

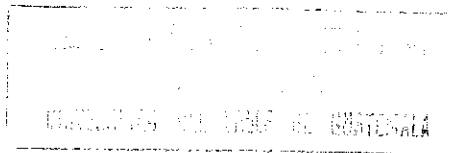
5932/

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ciencias y Humanidades
Departamento de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA NAVE INDUSTRIAL
EN CONCRETO ARMADO**

por
JORGE MARIO FIGUEROA GONZALEZ

Trabajo de investigación presentado para optar
al grado académico de
Licenciado en Ingeniería Civil



GUATEMALA
2004



**ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA NAVE
INDUSTRIAL DE CONCRETO ARMADO.**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ciencias y Humanidades
Departamento de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA NAVE INDUSTRIAL
EN CONCRETO ARMADO**

por

JORGE MARIO FIGUEROA GONZALEZ

Trabajo de investigación presentado para optar
al grado académico de
Licenciado en Ingeniería Civil

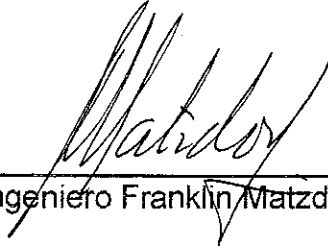
GUATEMALA
2004

Vo.Bo.



Ingeniero Cesar Passarelli

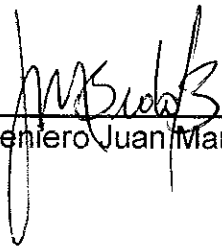
Tribunal



Ingeniero Franklin Matzdorf



Ingeniero Cesar Passarelli



Ingeniero Juan Manuel Brolo

Examen aprobado el 15 de marzo del 2004

CONTENIDO

	PÁGINA
I. INTRODUCCIÓN	1
II. FUNDAMENTOS TEÓRICOS	2
A. Tipos de vigas, cargas y reacciones	2
B. Equilibrio de un cuerpo rígido	2
C. Cargas	3
D. Concreto armado	3
E. Compresión axial en concreto armado	4
F. Flexión en vigas de concreto armado	4
G. Cortante en vigas de concreto armado	5
H. Flexocompresión en columnas de concreto armado	6
I. Sistemas estructurales	8
J. Naves industriales	9
III. METODOLOGÍA	10
IV. CÁLCULOS Y RESULTADOS	14
A. Losa en una dirección	14
B. Vigas de losa	15
C. Viga principal	17
D. Paneles de concreto	20
E. Vigas canal	23
F. Columnas	25
G. Cimiento corrido	30
H. Zapata	31
V. CONCLUSIONES	34
VI. RECOMENDACIONES	35
VII. REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	36
VIII. ANEXOS	37

I. INTRODUCCIÓN

Guatemala es un país en vías de desarrollo y en proceso de industrialización. Una parte importante del proceso de industrialización y desarrollo es construir la infraestructura necesaria para lograr dicho objetivo. Tradicionalmente, en Guatemala la construcción en concreto es el método más utilizado y más importante. De esta forma los ingenieros guatemaltecos han alcanzado niveles excelentes en el manejo del concreto y utilización del mismo. Sin embargo, en el área de construcción de naves industriales, las estructuras predominantes son de acero.

Debido al amplio conocimiento existente en la utilización del concreto como base estructural, se decide hacer el análisis y diseño de una nave industrial para demostrar su factibilidad.

Hay que notar que Guatemala es un país que se encuentra en una zona sísmica, por lo que se utilizaron las normas de cargas sísmicas del código UBC(Uniform Building code), para hacer este diseño.

Este trabajo tiene como objetivo, explicar paso a paso tanto el análisis como el diseño de una estructura estáticamente determinada, la cual en este caso es una nave industrial de concreto armado. Al mismo tiempo pretende demostrar que el uso del concreto, que es el material más usado en Guatemala, no complica los cálculos de una estructura, sino en muchos casos los simplifica. Y por último se quiere hacer notar que la prefabricación de piezas de concreto armado puede tener grandes ventajas, ya que el constructor puede hacer sus piezas a la medida, puede almacenarlas para ahorrar tiempo y no depende de un proveedor que interfiera con la planificación de tiempo y costos de la obra.

Este trabajo está basado principalmente en los requisitos del Código de construcción estructural en concreto del ACI (American Concrete Institute).

II. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

A. Tipos de vigas, cargas y reacciones

Los tipos de vigas son dados por la manera en que éstas están apoyadas: si en un lado tienen un soporte fijo o empotramiento, y del otro están libres se llaman "vigas en voladizo". Si una viga tiene un extremo con un pasador y el otro con un patín, a esta se le llama "viga simplemente apoyada". Como éstas hay muchas condiciones diferentes de apoyo las cuales dan el tipo de viga que se tiene.

Existen diferentes tipos de cargas dependiendo de como actúan en una estructura. Si una carga se aplica en una parte muy pequeña de una estructura, se le llama "carga puntual"; mientras que si varias cargas son distribuidas por toda la viga, se les llama "carga distribuida". Por último están las "cargas linealmente variables" que, como lo dice su nombre, cambian conforme a la distancia. Todas estas cargas producen reacciones en un sistema, dependiendo del tipo de soporte que tenga la estructura analizada.(REF-5)

B. Equilibrio de un cuerpo rígido

Se dice que un cuerpo rígido que está en equilibrio produce reacciones equivalentes a las fuerzas a las que se le expone. Estos cuerpos cumplen con tres ecuaciones básicas de equilibrio. La **primera** es, la sumatoria de fuerzas en el eje x igual a cero. La **segunda** es, la sumatoria de las fuerzas en el eje y igual a cero. Y **tercero** es que, la sumatoria de momentos en cualquier punto del cuerpo sea igual a cero.

Con las tres ecuaciones vistas, se puede resolver cualquier sistema restringido con tres incógnitas. A un sistema así se le llama estáticamente determinado. Mientras que si un sistema tiene más de tres incógnitas y no se puede resolver con las ecuaciones de equilibrio, se le llama estáticamente indeterminado. (REF-3)

C. Cargas

Las estructuras o edificaciones, son expuestas a diferentes tipos de cargas. Las cargas más usuales a las que están expuestas son: cargas permanentes, cargas frecuentes, cargas de viento y cargas de sismo.

Existen dos tipos de cargas principales: las muertas y las vivas. Las **cargas muertas** constan de todos los elementos permanentes, incluyendo el peso propio de la estructura, tabiques, vidriería, piso, equipos fijos, etc. Las **cargas vivas** son producidas por el tipo de uso que se le dé a la edificación (hospitales, librerías, estadios, bodegas, etc). Esto indica que los factores a tomar en cuenta para el cálculo de estas cargas son: el mobiliario y la ocupación. En pocas palabras son producidas por agentes no sujetos a la estructura.

Existen diferentes combinaciones de cargas dependiendo del tipo de diseño y aplicación de cargas a la que esté expuesta la estructura. Las combinaciones tienen factores de seguridad para que al diseñar la estructura, ésta siempre sea un poco más fuerte de lo que es necesario. Las combinaciones de cargas más importantes son:

-Carga de gravedad: $1.4M+1.7V$

-Carga de viento: $0.75(1.4M+1.7V+1.7W)$ y $0.9M+1.3W$

-Carga de sismo: $0.9D+1.0E$

(REF-2)

D. Concreto armado

El concreto armado, es la combinación de concreto y acero. Estos dos materiales son combinados ya que el acero tiene una alta resistencia a la tensión, y el concreto a la compresión. La compatibilidad entre el acero y el concreto es bastante buena, lo que hace que haya adhesión y no haya deslizamiento. Esto garantiza que los materiales trabajen como una unidad. Otra ventaja del concreto armado, es que el acero no está expuesto a la corrosión porque el concreto lo protege.

El concreto es el material de mayor uso en nuestra época. Entre sus ventajas están: la rigidez, el aumento de resistencia del concreto conforme los años, su precio, el poco mantenimiento necesario, la facilidad de moldeado, la calidad de mano de obra y su resistencia al fuego y al agua.

Por otro lado, también existen varios problemas con el concreto armado. Entre los más importantes están: la necesidad de utilizar formaleta para fundir la estructura, el gran peso de las piezas o su gran tamaño dependiendo de su $F'c$ y por último, la falta de homogenidad en las piezas debido a su mezcla o proporciones. (REF-7)

E. Compresión axial en concreto armado

Debido a que el concreto tiene una gran capacidad a resistir compresión, es bueno que a la hora de hacer el diseño de piezas estructurales que resisten mucha carga axial, como las columnas, el concreto soporte la mayor parte de la carga actuante para que la pieza sea económica. En la mayoría de los casos, es necesario refuerzos ya que los miembros casi nunca están expuestos sólo a cargas axiales, sino que siempre existe flexión. El acero del refuerzo también es resistente a compresión lo que hace que mientras más acero hay, menos concreto es necesario.

Si se observa el comportamiento de una columna, se nota que al aplicarle una carga axial, existen deformaciones por compresión iguales en el acero como en el concreto. Esto se debe a la adherencia que existe entre los dos materiales.

Al observar la sección de una columna cuadrada, se ve que, tanto el concreto como el acero, van a resistir la carga axial. Por esta observación, se dedujo que la fórmula para encontrar la carga axial resistente de una pieza es:

$$P = 0.85F'c (Ac) + Fy (As)$$

(REF-9)

F. Flexión en vigas de concreto armado

Una viga construida de concreto armado, no es homogénea. Esto se debe a que está hecha de dos materiales totalmente diferentes. Sin embargo, las vigas tanto homogéneas como no homogéneas, siguen básicamente los mismos principios.

Una sección transversal está expuesta a dos diferentes tipos de fuerzas, las flexionantes que incluyen compresión en un lado de la sección y tensión en el otro; y la de tensiones cortantes que son fuerzas transversales a la sección.

Como se sabe el concreto no es resistente a la tensión y sí a la compresión. Por esto es que se colocan barras de acero muy cerca a la fibra extrema en tensión de la

viga; guardando siempre suficiente recubrimiento como sea necesario. Se coloca suficiente acero para que éste resista todas las fuerzas de tensión, mientras que el concreto resiste las compresiones resultantes.

Las varillas de acero tienen que ser corrugadas o tener algún tipo de anclaje para evitar el deslizamiento.

Para explicar el **comportamiento de una viga de concreto** se aplican diferentes cargas a una viga. **Primero** se aplica una carga pequeña, la cual produce tensión en el concreto, pero es menor que su módulo de rotura, por lo que el concreto se deforma, pero soporta tanto la tensión como la compresión. En la **segunda** etapa se aplica más carga y el concreto llega a su resistencia máxima por tensión, formándose así grietas desde la última fibra en tensión hasta el eje neutro. Cuando estas grietas llegan al eje neutro, el acero comienza a resistir las tensiones aplicadas. Si la carga sigue creciendo, las deformaciones y tensiones ya no son las mismas, la viga se aproxima a su punto de rotura y se deja de comportar en manera elástica. Por fin, el acero fluye, el eje neutro se comienza a mover y las grietas aumentan hasta que el área en compresión es tan pequeña que ocurre una "rotura por compresión secundaria". Este tipo de roturas ocurren cuando la armadura es liviana y el acero fluye antes que el concreto. Por otro lado, si la armadura tiene demasiado refuerzo, el concreto llega a su resistencia máxima y falla, después cuando falla el acero la viga se derrumba sin previo aviso. A esto se le llama "falla explosiva". Por último, está la "rotura en equilibrio". Esto significa que la resistencia a compresión es igual a la de tensión. De este principio se derivan todas las fórmulas de diseño a flexión:

-Tensión = Compresión

-Tensión = $A_s F_y$ y Compresión = $0.85 F'_c (ab)$

- $M_n = \text{fuerza} \cdot \text{distancia}$

- $M_n = A_s F_y (d-a/2)$ y $M_n = 0.85 F'_c (ab)(d-a/2)$

(REF-9)

G. Cortante en vigas de concreto armado

El cortante es una fuerza que nunca se presenta sola. Esto quiere decir que, si hay una fuerza cortante en el plano de una viga, en otro plano se produce una tensión, y

como el concreto tiene menos resistencia a tensión que a cortante, éste falla por tensión.(REF-7)

En una viga reforzada se forman rajaduras en el concreto, pero el refuerzo longitudinal soporta las tensiones producidas por la flexión. Gracias al refuerzo, la viga soporta más carga y a medida que la carga aplicada se incrementa, también incrementan las tensiones producidas por el cortante. Al combinarse las tensiones producidas por flexión y las producidas por cortante, se producen tensiones diagonales. Si las tensiones llegan a ser suficientemente fuertes forman grietas, a las cuales se les llaman "grietas diagonales". Las grietas por flexión, se forman en áreas de momentos elevados, mientras que las grietas diagonales se forman en áreas de cortantes elevados. (REF-9)

Por muchos años se ha tratado de entender el comportamiento de una viga de concreto armado expuesta a fuerzas cortantes, pero no se ha logrado dar una explicación a la falla. Por esto los diseños de vigas a cortante son basados en su mayoría en datos experimentales. Si se observa la sección de una viga, se puede observar que, tanto el concreto como el acero soportan las cargas de cortante, de donde se deduce que : $V_u = V_c + V_s$.

Por otro lado, después de varios experimentos se deduce que el concreto tiene un valor promedio de $2 (F'_c)^{1/2}$ PSI y multiplicado por el área transversal de la sección da la resistencia al cortante del concreto: $V_c = 2(F'_c)^{1/2}b*d$ PSI. (REF-7)

Cuando la carga de cortante es demasiado alta para que el concreto de la viga resista, es necesario agregar un refuerzo por cortante. El refuerzo es colocado en forma perpendicular al refuerzo longitudinal, así el acero absorbe parte del cortante en la viga. Entre sus usos están: evitar que aparezcan grietas diagonales y mantener el refuerzo longitudinal en su lugar. La forma de los estribos usualmente es de U o rectángulo, por esto al hacer el diseño del área de acero por cortante, se multiplica el área de la varilla escogida por dos.(REF-9)

H. Flexocompresión en columnas de concreto armado

Todas las columnas están expuestas a cargas axiales y cargas laterales al mismo tiempo. Entre las cargas laterales que afectan a las columnas están las de: viento,

sismo, continuidad en los marcos y las excentricidades en voladizos o en arcos. Todas éstas producen momentos flexionantes en las columnas.

Los **momentos flexionantes** son producidos por excentricidades multiplicadas por cargas actuantes en un miembro. Se le llama **excentricidad** a la distancia del eje neutro a la posición donde es aplicada una carga. Mientras más grande es la excentricidad el momento flexionante es más grande. Por esto si la excentricidad es pequeña y el momento producido no es muy grande, el concreto soporta toda la compresión producida y asumimos que no existe tensión. En el caso de una excentricidad muy grande, asumimos que el concreto no trabaja y que el acero soporta todo la tensión producida.

Si se sigue aumentando la carga, y ésta se aproxima a la carga de rotura, la columna se comporta en una forma no elástica, por esto al diseñar un miembro a flexocompresión no se debe asumir un comportamiento elástico. Al estudiar el comportamiento de las columnas, se llega a un modelo que representa las fuerzas actuantes en un miembro sometido a flexocompresión.

Si se hace una sumatoria de las cargas actuantes, los momentos interiores y exteriores en este modelo, llegamos a que:

$$P_u = 0.85(F'_c)(ab) + (A'_s)(F_y) - (A_s)(F_y)$$

$$P_u(e) = 0.85(F'_c)(ab)(d-a/2) + (A'_s)(F_y)(d-d')$$

Estas ecuaciones son las utilizadas para el diseño de miembros sometidos a flexocompresión. Si se observan las ecuaciones se puede concluir que la carga es directamente proporcional al momento. Sabiendo esto, se crearon diagramas de interacción. Los **diagramas de interacción** son una curva que muestra tres diferentes casos para una sección. El **primer caso** es para cargas axiales máximas y momentos flexionantes cero, el **segundo** es para momentos flexionantes máximos y cargas axiales cero y el **tercero** es para la carga de rotura en estado de equilibrio y para el momento último en estado de equilibrio.

Para encontrar P_b y M_b , se asume que la **deformación del concreto es** $\epsilon_c = \epsilon_u = 0.003$ y que la **deformación del acero es de** $\epsilon_s = \epsilon_y = F_y/E_s$, por medio de una relación de triángulos encontramos la distancia desde la fibra extrema en compresión

hasta el **eje neutro(Cb)**. Al final se vuelve a realizar una suma de fuerzas, encontrando así la falla balanceada.

$$C_b = (\epsilon_u/\epsilon_u + \epsilon_y)d$$

$$a_b = (\beta_1)(C_b)$$

$$P_b = 0.85(F'_c)(a_b * b)$$

$$M_b = 0.85(F'_c)(a_b * b)(d - a_b/2) + (A'_s)(F_y)(d - d')$$

Por último se grafican las cargas y momentos máximos que actúan en la columna, si el punto a graficar es adentro del diagrama hecho, la sección soporta las cargas.(ver diag. de interacción en cálculos) (REF-9)

I.Sistemas estructurales

Es la clasificación de una estructura, dependiendo de cómo trabajan los elementos estructurales de una edificación. Existen seis diferentes tipos de sistemas estructurales según el UBC. **El primero es el sistema de Paredes Resistentes o de Cajón.** Éste consta de un sistema estructural, en el que sus paredes resisten tanto cargas verticales como cargas horizontales. En algunos casos, se usan marcos arriostrados para resistir las cargas horizontales. **El segundo es el sistema de marcos constructivos o de muros y marcos.** Éste sistema resiste la carga vertical con marcos y la horizontal con paredes, al igual que el sistema de cajón, los marcos arriostrados también pueden resistir cargas horizontales. **El tercero es el sistema de marcos resistentes a momentos.** En éste sistema, tanto las cargas horizontales como las verticales son soportadas por marcos. La resistencia de la estructura es dada por la capacidad de soportar cargas flexionantes. **El cuarto es el sistema dual.** Éste sistema consta de marcos que soportan las cargas verticales y una mezcla de paredes resistentes al cortante con marcos resistentes a momentos. En vez de las paredes también se pueden usar marcos arriostrados. **El quinto es el sistema de columnas en voladizo.** Éste sistema soporta toda la carga lateral por medio de columnas en voladizo. **Y séptimo está el sistema no edificación (nonbuilding).** Éste se compone de todas las estructuras que se pueden soportar ellas mismas y que aguantan carga vertical y carga sísmica.(REF-6)

J. Naves industriales

Las naves industriales también son llamadas **bodegas**. Las bodegas son sistemas estructurales que en su mayoría son tomados como sistemas de marcos.

Se usan para almacenamiento, aunque en casos de emergencia pueden ser usadas para albergue. Una de las consideraciones más importantes para la construcción de una nave industrial es el dimensionamiento, ya que varía en gran escala dependiendo de lo que se quiere almacenar. Las bodegas son una estructura básica en la sociedad actual. Esto se debe a la gran necesidad de almacenamiento que se tiene día a día.

III. METODOLOGÍA

El análisis y diseño de la nave industrial comenzó con su predimensionamiento. La bodega sería usada para almacenamiento de productos agrícolas, por lo que las dimensiones dependían de la cantidad del producto que sería almacenado. Se escogió un frente de 14.40m por un fondo de 24.00m, todo dividido en módulos de 14.40m por 6.00m.

Ya que la estructura era estaticamente determinada, el análisis se pudo hacer pieza por pieza. La losa fue la primera pieza en calcularse, y consistía en una losa en una dirección y dos vigas soportándola. El primer paso a seguir, fue el análisis de las cargas que afectan a la losa. Se tomaron en cuenta tanto las cargas muertas como las cargas vivas(REF-2). Después se definió que la losa en su etapa de funcionamiento resistiría más cargas que en su etapa de montaje, ya que en las dos etapas se consideró la losa como simplemente apoyada a 45 cm de las orillas y en la etapa de funcionamiento la losa estaría expuesta a cargas vivas. Una vez definido el tipo de apoyo se encontraron los momentos y cortantes

actuantes para el diseño.(REF-5) Al tener las cargas y momentos actuantes se procedió a hacer una revisión por flexión la cual consta de:

- Verificar que el acero que se escogió para la losa sea mayor que el acero mínimo según el ACI.

- Verificar que el momento máximo que soporta la pieza sea mayor que el momento actuante(ACI).

Una vez chequeó la pieza con dimensiones y refuerzo establecido, se le hizo un chequeo por cortante el cual consta de:

- Verificar que la mitad de la resistencia al cortante del concreto sea mayor que el cortante actuante (ACI-Cap11).

- Si no cumple la resistencia del concreto, es necesario ponerle refuerzo por cortante a la pieza. Asumir el acero y calcular su espaciamiento (ACI-cap.11).

-Verificar que el acero por cortante sea mayor al acero mínimo por cortante y que el espaciamiento sea menor al máximo según el capítulo 11 del ACI.

Después de que las dos verificaciones se hicieron, y la pieza fue encontrada satisfactoria, se siguió con el cálculo de las vigas. Las cargas de la losa fueron trasladadas a las vigas por medio de las reacciones causadas en los apoyos. Una vez hecho esto se definió que las vigas tendrían las mismas condiciones de apoyo tanto en su etapa de funcionamiento como en su etapa de montaje (simplemente apoyadas). Esto se pudo hacer ya que la pieza sería levantada de sus apoyos, los cuales están localizados en sus orillas. Al igual que la losa, las vigas fueron sometidas a chequeos de flexión y cortante del ACI, con los cuales se definieron tanto las dimensiones de las vigas como su refuerzo.

Al terminar el cálculo de las vigas de la losa, se hizo el de las vigas principales, las cuales por razones constructivas se decidieron hacer con forma triangular. Se hicieron así para darle pendiente al techo y evitar empozamientos. Como primer paso se trasladaron las cargas de las vigas de la losa a la viga principal. Esto se hizo convirtiendo todas las cargas puntuales dadas por las reacciones de las vigas, a una carga uniformemente distribuida sobre toda la viga principal. Una vez trasladadas las cargas se definió que las cargas en la etapa de montaje serían mucho menores que las de funcionamiento, ya que en la etapa de montaje sólo actuaría el peso propio de la viga, mientras que en la de funcionamiento todas las cargas transmitidas por las losas y vigas. El análisis de la viga se hizo por medio de sumatorias de momentos en tramos diferentes de la viga. Esto se hizo así ya que por la forma de la viga, las cargas aplicadas cambian a lo largo de la viga. Una vez encontrados los momentos y cortantes actuantes en puntos claves de la viga, se escogieron dos. Estos fueron usados para hacer los chequeos de flexión y cortante del ACI, definiendo así las dimensiones de la viga y su refuerzo en diferentes partes de ella.

Se siguió después con los paneles de concreto. Los paneles fueron dimensionados conforme a la altura requerida para la bodega. Luego se

calcularon las cargas de viento por medio de métodos del UBC. Una vez calculada la carga de viento se prosiguió a comparar las cargas de la etapa de montaje contra las de funcionamiento. Al hacer eso se pudo ver que la carga a cortante crítica era la de montaje, mientras que el momento crítico es dado por la etapa de funcionamiento. Se continuó con los chequeos de flexión y cortante del ACI y por último por ser un miembro vertical se le hizo un chequeo por compresión el cual consta de:

- Chequear que la carga actuante P , sea más pequeña que la carga última P_{max} .(ACI-cap10)

Una vez hecho el chequeo por compresión y la pieza dimensionada y reforzada, se siguió con las vigas secundarias o canal. Como primer paso se notó que la viga canal es afectada lateralmente por las cargas transmitidas por los paneles y verticalmente por su peso propio. Se observó que las condiciones de apoyo en la etapa de montaje (simplemente apoyada) eran las mismas que las de funcionamiento, por lo que se obtuvieron los momentos y cortantes actuantes en las dos direcciones que trabaja la viga. Después se hicieron los chequeos de flexión y cortante para las dos direcciones, obteniendo así las dimensiones y refuerzo mas convenientes para la viga.

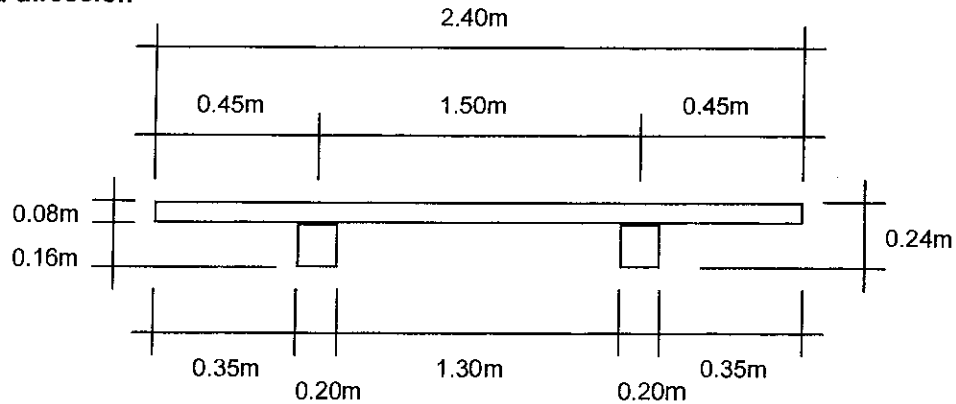
Se continuó con el cálculo de las columnas. Se trasladaron todas las cargas actuando sobre las vigas principales y vigas canales a cargas puntuales. Estas se usaron como las cargas axiales en la columna. Se continuó calculando la carga de sismo según las especificaciones del UBC, y se compararon con las cargas de viento trasladadas por la viga canal. Al compararlas se determinó que la carga de sismo era la carga crítica, por lo que estas cargas se tomaron para calcular el momento actuante. Se chequeó cuál era la etapa crítica de la pieza y claramente se pudo ver que la columna no falla en la etapa de montaje ya que las cargas en la etapa de funcionamiento son demasiado grandes. En el análisis se determinó el momento actuante conforme a la posición de apoyo de la columna. Finalmente se diseñó la columna por medio de diagramas de interacción, los cuales en su elaboración hacen el chequeo de flexión y compresión brindados por el ACI.

Seguido de esto se hizo el análisis y diseño del cimiento corrido para los paneles de concreto. Primero se trasladaron todas las cargas de los paneles al cimiento, se calculó también el peso propio del cimiento y el peso propio de la tierra actuando sobre él. Seguido de esto se calcularon los momentos y los cortantes actuantes, a partir de las presiones causadas por el suelo, el muro y el cimiento. Y como último se le hizo en chequeo de flexión y cortante de igual manera que a las vigas, siguiendo el procedimiento del ACI. La última pieza a diseñar fue la zapata de las columnas. Al igual que el cimiento corrido, se tomaron en cuenta las presiones del suelo, la zapata y la columna. Con esto se hizo un chequeo que asegura que el suelo es capaz de absorber la carga trasladada por la zapata, esto dependiendo de las dimensiones de la misma. Se hicieron tres diferentes análisis, uno para encontrar el momento flexionante actuante, otro para encontrar el cortante actuante en un punto establecido ($L/2$) y el tercero se hizo para el cortante actuante de punzonamiento o de penetración. Se prosiguió con el diseño del refuerzo. Este se hizo con los procedimientos básicos de flexión y cortante del ACI, con la única diferencia que el chequeo para el cortante de punzonamiento es un poco diferente ya que el área a considerar es una especie de caja(ver procedimiento).

IV. CÁLCULOS Y RESULTADOS

Nota: Ver detalles de piezas en anexos.

A. Losa en una dirección

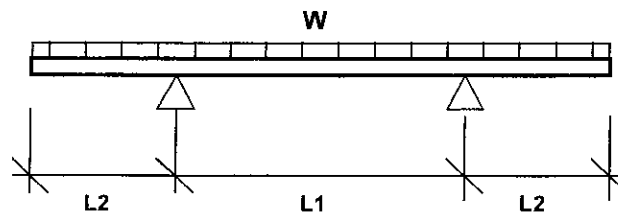


1. Análisis de cargas

Peso propio	0.08	1.00	2,400	192	kg/m*m
Cubierta permanente				50	kg/m*m
Carga muerta				242	kg/m*m
Carga de azotea inclinada				100	kg/m*m
Carga viva				100	kg/m*m
$W_{total}=(1.4*C.M.)+(1.7*C.V.)$				508.8	kg/m*m

La etapa de funcionamiento es igual a la de montaje ya que los ganchos se colocaran en los apoyos o vigas

2. Análisis



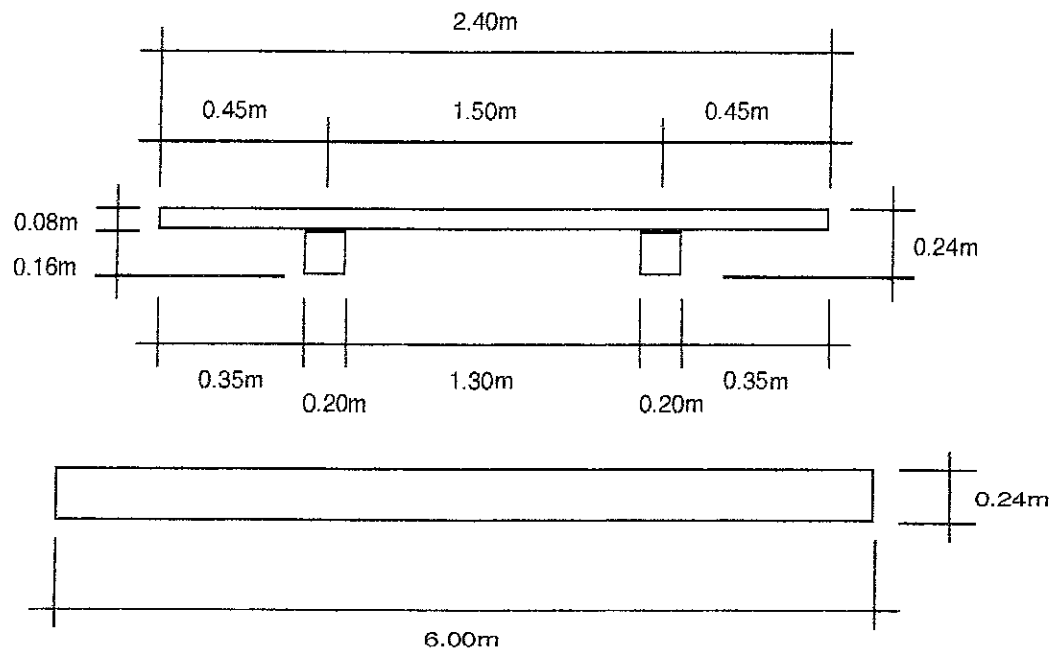
W		508.8	Kg/m*m
L1		1.50	m
L2		0.45	m
$M_{u-}=(W*L2^2/2)$		51.52	Kg-m/m
$M_{u+}=(WL1^2/8)-(WL2^2/2)$		91.58	Kg-m/m
$V_{u1}=(WL1/2)$		381.6	Kg/m
$V_{u2}=(WL2/2)$		114.48	kg/m

3. Diseño

V_{u1}	381.6	kg/m
V_{u2}	114.48	kg/m
M_{u-}	51.52	Kg-m/m
M_{u+}	91.58	Kg-m/m
F'_c	210	Kg/cm ²
F_y	2810	Kg/cm ²
b	100	cm
d	6	cm
$A_{smin}=0.0020*b*d$	1.20	cm ² /m
$A_s (1/4"@15cm)$	1.39	cm ² /m
$A_s > A_{smin}$	OK	
$a/2=(A_s * F_y / 0.85 * F'_c * b * 2)$	0.11	cm
$\Phi M_u = \Phi A_s * F_y (d - a/2)$	207.60	Kg-m
$\Phi M_u > M_{u+}$	OK	
V_u	381.60	Kg
$V_c = (f'_c^{1/2}) * b * d * 2$	4620.25	Kg
$1/2 V_c \Phi > V_u$	SI	No refuerzo

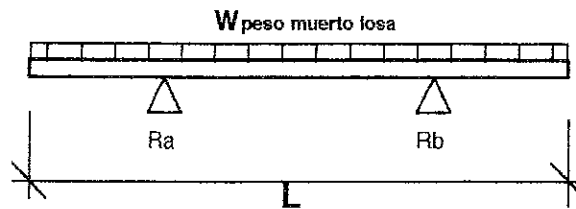
Usar cuadrícula de 1/4"@15cm

B. Vigas de losa



1. Análisis de cargas

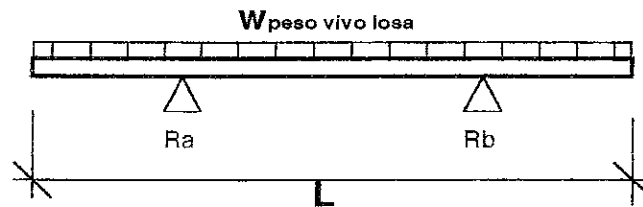
Peso propio	0.16	0.20	2,400	76.8	kg/m
Wmuerto de losa				290.4	kg/m



W peso muerto losa = 242kg/m
 L = 2.40 m.
 $\epsilon Fy = 0$
 $Ra = WL/2 = (242)(2.40)/2 = 290.40 \text{ kg/m}$
 $Ra = Rb = 290 \text{ kg}$

Carga muerta				367.2	kg/m
--------------	--	--	--	-------	------

Wviva de losa				120	kg/m
---------------	--	--	--	-----	------

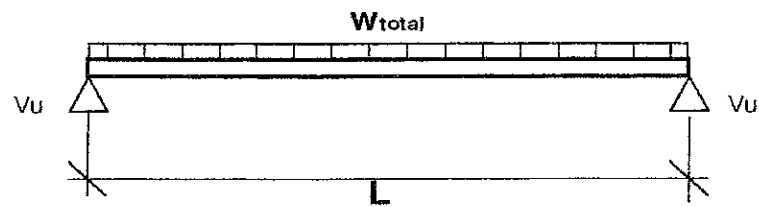


W peso vivo losa = 100kg/m
 L = 2.40 m.
 $\epsilon Fy = 0$
 $Ra = WL/2 = (100)(2.40)/2 = 120 \text{ kg/m}$
 $Ra = Rb = 120 \text{ kg}$

Carga viva				120	kg/m
------------	--	--	--	-----	------

$W_{total} = (1.4 * C.M.) + (1.7 * C.V.)$				718.08	kg/m
---	--	--	--	--------	------

2. Análisis



W_{total}				718.08	Kg/m
L				6.00	m

$Mu = (WL^2/8)$				3231.36	Kg-m
-----------------	--	--	--	---------	------

$Vu = (WL/2)$				2154.24	Kg
---------------	--	--	--	---------	----

3. Diseño

Vu				2154.24	kg
Mu				3231.36	Kg-m
Fc				210	Kg/cm ²
Fy				4210	Kg/cm ²
b				20	cm
d				22	cm

$$A_{smin} = 3(F'c^{1/2}/F_y)b*d$$

As (4#1/2")

$$A_s > A_{smin}$$

$$a/2 = (A_s * F_y / 0.85 * F'c * b * 2)$$

$$\Phi M_u = \Phi A_s * F_y (d - a/2)$$

$$\Phi M_u > M_u$$

$$V_u$$

$$V_c = (f'c^{1/2}) * b * d * 2$$

$$1/2 V_c \Phi > V_u$$

1.21 cm²

5.16 cm²

OK

3.04 cm

3706.42 Kg-m

OK

2154.24 Kg

3388.19 Kg

No Si refuerzo

Se usa S máximo (d/2) ya que Vc es mayor que Vu

Por medidas constructivas se usan est. con Avmin.

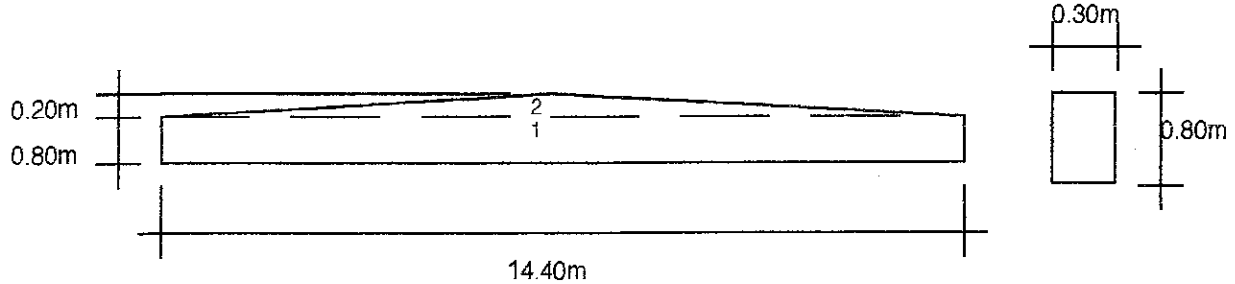
$$A_{vmin} = 50b*s/f_y$$

Est. de 1/4 @ 11cm.

11 cm

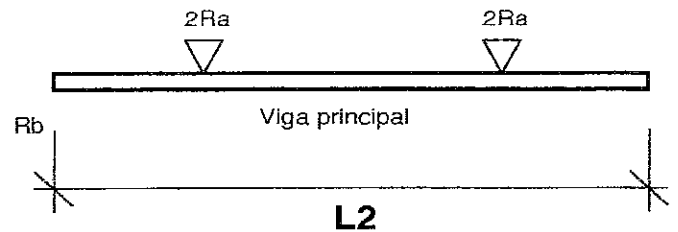
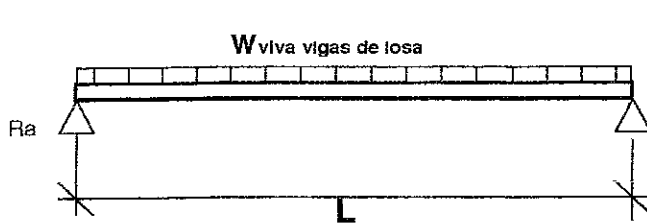
0.18 cm²

C. Viga principal



1. Análisis de cargas

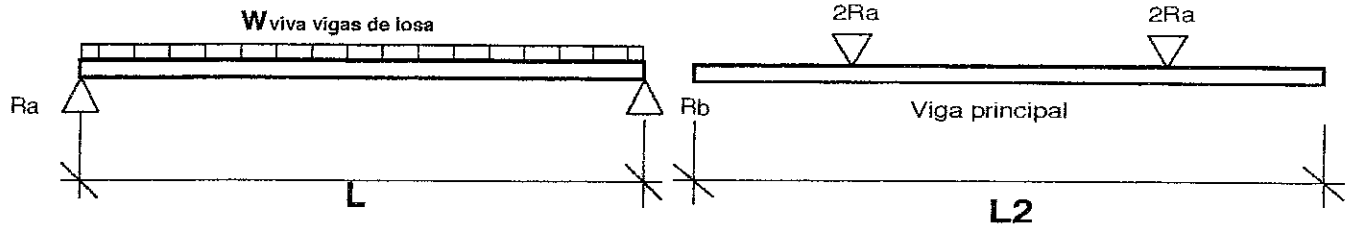
Peso propio viga rectangular(1)	0.8	0.3	2,400	576	kg/m
Peso propio viga triangular(2)	0.2	0.3	2400	144	kg/m
Wmuerto de vigas				1835	kg/m



W muerto vigas de losa = 367.2kg/m
 L = 6.00 m.
 $\epsilon F_y = 0$
 $R_a = WL/2 = (367.2)(6.00)/2 = 1,101.6 \text{ kg}$
 $R_a = R_b = 1,101.6 \text{ kg}$

Se cambiaron las cargas puntuales a cargas uniformemente distribuidas de las vigas de la losa a la viga principal.
 $R_a = R_b = 1,101.6 \text{ kg}$
 $L_2 = 2.40\text{m}$
 Hay cuatro vigas de la losa con reaccion Ra en cada tramo tomado, por lo tanto:
 $2(R_a + R_b) / 2.40 = 1835 \text{ kg./m}$

Carga muerta(1)	2411	kg/m
Carga muerta(2)	144	kg/m
Wviva de vigas	600	kg/m



W muerto vigas de losa = 120kg/m
 L = 6.00 m.
 $\epsilon Fy = 0$
 $Ra = WL/2 = (120)(6.00)/2 = 360 \text{ kg}$
 $Ra = Rb = 360 \text{ kg}$

Se cambiaron las cargas puntuales a cargas uniformemente distribuidas de las vigas de la losa a la viga principal.

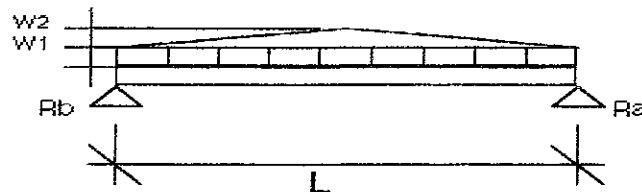
$Ra = Rb = 360 \text{ kg}$
 $L2 = 2.40\text{m}$

Hay cuatro vigas de la losa con reaccion Ra en cada tramo tomado, por lo tanto:
 $2(Ra+Ra)/2.40 = 600 \text{ kg./m}$

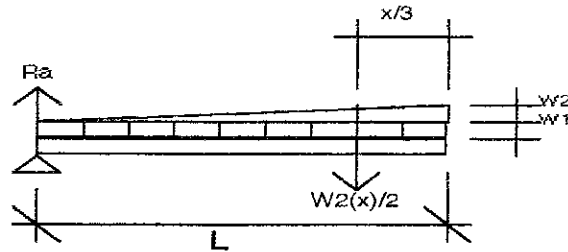
Carga viva	600	kg/m
$W(1)=(1.4*C.M.1.)+(1.7*C.V.)$	4395.4	kg/m
$W(2)=(1.4*C.M.2)$	201.6	kg/m
$Wtotal= W(1)+(W2)$	4597	kg/m

Tanto la etapa de montaje como la de funcionamiento tienen las mismas condiciones de apoyos. Por esto, al ver las cargas aplicadas se puede asumir que los momentos de la etapa de montaje de la pieza, son menores que los de la etapa de funcionamiento. Esto es posible ya que en la etapa de montaje sólo se toma en cuenta el peso propio, mientras que en la de funcionamiento, se toma en cuenta el peso propio + fuerzas actuantes de otros miembros de la estructura.

2. Análisis



W1	4395.4	kg/m
W2	201.6	kg/m
L	14.4	m
$Fy1=0$		
$Ra1= Rb1$		
$Ra1=(W1*L/2)$	31646.88	kg
$Fy2=0$		
$Ra2= Rb2$		
$Ra2=(W2*L/4)$	725.76	kg



$$M(x)=0$$

$$M(x)=[Ra(x)]-[W1(x^2)/2]-[W2(x^2)/6]$$

$$Ratotal$$

$$32372.64 \quad \text{kg.}$$

$$L$$

$$14.4 \quad \text{m.}$$

$$x=L/4$$

$$3.6 \quad \text{m.}$$

$$x=L/2$$

$$7.2 \quad \text{m.}$$

x (m.)	Ra(x) (kg.-m.)	W1(x ²)/2 (kg.-m.)	W2(x ²)/6 (kg.-m.)	M(x) (kg.-m.)
L/4	116541.504	-28482.192	-435.46	87624
L/2	233083.008	-113928.768	-1741.82	117412

3. Diseño

$$Vu=Ra$$

$$32372.64 \quad \text{kg}$$

$$Mu(1)$$

$$117412.42 \quad \text{Kg-m}$$

$$F'c$$

$$210 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$Fy$$

$$4210 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$b1$$

$$30 \quad \text{cm}$$

$$d1$$

$$94 \quad \text{cm}$$

$$Mu(2)$$

$$87623.86 \quad \text{Kg-m}$$

$$b2$$

$$30 \quad \text{cm}$$

$$d2$$

$$84 \quad \text{cm}$$

Diseño con Mu(1)

$$Asmin=3(F'c^{1/2}/Fy)b*d$$

$$7.72 \quad \text{cm}^2$$

$$As > Asmin$$

$$As(1) \quad (4\#10/8" \text{ y } 2\#1")$$

$$42.78 \quad \text{cm}^2$$

$$a/2=(As*Fy/0.85*F'c*b^2)$$

$$16.82 \quad \text{cm}$$

$$\Phi Mu = \Phi As*Fy(d-a/2)$$

$$125102.10 \quad \text{Kg-m}$$

$$\Phi Mu > Mu(1)$$

OK

Diseño con Mu(2)

$$Asmin=3(F'c^{1/2}/Fy)b*d$$

$$6.90 \quad \text{cm}^2$$

$$As(2) \quad (4\#10/8")$$

$$32.65 \quad \text{cm}^2$$

$$As > Asmin$$

OK

$$a/2=(As*Fy/0.85*F'c*b^2)$$

$$12.83 \quad \text{cm}$$

$$\Phi Mu = \Phi As*Fy(d-a/2)$$

$$88033.19 \quad \text{Kg-m}$$

$$\Phi Mu > Mu(2)$$

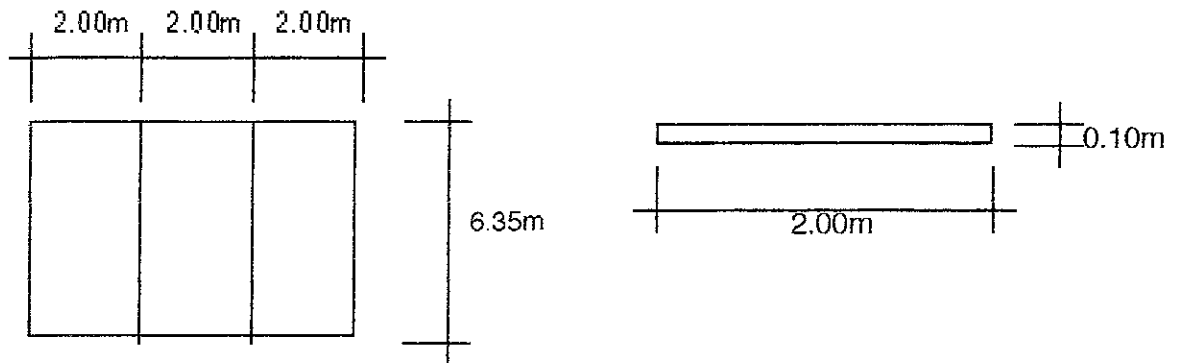
OK

De 0 a L/4 se usara el As(2), de L/4 a L3/4 se usara As(1), y en el resto As(2)

V_u	32372.64	Kg
$V_c = (f'_c)^{1/2} * b * d * 2$	19405.07	Kg
$1/2 V_c \phi > V_u$	No	Si refuerzo
$V_s = V_u - V_c$	12967.57	Kg
$A_{vmin.} = 50b*s/f_y$	0.97	cm ²
$A_v(\text{est. } 3/8")$	1.42	cm ²
$A_v > A_{vmin}$	OK	
$S = A_v * f_y * d / V_s$	38.78	cm.
$S_{max} = d/2$	42	cm

Se usaran est. 3/8" @ 35cm.

D. Paneles de concreto



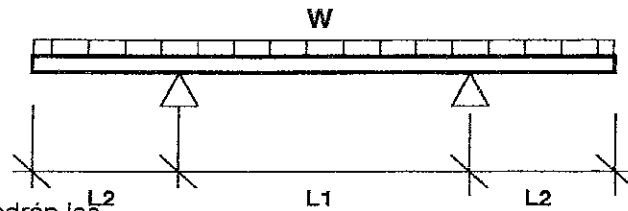
1. Análisis de cargas

Peso propio	0.10	1.00	2,400	240	kg/m*m
Cubierta permanente				50	kg/m*m
Carga muerta				290	kg/m*m
Carga de viento (C.W.) = $(C_e * C_q * q_s * I_w) * 2m$				107.15	kg/m*m
q_s (UBC tabla 16-f)				61.51	kg/m ² *m
C_q (UBC tabla 16-h)				1.30	
C_e (UBC tabla 16-g)				0.67	
I_w (UBC tabla 16-k)				1.00	
$(C_e * C_q * q_s * I_w)$				53.57	kg/m ² *m
Etapas de montaje					
$W_{hor} = (1.4 * C.M.)$				406.00	Kg/m*m
$W_{ver.} = (1.4 * C.M.)$				406.00	Kg/m*m

Etapas de funcionamiento

$$W_{hor.} = (1.3 \cdot C \cdot W.) \quad 139.29 \quad \text{kg/m}^2\text{m}$$

$$W_{ver.} = (1.4 \cdot C \cdot M.) \quad 406.00 \quad \text{kg/m}^2\text{m}$$

2. Análisis**a. Etapa de montaje**

Los apoyos están donde se pondrán los ganchos para levantar la pieza

$$W_{hor} \cdot 2 \text{ (se dobla la carga al tomar en cuenta la vibración)} \quad 812.00 \quad \text{Kg/m}^2\text{m}$$

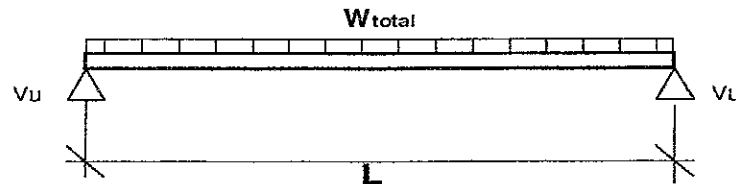
$$L1 \quad 3.85 \quad \text{m}$$

$$L2 \quad 1.25 \quad \text{m}$$

$$M_{u-} = (WL^2/2) \quad 634.38 \quad \text{Kg-m/m}$$

$$M_{u+} = (WL^2/8) - (WL^2/2) \quad 870.11 \quad \text{Kg-m/m}$$

$$V_u = (WL/2) \quad 1563.10 \quad \text{Kg/m}$$

b. Etapa de funcionamiento

$$W \quad 139.29 \quad \text{Kg/m}^2\text{m}$$

$$L \quad 6.35 \quad \text{m}$$

$$M_u = (WL^2/8) \quad 702.07 \quad \text{Kg-m/m}$$

$$V_u = (WL/2) \quad 442.25 \quad \text{Kg/m}$$

Se usará el momento flexionante de la etapa de funcionamiento y el cortante de la etapa de montaje.

3. Diseño**Primera dirección**

$$V_u \quad 1563.10 \quad \text{kg/m}$$

$$M_{u+} \quad 702.07 \quad \text{Kg-m/m}$$

$$M_{u-} \quad 634.38 \quad \text{Kg-m/m}$$

$$F'_c \quad 210 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$F_y \quad 4210 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$b \quad 100 \quad \text{cm}$$

$$d \quad 8 \quad \text{cm}$$

$A_{smin} = 3(F'c^{1/2}/F_y)b*d$
AsM- (3/8" @ 25cm)
 $A_s > A_{smin}$
 $a/2 = (A_s * F_y / 0.85 * F'c * b * 2)$
 $\Phi Mu = \Phi A_s * F_y (d - a/2)$
 $\Phi Mu > Mu-$

	2.19	cm ² /m
	2.84	cm ² /m
OK		
	0.33	cm
	824.51	Kg-m
OK		

$A_{smin} = 3(F'c^{1/2}/F_y)b*d$
AsM+ (3/8" @ 25cm)
 $A_s > A_{smin}$
 $a/2 = (A_s * F_y / 0.85 * F'c * b * 2)$
 $\Phi Mu = \Phi A_s * F_y (d - a/2)$
 $Mu > Mu+$

	2.19	cm ² /m
	2.84	cm ² /m
OK		
	0.33	cm
	824.51	Kg-m/m
OK		

V_u
 $V_c = (f'c^{1/2}) * b * d * 2$
 $1/2 V_c \Phi > V_u$

	1563.10	Kg
	6160.34	Kg
Si		No Refuerzo

Ya que no es necesario refuerzo por cortante

Se usará por medidas constructivas Avmin. @ 25cm

$A_{vmin} = 50b * s / f_y$
Av (3/8" @ 25cm)
 $A_v > A_{vmin}$
 $S_{max} = d/2$

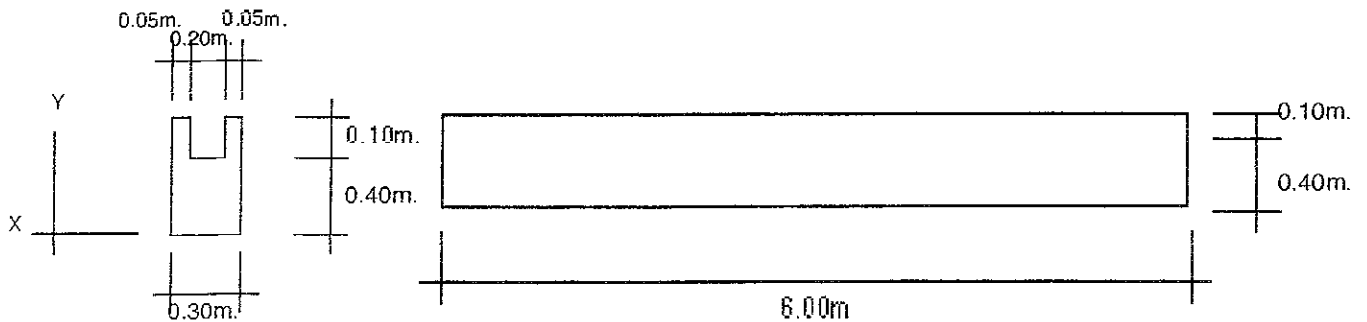
	25	cm
	2.08	cm ² /m
	2.84	cm ² /m
OK		
	50.00	cm

$P = (\text{Peso Propio} * 2m)$
 $A_g (\text{area transversal})$
 $A_{st} (\text{area total del refuerzo long.})$
 $P_{max} = 0.8 * F (0.85 F'c (A_g - A_{st}) + F_y * A_{st})$
 $P_{max} > P$

	812.00	Kg
	800.00	cm ²
	5.68	cm ²
	93144.54	Kg
OK		

Se usará el mismo refuerzo en las dos direcciones. Esto hace que los momentos resistentes sean los mismos. Por esta razón al ver los momentos actuantes, se observa que verifica en las dos direcciones con el refuerzo proporcionado por flexión, cortante y compresión.

E. Vigas canal

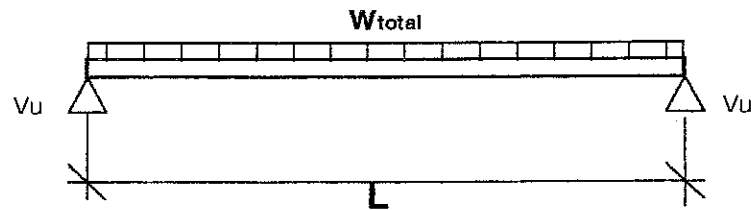


1. Análisis de cargas

Peso propio(P.P.)	0.40	0.30	2,400	288	kg/m
	0.10	0.10	2,400	24	kg/m
Carga permanente(C.P)				50	kg/m
Carga muerta(y)=(P.P+C.P.)				362	kg/m
Carga muerta(x)=(Vu/m de panel)				0.00	Kg/m
Carga viva				50	kg/m
$W_{total}(y)=(1.4*C.M.y)+(1.7*C.V.)$				591.8	kg/m
$W_{total}(x)=(1.4*C.M.x)$				0.0	Kg/m

Tanto la etapa de montaje como la de funcionamiento tienen las mismas condiciones de apoyo. Por esto al ver las cargas aplicadas podemos asumir que los momentos de la etapa de montaje de la pieza, son menores que los de la etapa de funcionamiento. Esto es posible ya que en la etapa de montaje sólo se toma en cuenta el peso propio.

2. Analisis



$W_{total}(x)$		0.00	Kg/m
$W_{total}(y)$		591.80	Kg/m
L		6.00	m
$M_u(x) = (WL^2/8)$		0.00	Kg-m
$V_u(x) = (WL/2)$		0.00	Kg
$M_u(y) = (WL^2/8)$		2663.10	Kg-m
$V_u(y) = (WL/2)$		1775.40	Kg

3. Diseño

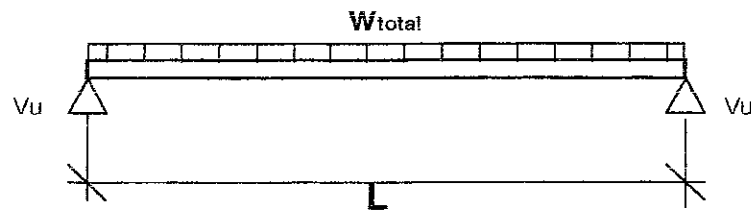
$V_u(x)$		0.00	kg
$M_u(x)$		0.00	Kg-m
$V_u(y)$		1775.4	kg
$M_u(y)$		2663.10	Kg-m
F_c		210	Kg/cm ²
F_y		4210	Kg/cm ²
$b(y)$		30	cm
$d(y)$		38	cm
$b(x)$		40	cm
$d(x)$		28	cm

1. Análisis de cargas

Peso propio(P.P.)	0.40	0.30	2,400	288	kg/m
	0.10	0.10	2,400	24	kg/m
Carga permanente(C.P)				50	kg/m
Carga muerta(y)=(P.P+C.P.)				362	kg/m
Carga muerta(x)=(Vu/m de panel)				0.00	Kg/m
Carga viva				50	kg/m
$W_{total}(y)=(1.4*C.M.y)+(1.7*C.V.)$				591.8	kg/m
$W_{total}(x)=(1.4*C.M.x)$				0.0	Kg/m

Tanto la etapa de montaje como la de funcionamiento tienen las mismas condiciones de apoyo. Por esto al ver las cargas aplicadas podemos asumir que los momentos de la etapa de montaje de la pieza, son menores que los de la etapa de funcionamiento. Esto es posible ya que en la etapa de montaje sólo se toma en cuenta el peso propio.

2. Analisis



$W_{total}(x)$	0.00	Kg/m
$W_{total}(y)$	591.80	Kg/m
L	6.00	m
$M_u(x) = (WL^2/8)$	0.00	Kg-m
$V_u(x) = (WL/2)$	0.00	Kg
$M_u(y) = (WL^2/8)$	2663.10	Kg-m
$V_u(y) = (WL/2)$	1775.40	Kg

3. Diseño

$V_u(x)$	0.00	kg
$M_u(x)$	0.00	Kg-m
$V_u(y)$	1775.4	kg
$M_u(y)$	2663.10	Kg-m
F_c	210	Kg/cm ²
F_y	4210	Kg/cm ²
$b(y)$	30	cm
$d(y)$	38	cm
$b(x)$	40	cm
$d(x)$	28	cm

Diseño para Mu(x)

$$A_{smin} = 3(F'c^{1/2}/Fy)b*d$$

As (1#3/8" y 2#1/2")

$$As > A_{smin}$$

$$a/2 = (As*Fy/0.85*F'c*b*2)$$

$$\Phi Mu = \Phi As*Fy(d-a/2)$$

$$\Phi Mu > Mu$$

3.07 cm2

3.29 cm2

OK

0.97 cm

3369.12 Kg-m

OK

$$Vu$$

$$Vc = (f'c^{1/2}) * b * d * 2$$

$$1/2 Vc \Phi > Vu$$

$$Vs = Vu - Vc$$

0.00 Kg

8624.47 Kg

Si No Refuerzo

Ya que Vc es mas grande que Vu no es necesario refuerzo por cortante

Se usará por medidas constructivas Avmin. @ d/2

$$A_{vmin} = 50b*s/fy$$

Av(est.1/4")

$$Av > A_{vmin}$$

$$S_{max} = d/2$$

0.47 cm2

0.90 cm2

OK

14 cm

Diseño para Mu(y)

$$A_{smin} = 3(F'c^{1/2}/Fy)b*d$$

As (1#3/8" y 2#1/2")

$$As > A_{smin}$$

$$a/2 = (As*Fy/0.85*F'c*b*2)$$

$$\Phi Mu = \Phi As*Fy(d-a/2)$$

$$\Phi Mu > Mu$$

3.12 cm2

3.29 cm2

OK

1.29 cm

4575.25 Kg-m

OK

$$Vu$$

$$Vc = (f'c^{1/2}) * b * d * 2$$

$$1/2 Vc \Phi > Vu$$

$$Vs = Vu - Vc$$

1775.40 Kg

8778.48 Kg

Si No Refuerzo

Ya que Vc es mas grande que Vu no es necesario refuerzo por cortante

Se usará por medidas constructivas Avmin. @ d/2

$$A_{vmin} = 50b*s/fy$$

Av(est.1/4")

$$Av > A_{vmin}$$

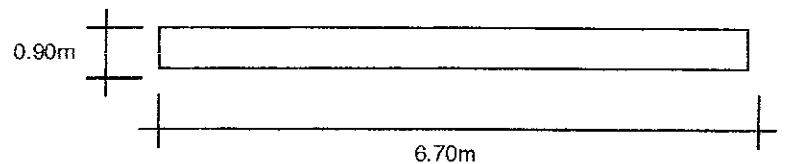
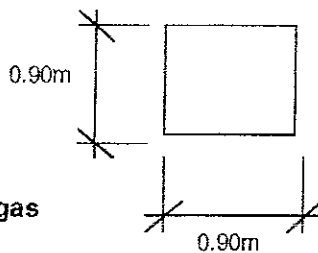
19 cm

0.48 cm2

0.94 cm2

OK

F. Columnas



1. Análisis de cargas

a. Cargas axiales-eje y

Peso propio	0.90	0.90	6.70	2,400	13025	kg
-------------	------	------	------	-------	-------	----

Se cambiarán todas las cargas distribuidas de las vigas a puntuales como P para transferirlas a las columnas como P.

Peso muerto de viga principal

18396 kg

Wmuerta viga principal

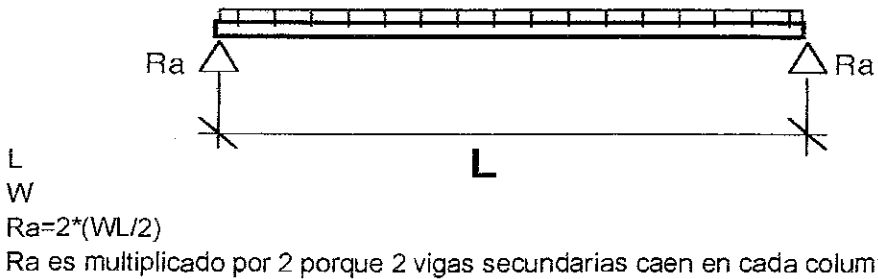


L 14.40 m
 W 2555 kg/m
 $R_a = (WL/2)$ 18396 kg

Peso muerto de viga canal

2172 kg

Wmuerta de viga canal



L 6.00 m
 W 362 kg/m
 $R_a = 2 * (WL/2)$ 2172 kg
 R_a es multiplicado por 2 porque 2 vigas secundarias caen en cada columna

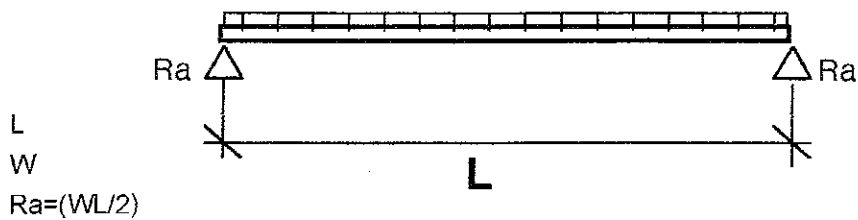
Peso muerto

33593 kg

Peso vivo de viga principal

4320 kg

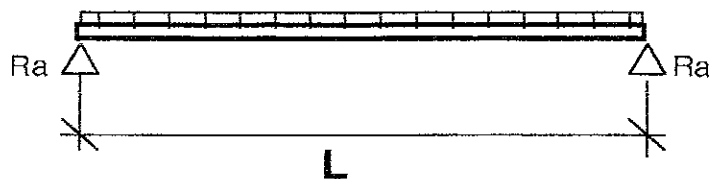
Wviva de viga principal



L 14.40 m
 W 600 kg/m
 $R_a = (WL/2)$ 4320 kg

Peso vivo de viga canal

Wviva de viga canal



L	6.70	m
W	50	kg/m
$Ra=2*(WL/2)$	335	kg
Ra es multiplicado por 2 porque 2 vigas secundarias caen en cada columna		
Peso vivo	4655	kg
$P=(1.4*P.M.)+(1.7*P.V.)$	54943.42	kg

b. Cargas flexionantes y cortantes-eje x

Cargas de sismo

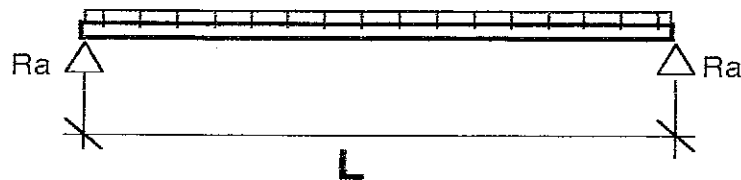
NOTA: La bodega se construirá en Alta Verapaz Zona sísmica 3

V= Cortante de sismo	200207.26	kg
Ca(UBC tabla 16-Q)	0.36	
R(UBC tabla 16-N)	2.20	
W(Peso muerto de toda la estructura)	407829.60	kg
$V = (3*Ca*W/R)$	200207.26	kg
El cortante del sismo, se dividira en 10 ya que existen 10 columnas por direccion		
Sismo(E) = V/10	20020.73	kg

Traslado de carga de Viento por viga canal

Peso muerto viga canal

Wmuerta de viga canal

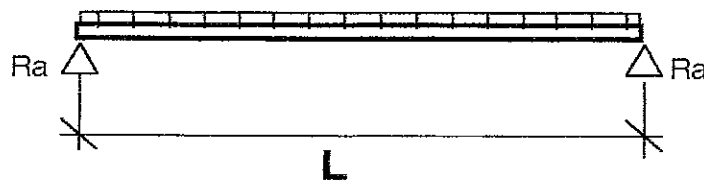


L	6.00	m
W	442.25	kg/m
$Ra=2*(WL/2)$	2653.50	kg
Ra es multiplicado por 2 porque 2 vigas secundarias caen en cada columna		

Peso muerto(P.M.)

2653.50 Kg

Wviva de viga canal



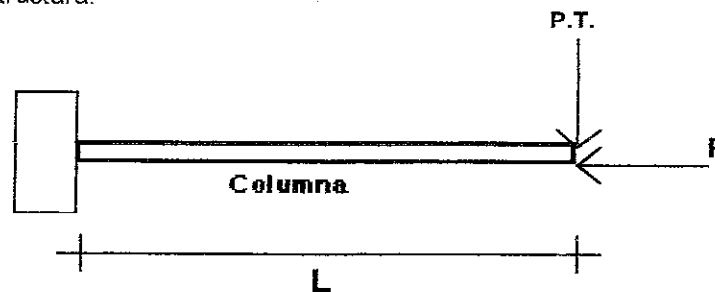
L	6.00	m
W	50	kg/m
$Ra=2*(WL/2)$	300	kg

Ra es multiplicado por 2 porque 2 vigas secundarias caen en cada columna

Peso vivo(P.V.)	300.00	kg
Peso total por viento(P.T.W.)=(P.M.*1.4+P.V*1.7.)	4224.90	Kg
Peso total por sismo(P.T.E.)=(E*1.00)	20020.73	Kg

Al ver las cargas aplicadas podemos asumir que los momentos de la etapa de montaje de la pieza, son menores que los de la etapa de funcionamiento. Esto es posible ya que en la etapa de montaje solo se toma en cuenta el peso propio, mientras que en la de funcionamiento, se toma en cuenta el peso propio + fuerzas actuantes de otros miembros de la estructura.

2. Análisis



P	54943.42	Kg
P.T.E.	20020.73	kg
L	6.70	m
$Mu+ = ((P.T.) * L)$	134138.86	Kg-m

6.3 Diseño

P	54943.42	kg
$Mu+$	134138.86	Kg-m
$F'c$	210	Kg/cm ²
Fy	4210	Kg/cm ²
b	90	cm
d	85	cm
d'	5	cm
b1	0.85	
eu	0.003	
$ey=(fy/Es)$	0.002	

Revisión de flexión

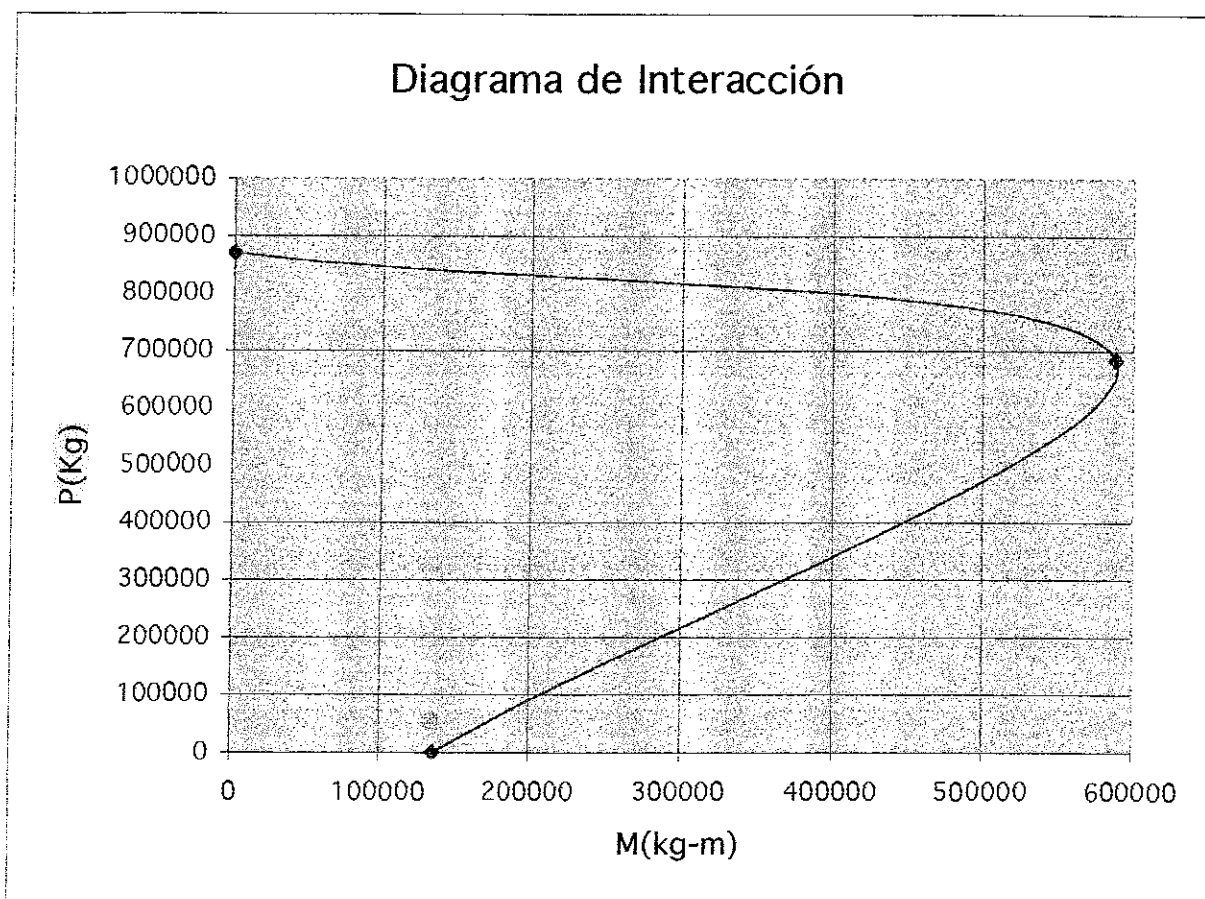
$Asmin=3(F'c^{1/2}/Fy)b*d$	20.95	cm ²
As (7#9/8")	45.16	cm ²
$As > Asmin$	OK	
$a/2=(As*Fy/0.85*F'c*b*2)$	5.92	cm
$\Phi Mmax = \Phi As*Fy(d-a/2)$	135330.44	Kg-m
$\Phi Mmax > Mu+$	OK	

Revisión de carga Axial

P	54943.42	Kg
Ag(area transversal)	7650.47	cm ²
Ast (7#9/8")	45.16	cm ²
$\Phi P_{max} = 0.8 * F(0.85F'c(Ag-Ast)+Fy * Ast)$	870049.15	Kg
$\Phi P_{max} > P$	OK	

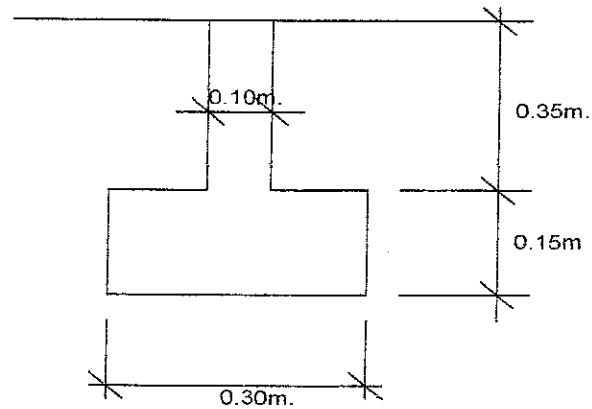
Revisión de flexo-compresión

As (7#9/8")	45.16	cm ²
$Cb=(eu/ey+eu)d$	50.26	cm
$ab=b1 * Cb$	42.72	cm
$Pb=0.72 * F'c * b * d(eu/ey+eu)$	683901.09	Kg
$Mb=0.85 * F'c * ab * b(d-ab/2)+As * Fy(d-d')$	588862.73	kg-m



Se usarán estribos número 3 por recomendación del ACI (7.10)

G.Cimiento corrido



1. Análisis de cargas

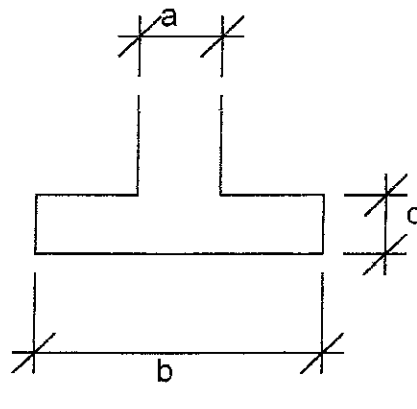
Cargas de cimiento

Peso propio(q_p)	0.20	2,400	480	kg/m ² *m
carga del suelo(q_s)	0.35	1600	560	kg/m ² *m
Capacidad admisible de carga(q_a)			22750	kg/m ² *m
$q_e = [q_a + (q_{pp} - q_{ps})]$			21710	kg/m ² *m

Cargas de paneles

Peso propio			1320	kg*m
$b(\text{sugerida}) = (P.P)/q_e * 1.00\text{m}$			0.06	m
$b(\text{cimiento})$			0.30	m
$q_u = (1.4 * C.M.)/(0.30\text{m} * 1.00\text{m})$			6160	kg/m ² *m

2. Análisis



q_u		6160	kg/m ² *m
b		0.30	m
a		0.10	m
d		0.15	m

$M_{u+} = 1/8 [q_u (b-a)^2] * 1\text{m}$		30.80	kg-m/m
$V_u = q_u [(b-a/2) - d] * 1\text{m}$		616.00	kg/m

3. Diseño

V_u		616.00	kg/m
M_{u+}		30.80	kg-m/m
F'_c		210	kg/cm ²
F_y		2810	kg/cm ²
b		100	cm
d		15	cm

$$A_{smin} = 3(F'c^{1/2}/F_y)b*d$$

$$A_s \text{ (3/8" @ 25)}$$

$$A_s > A_{smin}$$

$$a/2 = (A_s * F_y / 0.85 * F'c * b * 2)$$

$$\Phi Mu = \Phi A_s * F_y (d - a/2)$$

$$\Phi Mu > Mu+$$

$$Vu$$

$$Vc = (f'c^{1/2}) * b * d * 2$$

$$1/2 Vc \Phi > Vu$$

6.16 cm²/m6.45 cm²/m

OK

0.51 cm

2364.70 Kg-m

OK

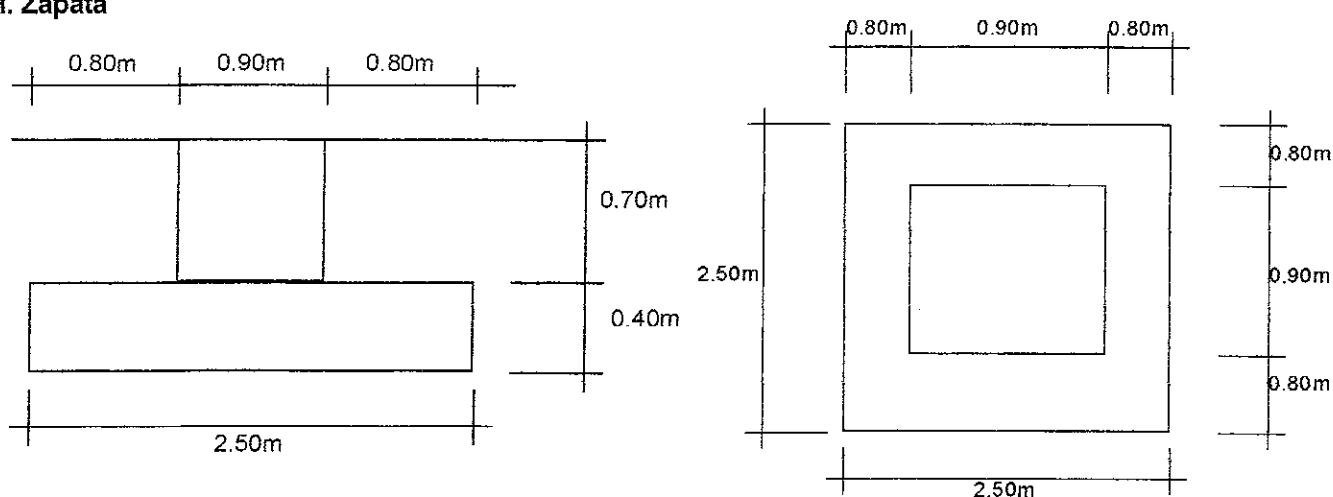
616.00 Kg

11550.63 Kg

SI No refuerzo

Ya que no es necesario el refuerzo por cortante se usará una parrilla de 3/8" @ 25

H. Zapata



1. Análisis de cargas

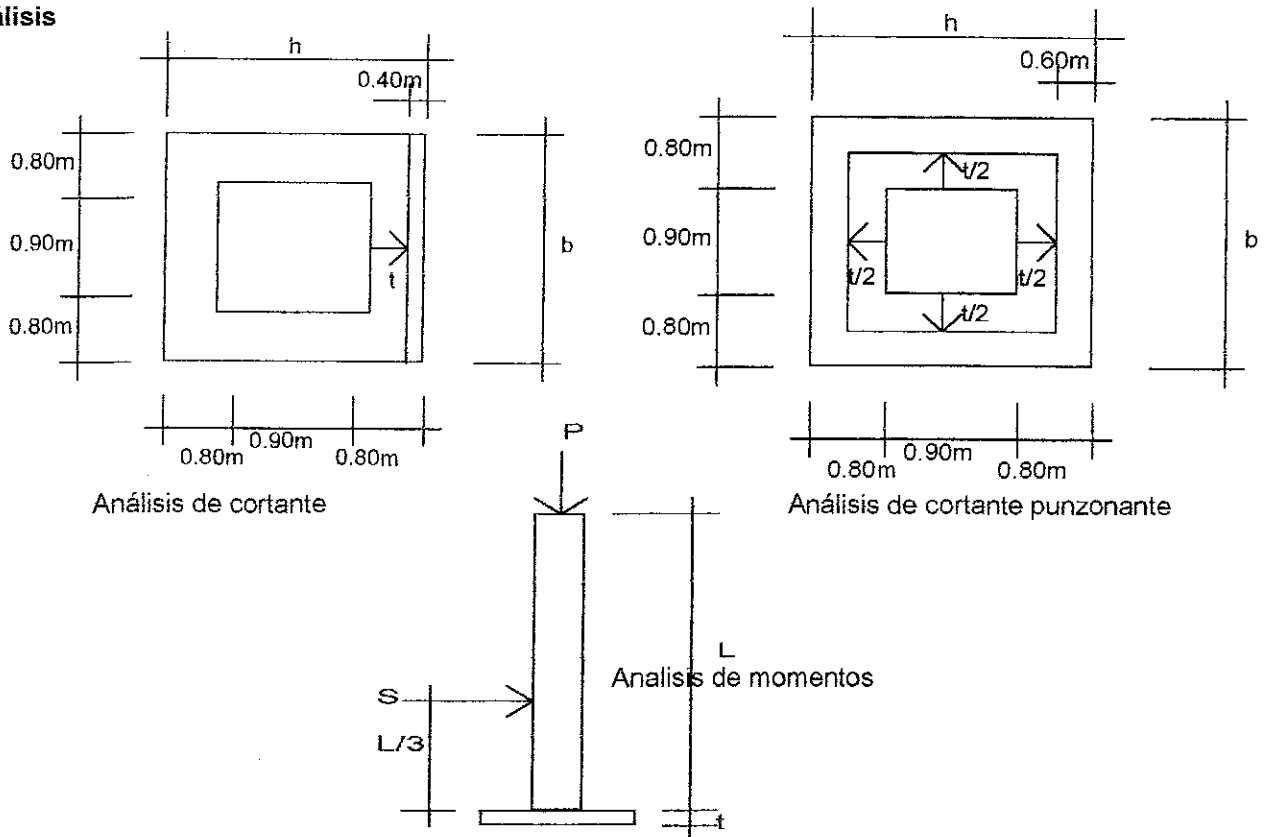
Cargas de zapata

Peso propio	0.3	2400	720	kg/m ²
capacidad admisible de carga(qs)			30400	kg/m ²

Cargas de columna

carga muerta vertical			33593	kg
carga viva vertical			4655	kg
$P = (1.4 * P.M.) + (1.7 * P.V.)$			54943.42	Kg
carga muerta horizontal			0.00	Kg
carga viva horizontal			20020.73	Kg
$S = H = (1.0 * S.M.)$			20020.73	Kg

2. Análisis



Al principio de cada chequeo se pueden observar las diferentes áreas que se obtuvieron por medio de los diagramas de análisis.

3. Diseño

P	54943.42	kg
$M=(L/3)*(S)$	4471295.43	Kg-cm
qs	3.04	Kg/cm ²
Azapata	62500.00	cm ²
Avpunzante	17500.00	cm ²
Avcortante	11250.00	cm ²
$S=(b)(h^2)/6$	2604166.67	cm ²
F'c	210	Kg/cm ²
Fy	4210	Kg/cm ²
b	250	cm
h	250	cm
t	40	cm
d	35	cm
x	80	cm
L	670	cm

Chequeo de presión de suelo

$q_u = (P/A) + (M/S)$	2.60	Kg/cm ²
$(P/A) + (M/S) < q_t$	ok	

Chequeo de cortante punzante

$$V_u = q_u \cdot A_{vpunzante}$$

$$45431.26 \quad \text{Kg}$$

$$V_c = (f'_c)^{1/2} (A_{vpunzante})^{3/4}$$

$$7380967 \quad \text{Kg}$$

$$\phi V_c > V_u$$

ok**Chequeo de cortante**

$$V_u = q_u \cdot A_{vcortante}$$

$$29205.81 \quad \text{Kg}$$

$$V_c = (f'_c)^{1/2} (A_{vcortante})^{3/4}$$

$$2372453.72 \quad \text{Kg}$$

$$\phi V_c > V_u$$

ok**Chequeo a Flexion**

$$M_u = (q_u)(A_{zapata})(x/2)$$

$$6490180.415 \quad \text{Kg-cm}$$

$$A_{smin} = 3(F'_c)^{1/2} / F_y \cdot b \cdot d$$

$$23.96 \quad \text{cm}^2$$

$$A_s \text{ (11\#1" @ 22cm)}$$

$$56.07 \quad \text{cm}^2$$

$$A_s > A_{smin}$$

OK

$$a/2 = (A_s \cdot F_y) / (0.85 \cdot F'_c \cdot b \cdot 2)$$

$$2.64 \quad \text{cm}$$

$$\phi M_u = \phi A_s \cdot F_y (d - a/2)$$

$$6873584 \quad \text{Kg-cm}$$

$$\phi M_u > M_u$$

OK

V. CONCLUSIONES

- La fabricación de naves industriales de concreto armado es factible en Guatemala por la práctica amplia y difundida del concreto armado en el país.
- El análisis de una nave industrial de concreto armado es sencillo cuando se trata de una estructura estaticamente determinada.
- El análisis de una estructura estaticamente determinada, depende de las condiciones de carga, los tipos de apoyos que tenga y donde estén localizados.
- El diseño óptimo del refuerzo y dimensionamiento de una pieza de concreto armado, se basa en la combinación de materiales (concreto-acero), para obtener el menor costo posible y la mejor resistencia.

VI. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda hacer un análisis indeterminado de una estructura similar a la calculada, para poder hacer una comparación de la cantidad de materiales usados y sus costos y así determinar cuál de los dos sistemas de análisis es más factible.
2. El trabajo realizado se basó en estructuras de concreto armado. Se recomienda hacer una comparación de costos, análisis y diseño entre una nave industrial de concreto armado y una de acero.

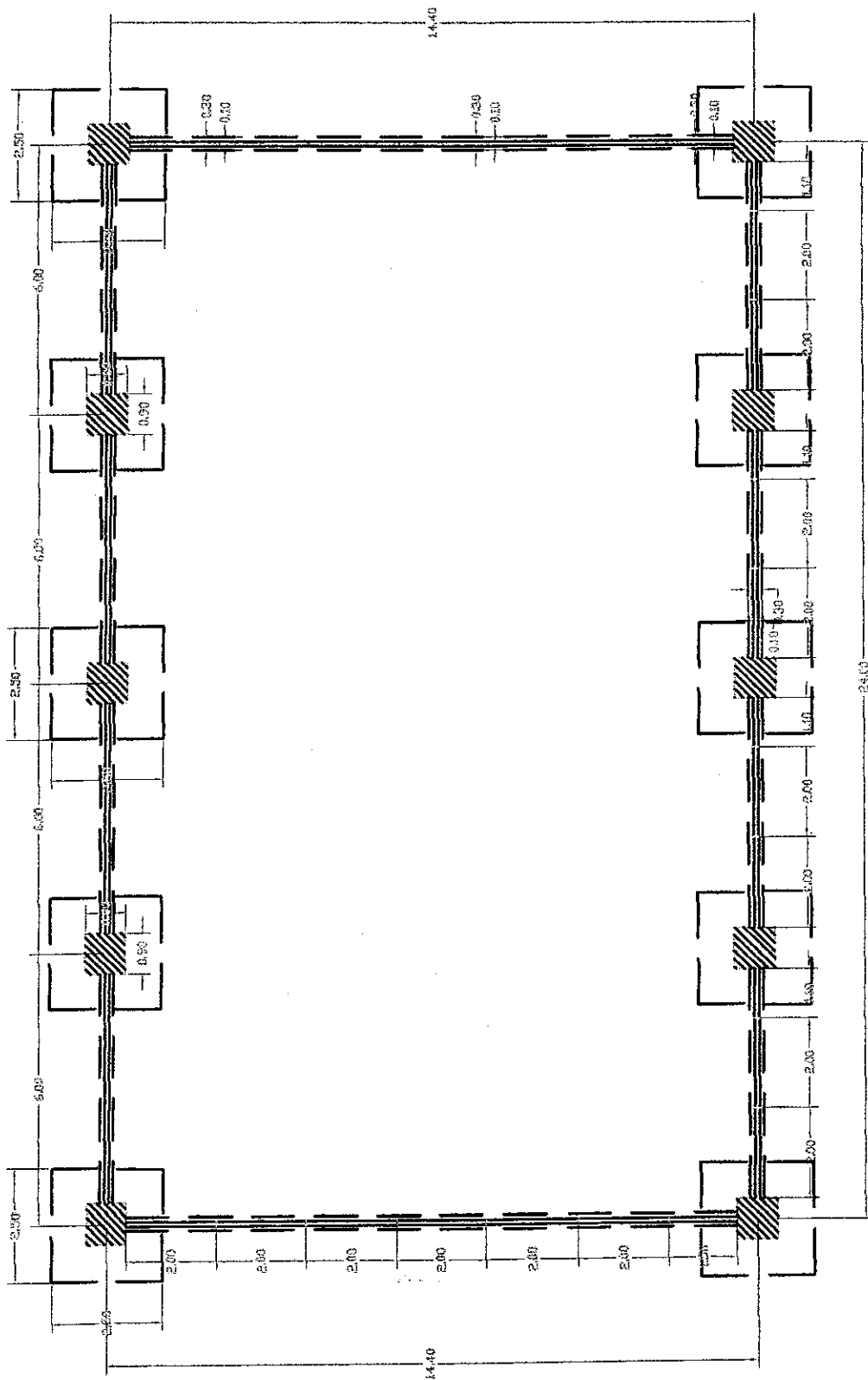
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. American Institute of Steel Construction. 2,000. 9a edición. *Steel Construction Manual. Allowable Stress Design.* U.S.A. American Institute of Steel Construction editorial.
2. Asociación Guatemalteca de ingeniería Estructural Sísmica. 2,002 *Normas Recomendadas-1 Normas Recomendadas-2 Y Normas Recomendadas-3.* Guatemala. Editorial AGIES.
3. Beer, Ferdinand; Johnston, Russell. 1,997. *Mecánica vectorial para ingenieros. Estática.* México. McGraw Hill. 599pp.
4. Committee ACI 318. 2,000. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.* U.S.A. American Concrete Institute Editorial.
5. Gere, James. 2,002. *Mechanics of Materials.* U.S.A. Brooks Cole Publishing Company.
6. ICBO. 1998. *Uniform Building Code.* U.S.A. Editorial ICBO.
7. McCormac Jack C. 2,001. *Design of Reinforced Concrete.* U.S.A. John Wiley & Sons. 738 pp.
8. Whitlow, Roy. 1999. *Mecánica de Suelos.* México. Compañía editorial Continental S.A. 589pp.
9. Winter, George. Nilson, Arthur. 1985. *Proyecto de Estructuras de Hormigón.* Barcelona. Editorial Reverté, S.A.

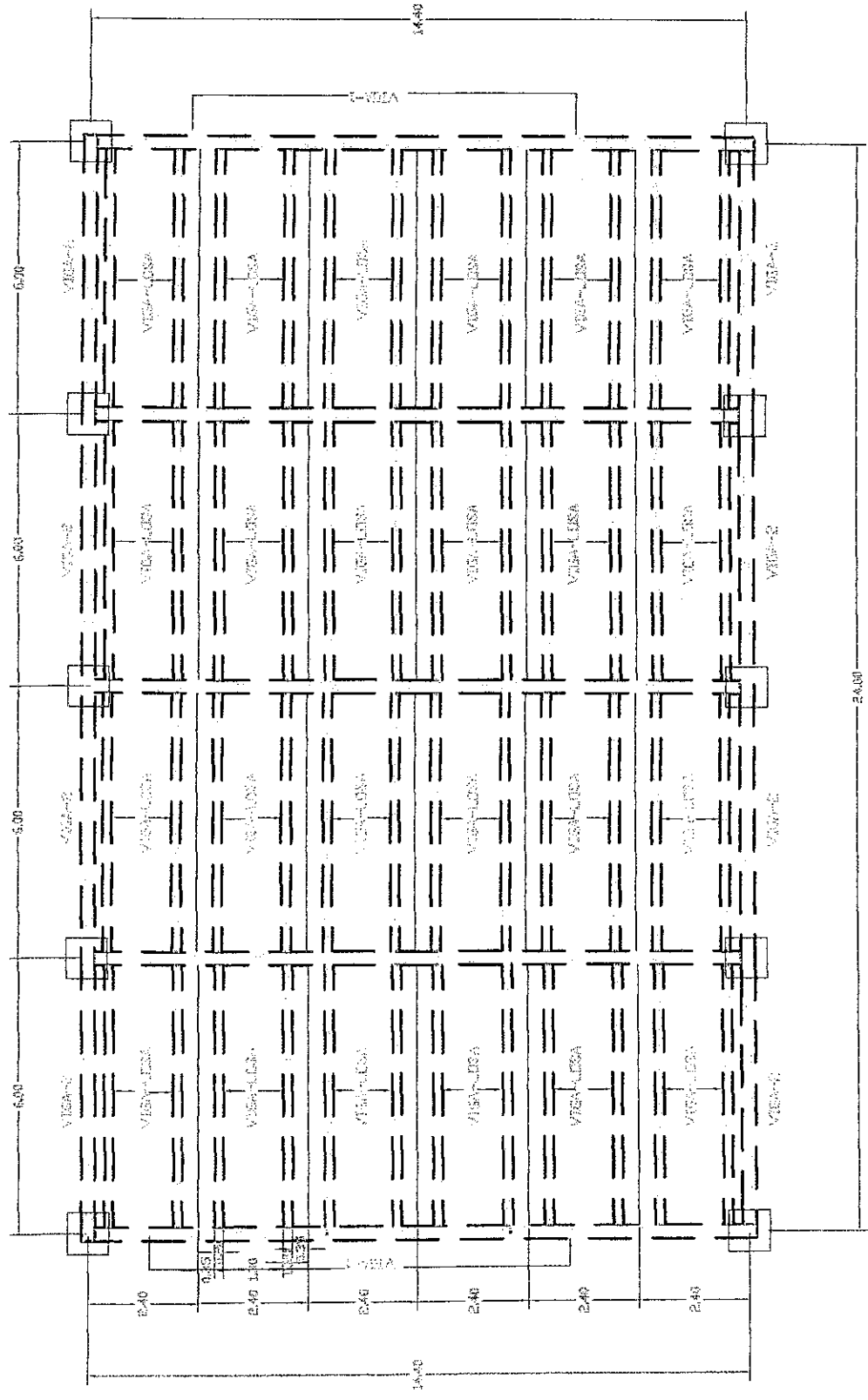
VIII. ANEXOS

NOTACIÓN Y DEFINICIONES

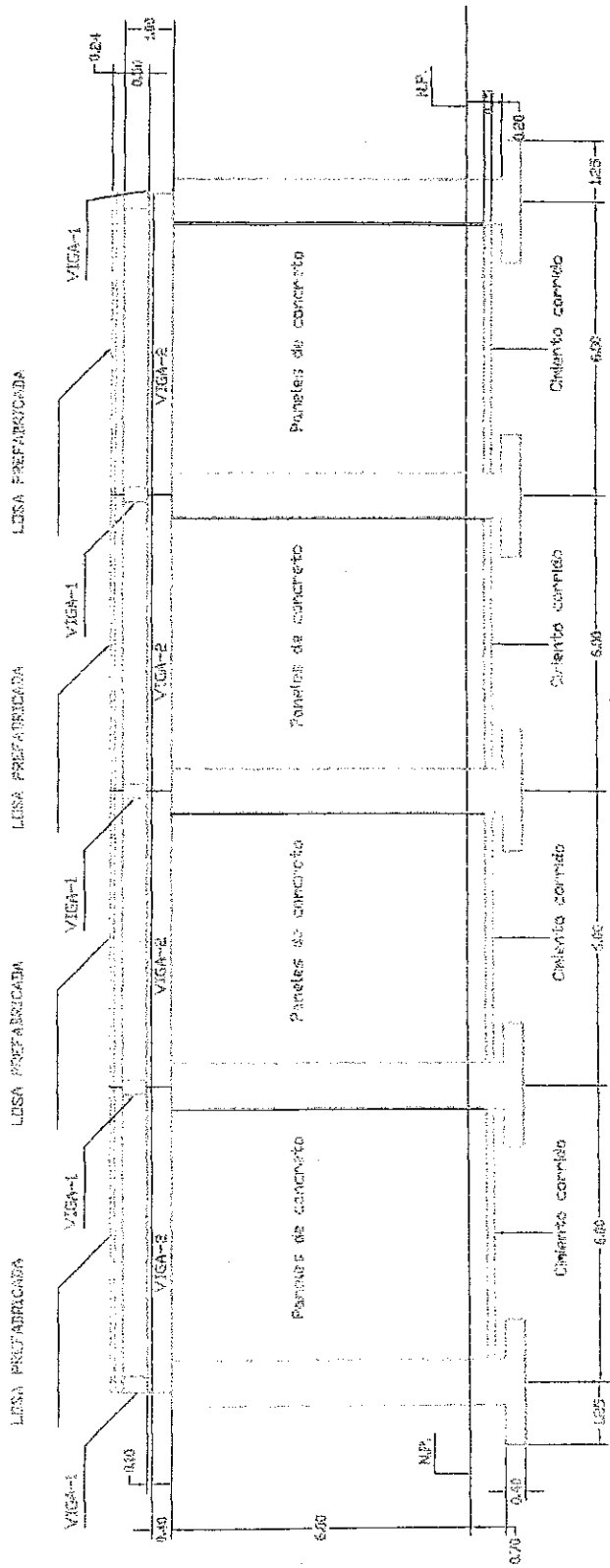
W	Cargas uniformes.
P	Cargas axiales.
Pb	Carga de rotura en estado de equilibrio.
Vu	Cortante último.
Vs	Cortante nominal que proporciona el refuerzo.
Vc	Cortante nominal que proporciona el concreto.
Mu	Momento último.
Mn	Momento nominal.
Mb	Momento último en estado de equilibrio.
F'c	Fuerza específica del concreto, a compresión.
Fy	Fuerza específica del refuerzo de acero.
a	Distancia entre fibras extremas en compresión.
C	Distancia de la fibra extrema en compresión a el eje neutral.
b	Ancho de la cara a compresión del miembro.
d	Distancia de la fibra extrema a compresión , a el centroide del refuerzo a tensión.
d'	distancia de recubrimiento.
As	Área transversal del acero longitudinal que actua en tensión.
Ac	Área gruesa del concreto.
Av	Área del refuerzo a cortante a una distancia s .
Ag	Área transversal gruesa de la sección.
εc	Deformación del hormigón.
εs	Deformación del acero.
β1	Factor a multiplicarse por el d de un miembro, para obtener el largo del bloque rectangular equivalente.
qa	Presión del suelo admisible
qe	Presión efectiva del suelo
qs	Presión del suelo
qu	Presión última



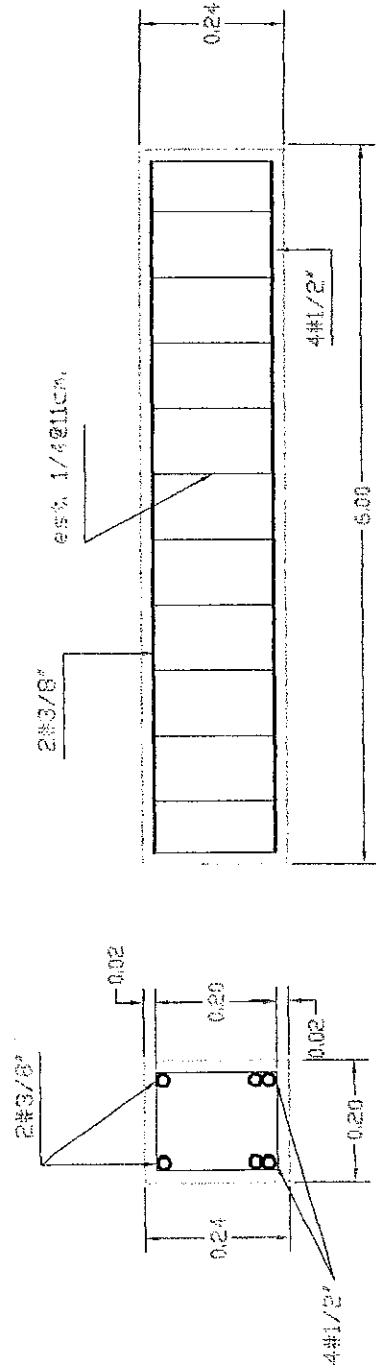
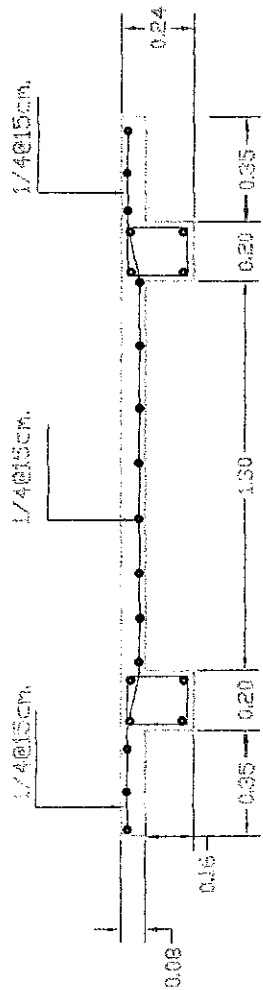
PLANO CIMIENTOS Y COTAS



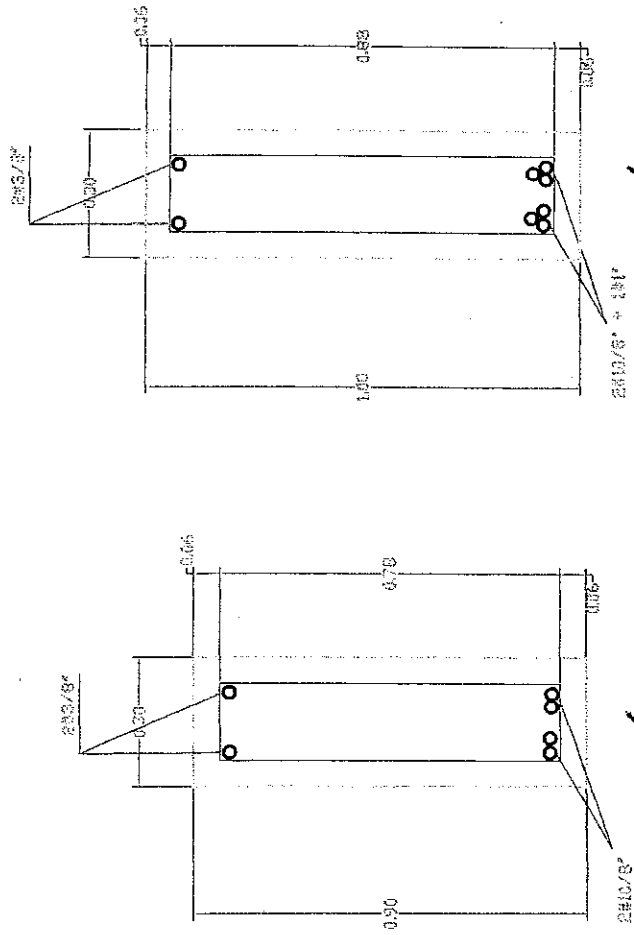
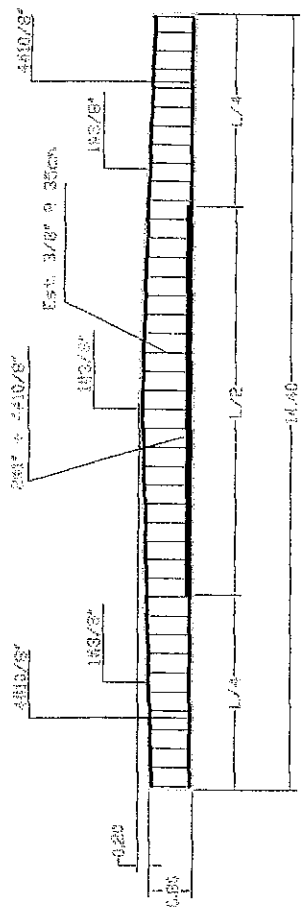
PLANO DE LOSAS Y VIGAS



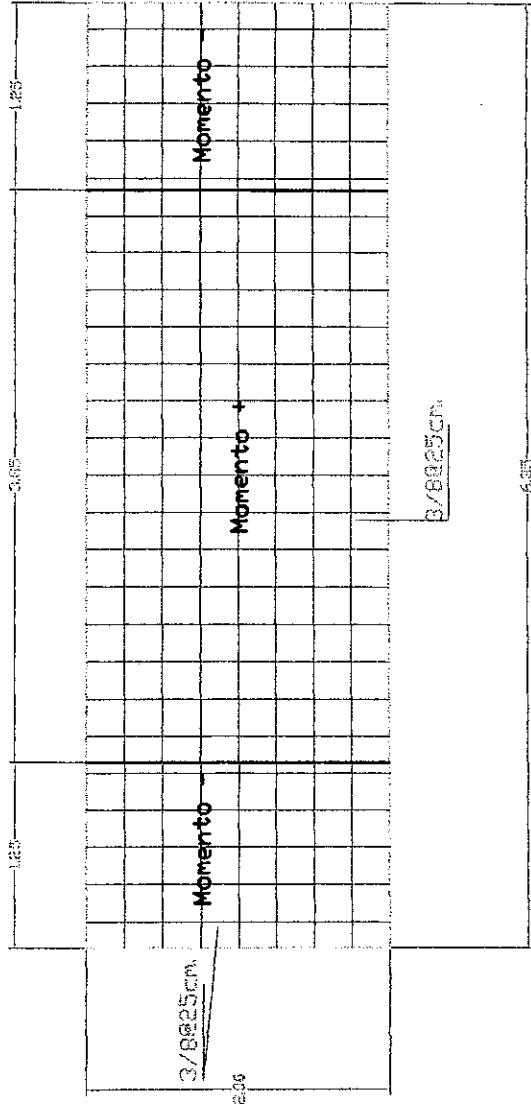
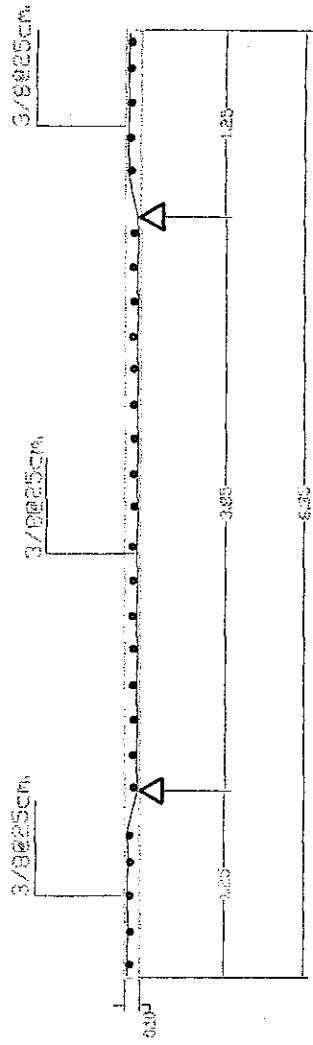
ELEVACION LATERAL



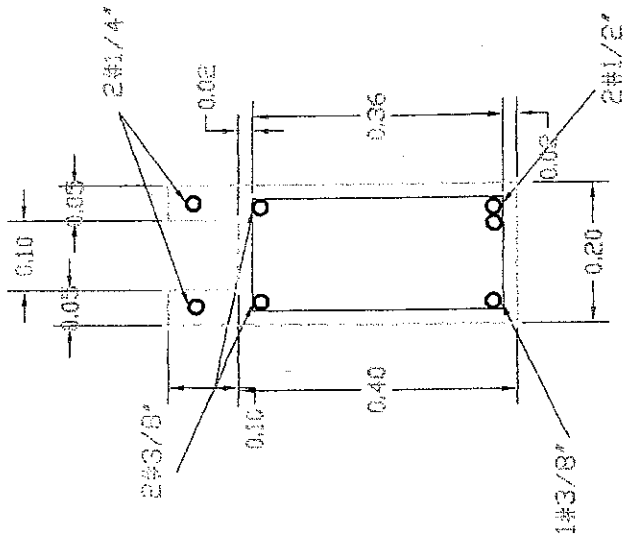
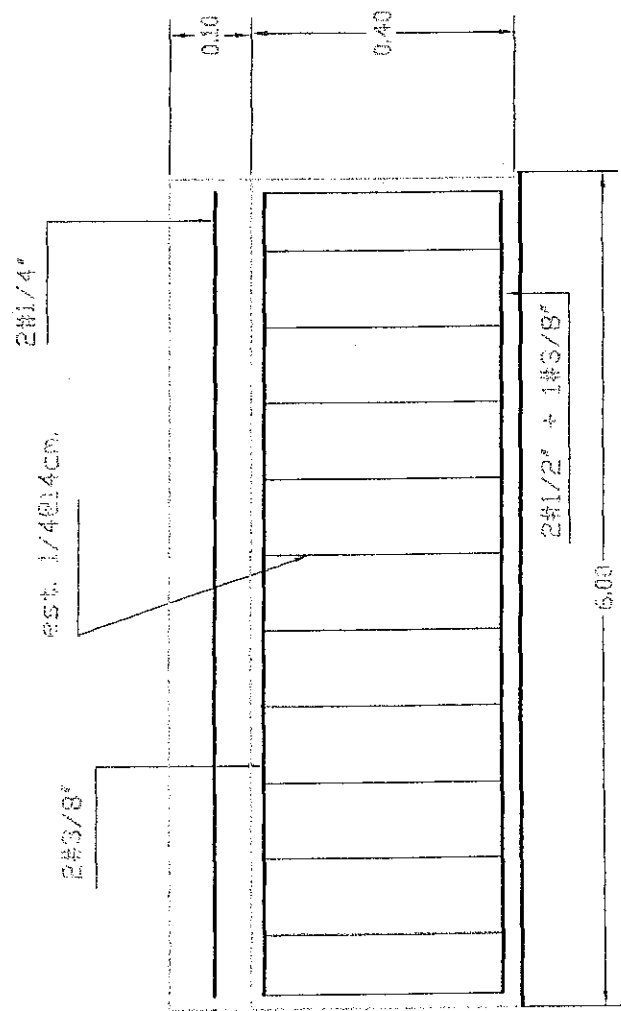
DETALLE DE LOSA PREFABRICADA



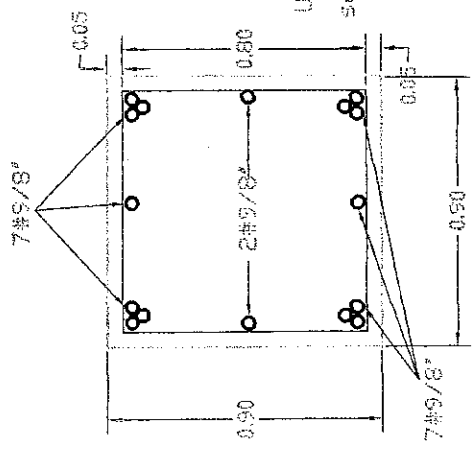
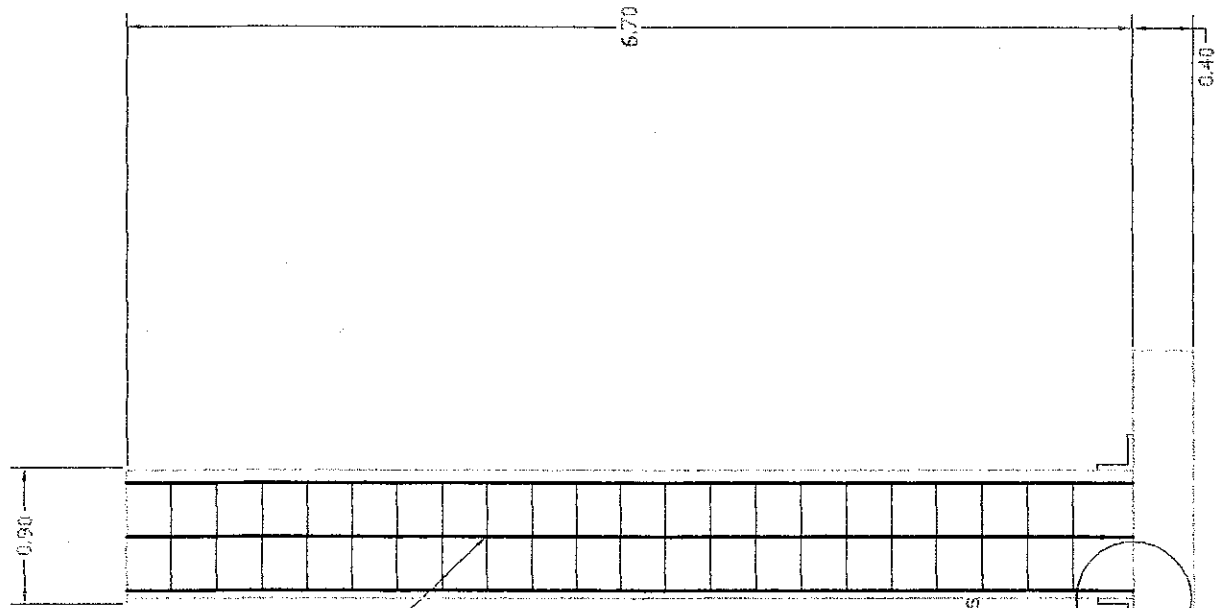
DETALLE DE VIGA PRINCIPAL



DETALLE DE PANELES



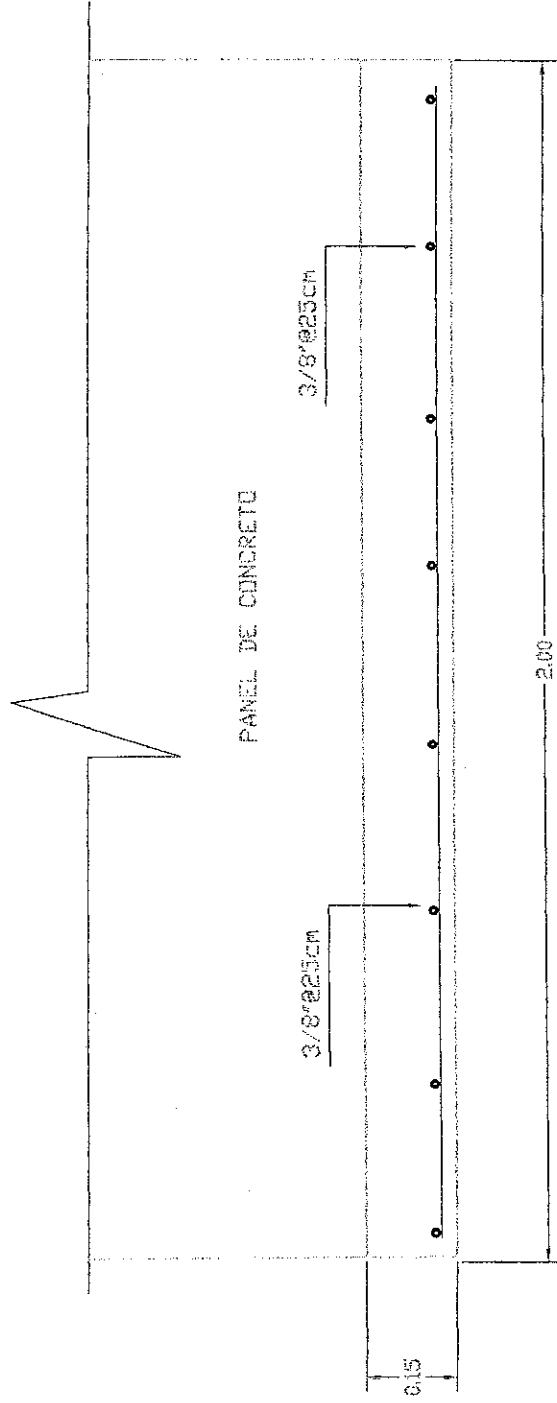
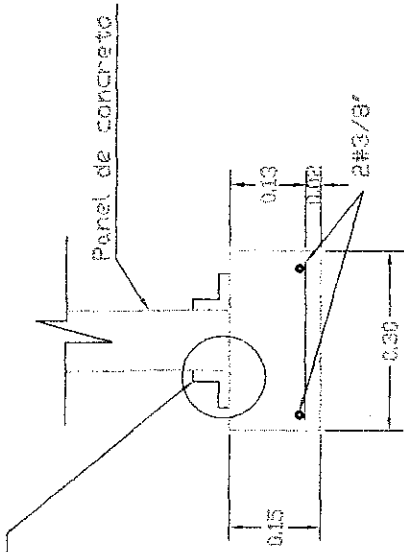
DETALLE DE VIGAS CANAL



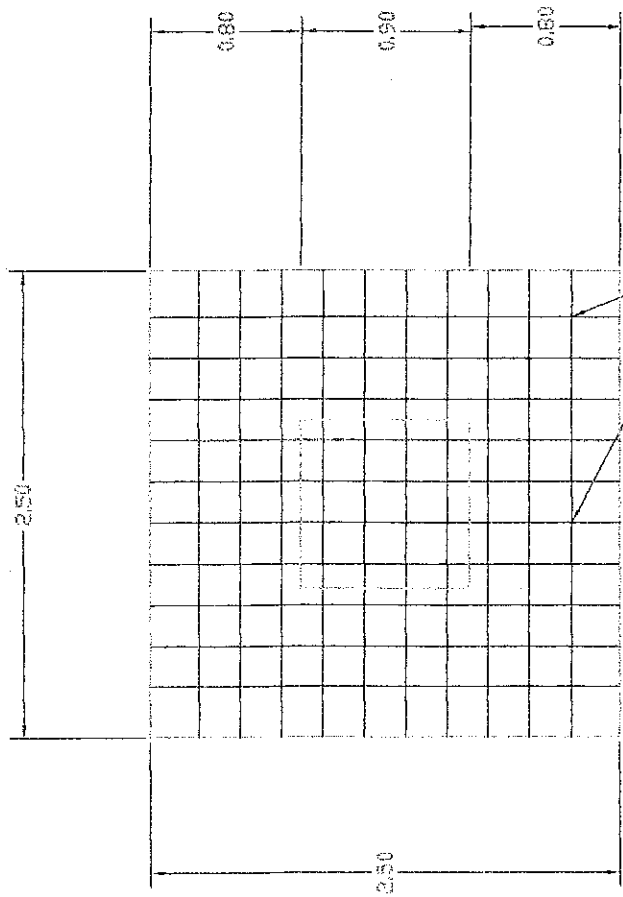
Uniones con los zapatas serán
serán hechos con plaquetas y pernos

DETALLE DE COLUMNAS

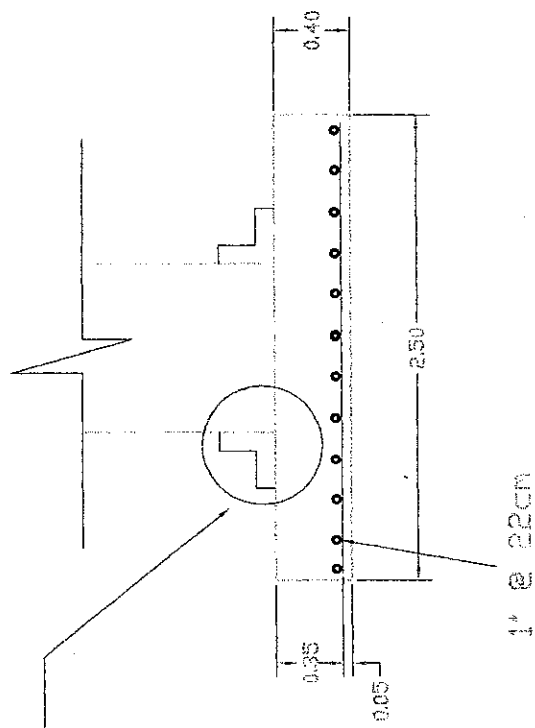
Los uniones entre paneles de concreto
y el chianto se haran con placas de acero.



DETALLE DE CIMENTO CORRIDO



Las uniones entre columnas y zapatas se hacen con placas de acero.



DETALLE DE ZAPATA