción para una viga simplemente soportada

$$\frac{wl}{2}$$

$$\frac{wl}{2} = \frac{545 \times 3}{2} = 820 \text{ libras}$$

Area de contacto 2 x 3 = 6 pulg cuadradas.

$$\frac{P}{A} = \frac{820}{6} = 137 \text{ p.s.i.} < 350 \text{ p.s.i.}$$

Calculando el número de clavos por taco
Carga que actúa sobre el taco = 820 libras
Usando clavos de 4 pulg
Tenemos que el clavo debe penetrar 11 diámetros en el miembro que sostiene el taco (paral)..

Diámetro del clavo = 0.192

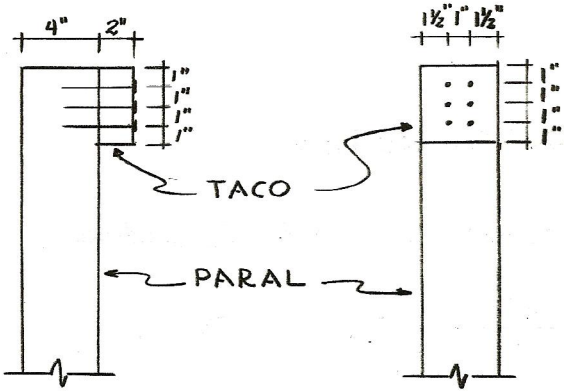
$0.192 \times 11 = 2.12$ pulg ≈ 2 pulg

Resistencia lateral = 139 libras/clavo

$$\text{Números de clavos} = \frac{820}{139} = 6 \text{ clavos/taco}$$

Dejando 1 pulg de separación entre clavos, y entre clavo y extremos, podemos colocar 2 columnas de clavos y 3 filas dando el taco una longitud de 4 pulgadas.

Cada taco queda 2 x 4 x 4 pulgadas.



EMBREIZADO DIAGONAL

El comité 622 de la A.C.I. recomienda una carga lateral de 100 libras por pie de losa ó el 2% de la carga muerta total, pero en Guatemala siendo una zona de constante actividad sísmica es aconsejable usar el 10% de la carga muerta total, el que sea mayor de los dos.

En el presente diseño vamos a considerar que las breizas van a actuar únicamente a tensión, pudiéndose pandear las breizas al no trabajar a tensión.

Determinamos la carga horizontal que usaremos para el diseño

Carga muerta 180 - 50 = 130 libras por pie^2.

Considerando que cada paral carga 3 pies.

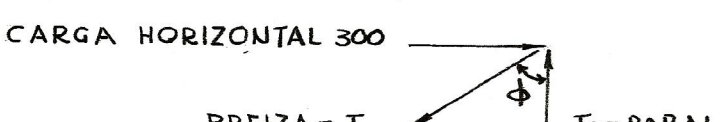
130 x 3 = 390 libras por pie
390 x 0.1 = 39 libras por pie.

El mínimo recomendado por la A.C.I. es de 100 libras por pie.

Asi que nuestra carga horizontal actuando sobre cada paral será de

3 x 100 = 300 libras.

Haciendo un análisis del nudo



$$tg\ \phi = \frac{3}{12} = 0.25$$

$$\phi = 14°$$

Planteando las ecuaciones de equilibrio

$$\Sigma F_H = 0$$

$$T_1 \text{ sen } \phi = 300$$

$$T_1 = \frac{300}{\text{sen } \phi} = \frac{300}{0.242} = 1240 \text{ libras}$$

$$\Sigma F_V = 0$$

$$T_2 = \cos \phi\ T_1$$

$$T_2 = 1240 \times 0.955 = 1190 \text{ libras}$$

Este análisis fue hecho considerando que la breiza absorbe toda la fuerza horizontal.

Diseñaremos primeramente la breiza diagonal y chequearemos los parales exteriores para ver si resisten.

BREIZAS:

$$Sf_T = \frac{P}{A}$$

$$A = \frac{P}{S_T} = \frac{1240}{1200} = 1 \text{ pulg}^2$$

Usamos breizas de 2" x $\frac{1}{2}$ pulgada.

CHEQUEO DE PARALES.

El caso más crítico es en que el paral está sometido a carga axial + momento y tenemos:

Sección de paral de 4" x 4"

P' = 51.5 libras

$$l/d = \frac{12 \times 12}{4} = 36$$

Esfuerzo de compresión = 277 p.s.i.

Carga axial 2530 + 1190 = 3720 libras

$$\frac{P/A}{Sc} = \frac{3720/16}{277} = \frac{232}{277} = 0.84$$

$$\frac{M/S}{Sf} = 0.145$$

$$\frac{P/A}{Sc} + \frac{M/S}{Sf} = 0.840 + 0.145 = 0.985 < 1$$

La sección asumida está correcta

CHEQUEO DE LA VIGA QUE ESTARA SOMETIDA A FLEXION Y COMPRESION.

Calculamos l/d

$$l/d = \frac{3 \times 12}{3} = 12$$

Es una columna corta por lo que usamos Sc= 1000 p.s.i.

$$\frac{P/A}{Sc} = \frac{300/15}{1000} = 0.02$$

$$\frac{M/S}{Sf} = \frac{7400/12.5}{1200} = 0.494$$

$$\frac{P/A}{Sc} + \frac{M/S}{Sf} = 0.02 + 0.494 = 0.514 < 1$$

Sección asumida está bien.

DISEÑO DEL EMPALME DE BREIZAS.

Fuerza actuante = 1240 libras.

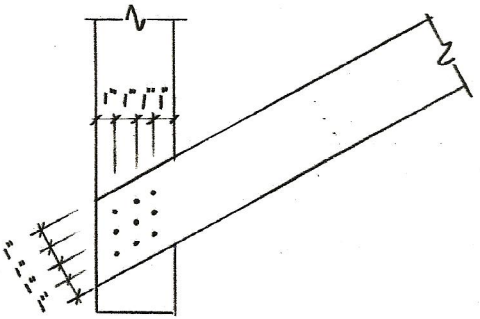
Para K = 1650 usando clavo de 4" y la breiza de 2" de ancho para que no raje. El clavo debe de penetrar 11 diámetros

$0.192 \times 11 = 2.12" \approx 2$ pulgs

Cada clavo resiste 139 lbs

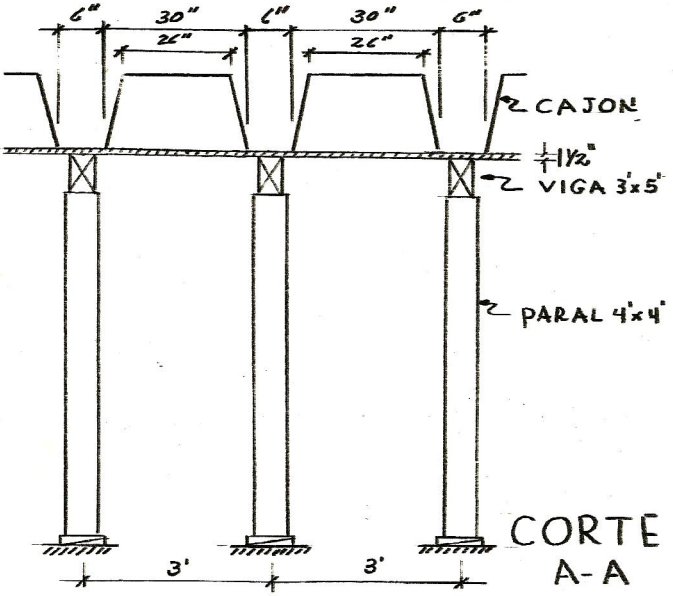
$$\text{número de clavos} = \frac{1240}{139} = 9 \text{ clavos/empalme.}$$

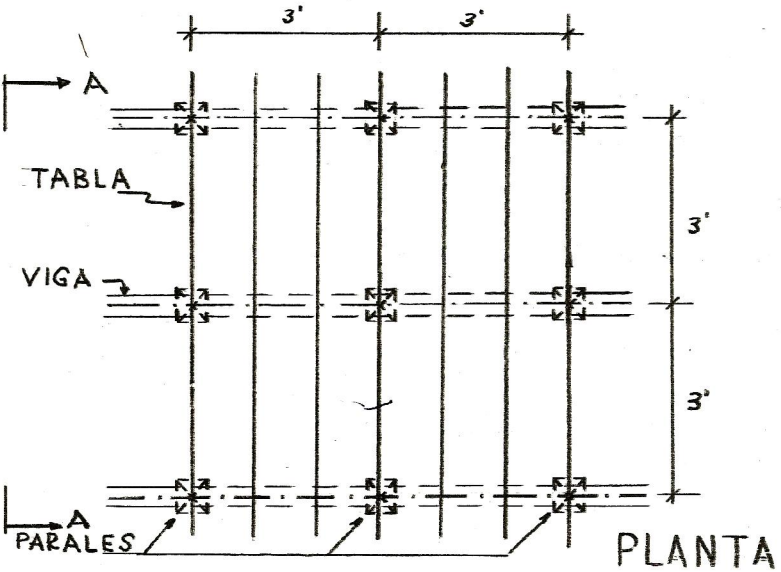
Usaremos breizas de 2" x 4"



CAPITULO 3

SEGUNDO DISEÑO EN MADERA





SEGUNDO DISEÑO EN MADERA.

Este segundo diseño consiste en colocar los cajones sobre una tarima completa.

CARGAS:

Carga muerta de losa	$115^{\#}/pie^2$
Peso del cajón	$10^{\#}/pie^2$
Carga viva	$50^{\#}/pie^2$
Peso de la tabla	$6^{\#}/pie^2$
	$181^{\#}/pie \approx 180^{\#}/pie^2$.

En este diseño fijamos el espaciamiento de las vigas

Vigas espaciadas a 3 pies

Calcularemos primeramente los miembros de la tarima:

TARIMA:

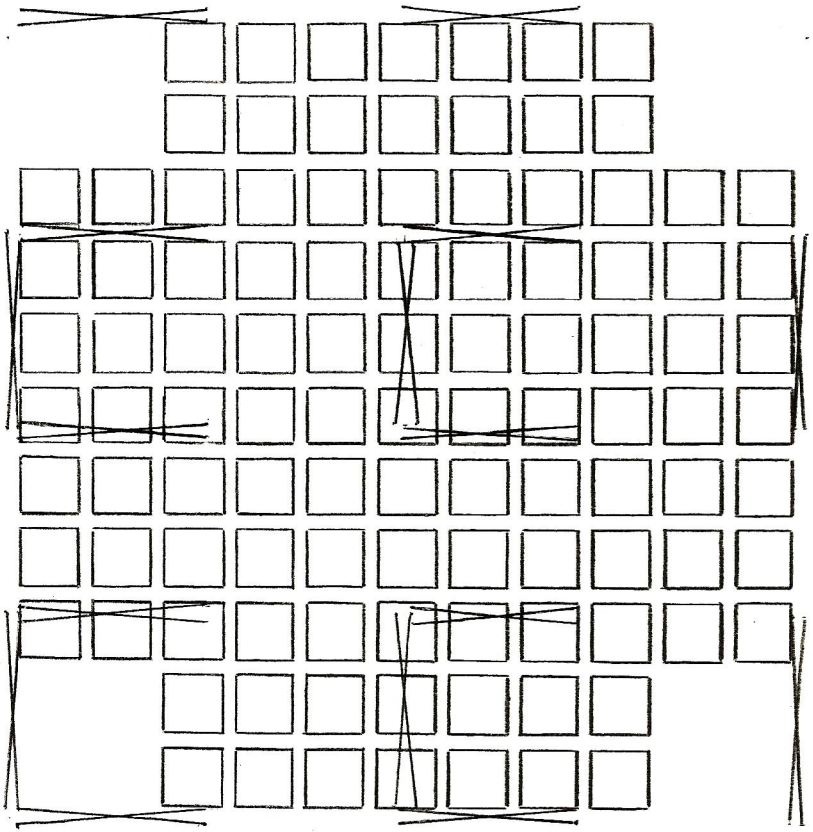
Estos miembros los consideraremos como una viga continua, y los valores de momento, corte y deflexión son los siguientes:

$$Mmax = \frac{wl^2}{120} \text{ libras-pulgada}$$

$$Vmax = 0.6\ wl \text{ libras}$$

$$Amax = \frac{wl^4}{1536EI} \text{ pulg}$$

LOCALIZACION DE BREIZAS PARA EL DISEÑO COMBINADO



Breizas diagonales en X

CORTE:

Procedemos a calcular el corte y tenemos:

$V = 0.6\ wl$ libras
$V = 0.6 \times 180 \times 3 = 324$ libras

$$Sv = \frac{3V}{2bh} \therefore bh = \frac{3V}{2Sv}$$

$Sv = 100$ p.s.i.

$$bh = \frac{3 \times 324}{2 \times 100} = \frac{970}{200} = 5 \text{ pulg}^2$$

si $b = 12$ pulg

$$h = \frac{5}{12} = 1/2 \text{ pulg}$$

FLEXION

Procedemos a chequear flexión y tenemos que con una sección de 12" x $\frac{1}{2}$"

$$Sf = \frac{M}{S}$$

$$M = \frac{wl^2}{10} = \frac{180 \times \overline{36}^2}{120} = 1950 \text{ libras-pulg}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{12 \times \overline{0.5}^2}{6} = 0.5 \text{ pulg}^3$$

$$Sf = \frac{M}{S} = \frac{1950}{0.5} = 3900 \text{ p.s.i.} > 1200 \text{ p.s.i.}$$

Hay que aumentar sección y probamos $1\frac{1}{2}$ pulg

$$S = \frac{12 \times \overline{1.5}^2}{6} = 4.5 \text{ pulg}^3$$

$$Sf = \frac{M}{S} = \frac{1950}{4.5} = 434 \text{ p.s.i.} < 1200 \text{ p.s.i.}$$

DEFLEXION

Procedemos a chequear la deflexion.

$$Amax = \frac{wl^4}{1536EI}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{12 \times \overline{1.5}^3}{12} = 3.37 \text{ pulg}^4$$

$$Amax = \frac{l}{360} = \frac{36}{360} = 0.1 \text{ pulg}$$

$$Amax = \frac{180 \times \overline{36}^6}{1536 \times 1.2 \times 10^6 \times 3.37} = 0.0506$$

Si bajamos la sección a 1" x 12" tenemos que la

$I = 1 \text{ pulg}^4$

Calculando la deflexión

$$Amax = \frac{wl^4}{1536EI} = \frac{180 \times \overline{36}^4}{1536 \times 1.2 \times 10^6 \times 1} = 0.165" > 0.1"$$

Por lo que dejamos la sección de $1\frac{1}{2}$" x 12"

PROCEDEMOS A CALCULAR LAS VIGAS.

Cada viga va a cargar 3 pies de ancho, lo que nos da una carga por pie lineal de: 3x 180=540 libras por

pie.

Estas van a ser vigas continuas dando los mismos valores de corte, momento y deflexión que en el caso de la tarima.

CORTE:

Calculando el valor del corte tenemos:

$$V = 0.6\ wl$$
$$V = 0.6 \times 3 \times 540 = 970 \text{ libras}$$

$$Sv = \frac{3V}{2bh} \therefore \quad bh = \frac{3V}{2Sv}$$

$$Sv = 100 \text{ p.s.i.}$$

$$bh = \frac{3 \times 970}{200} = 14.5 \text{ pulg} \approx 15 \text{ pulg}$$

$$\text{Si} \quad b = 3 \qquad h = \frac{15}{3} = 5 \text{ pulg}$$

FLEXION.

Procedemos a chequear flexion y tenemos:

$$M = \frac{wl^2}{120} = \frac{540 \times \overline{36}^2}{120} = 5850 \text{ libras-pulg}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times \overline{5}^2}{6} = 12.5 \text{ pulg}^3$$

$$Sf = \frac{M}{S} = \frac{5850}{12.5} = 468 \text{ p.s.i.} < 1200 \text{ p.s.i.}$$

DEFLEXION

Procedemos a chequear la deflexión y tenemos:

$$Amax = \frac{wl^4}{1536EI} = \frac{540 \times \overline{36}^4}{1536 \times 1.2 \times 10^6 \times 31.3} = 0.0159''$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{3 \times \overline{5}^3}{12} = 31.3$$

$$Amax = \frac{l}{360} = \frac{36}{360} = 0.1''$$

PARALES

Cada paral va a cargar un área de $3 \times 3 = 9$ pies^2

Carga por paral

$9 \times 180 = 1620$ libras

Si asumimos parales de 3'' x 3'' tenemos:

$$\frac{l}{d} = \frac{12 \times 12}{3} = 48$$

Esfuerzo = 156 p.s.i.

$P = 156 \times 9 = 1400$ libras $<$ 1620 libras

Hay que aumentar sección y probamos con $3\frac{1}{2}'' \times 3\frac{1}{2}''$

$$\frac{l}{d} = \frac{12 \times 12}{3.5} = 41$$

Esfuerzo = 214

$P = 214 \times 12.2 = 2610$ libras $>$ 1620 libras

Usaremos parales de $3\frac{1}{2}'' \times 3\frac{1}{2}''$

APLASTAMIENTO

Primero entre la tabla y la viga.

Area de contacto $12 \times 3 = 36$ pulg^2

Tratándose de vigas continuas el máximo valor de la reacción es el siguiente

$R = 1.1\ wl$
$R = 1.1 \times 180 \times 3 = 595$ libras

$$S_{\perp} = \frac{595}{36} = 16.5 \text{ p.s.i.} < 350 \text{ p.s.i.}$$

Chequeando aplastamiento entre viga y paral tenemos

Area de contacto

$3.5 \times 3 = 10.5$ pulg^2

Reacción $= 1.1\ wl$

$R = 1.1 \times 540 \times 3 = 1790$ libras

$$S_{\perp} = \frac{1790}{10.5} = 170 \text{ p.s.i.} < 350 \text{ p.s.i.}$$

No hay necesidad de usar capiteles en ninguno de los dos casos.

Chequeo de parales en los que hay breizas:

El análisis hecho para el primer caso es valedero para este y tenemos:

Carga axial sobre el paral debido a breizas	= 1190 libras
Carga de cada paral	1620 " "
Total	2810 libras

Cada paral resiste 2610 libras < 2810 libras

Por lo que hay que cambiar la sección y tenemos:

Probando sección de 4" x 4"

$$\frac{l}{d} = \frac{12 \times 12}{4} = 36$$

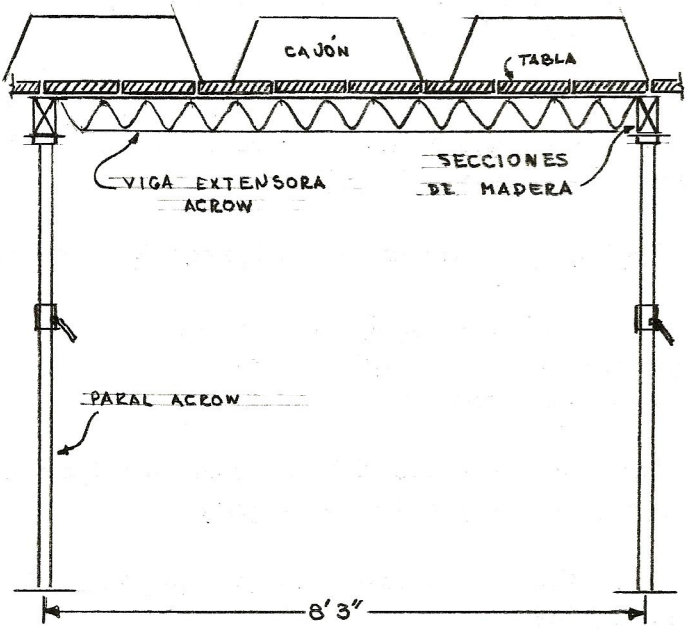
Esfuerzo = 278 p.s.i.

P = 278 x 16 = 4450 libras > 2810 libras

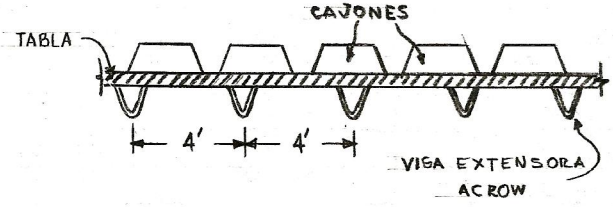
Usaremos donde existan breizas parales de 4" x 4" El empalme entre la breiza y el paral es igual al primer diseño.

CAPITULO 4

DISEÑO COMBINADO



ELEVACION



CORTE

DISEÑO COMBINADO USANDO MADERA Y ACERO

La A.C.I. recomienda que cuando se usen miembros patentados. Para su diseño hay que usar las especificaciones del fabricante.

En el diseño usaré las especificaciones de la casa ACROW. Las vigas extensoras usadas son las que los fabricantes le llaman livianas.

Las especificaciones de fábrica son las siguientes:

Momento máximo = 7,500 libras - pie
Carga máxima total = 6,000 libras
Factor de seguridad 2.

Las vigas extensoras SO-SI tienen una luz que varía de 8 pies 1 pulg a 13 pies 8 pulg.

A continuación presentamos la tabla de diseño que da la ACROW.

VIGAS

COMPONENTES

Miembro	Longitud	Peso
Corto afuera S.O.	7' 8"	43 lbs.
Largo afuera L.O.	10' 2"	56 lbs.
Corto adentro S.I.	7' 9"	52 lbs.
Largo adentro L.I.	9' 10"	66 lbs.

VIGAS

	LUCES	
	Min.	Max.
S.O. - S.I.	8' 1"	13' 8"
S.O. - L.I.	10' 2"	15' 9"
L.O. - S.I.	10' 6"	16' 2"
L.O. - L.I.	10' 6"	18' 3"
S.O.-S.I.-S.O.	15' 8"	19' 6"

Esp. Losa	Peso Losa #/pie^2 Concreto 150#/pie^3	Carga Total incluyendo 36# por carga viva + formaleta	Luz permitida centro a centro							
			1' 4"	1' 7"	1' 8"	2'	3'	4'	5'	6'
4"	50	86	22' 10"	20' 10"	20' 5"	18' 8"	15' 3"	13' 2"	11' 9"	10' 9"
4.5"	56	92	22' 0"	20' 2"	19' 9"	18' 1"	14' 8"	12' 9"	11' 4"	10' 5"
5"	62	98	21' 3"	19' 6"	19' 1"	17' 6"	14' 3"	12' 4"	11' 0"	10' 1"
5.5"	69	105	20' 7"	18' 10"	18' 6"	16' 11"	13' 9"	11' 11"	10' 8"	9' 9"
6"	75	111	20' 1"	18' 3"	18' 0"	16' 5"	13' 5"	11' 8"	10' 4"	9' 6"
6.5"	81	117	19' 7"	17' 9"	17' 6"	16' 0"	13' 0"	11' 3"	10' 1"	9' 2"
7"	87	123	19' 1"	17' 4"	17' 0"	15' 7"	12' 9"	11' 0"	9' 10"	8' 11"
7.5"	94	130	18' 7"	16' 11"	16' 7"	15' 2"	12' 5"	10' 9"	9' 7"	8' 6"
8"	100	136	18' 2"	16' 7"	16' 3"	14' 10"	12' 1"	10' 6"	9' 4"	8' 2"
8.5"	106	142	17' 9"	16' 3"	15' 10"	14' 6"	11' 10"	10' 3"	9' 2"	------
9"	112	148	17' 5"	15' 11"	15' 7"	14' 3"	11' 7"	10' 1"	8' 11"	------
9.5"	119	155	17' 0"	15' 6"	15' 2"	13' 11"	11' 4"	9' 10"	8' 6"	------
10"	125	161	16' 8"	15' 3"	14' 11"	13' 7"	11' 1"	9' 7"	8' 2"	------
10.5"	131	167	16' 5"	15' 0"	14' 8"	13' 5"	10' 11"	9' 5"	------	------
11"	137	173	16' 2"	14' 8"	14' 4"	13' 2"	10' 9"	9' 4"	------	------
11.5"	143	179	15' 10"	14' 5"	14' 1"	12' 11"	10' 7"	9' 2"	------	------
12"	150	186	15' 7"	14' 2"	13' 11"	12' 8"	10' 4"	8' 10"	------	------

PARALES ACROW

TAMAÑO	ALTURA CERRADO	ALTURA ABIERTO	CARGA DE FALLA CERRADO	CARGA DE FALLA ABIERTO	PESO NETO
0X	3' 5"	6' 0"	27,552 lbs.	21,728 lbs.	33 lbs.
1X	5' 9"	10' 3"	24,640 lbs.	17,696 lbs.	50 lbs.
2X	6' 6"	11' 0"	23,072 lbs.	17,472 lbs.	52 lbs.
3X	8' 6"	13' 0"	22,400 lbs.	15,232 lbs.	58 lbs.
4X	10' 6"	16' 0"	20,832 lbs.	10,080 lbs.	74 lbs.

En nuestro diseño tenemos que la distancia centro a centro de nervios es de 3 pies. La distancia entre centros de columnas es de 33 pies.

Colocando los miembros entre si a una distancia de 8' 3" para una carga total de 180 libras por pie cuadrado, la tabla dice que los miembros espaciados a 4 pies pueden abrirse una distancia de 9' 2", pero por razones de la longitud entre ejes de columnas los dejamos a 8' 3".

Diseño de la tabla para tarima.

La tabla será una viga continua y los valores de corte, momento y deflexión son los siguientes:

$$V_{max} = 0.6\ wl$$

$$M_{max} = \frac{wl^2}{120}$$

$$A_{max} = \frac{wl^4}{1536EI}$$

CORTE

La tabla la consideramos de 12" de ancho

$$S_v = \frac{3V}{2bh}$$

$$V = 0.6 \times 180 \times 4 = 432 \text{ libras}$$

$$bh = \frac{3 \times 432}{200} = 6.5$$

$$b=12" \qquad h = \frac{6.5}{12} = 0.54"$$

Usamos sección de 12" x 1"

FLEXION

Procedemos a chequear flexión:

$$Sf = \frac{M}{S}$$

$$M = \frac{wl^2}{120} = \frac{180 \times \overline{48}^2}{120} = 3450 \text{ libras-pulg}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{12 \times \overline{1}^2}{6} = 2$$

$$Sf = \frac{M}{S} = \frac{3450}{2} = 1725 > 1200 \text{ p.s.i.}$$

Aumentamos sección y probamos con 12" x 2"

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{12 \times \overline{2}^2}{6} = 8$$

$$Sf = \frac{M}{S} = \frac{3450}{8} = 430 \text{p.s.i.} < 1200 \text{p.s.i.}$$

El esfuerzo es bajo pero lo dejamos así para chequear la deflexión, ya que suele ser la mas crítica en los entablados

DEFLEXION

$$Amax = \frac{wl^4}{1536EI}$$

$$Amax = \frac{l}{360} = \frac{48}{360} = 0.133"$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{12 \times \overline{2}^3}{12} = 8 \text{ pulg}^4$$

$$A_{max} = \frac{wl^4}{1536EI} = \frac{180 \times \overline{48}^4}{1536 \times 1.2 \times 10^6 \times 8} = 0.0645 \text{pulg} < 0.133 \text{pulg}$$

Probamos bajar la sección a 12" x $1\frac{1}{2}$"

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{12 \times \overline{1.5}^3}{12} = 3.38 \text{ pulg}^4$$

$$A_{max} = \frac{wl^4}{1536EI} = \frac{180 \times \overline{48}^4}{1536 \times 1.2 \times 10^6 \times 3.38} = 0.153 \text{pulg} > 0.133 \text{pulg}$$

Usaremos sección de 12" x 2"

CHEQUEO DE LA VIGA DE ACERO.

Carga por pie de viga es de

180 x 4 = 720 libras por pie.

Momento para una viga simplemente soportada con carga uniformemente distribuida es:

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{720 \times \overline{8.25}^2}{8} = 6120 \text{ libras-pie} < 7500 \text{ libras-pie}$$

Reacciones.

$$R = \frac{wl}{2} = \frac{720 \times 8.25}{2} = 2960 \text{ libras} < 3000 \text{ libras}$$

Como se puede observar la viga resiste perfectamente estas cargas.

PARALES

Si espaciamos los parales a 4 pies centro a centro, estos van a coincidir con las vigas extensoras, cada viga tiene una reacción de 2960 libras y cada paral soporta 2 extremos de viga lo que da 2960 x 2 = 5920 libras/paral.

Las especificaciones del fabricante para un paral ACROW 4X con un factor de seguridad de 3 y una extensión de 11' 6" permite una carga de 6293 libras > 5920 libras, por lo que el paral empleado esta bueno.

Sobre los parales en el sentido perpendicular a las vigas colocaremos piezas de madera, las cuales las pondremos del ancho del capitel que es de 6 pulg estas piezas van a sufrir aplastamiento, el cual vamos a chequear, el peralte de estas piezas lo determinaremos cuando se calcule el embreizado.

APLASTAMIENTO:

Carga 5920 libras
Area de contacto = 6 x 6 = 36 pulg^2

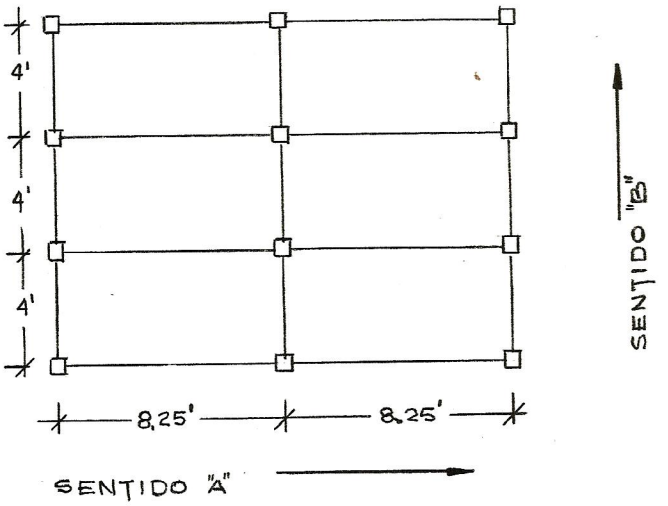
$$S_{\perp} = \frac{5920}{36} = 164 \text{ p.s.i.} < 350 \text{ p.s.i.}$$

CHEQUEO DE APLASTAMIENTO ENTRE VIGA EXTENSORA Y MADERA

Carga = 2960 libras
Area de contacto = 3 x 3 = 9 pulg^2

$$S_{\perp} = \frac{2960}{9.0} = 329 \text{ p.s.i.} < 350 \text{ p.s.i.}$$

EMBREIZADO.



BREIZAS EN EL SENTIDO (A).

Calculando carga horizontal.

10% de carga muerta.

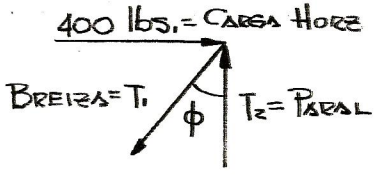
Considerando que cada paral carga 4' tenemos:

Carga muerta 4 x 130 = 520#/pie.
10% 0.1 x 520 = 52#/pie < 100#/pie.

Carga horizontal por paral será:

4 x 100 = 400 libras.

ANALIZANDO EL NUDO TENEMOS:



$$tg\ \phi = \frac{8.25}{12}$$

$$\phi = 34.5°$$

ECUACIONES DE EQUILIBRIO

$$\Sigma F_H = 0$$

$$400 = T_1 \text{ sen } \phi$$

$$T_1 = \frac{400}{0.565} = 710 \text{ libras}$$

$$\Sigma F_V = 0$$

$$T_2 = T_1 \cos \phi$$

$$T_2 = 710 \times 0.825 = 585 \text{ libras}$$

La columna va a soportar 5920 + 585 = 6,505 libras

La carga permisible con un factor de seguridad de 3 es de 6293 libras

El factor de seguridad baja

$$F.S = \frac{18,880}{6,505} = 2.9$$

Es aceptable.

BREIZAS EN EL SENTIDO (B).

Calculando la carga horizontal tenemos:

$130 \times 8.25 = 1070$ libras/pie

10%

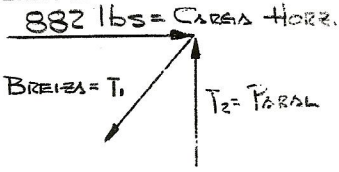
$0.1 \times 1070 = 107$ libras/pie $>$ 100libras/pie.

La carga horizontal por paral será

$107 \times 8.25 = 882$ libras

ANALIZANDO EL NUDO TENEMOS:

Embreizaremos cada dos parales



$$tg\ \phi = \frac{8}{12} = 0.67$$

$$\phi = 33.8°$$

ECUACIONES DE EQUILIBRIO

$$\Sigma F_H = 0$$

$$882 = T_1 \text{ sen } \phi$$

$$T_1 = \frac{882}{0.555} = 1590 \text{ libras}$$

$$\Sigma F_V = 0$$

$$T_2 = T_1 \cos \phi$$

$$T = 1590 \times 0.83 = 1320 \text{ libras}$$

Las columnas van a cargar

5920 + 1320 = 7240 libras

Calculando el factor de seguridad

$$F.S. = \frac{18880}{7240} = 2.61$$

Aun es aceptable ya que es superior a 2.5 que es lo que recomienda del fabricante.

Las breizas son de aluminio y su sección tiene las siguientes dimensiones:

Dext = 1 15/16" ≈ 1.94"
Dint. = 1 5/8" ≈ 1.625"

$$\text{Area} = \frac{\pi}{4} (\overline{Dext}^2 - \overline{Dint}^2)$$

$$\text{Area} = \frac{\pi}{4} (\overline{1.94}^2 - \overline{1.625}^2) = 0.855 \text{ pulg}^2$$

El esfuerzo de tensión del aluminio es de 20,000p.s.i.

Cada breiza resiste a tensión una carga de

$P = S_{al} \times A = 20{,}000 \times 0.855 = 17{,}100$ libras

Ninguna de las cargas que va a resistir es superior a esta.

DISEÑO DE LA SECCION DE MADERA QUE VA SOBRE LOS PARALES.

Diseñándola como columna tenemos

b = 6" (ancho del capitel de columna)

asumiendo 3 pulg de peralte

$$\frac{l}{d} = \frac{4 \times 12}{3} = 16$$

Es una columna corta siendo su esfuerzo de compresión de 1000 p.s.i.

P = 1000 x 18 = 18,000 libras.

La sección está sobrediseñada pero la dejamos así para poder clavarla al capitel de la columna.

UNIONES ENTRE ACERO Y MADERA.

Para las vigas:

Estas uniones se hacen por medio de clavos ya que las planchas de las vigas de acero que van apoyadas sobre las vigas de madera cuentan con agujeros para esta clase de empalme.

Capiteles de columnas con vigas de madera:

Esta unión se hace en forma similar a la anterior, ya que el capitel de la columna también cuenta con agujeros para clavos.

Uniones de breizas:

Estas uniones se hacen por medio de abrazaderas dobles, una que va en el paral y la otra en la breiza, estas abrazaderas son ajustables por medio de pernos para poder moverlas o instalarlas, las dos abrazaderas van unidas entre sí por medio de un perno y tienen juego en los extremos para poder ajustarlas a la necesidad del trabajo en que se están empleando.

CAPITULO 5

ANALISIS ECONOMICO DE DISEÑOS

CUANTIFICACION DEL PRIMER DISEÑO.

Calculando el número de pies tabla en cada diseño tenemos:

TABLA SOBRE LA VIGA (A).

$$\frac{1 \times 8 \times 2.5 \times 121}{12} = 202 \text{ pies tabla.}$$

TABLA SOBRE LA VIGA (B).

$$\frac{1 \times 8 \times 33 \times 11}{12} = 242 \text{ pies tabla.}$$

VIGA (A)

$$\frac{3 \times 5 \times 33 \times 11}{12} = 456 \text{ pies tabla.}$$

VIGA (B)

$$\frac{3 \times 5 \times 2.5 \times 121}{12} = 378 \text{ pies tabla.}$$

PARALES

$$\frac{4 \times 4 \times 12 \times 121}{12} = 1936 \text{ pies tabla.}$$

TACOS

$$\frac{2 \times 4 \times 4 \times 242}{144} = 54 \text{ pies tabla}$$

BREIZAS

$$\frac{2 \times 4 \times 12.5 \times 96}{12} = 800 \text{ pies tabla}$$

POLINES PARA PARALES

$$\frac{4 \times 3 \times 1.5 \times 121}{12} = 182 \text{ pies tabla.}$$

Total de pies tabla = 4220 pies tabla.

Costo Q. 0.08/pie tabla.

Costo de madera: Q. 337.60

CUÑAS PARA PARALES

242 cuñas a Q. 0.04 Total Q. 9.68

CAJONES

Número de cajones 105/módulo
Costo por cajón Q. 3.15
Costo total de cajones Q. 330.75

NUMERO DE CLAVOS POR MODULO.

3180 clavos de 4 pulg ≈ 31 clavos/lb =	103 lbs
880 clavos de 3 pulg ≈ 69 clavos/lb =	13 lbs
1986 clavos de $2\frac{1}{2}$ pulg ≈ 106 clavos/lb =	19 lbs
	135 lbs

Costo de 1 lb de clavo Q. 0.15
Costo total de clavos Q.20.25

Costo total de materiales

Madera	Q. 337.60
Cuñas	9.68
Cajones	330.75
Clavos	20.25
	Q. 698.28

Costo de mano de obra Q. 0.50/m^2
Area 10 x 10 = 100m^2

Costo de Mano de Obra = Q. 50.00

Costo Total de Formaleta = Q. 748.28

Costo por metro cuadrado Q. 7.48 (un solo uso).

Si a la madera le consideramos tres usos tenemos:

$$\frac{668.35}{3} = Q.\ 222.78$$

Costo de Formaleta Q. 252.71
Costo de Mano de Obra Q. 50.00

Costo Total de Formaleta Q. 302.71

Lo que da un costo de Q. 3.03/m^2 por uso.

CUANTIFICACION DEL SEGUNDO DISEÑO.

Calculando el número de pies tabla.

TABLAS

$$\frac{1.5 \times 12 \times 33 \times 33}{12} = 1634 \text{ pies tabla}$$

VIGAS

$$\frac{3 \times 5 \times 11 \times 33}{12} = 454 \text{ pies tabla}$$

PARALES

$$\frac{4 \times 4 \times 12 \times 121}{12} = 1936 \text{ pies tabla}$$

BREIZAS

$$\frac{2 \times 4 \times 12.5 \times 96}{12} = 800 \text{ pies tabla.}$$

POLINES PARA PARALES

$$\frac{4 \times 3 \times 1.5 \times 121}{12} = 182 \text{ pies tabla.}$$

Total de pies tabla = 5006
Costo Q. 0.08/pie tabla
Costo de madera = Q. 400.48

CUÑAS PARA PARALES

242 cuñas a Q. 0.04 c/u Total Q. 9.68

CAJONES

Número de cajones	105/módulo
Costo por cajón	Q. 3.15
Costo total de cajones	Q. 330.75

NUMERO DE CLAVOS POR MODULO

1970 clavos de 4" ≈ 31 clavos/lb	=	64 lbs
792 clavos de 3" ≈ 69 clavos/lb	=	12 lbs
1986 clavos de $2\frac{1}{2}$" ≈ 106 clavos/lb	=	19 lbs
		95 lbs

Costo de 1 lb de clavo	Q. 0.15
Costo total de clavos	Q. 14.25

COSTO TOTAL DE MATERIALES:

Madera	Q. 400.48
Cuñas	9.68
Cajones	330.75
Clavos	14.25
	Q. 755.08

COSTO DE MANO DE OBRA Q. 0.40/m^2

Area 10 x 10 = 100m^2

Costo de Mano de Obra = Q. 40.00

Costo Total de Formaleta Q. 795.08

Costo por Metro Cuadrado Q. 7.95 (un solo uso)

Diferencia de costo con el primer diseño Q. 0.47/m^2

Si a la madera le consideramos tres usos tenemos:

$$\frac{730.75}{3} = Q.\ 263.58$$

Costo de Formaleta	Q. 287.51
Costo de Mano de Obra	Q. 40.00
Costo total de Formaleta	Q. 327.51
Lo que da un costo de	Q. 3.28/m^2 por uso.

CUANTIFICACION DEL DISEÑO COMBINADO.

36 vigas extensoras	Q. 1.25/mes	Q. 45.00
45 parales	Q. 0.40/mes	Q. 18.00
36 tablas 12x2x33' =2376 pies tabla		Q. 201.97
36 piezas 9x2x2 = 108 pies tabla		Q. 9.18
105 cajones	Q. 3.15 c/u	Q. 330.75
Piezas $\frac{5 \times 33 \times 6 \times 3}{12}$ = 249 pies tabla		Q. 11.17
604 clavos $3\frac{1}{2}$" — 39/lb 16 lbs 360 clavos 2" —106/lb 4 lbs	20x0.15	Q. 3.00
60 abrazaderas para paral con breiza a 0.10c/u/mes		6.00
COSTO DE MATERIALES.		Q. 625.07

COSTO DE MANO DE OBRA Q. 0.25/m^2

Area 10 x 10 = 100m^2

Costo Mano de Obra Q. 25.00

Costo Total de Formaleta Q. 650.07

Costo por Metro Cuadrado Q. 6.50 (un solo uso)

Diferencia de costo con el primer diseño Q.0.98/m^2

Diferencia de costo con el segundo diseño Q.1.45/m^2

Si a la madera le consideramos tres usos tenemos:

$$\frac{532.62}{3} = Q.\ 177.54$$

Costo de Formaleta Q. 269.99

Costo de Mano de Obra Q. 25.00

Costo Total de Formaleta Q. 294.99

Lo que da un costo de Q. 2.95/m^2 por uso.

RESUMEN DE COSTOS.

TIPO DE DISEÑO	C O S T O			
	Un solo uso	Diferencia con 3	Tres usos	Diferencia con 3
1	Q. 7.48/m^2	Q. 0.98/m^2	Q. 3.03/m^2	Q. 0.08/m^2
2	Q. 7.95/m^2	Q. 1.45/m^2	Q. 3.28/m^2	Q. 0.33/m^2
3 (combinado)	Q. 6.50/m^2	----------	Q. 2.95/m^2	----------

VELOCIDAD DE ERECCION.

En los tres tipos de diseño de formaletas el que tiene una erección más rápida es sin duda el diseño combinado, por contar con piezas prefabricadas de muy fácil instalación.

El segundo diseño por tener menos cantidad de cortes y empalmes, me parece que sería más rápido que el primero.

Por último el primer diseño por tener un mayor número de detalles, lo que le da más trabajo a los operarios tiene como consecuencia que les lleva más tiempo.

CONCLUSIONES

1) Los factores: calidad, seguridad y economía deben de ser ponderados al escoger un determinado diseño de formaleta.

2) Es aconsejable un estudio de varios diseños de formaleta, pues esto representa beneficios en el costo de la estructura.

3) Del estudio económico podemos ver que el diseño más favorable resulta ser el combinado.

4) La velocidad de erección de la formaleta en el diseño combinado aventaja a los otros dos.

5) Con este tipo de formaleta se logra economía tanto en tiempo como en dinero.

BIBLIOGRAFIA

1) A.C.I. Formwork for Concrete. Segunda edición 1966.

2) Scofield-O'Brien. Modern Timber Engineering Quinta edición, 1963.

3) Parker, Harry. Simplified Design of Structural Timber. Segunda edición, 1963.

4) Acrow Catalogue No. 25. Waterlow and Sons Limited. 1961.

5) C.R.S.I. Design Handbook (Vol. 2). 1963 A.C.I. Code. Primera edición, 1965.

6) Copias de clase de Diseño Estructural I.

Arturo Rudeke Batres

Vo. Bo.

Ing. Enrique Godoy S.
Asesor

Vo. Bo.

Ing. Joaquín Lottmann E.
Jefe del Departamento
de Estructuras

I M P R I M A S E:

Ing. Amando Vides Tobar
Decano