

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE BAJA CALIFORNIA

ESCUELA DE INGENIERIA

**DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL DE UN GRADERIO DE
CONCRETO PARA PARQUE DE BEISBOL**

**TESIS QUE PARA
OBTENER EL TITULO DE:**

INGENIERO CIVIL

**PRESENTA:
Carlos F. Solís Calderón.**

Ensenada, Baja California, octubre de 1996

DEDICATORIAS:

A la Memoria de dos verdaderos amigos....

Mi Hermano, compañero, y maestro:

Gustavo A.Solís Calderón

y Francisco Avalos H.

A mi Esposa.

AGRADECIMIENTOS:

Quiero agradecer primero a mis padres por su apoyo e impulso constante para la realización de esta tesis y de toda la carrera universitaria, también a mis hermanos Gustavo, Gerardo y Rosalí por todo su cariño y apoyo. Agradezco también a Soledad sin cuya ayuda y motivación, esta tesis no se hubiera terminado nunca. Agradezco a todos mis maestros en la Escuela de Ingeniería y especialmente a mi director de tesis el Ingeniero Joel Hernández Blanket por su confianza y apoyo en la realización de este trabajo, así como a mis sinodales: Ing. Felipe Ricalde, Ing. Gustavo Morales, Ing. Herminio Estrada e Ing. Othón Figueroa por sus acertadas observaciones y correcciones a este trabajo. Agradezco también a todos mis compañeros y amigos de la universidad por su amistad desinteresada y por compartir largas noches de estudio y largos días de clases intercaladas a veces con béisbol. Gracias a Francisco Medina y Artemio Rodríguez por su apoyo y por facilitar las instalaciones de EriPac. Gracias a todos mis amigos de oceanología especialmente a José Luis, Juan Carlos y Armando por estar siempre ahí. Finalmente pero no por eso menos importante gracias a Javier, Paty y Walter por estar conmigo en esta búsqueda.

INDICE.

--Introducción.....	1
--Antecedentes.....	2
--Estudios, equipos y métodos.....	3
--Proyecto de gradas.....	8
--Consideraciones para diseño.....	9
--Memorias de cálculo.....	12
Análisis gravitacional.....	15
Análisis sísmico.....	19
Diseño de losas.....	40
Combinación de esfuerzos y diseño de trabes del graderío principal.....	44
Combinación de esfuerzos y diseño de trabes del graderío central.....	64
Columnas del graderío principal.....	82
Cimentación del graderío principal.....	85
Columnas del graderío central.....	88
Cimentación del graderío central.....	89
Trabes de liga.....	92
--Especificaciones.....	99
--Conclusiones.....	100
--Bibliografía.....	101

INTRODUCCION:

Debido a la importancia para el desarrollo integral de las personas que tiene la práctica del deporte en nuestra sociedad y en particular del Béisbol, que es uno de los deportes más populares en nuestro estado así como en el resto del país y uno de los que exporta jugadores a las ligas profesionales de los Estados Unidos, se presenta la necesidad de contar con infraestructura adecuada que ayude a fomentar el desarrollo deportivo. En el caso de la ciudad de Ensenada este deporte se practica en distintos campos distribuidos en la ciudad, pero ninguno de ellos cuenta con instalaciones para dar cabida a los espectadores de una manera cómoda y segura. El parque de Béisbol Antonio Palacios cuenta con graderíos de estructura tubular metálica, así como de madera pero éstas se encuentran deterioradas y en malas condiciones por lo que no proporcionan la seguridad necesaria para disfrutar de un evento deportivo. Este parque se encuentra ubicado en una de las principales vialidades de la ciudad: la calle novena, esquina con Guadalupe. En la cercanía del parque el municipio cuenta con amplios terrenos, que actualmente se utilizan como pensión para camiones recolectores de basura, los cuales podrían ser utilizados en parte para dar cabida a un estacionamiento de tamaño adecuado para el uso de los espectadores que asistan al estadio. Por esta razón aunada a la buena ubicación del parque, a su fácil acceso y a la tradición beisbolera que tiene, se pensó en realizar esta tesis como un paso inicial en el proceso de llevar a cabo un proyecto de reestructuración de dicho parque, dotándolo con un graderío de concreto diseñado específicamente para dar cabida a 3500 espectadores sentados cómodamente y que cumpla con las especificaciones correspondientes de acuerdo al reglamento oficial de

construcción de Baja California para brindar seguridad a quienes a él acudan.

Este trabajo comprende la parte de diseño, análisis y dimensionamiento de las estructuras de concreto que conforman las gradas del parque. Estas gradas se componen de tres secciones independientes, dos laterales y una central, las cuales dan cabida aproximadamente a un total de 3500 espectadores sentados. Se pretende que esta tesis, desarrolle el proceso de diseño y análisis de estructuras por lo que se simplifica la obtención de algunos datos que requieren de extensos estudios específicos como el estudio de mecánica de suelos, en cada caso se especifican los criterios utilizados.

ANTECEDENTES

El parque de béisbol Antonio Palacios de la ciudad de Ensenada se encuentra ubicado en la esquina de la calle Novena con Guadalupe, a un lado del gimnasio municipal Oscar "Tigre" García. Este parque fue inaugurado el día 7 de octubre de 1984 con el nombre de Antonio Palacios en merecido homenaje a quien fuera un gran impulsor del deporte en Ensenada.

Las instalaciones con las que cuenta actualmente el parque son en su mayoría de estructura de madera y, en algunas gradas, de estructura tubular metálica.

Los asientos y respaldos de la zona de tribuna general son de tabla de madera, y la zona denominada como tribuna familiar es de estructura de madera con techumbre del mismo material y cuenta con asientos o butacas metálicos.

El estado en que se encuentran las instalaciones es malo en general. Debido a que el mantenimiento adecuado para una estructura de madera de este tipo tiene un alto costo, éste ha sido casi nulo durante los últimos años. Esto ha

resultado en el deterioro de la estructura de madera y actualmente no ofrece las características de comodidad y, sobre todo, seguridad que son necesarias para que el espectador disfrute despreocupadamente de un espectáculo como lo es un juego de béisbol, u otro tipo de evento que llegase a presentarse. El campo de juego es de tierra y, según han externado las personas que lo utilizan, tiene la barda "muy cerca" por el lado de la primera base por lo que se considerará la posibilidad de recorrer las gradas con el fin de dejar una mayor distancia entre el plato de Home y la barda por dicho lado y así mejorar las condiciones del juego en dicho campo.

Los terrenos con los que cuenta actualmente el parque, podrían ser aprovechados de mejor manera con el fin de crear zonas de estacionamiento que den servicio a los aficionados, que visitan el lugar. Además, como ya se ha mencionado, se cuenta con terrenos adyacentes al parque sobre la calle Guadalupe, que actualmente se utilizan por el municipio y que podrían integrar un amplio estacionamiento.

ESTUDIOS, EQUIPOS Y METODOS.

Para la realización de cualquier proyecto es necesario realizar diversos estudios: como lo son el estudio topográfico, los estudios de mecánica de suelos necesarios para definir el tipo de cimentación de la estructura, un estudio o análisis económico financiero basado en el presupuesto del proyecto, esto es especificaciones, cuantificaciones y análisis de precios unitarios. Se deben presentar también las memorias de cálculo y la programación de la obra.

Debido a que este trabajo comprende solamente la parte de diseño estructural se realizaron únicamente los estudios necesarios para el desarrollo de esta

etapa del proyecto: se realizó el levantamiento topográfico correspondiente, el estudio de mecánica de suelos para determinar la capacidad de carga del terreno y su tipo de acuerdo al reglamento, para de esta manera realizar las recomendaciones pertinentes sobre la cimentación.

Levantamiento topográfico.- Se realizó el levantamiento del parque, ubicando la colocación de las estructuras actuales, así como la del terreno de juego. Se utilizó el siguiente equipo: tránsito, tripié, estadal, baliza, plomada, brújula, estacas de madera, cinta metálica.

Estudios de mecánica de suelos.- La finalidad de la cimentación de una estructura es transmitir las cargas al terreno de tal manera que no se sobrepase su capacidad de carga, y de esta forma evitar hundimientos u otros esfuerzos y deformaciones no deseados. El reglamento de construcción de Baja California indica que la capacidad de carga de los suelos de cimentación se deberá calcular por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se deberá determinar con pruebas de carga. Asimismo indica que el estudio de mecánica de suelos, que formará parte del proyecto de la obra, deberá ser efectuado por un laboratorio especializado y deberá contener la información obtenida de la investigación del subsuelo, así como los resultados de las pruebas de laboratorio y de campo. Estas pruebas comprenden:

- 1.- La inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos o grietas.
- 2.- La excavación de pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y

definir la profundidad de desplante. Esta exploración puede realizarse por medio de sondeos que nos permiten obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3.- Obtención de muestras de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación.

4.- En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

Debido a la complejidad que implica un análisis completo de este tipo, en este trabajo, el estudio de mecánica de suelo se limito a calcular la capacidad de carga del terreno de acuerdo a la experiencia local y se recurrió a la prueba de penetración estándar para determinar el tipo de terreno de acuerdo al reglamento. De acuerdo a estos datos se diseñó la cimentación por medio de zapatas aisladas y trabes de liga. La amplia experiencia de las edificaciones de la zona nos indica que se cuenta con un terreno firme homogéneo que no presenta problemas de hundimientos diferenciales.

Métodos de diseño.- El análisis estructural tiene una historia tan larga como la humanidad, comenzó cuando empezaron a aplicarse los conocimientos generados de manera empírica para el diseño subsecuente de estructuras. Conforme creció la necesidad de enfoques más sofisticados para el análisis estructural los mecánicos y los matemáticos llegaron a interesarse y empezaron a aplicar sus habilidades al problema. Esto condujo a un

sin número de técnicas especiales para resolver un conjunto correspondiente de problemas especiales. Estas técnicas llamadas *métodos clásicos* incorporaron algunas innovaciones ingeniosas y satisficieron las necesidades del ingeniero estructurista muy bien durante muchos años. Sin embargo la llegada y subsecuente desarrollo de las computadoras, incrementó las capacidades de cómputo en varios órdenes de magnitud y así se evitó la necesidad de técnicas especiales para proyectos de gran magnitud. Las ingeniosas especializaciones de los métodos clásicos se vieron reemplazadas por las generalidades de los *métodos matriciales modernos*. Sin embargo los métodos modernos se basan en arreglos matriciales de los llamados métodos clásicos, por lo que estos últimos siguen siendo ampliamente utilizados para resolver problemas con estructuraciones sencillas y simétricas, que no requieren de un número exagerado de cálculos. Además es probable que se requiera el manejo de éstos para poder realizar los cálculos en el campo sin contar con la ayuda de una computadora que desgraciadamente no siempre ésta al alcance de todos. Algunos de estos métodos iterativos reconocidos como exactos son el de Kani, Cross, etc. estos métodos pueden resultar de convergencia lenta por lo que para casos como el análisis sísmico se utiliza el método de rigidez nodal, que es un método aproximado que presenta ciertas ventajas sobre otros:

- 1.- La distribución de la fuerza cortante se plantea en función de la rigidez de los marcos que resisten las fuerzas laterales.
- 2.-Se cuenta con elementos para evaluar la contribución del momento torsionante de entrepiso.
- 3.-Los valores de la rigidez nodal empleados en el análisis se aprovechan para el cálculo de la rigidez de entrepiso.

4.-Es posible conocer los desplazamientos relativos dividiendo la fuerza cortante entre la rigidez del entrepiso correspondiente.

5.-Con la información obtenida, se puede obtener el valor aproximado del período fundamental de la estructura, para reducir el coeficiente de cortante en la base de acuerdo con el coeficiente sísmico.

6.-Se pueden obtener de inmediato las acciones internas en las columnas del primer entrepiso para el diseño de cimentación, aportando información importante para el procedimiento de construcción.

Método de Cross.- Es un método de distribución de momentos que fue ideado por el Ingeniero Hardy Cross en la década de los 20 s. Representó una gran contribución al análisis estructural porque permite analizar estructuras grandes utilizando aproximaciones sucesivas, para dar solución a las ecuaciones de rigidez. Expresado físicamente este método consiste en fijar todos los nodos de la estructura y posteriormente soltarlos hasta que logren su equilibrio.

En este trabajo se utiliza para el análisis estático de la estructura, por considerarse un método práctico y sencillo de distribución de momentos.

Diseño de Elementos de Concreto Reforzado.-El diseño de miembros estructurales de concreto reforzado puede efectuarse mediante dos métodos.

El primero se llama *diseño por esfuerzos de trabajo*; el segundo *diseño por resistencia*. La última edición del código ACI que presentó un desarrollo completo del método por esfuerzos de trabajo fue la de 1963 (ACI 318-63).

Actualmente la mayor parte del material del código ACI (de 1977) se basa en el diseño por resistencia. El apéndice B de dicho código proporciona un tratamiento limitado del método por esfuerzos de trabajo bajo el título de

Método Alternativo de Diseño.

Para el diseño de algunos miembros estructurales, uno u otro método producirá resultados razonablemente adecuados. En algunos casos, no obstante, el Método del esfuerzo de trabajo ya no se considera conveniente. por lo que en este trabajo se utiliza el método de diseño por resistencia.

PROYECTO DE GRADAS.

Cualquier proyecto de ingeniería debe estar dirigido hacia la satisfacción de un conjunto único de necesidades u objetivos. Durante la etapa de concepción o planificación, se identifican las necesidades y los objetivos se articulan cuidadosamente para satisfacer a éstas. El plan que emerge a partir de la etapa conceptual incluye frecuentemente varias alternativas que van a investigarse a través de la preparación de diseños preliminares individuales. Los diseños preliminares son de vital importancia y es durante esta etapa que se toman las decisiones clave respecto a la posición de la estructura, la forma estructural que se va a usar, la manera como van a estar conectados los componentes, etc. El talento creativo del ingeniero es vitalmente importante cuando considera las diversas posibilidades que son consistentes con las alternativas de la etapa conceptual. Cada diseño preliminar involucra una consideración completa de las cargas y acciones que tendrá que soportar la estructura, incluyendo las que ocurrirán durante su fabricación. Para cada caso es necesario un análisis estructural.

De esta manera se llegó al diseño de las gradas de concreto reforzado en tres secciones independientes, con las estructuras de escaleras a su vez independientes de éstas por razones de seguridad. El graderío central con una

superficie de 324 m² y los dos laterales de 600 m² respectivamente, dan un área total de 1524 m² con una capacidad aproximada de 3500 espectadores sentados. La razón por la cual se tienen tres estructuras independientes en lugar de una sola, es que es recomendable este tipo de estructuración para dar un mejor comportamiento en caso de un sismo, pues la experiencia generada en el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México indica que las estructuras en formas irregulares, de "L" o "H" sufren grandes esfuerzos difíciles de predecir en el caso de un sismo. Asimismo el reglamento de Baja California en el Artículo XVI.1 sobre criterios de estructuración, señala la importancia de la forma y las características que se den a la estructura en su comportamiento subsecuente ante un sismo. Dado que esta estructura albergará a un número considerable de personas es pertinente tener todas las previsiones posibles. Los asientos son de acabado de concreto pulido aparente y cuentan con el desnivel necesario para garantizar la buena visibilidad. Se cuenta con escalinatas y tres niveles de corredores para facilitar el acceso y desalojo del graderío. Debido a que los graderíos laterales son de iguales dimensiones, cargas similares y ambos se desplantan sobre un mismo terreno homogéneo, solo se analiza uno de ellos, y se considera que el segundo se comporta de la misma forma, así todos los elementos diseñados serán iguales para ambas estructuras.

CONSIDERACIONES PARA DISEÑO.

En cuanto a las acciones a considerar en el diseño estructural, el reglamento de Baja California en su Artículo V.1 indica que en el diseño de toda estructura se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración con

que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

- a) Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo, como lo son la carga muerta, el empuje estático de tierras y desplazamientos impuestos a la estructura debidos a movimientos diferenciales de sus apoyos.
- b) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo como lo son carga viva, efectos de temperatura, acciones debidas al funcionamiento de equipo y hundimientos diferenciales.
- c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría las acciones sísmicas, los efectos de viento, los efectos de explosiones, incendios, etc.

De acuerdo a estos criterios se consideran los tres tipos de acciones de la siguiente manera:

Las cargas muertas se calculan teniendo en cuenta el peso de todos los materiales constructivos.

La carga viva se indica en la tabla 2 del reglamento de Baja California para el destino del piso o cubierta: Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales: $W = 40 \text{ kg/m}^2$ (carga viva para el diseño de asentamientos diferidos y flechas diferidas), $W_a = 350 \text{ kg/m}^2$ (carga viva para el diseño sísmico y por viento), $W_m = 450 \text{ kg/m}^2$ (carga viva para el diseño estructural por

mismo reglamento se refiere a acciones dinámicas debidas a maquinaria y equipo, pero no se especifican factores para vibraciones más que las producidas por maquinaria. Asimismo indica que cuando no se cuente con criterios adecuados se podrán utilizar los factores de impacto de la tabla 3. de esta tabla adoptamos para este trabajo un factor de 1.25 para tener en cuenta en el diseño correspondiente.

Los efectos de sismo y viento no suelen tomarse en cuenta al mismo tiempo por que en realidad difícilmente se presentan juntos por lo que se calcula solo uno de los dos efectos. En este trabajo se tomará en cuenta los efectos de sismo de acuerdo a lo estipulado en el Título I del reglamento de Baja California para el tipo de suelo, uso y tipo de estructuración del edificio.

En cuanto a otro tipo de cargas accidentales el reglamento en su Artículo X.2 indica que los efectos de hundimiento diferenciales como acciones en la estructura podrán omitirse en los casos en que la construcción se apoye sobre roca sana, o como en este caso, en suelo en el que el numero de golpes por cada 30 cm de profundidad, en prueba de penetración estándar, sea mayor de 20 desde la superficie de la construcción hasta 1.5 veces el ancho de ésta y que dicho suelo no contenga arcillas expansivas y cuando la experiencia local con construcciones semejantes a la que se proyecta, o más vulnerables a los hundimientos que ésta, es abundante e indica que los hundimientos diferenciales carecen de importancia.

MEMORIA DE CALCULO.

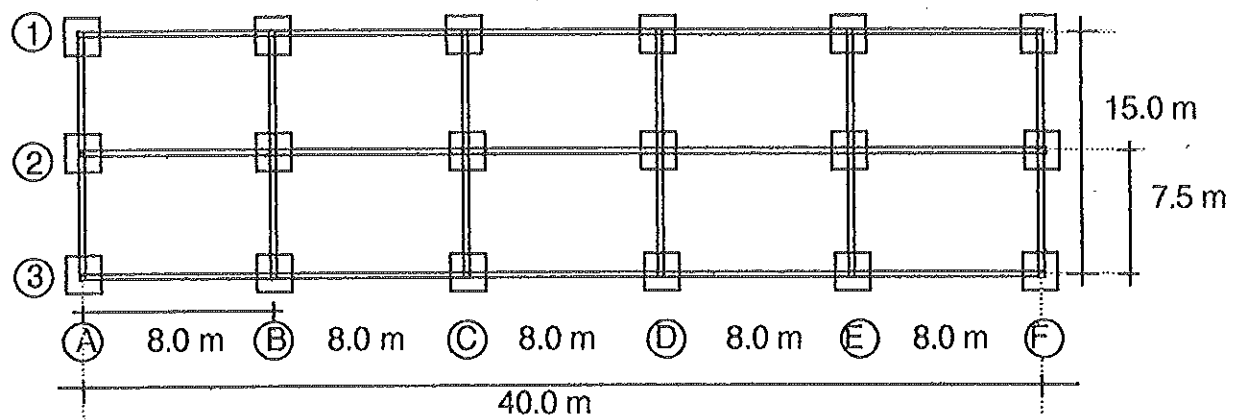
CONSTANTES DE DISEÑO:

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

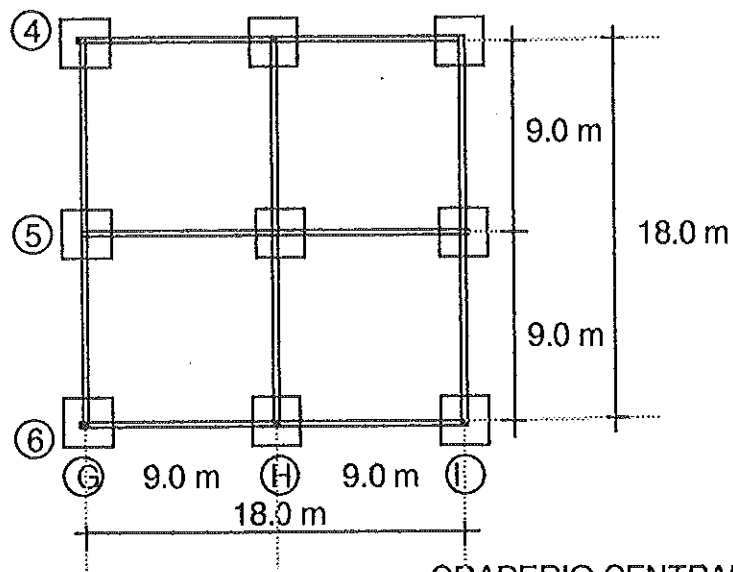
$$Ec = 15100 \sqrt{f'c}$$

$$fy = 4220 \text{ kg/cm}^2$$

$$Es = 2'039,000 \text{ kg/cm}^2$$



GRADERIO PRINCIPAL



GRADERIO CENTRAL

+1.66 m +

Escalones: Huella = 0.415 m
Peralte = 0.18 m

Asientos: Asiento = 0.83 m
peralte = 0.36 m

Pasamanos tubular

Peralte = 0.24 m
Huella = 0.276 m

+0.72 m +

+1.66 m +

Peralte = 0.24 m
Huella = 0.276 m

+0.72 m +

+1.66 m +

Pasamanos tubular

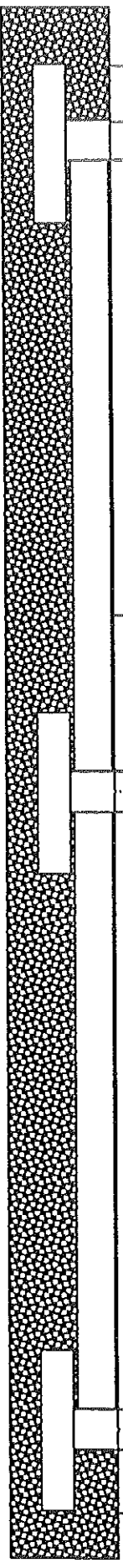
8.0 m

4.83 m

2.39 m

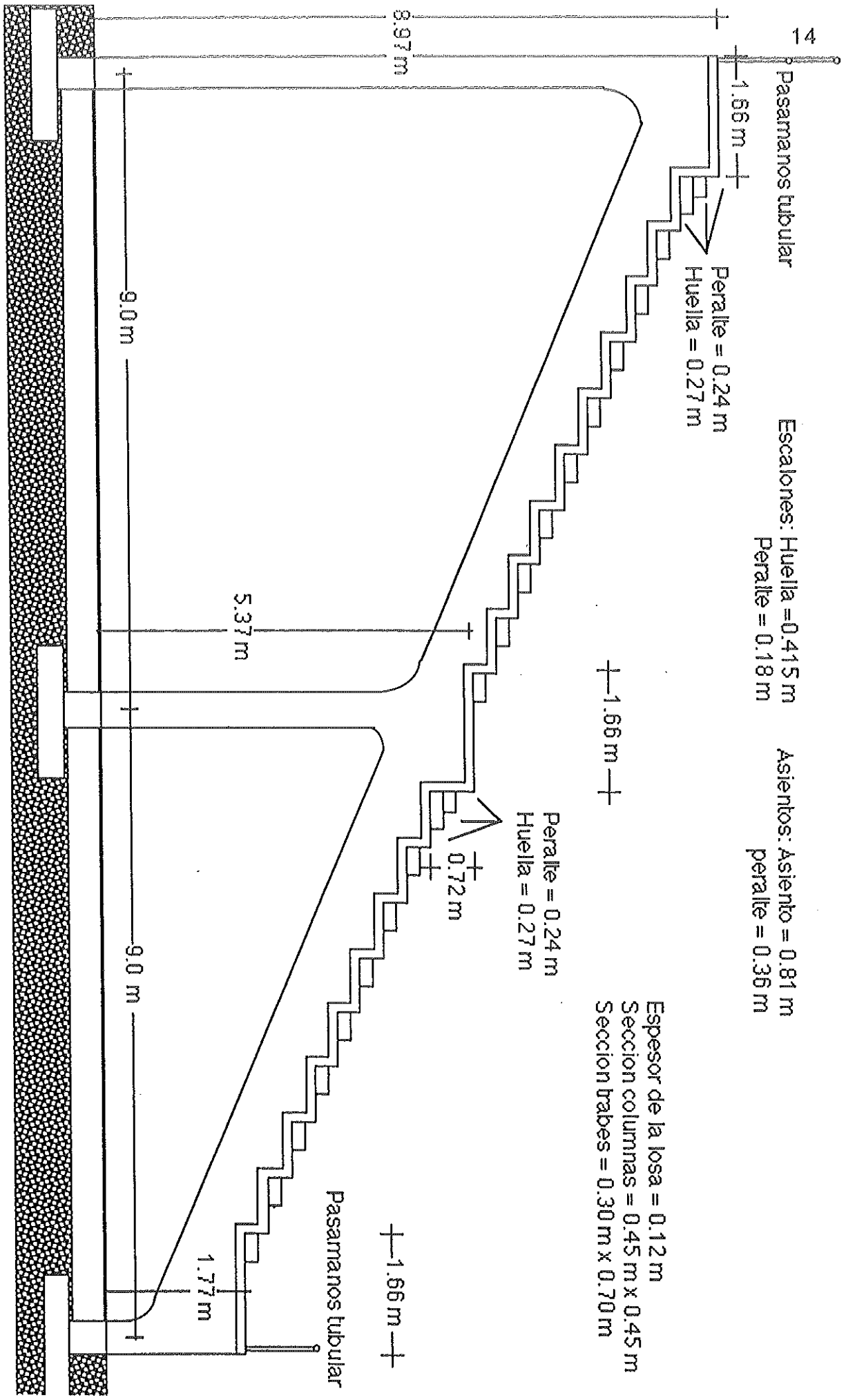
7.5 m

7.5 m



CORTE GRADERIO PRINCIPAL

ESCALA 1:75



Escalones: Huella = 0.415 m
Peralte = 0.18 m

Asientos: Asiento = 0.81 m
peralte = 0.36 m

Espesor de la losa = 0.12 m
Seccion columnas = 0.45 m x 0.45 m
Seccion traveses = 0.30 m x 0.70 m

CORTE GRADERIO CENTRAL

ESCALA 1:75

ANALISIS GRAVITACIONAL:

Para obtener la carga viva de diseño se utiliza la clasificación de la estructura según el reglamento vigente de Baja California:

Destino de piso.	w_a	w_m	observaciones
Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	350 kg/m ²	450 kg/m ²	(5)

w_m = Carga viva para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales.

w_a = Carga viva para diseño sísmico.

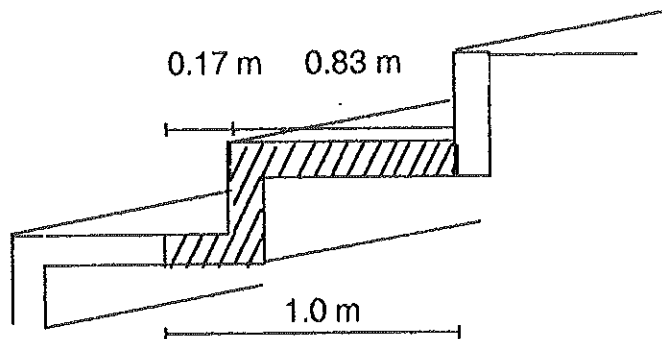
Observación #5: Deberá presentarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativo a vibraciones.

Clasificación según su destino: Grupo A

Clasificación según estructuración: Tipo I

La carga muerta se calcula como sigue:

Analizando el peso propio de 1 m² losa



$$\begin{aligned}
 &0.12 \times 0.83 \times 1 \text{ m} = 0.0996 \text{ m}^3 \\
 &0.12 \times 0.48 \times 1 \text{ m} = 0.0576 \text{ m}^3 \\
 &0.12 \times 0.17 \times 1 \text{ m} = 0.0204 \text{ m}^3 \\
 &\text{-----} \\
 &0.1776 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$0.18 \text{ m}^3 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 432 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de 1m}^2 \text{ de losa} = 432 \text{ kg/m}^2$$

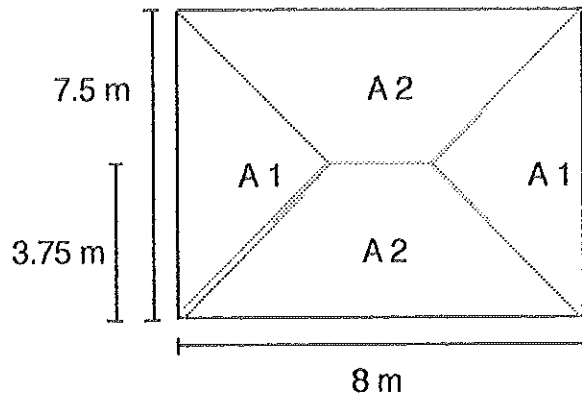
$$w_m = 432 \text{ kg/m}^2$$

$$w_v = 450 \text{ kg/m}^2$$

$$WT = 882 \text{ kg/m}^2$$

Determinación de áreas tributarias.

Graderío principal:



$$A 1 = (3.75 \times 3.75 \times 2) / 2 = 14.0625\text{m}^2$$

$$A 2 = ((0.5+8) \times 3.75) / 2 = 15.9385\text{m}^2$$

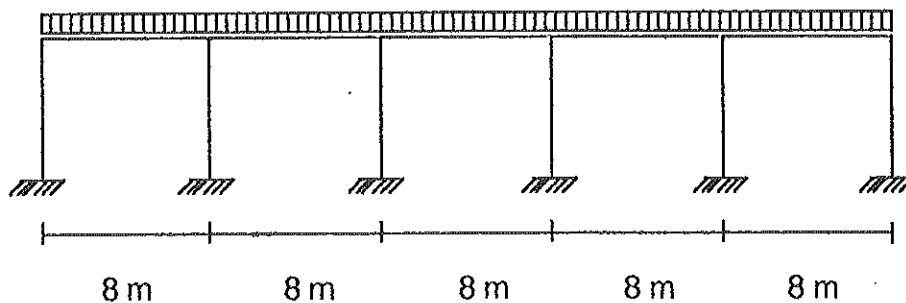
Para diseño se utilizan los siguientes factores de seguridad:

$$w m = 432 \times 1.4 = 604.8 \text{ kg/m}^2$$

$$w v = 450 \times 1.7 = 765 \text{ kg/m}^2$$

Cargando los marcos.

Marco 1 y 3 $w_t = 3.229 \text{ ton / m}$

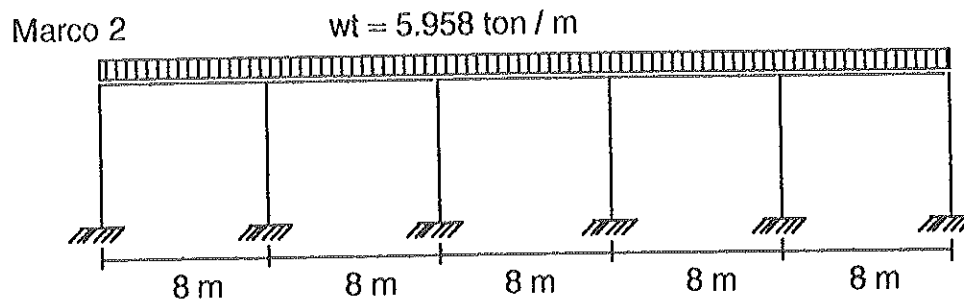


$$w_m + w_v = 604.8 + 765 = 1,369.8 \text{ kg/m}^2 ; \times \text{área tributaria } (15.94\text{m}^2)$$

$$W = 21,834.612 \text{ kg} ; \text{ la carga por metro es: } W / 8 \text{ m} = 2,729.32 \text{ kg/m} = 2.73 \text{ ton/m}$$

$$2.73 + \text{peso propio } (0.5 \text{ ton/m}) = 3.229 \text{ ton/m}$$

$$\underline{w_t = 3.23 \text{ ton/m.}}$$



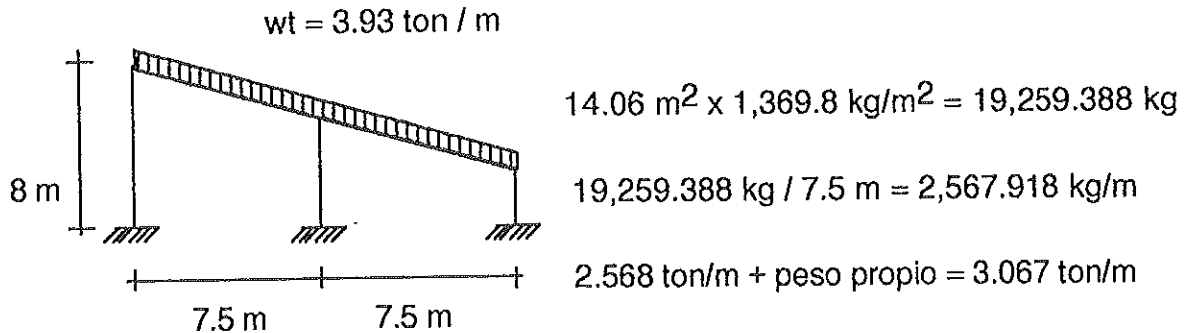
$$w_m + w_v = 604.8 + 765 = 1,369.8 \text{ kg/m}^2 ; \times \text{área tributaria (} 31.88 \text{m}^2 \text{)}$$

$$W = 43,669.224 \text{ kg} ; \text{ la carga por metro es: } W / 8 \text{ m} = 5,458.65 \text{ kg/m} = 5.46 \text{ ton/m}$$

$$5.46 + \text{peso propio (} 0.5 \text{ ton/m)} = 5.958 \text{ ton/m}$$

$$\underline{w_t = 5.96 \text{ ton/m.}}$$

Marcos A Y F



Peso de escalones:

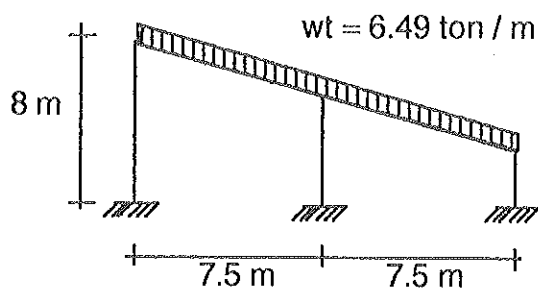
$$0.18 \text{ m} \times 0.415 \text{ m} = 0.0747 \text{ m}^2 ; \times 2.0 \text{ m} = 0.1494 \text{ m}^3$$

$$0.1494 \text{ m}^3 \times 2,400 \text{ kg/m}^3 = 358.56 \text{ kg}$$

$$358.56 \text{ kg} \times 2.409 \text{ (numero de escalones por metro)} = 863.77 \text{ kg/m}$$

$$w_t = 3.067 \text{ ton/m} + .864 \text{ ton/m} = \underline{3.931 \text{ ton / m}}$$

Marcos B, C, D Y E



$$28.12 \text{ m}^2 \times 1,369.8 \text{ kg/m}^2 = 38,518.77 \text{ kg}$$

$$38,518.77 \text{ kg} / 7.5 \text{ m} = 5,135.837 \text{ kg/m}$$

$$5.13 \text{ ton/m} + \text{peso propio} = 5.63 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso de escalones} = 863.77 \text{ kg/m}$$

$$wt = 5.63 \text{ ton/m} + .864 \text{ ton/m} = \underline{6.494 \text{ ton/m}}$$

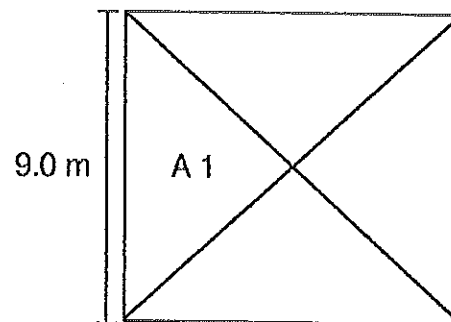
Graderío central:

$$(4.5 \times 4.5) / 2 = 10.125 \text{ m}^2$$

$$10.125 \text{ m}^2 \times 2 = 20.25 \text{ m}^2$$

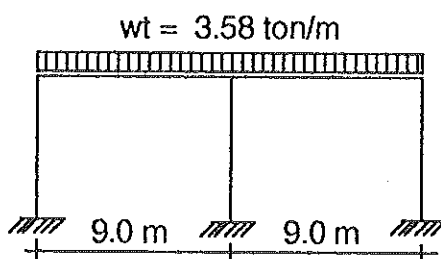
$$A 1 = 20.25 \text{ m}^2$$

w m y w v iguales al graderío principal.



Cargando los marcos:

Marcos 4 y 6

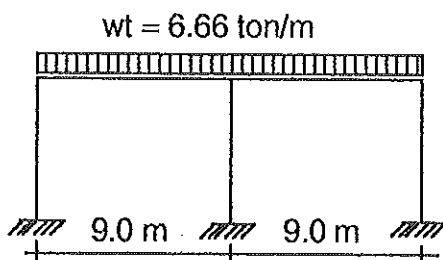


$$20.25 \text{ m}^2 \times 1,369.8 \text{ kg/m}^2 = 27,738.45 \text{ kg}$$

$$27,738.45 \text{ kg} / 9.0 \text{ m} = 3,082.05 \text{ kg/m} = 3.08 \text{ ton/m}$$

$$3.08 + \text{peso propio (0.5 ton/m)} = \underline{3.58 \text{ ton/m.}}$$

Marco 5

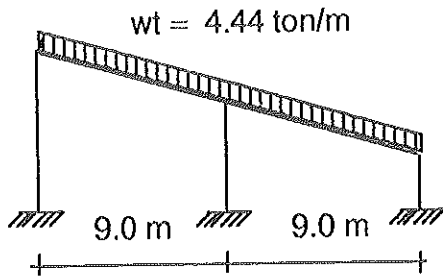


$$40.5 \text{ m}^2 \times 1,369.8 \text{ kg/m}^2 = 55,476.9 \text{ kg}$$

$$55,476.9 \text{ kg} / 9.0 \text{ m} = 6,164.1 \text{ kg/m} = 6.16 \text{ ton/m}$$

$$6.16 + \text{peso propio (0.5 ton/m)} = \underline{6.664 \text{ ton/m.}}$$

Marcos G e I



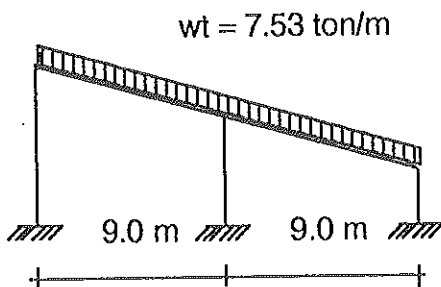
$$20.25\text{m}^2 \times 1,369.8 \text{ kg/m}^2 = 27,738.45 \text{ kg}$$

$$27,738.45 \text{ kg} / 9.0 \text{ m} = 3,082.05 \text{ kg/m} = 3.08 \text{ ton/m}$$

$$3.08 + \text{peso propio (0.5 ton/m)} = 3.58 \text{ ton/m.}$$

$$+ \text{peso escalones (0.864 ton/m)} = \underline{4.444 \text{ ton/m.}}$$

Marco H



$$40.5\text{m}^2 \times 1,369.8 \text{ kg/m}^2 = 55,476.9 \text{ kg}$$

$$55,476.9 \text{ kg} / 9.0 \text{ m} = 6,164.1 \text{ kg/m} = 6.16 \text{ ton/m}$$

$$6.16 + \text{peso propio (0.5 ton/m)} = 6.664 \text{ ton/m.}$$

$$+ \text{peso escalones (0.864 ton/m)} = \underline{7.528 \text{ ton/m.}}$$

ANALISIS SISMICO

Graderío principal:

Destino: Grupo "A", estructura tipo 1, zona sísmica "C" (Ensenada), Terreno tipo 1

Los valores de C y Q se obtienen del reglamento de Baja California.

$$C = 0.24, \text{ para el Grupo "A", } C = 0.24 \times 1.5 \implies C = 0.36$$

$$Q = 3.0$$

Cálculo del peso total del entrepiso:

$$w = 882 \text{ kg/m}^2 \times 1.25 \text{ (factor por estado límite referente a vibraciones.)} = 1,102.5$$

$$w = 1,102.5 \text{ kg/m}^2 \times 15 \text{ m} \times 40 \text{ m} = 661,500 \text{ kg} = 661.5 \text{ ton.}$$

$$V = (C / Q) \times W \implies V = (0.36 / 3) 661.5 \text{ ton} = \boxed{79.38 \text{ ton Cortante Basal}}$$

Fuerza de inercia.

$$F_i = \frac{V W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

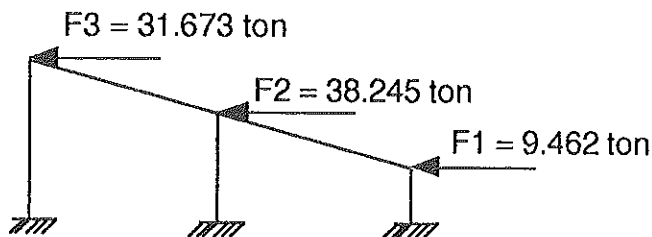
$$\begin{aligned}
 W_1 h_1 &= 165.375 (2.39 \text{ m}) = 395.246 \text{ ton m} \\
 W_2 h_2 &= 330.75 (4.83 \text{ m}) = 1,597.522 \text{ ton m} \\
 W_3 h_3 &= 165.375 (8.0 \text{ m}) = \underline{1,323.00 \text{ ton m}} \\
 \Sigma W_i h_i &= 3,315.768 \text{ ton m}
 \end{aligned}$$

$$F_1 = \frac{79.38 \times 395.246}{3,315.768} = 9.462 \text{ ton}$$

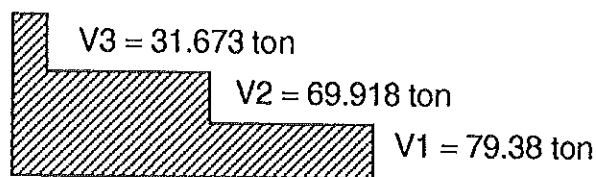
$$F_2 = \frac{79.38 \times 1,597.52}{3,315.768} = 38.245 \text{ ton}$$

$$F_3 = \frac{79.38 \times 1,323.0}{3,315.768} = 31.673 \text{ ton}$$

$$\Sigma F = 79.38 \text{ ton.}$$



Fuerzas sísmicas



Cortantes sísmicos

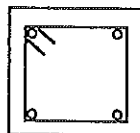
Rigideces de traves y columnas.

Sección 0.70 m x 0.30 m



$$\begin{aligned}
 I &= \frac{bh^3}{12} = 8.575 \times 10^{-3} \text{ m} \\
 &= 857.5 \text{ cm}^4 \\
 &= 85.75 \text{ dm}^4
 \end{aligned}$$

Sección 0.45 m x 0.45 m



$$\begin{aligned}
 I &= \frac{L^4}{12} = 3.41 \times 10^{-3} \text{ m} \\
 &= 341.718 \text{ cm}^4 \\
 &= 34.17 \text{ dm}^4
 \end{aligned}$$

Trabes 1, 2 y 3 con Longitud de 8 metros: $K = I / L = 1.0718$

Trabes A, B, C, D, E, F con longitud de 7.5 m: $K = I / L = 1.1433$

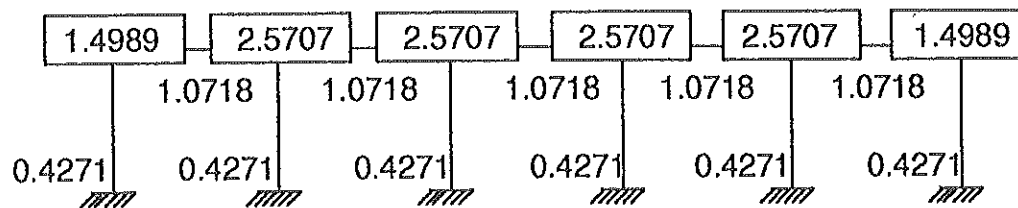
Columnas Marco 1 con altura $h = 8$ m: $K = I / L = 0.4271$

Columnas Marco 2 con altura $h = 4.83$ m: $K = I / L = 0.7074$

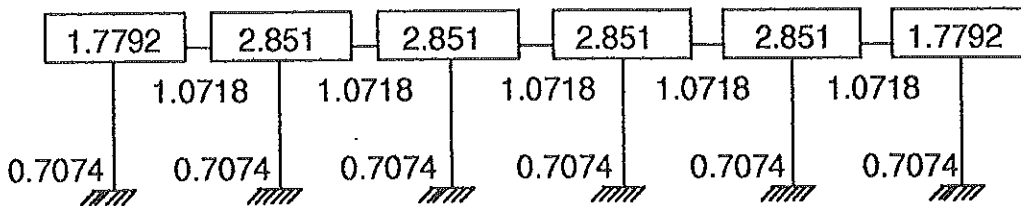
Columnas Marco 3 con altura $h = 2.39$ m: $K = I / L = 1.4297$

Rigideces en los miembros y suma de rigideces en los nodos:

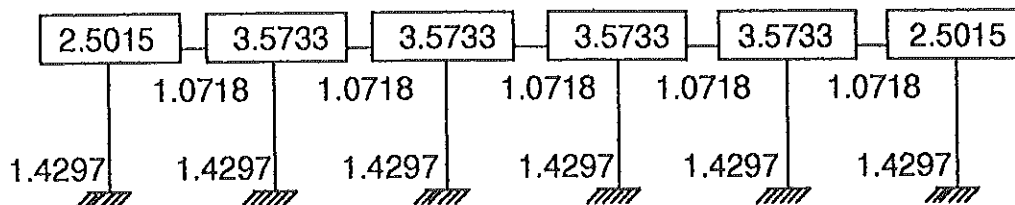
Marco 1



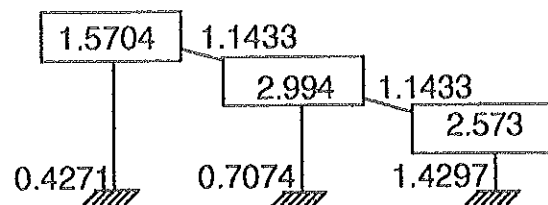
Marco 2



Marco 3



MARCO A, B, C, D, E, F



Graderío central:

Cálculo del peso total del entrepiso:

$$w = 882 \text{ kg/m}^2 \times 1.25 \text{ (factor por estado límite referente a vibraciones.)}$$

$$w = 1,102.5 \text{ kg/m}^2 \times 18 \text{ m} \times 18 \text{ m} = 357,210 \text{ kg} = 357.2 \text{ ton.}$$

$$V = (C / Q) \times W \Rightarrow V = (0.36 / 3) 661.5 \text{ ton} = \boxed{42.86 \text{ ton Cortante Basal}}$$

Fuerza de inercia.

$$F_i = \frac{V W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

$$W_i h_i = W_1 h_1 = 89.3025 \text{ ton (1.77 m)} = 158.065 \text{ ton m}$$

$$W_2 h_2 = 178.605 \text{ ton (5.37 m)} = 959.109 \text{ ton m}$$

$$W_3 h_3 = 89.3025 \text{ ton (8.97 m)} = \underline{801.043 \text{ ton m}}$$

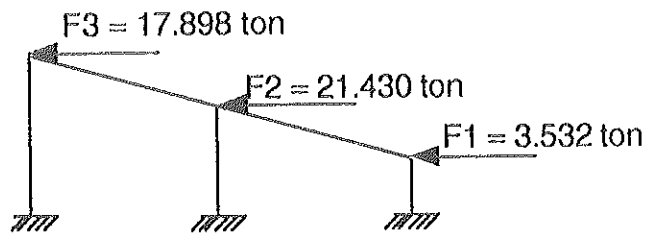
$$\sum W_i h_i = 1,918.217 \text{ ton m}$$

$$F_1 = \frac{42.86 \times 158.065}{1,918.217} = 3.532 \text{ ton}$$

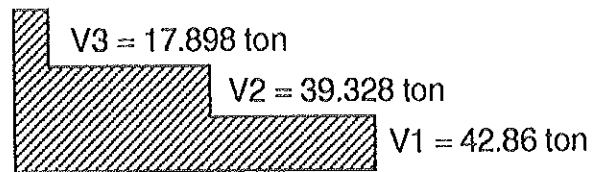
$$F_2 = \frac{42.86 \times 959.109}{1,918.217} = 21.430 \text{ ton}$$

$$F_3 = \frac{42.86 \times 801.043}{1,918.217} = 17.898 \text{ ton}$$

$$\boxed{\sum F = 42.86 \text{ ton.}}$$



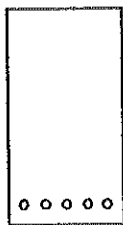
Fuerzas sísmicas



Cortantes sísmicos

Rigideces de traves y columnas.

Sección 0.70 m x 0.30 m

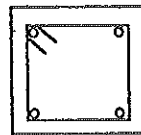


$$I = \frac{bh^3}{12} = 8.575 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$= 857.5 \text{ cm}^4$$

$$= 85.75 \text{ dm}^4$$

Sección 0.45 m x 0.45 m



$$I = \frac{L^4}{12} = 3.41 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$= 341.718 \text{ cm}^4$$

$$= 34.17 \text{ dm}^4$$

Traves 4, 5, 6, G, H e I con Longitud de 9 metros: $K = I / L = 0.9528$

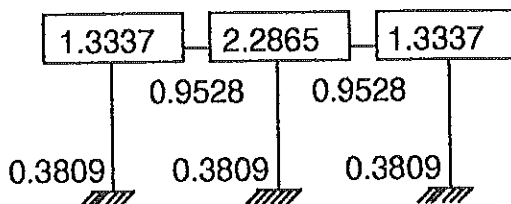
Columnas Marco 4 con altura $h = 8.97$ m: $K = I / L = 0.3809$

Columnas Marco 5 con altura $h = 5.37$ m: $K = I / L = 0.636$

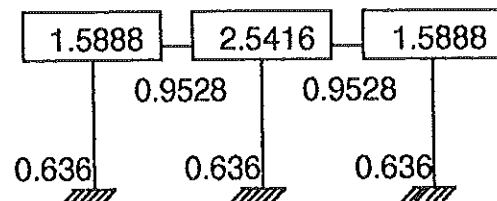
Columnas Marco 6 con altura $h = 1.77$ m: $K = I / L = 1.9305$

Rigideces en los miembros y suma de rigideces en los nodos:

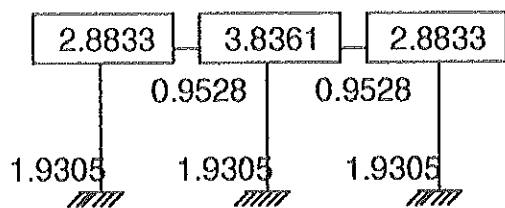
Marco 4



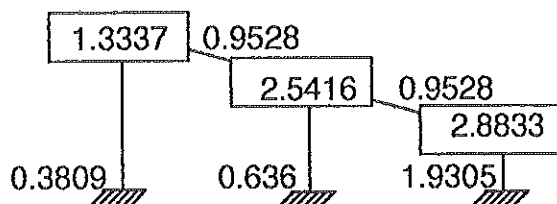
Marco 5



Marco 6



Marcos G, H, I



Rigidez nodal y suma de rigideces nodales.

$$R = K_c \frac{\sum K_t}{\sum K}$$

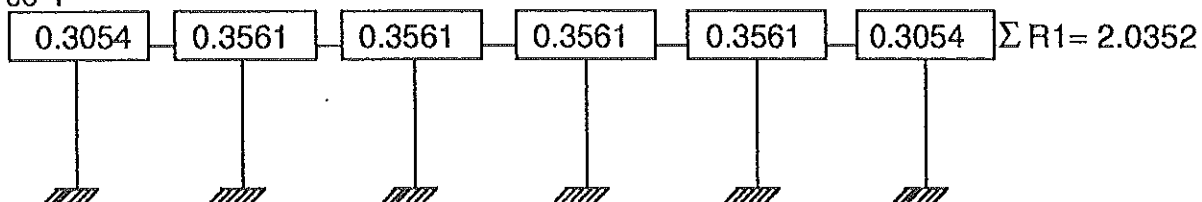
K_c = rigidez de la columna inferior.

$\sum K_t$ = sumatoria de las rigideces de traveses concurrentes.

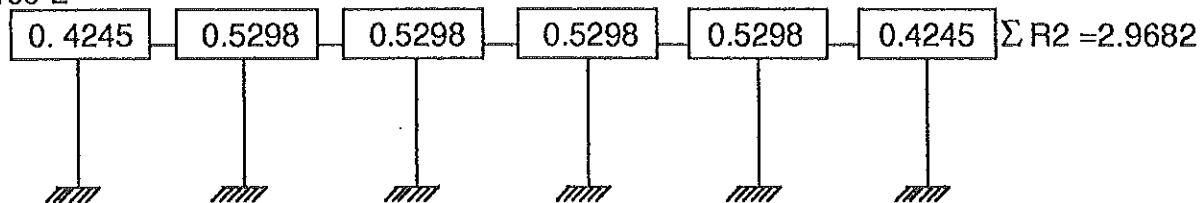
$\sum K$ = sumatoria de las rigideces de los elementos concurrentes.

Graderío principal:

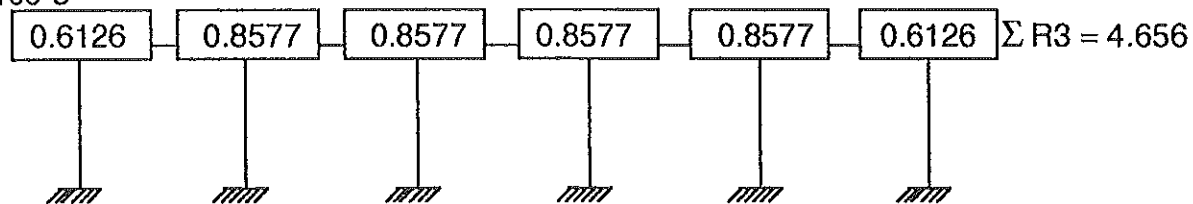
Marco 1



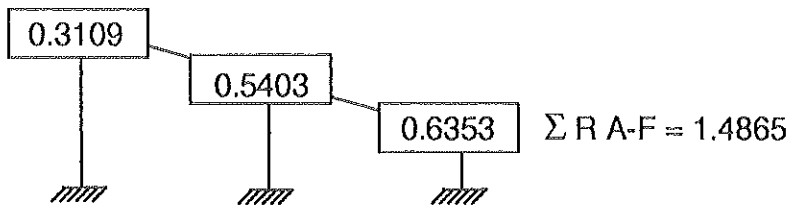
Marco 2



Marco 3

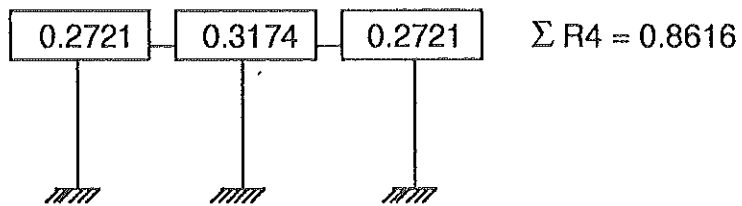


Marcos A, B, C, D, E, y F

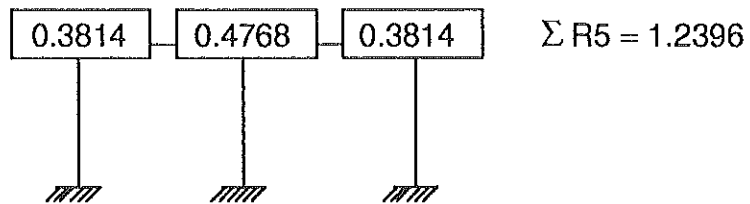


Graderío central

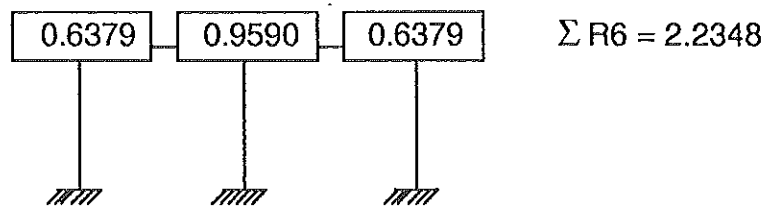
Marco 4



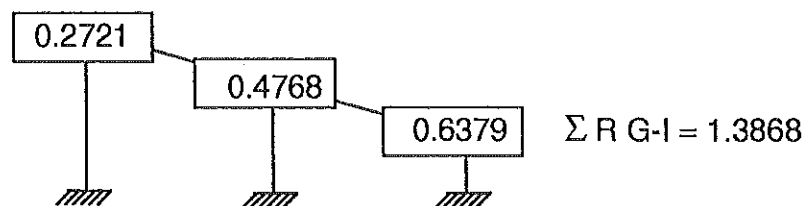
Marco 5



Marco 6



Marcos G, H e I



Distribución de fuerzas cortantes en los elementos resistentes:

Graderío principal:

A	B	C	D	E	F	G	H
Sentido	V	es	b	$e1=1.5es+0.1b$	$e2=es-0.1b$	$Mt1 = V \cdot e1$	$mt2 = V \cdot e2$
Paralelo a eje X	79.38	-2.0349	15	-1.55235	-3.5349	-123.225543	-280.600362
Paralelo a eje Y	79.38	0	40	4	-4	317.52	-317.52

$$\text{Centro de rigidez } CR_x = \frac{\sum Kx}{\sum K} = \frac{178.38}{8.919} = 20.00 \text{ m}$$

$$VD = \frac{K}{\sum K} V$$

$$VT = \frac{Mt}{J} K (Xt \text{ ó } Yt)$$

$$J = \sum KXt^2 + \sum KYt^2$$

Centro de masas = centro de gravedad

$$X = 40 / 2 = 20.0 \text{ m} \quad \therefore \quad esx = CR_x - X = 20 - 20 = 0$$

La distribución de fuerzas cortantes en ambos graderíos se presenta en las siguientes tablas:

GRADERIO PRINCIPAL

P
A
R
A
L
L
E
L
O
S
E
J
E
Y

Marco	K Marco	X dist a eje Y	KX	XT dist a CRx	K*XT	K*(xt)2	Vy			Vx	Vy+0.3Vx	Vx +0.3Vy
							VD	VT	total			
A	1.4865	0	0	-20	-29.73	594.6	13.23	4.717 -4.717	17.947	-4.1685 1.8304	19.19755	9.5526
B	1.4865	8	11.892	-12	-17.838	472.996	13.23	2.83 -2.83	16.06	-2.5008 1.0983	16.81024	7.3188
C	1.4865	16	23.784	-4	-5.946	52.555	13.23	0.943 -0.943	14.173	-0.8336 0.366	14.42308	5.0855
D	1.4865	24	35.676	4	5.946	52.555	13.23	0.943 -0.943	14.173	0.8336 -0.366	14.42308	5.0855
E	1.4865	32	47.568	12	17.838	472.996	13.23	2.83 -2.83	16.06	2.5008 -1.0983	16.81024	7.3188
F	1.4865	40	59.46	20	29.73	594.6	13.23	4.717 -4.717	17.947	4.1685 -1.8304	19.19755	9.5526
Σ	8.919		178.38								↑ Rigen	

Centro de rigidez $CRy = \frac{\sum Ky}{\sum K} = \frac{52.7895}{9.6594} = 5.465 \text{ m}$

Centro de masas = centro de gravedad $Y = 15 / 2 = 7.5 \text{ m}$ $esy = CRy - Y = 5.465 - 7.5 = -2.0349$

P
A
R
A
L
L
E
L
O
S
E
J
E
X

Marco	K Marco	Y dist a eje X	KY	YT dist a CRy	K*YT	K*(YT)2	Vx			Vy	Vx+0.3Vy	Vy+0.3Vx
							VD	VT	total			
1	2.0352	15	30.528	9.535	19.406	185.033	16.725	-1.1948 2.7208	19.4458	3.0789 -3.0789	20.369	8.913
2	2.9682	7.5	22.2615	2.035	6.040	12.292	24.392	-0.3719 0.8469	25.2389	0.9583 -0.9583	25.526	8.530
3	4.656	0	0	-5.465	-25.445	139.057	38.265	-1.5666 3.5676	41.8326	4.037 -4.037	43.044	16.587
Σ	9.6594		52.7895								↑ Rigen	

P
A
R
A
L
E
L
O
S
E
J
E
Y

Graderio central:

Marco	K Marco	X dist a eje Y	KX	XT dist a CRx	K*XT	K*(xt)2	Vx			Vy+0.3Vx	Vx +0.3Vy	
							VD	VT	total			
G	1.3868	0	0	-9	-12.4812	112.331	14.287	1.577	15.8637	2.1688	17.08593	8.83321
H	1.3868	9	12.4812	0	0	0.000	14.287	-1.577	14.2867	4.0741	14.2867	4.28601
I	1.3868	18	24.9624	9	12.4812	112.331	14.287	0	15.8637	0	17.08593	8.83321
Σ	4.1604		37.4436			224.6616		1.577		4.0741	↑ Rigen	

Centro de rigidez $CRx = \frac{\sum Kx}{\sum K} = \frac{37.4436}{4.1604} = 9.0 \text{ m}$

Centro de masas = centro de gravedad

$X = 18 / 2 = 9.0 \text{ m}$

$esx = CRx - X = 9 - 9 = 0$

	A	B	C	D	E	F	G	H
1	Sentido	V	es	b	$e1 = 1.5es + 0.1b$	$e2 = es - 0.1b$	$Mt1 = V * e1$	$mt2 = V * e2$
2	Paralelo	42.86	-2.8503	18	-2.47545	-4.6503	-106.097787	-199.311858
3	a eje X							
4	Paralelo	42.86	0	18	1.8	-1.8	77.148	-77.148
5	a eje Y							

P
A
R
A
L
E
L
O
S
E
J
E
X

Marco	K Marco	Y dist a eje X	KY	YT dist a CRy	K*YT	K*(YT)2	Vx			Vy	Vx+0.3Vy	Vy+0.3Vx
							VD	VT	total			
4	0.8616	18	15.5088	11.850	10.210	120.994	8.517	-2.8557	13.881	2.0766	14.504	6.241
5	1.2396	9	11.1564	2.8503	3.533	10.071	12.253	-5.3643	13.543	-2.0766	13.693	4.562
6	2.2348	0	0	-6.1497	-13.743	84.517	22.090	-0.6889	24.874	0.4995	25.197	8.540
Σ	4.336		26.6652			215.582		1.4819		1.0777	↑ Rigen	
								2.7838		-1.0777		

Centro de rigidez $CRy = \frac{\sum Ky}{\sum K} = \frac{26.665}{4.336} = 6.1497 \text{ m}$

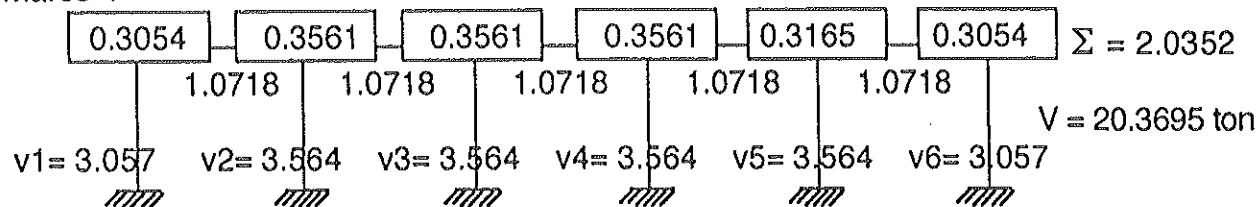
Centro de masas $Y = 18 / 2 = 9.0 \text{ m}$ $esx = CRy - Y = 6.1497 - 9 = -2.8503$

Análisis de marcos:

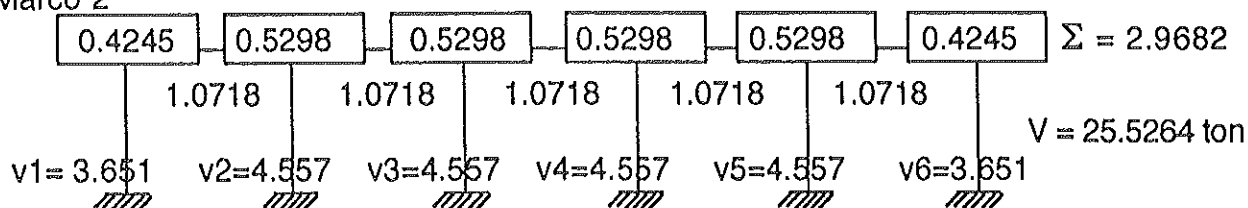
Cortante Tangencial
$$v = \frac{K}{\Sigma K} V$$

Graderío principal:

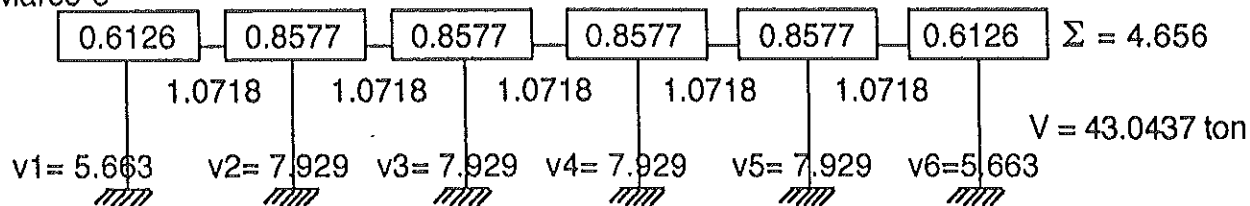
Marco 1



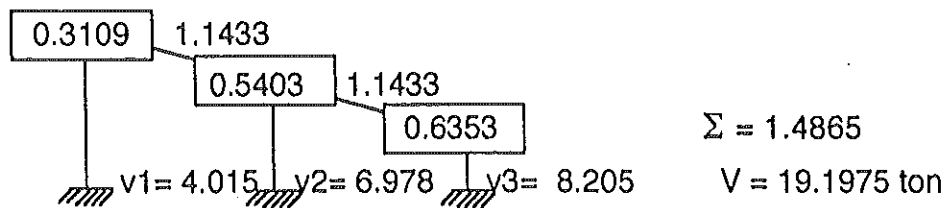
Marco 2



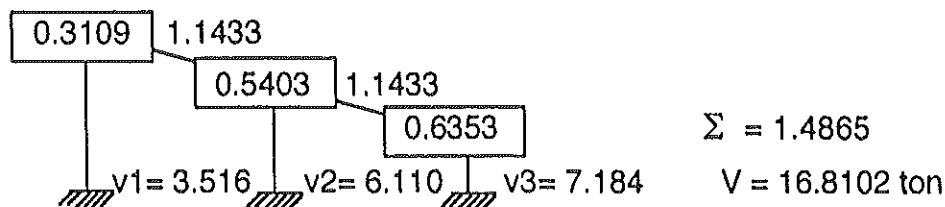
Marco 3



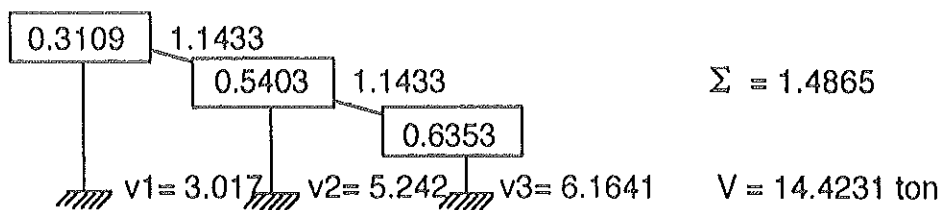
Marcos A y F



Marcos B y E

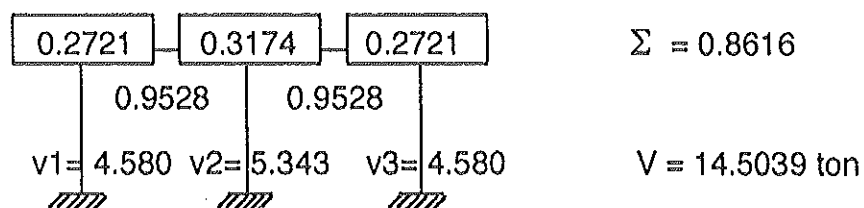


Marcos C y D

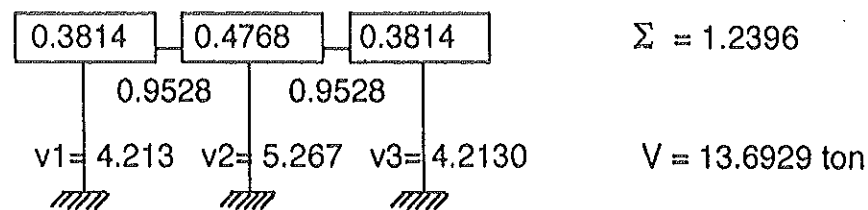


Graderío central:

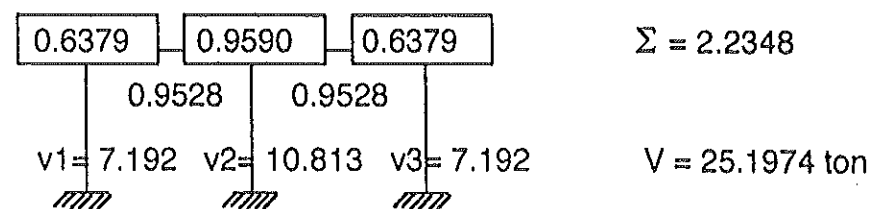
Marco 4



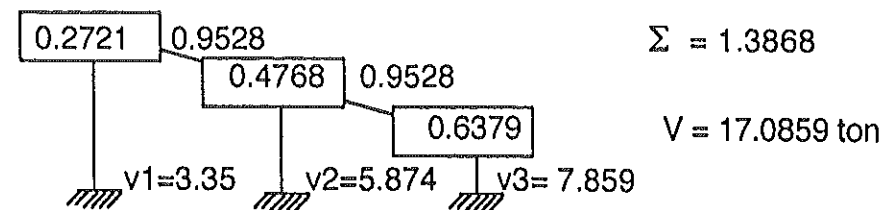
Marco 5



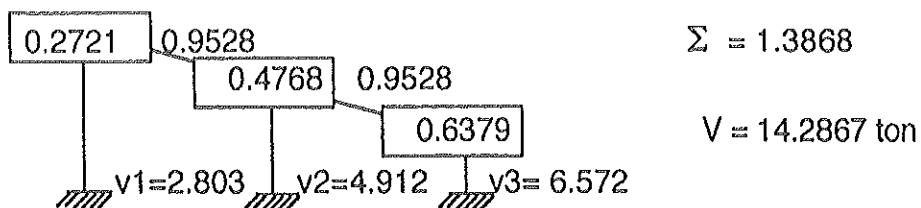
Marco 6



Marcos G e I



Marco H

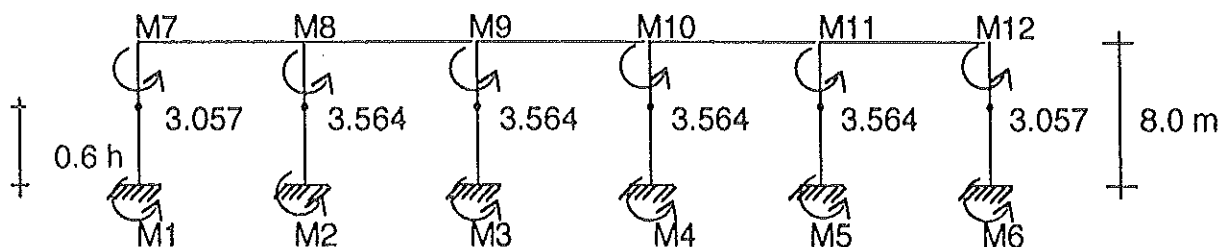


Obtención de los momentos en las columnas:

El momento se obtiene multiplicando el cortante tangencial por el brazo de palanca al nodo considerado.

Graderío principal:

Marco 1



$$M_1 = v_1 (0.6 h) = 3.057 (0.6) (8) = 14.6736 \text{ ton m}$$

$$M_2 = v_2 (0.6 h) = 17.1072 \text{ ton m}$$

$$M_3 = 17.1072 \text{ ton m}$$

$$M_4 = 17.1072 \text{ ton m}$$

$$M_5 = 17.1072 \text{ ton m}$$

$$M_6 = 14.6736 \text{ ton m}$$

$$M_7 = v_1 (0.4 h) = 3.057 (0.4) (8) = 9.7824 \text{ ton m}$$

$$M_8 = v_2 (0.4 h) = 11.4048 \text{ ton m}$$

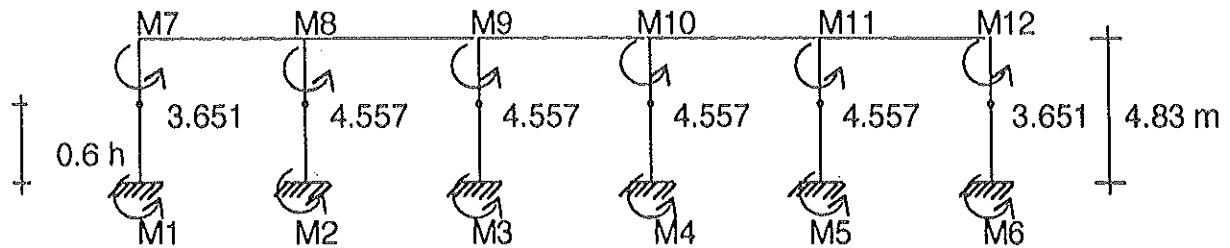
$$M_9 = 11.4048 \text{ ton m}$$

$$M_{10} = 11.4048 \text{ ton m}$$

$$M_{11} = 11.4048 \text{ ton m}$$

$$M_{12} = 9.7824 \text{ ton m}$$

Marco 2



$$M1 = v1 (0.6 h) = 3.651 (0.6) (4.83) = 10.5797 \text{ ton m}$$

$$M2 = v2 (0.6 h) = 4.557 (0.6) (4.83) = 13.2050 \text{ ton m}$$

$$M3 = 13.2050 \text{ ton m}$$

$$M4 = 13.2050 \text{ ton m}$$

$$M5 = 13.2050 \text{ ton m}$$

$$M6 = 10.5797 \text{ ton m}$$

$$M7 = v1 (0.4 h) = 3.651 (0.4) (4.83) = 7.0531 \text{ ton m}$$

$$M8 = v2 (0.4 h) = 4.557 (0.4) (4.38) = 8.8033 \text{ ton m}$$

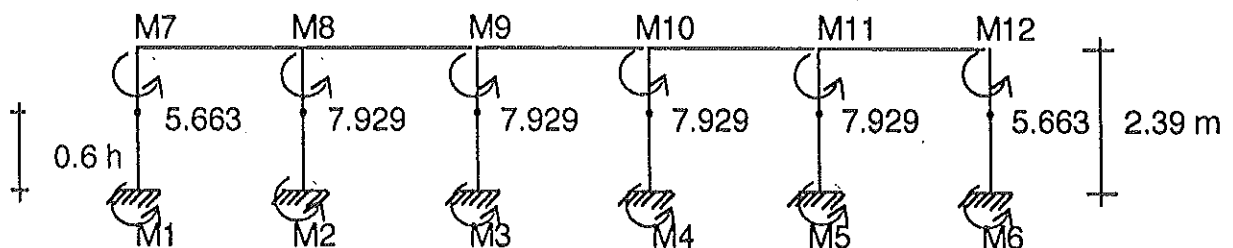
$$M9 = 8.8033 \text{ ton m}$$

$$M10 = 8.8033 \text{ ton m}$$

$$M11 = 8.8033 \text{ ton m}$$

$$M12 = 7.0531 \text{ ton m}$$

Marco 3



$$M1 = v1 (0.6 h) = 5.663 (0.6) (2.39) = 8.1211 \text{ ton m}$$

$$M2 = v2 (0.6 h) = 7.929 (0.6) (2.39) = 11.3705 \text{ ton m}$$

$$M3 = 11.3705 \text{ ton m}$$

$$M4 = 11.3705 \text{ ton m}$$

$$M5 = 11.3705 \text{ ton m}$$

$$M6 = 11.3705 \text{ ton m}$$

$$M7 = v1 (0.4 h) = 5.663 (0.4)(2.39) = 5.4141 \text{ ton m}$$

$$M8 = v2 (0.4 h) = 7.929 (0.4)(2.39) = 7.5303 \text{ ton m}$$

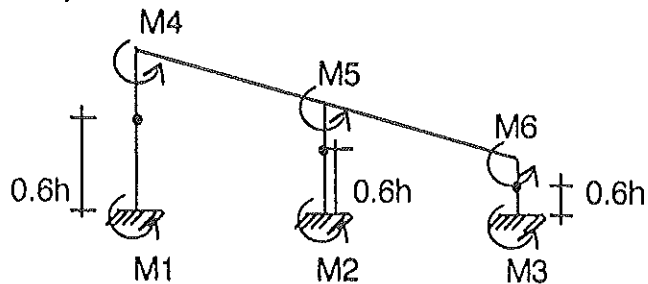
$$M9 = 7.5303 \text{ ton m}$$

$$M10 = 7.5303 \text{ ton m}$$

$$M11 = 7.5303 \text{ ton m}$$

$$M12 = 5.4141 \text{ ton m}$$

Marcos A y F



$$M1 = v1 (0.6)(8) = 19.2725 \text{ ton m}$$

$$M4 = v1 (0.4)(8) = 12.9632 \text{ ton m}$$

$$M2 = v2 (0.6)(4.83) = 20.2217 \text{ ton m}$$

$$M5 = v2 (0.4)(4.83) = 13.4811 \text{ ton m}$$

$$M3 = v3 (0.6)(2.39) = 11.7653 \text{ ton m}$$

$$M6 = v3 (0.4)(2.39) = 7.8436 \text{ ton m}$$

Marcos B y E

$$M1 = v1 (0.6)(8) = 16.8758 \text{ ton m}$$

$$M4 = v1 (0.4)(8) = 11.2506 \text{ ton m}$$

$$M2 = v2 (0.6)(4.83) = 17.7078 \text{ ton m}$$

$$M5 = v2 (0.4)(4.83) = 11.8045 \text{ ton m}$$

$$M3 = v3 (0.6)(2.39) = 10.3023 \text{ ton m}$$

$$M6 = v3 (0.4)(2.39) = 6.8681 \text{ ton m}$$

Marcos C y D

$$M1 = v1 (0.6)(8) = 14.4797 \text{ ton m}$$

$$M2 = v2 (0.6)(4.83) = 15.1925 \text{ ton m}$$

$$M3 = v3 (0.6)(2.39) = 8.8393 \text{ ton m}$$

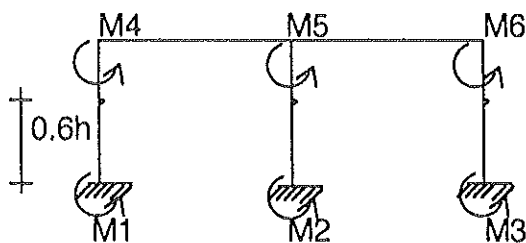
$$M4 = v1 (0.4)(8) = 9.6531 \text{ ton m}$$

$$M5 = v2 (0.4)(4.83) = 10.1283 \text{ ton m}$$

$$M6 = v3 (0.4)(2.39) = 5.8929 \text{ ton m}$$

Graderío central:

Marco 4



$$M1 = v1 (0.6)(8.97) = 24.6496 \text{ ton m}$$

$$M2 = v2 (0.6)(8.97) = 28.7560 \text{ ton m}$$

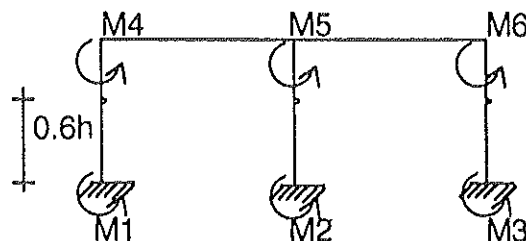
$$M3 = v3 (0.6)(8.97) = 24.6496 \text{ ton m}$$

$$M4 = v4 (0.4)(8.97) = 16.4330 \text{ ton m}$$

$$M5 = v5 (0.4)(8.97) = 19.1707 \text{ ton m}$$

$$M6 = v6 (0.4)(8.97) = 16.4330 \text{ ton m}$$

Marco 5



$$M1 = v1 (0.6)(5.37) = 13.5743 \text{ ton m}$$

$$M2 = v2 (0.6)(5.37) = 16.9703 \text{ ton m}$$

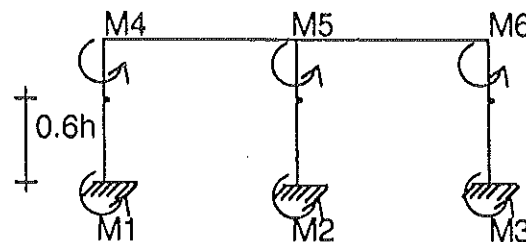
$$M3 = v3 (0.6)(5.37) = 13.5743 \text{ ton m}$$

$$M4 = v4 (0.4)(5.37) = 9.0495 \text{ ton m}$$

$$M5 = v5 (0.4)(5.37) = 11.3135 \text{ ton m}$$

$$M6 = v6 (0.4)(5.37) = 9.0495 \text{ ton m}$$

Marco 6



$$M1 = v1 (0.6)(1.77) = 7.6379 \text{ ton m}$$

$$M2 = v2 (0.6)(1.77) = 11.4834 \text{ ton m}$$

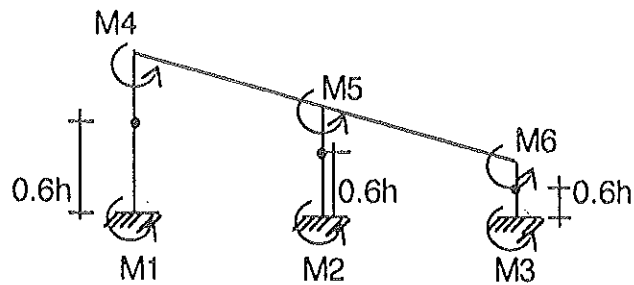
$$M3 = v3 (0.6)(1.77) = 7.6379 \text{ ton m}$$

$$M4 = v4 (0.4)(1.77) = 5.0919 \text{ ton m}$$

$$M5 = v5 (0.4)(1.77) = 7.6556 \text{ ton m}$$

$$M6 = v6 (0.4)(1.77) = 5.0919 \text{ ton m}$$

Marcos G e I



$$M1 = v1 (0.6) (8.97) = 18.0297 \text{ ton m}$$

$$M4 = v1 (0.4) (8.97) = 12.0198 \text{ ton.m}$$

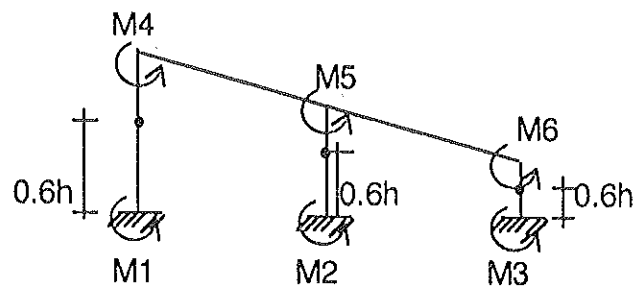
$$M2 = v2 (0.6) (5.37) = 18.9260 \text{ ton m}$$

$$M5 = v2 (0.4) (5.37) = 12.6173 \text{ ton m}$$

$$M3 = v3 (0.6) (1.77) = 8.3463 \text{ ton m}$$

$$M6 = v3 (0.4) (1.77) = 5.5642 \text{ ton m}$$

Marco H



$$M1 = v1 (0.6) (8.97) = 15.0857 \text{ ton m}$$

$$M4 = v1 (0.4) (8.97) = 10.0572 \text{ ton m}$$

$$M2 = v2 (0.6) (5.37) = 15.8265 \text{ ton m}$$

$$M5 = v2 (0.4) (5.37) = 10.5509 \text{ ton m}$$

$$M3 = v3 (0.6) (1.77) = 6.9795 \text{ ton m}$$

$$M6 = v3 (0.4) (1.77) = 4.6529 \text{ ton m}$$

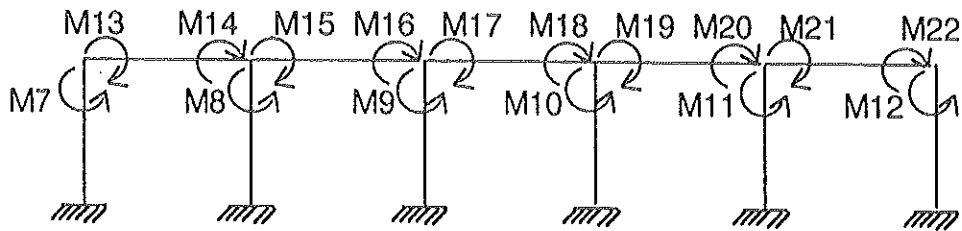
Obtención de los momentos en traves:

Los momentos se obtienen en función de un factor de distribución de acuerdo a la rigidez de las traves a cada lado de la columna.

$$M = M1 \left(\frac{K1}{K1+K2} \right)$$

Graderío principal.

Marco 1



$$M13 = M7 (1.0718 / 1.0718) = 9.7824 \text{ ton m}$$

$$M14 = M8 (1.0718 / 2.1436) = 5.7024 \text{ ton m}$$

$$M15 = M8 (0.5) = 5.7044 \text{ ton m}$$

$$M16 = M9 (0.5) = 5.7044 \text{ ton m}$$

$$M17 = M9 (0.5) = 5.7044 \text{ ton m}$$

$$M18 = M10 (0.5) = 5.7044 \text{ ton m}$$

$$M19 = M10 (0.5) = 5.7044 \text{ ton m}$$

$$M20 = M11 (0.5) = 5.7044 \text{ ton m}$$

$$M21 = M11 (0.5) = 5.7044 \text{ ton m}$$

$$M22 = M12 (1) = 9.7824 \text{ ton m}$$

Marco 2

$$M13 = M7 (1.0718 / 1.0718) = 7.0531 \text{ ton m}$$

$$M14 = M8 (1.0718 / 2.1436) = 4.4016 \text{ ton m}$$

$$M15 = M8 (0.5) = 4.4016 \text{ ton m}$$

$$M16 = M9 (0.5) = 4.4016 \text{ ton m}$$

$$M17 = M9 (0.5) = 4.4016 \text{ ton m}$$

$$M18 = M10 (0.5) = 4.4016 \text{ ton m}$$

$$M19 = M10 (0.5) = 4.4016 \text{ ton m}$$

$$M20 = M11 (0.5) = 4.4016 \text{ ton m}$$

$$M_{21} = M_{11} (0.5) = 4.4016 \text{ ton m}$$

$$M_{22} = M_{12} (1) = 7.0531 \text{ ton m}$$

Marco 3

$$M_{13} = M_7 (1.0718 / 1.0718) = 5.4141 \text{ ton m}$$

$$M_{14} = M_8 (1.0718 / 2.1436) = 3.7901 \text{ ton m}$$

$$M_{15} = M_8 (0.5) = 3.7901 \text{ ton m}$$

$$M_{16} = M_9 (0.5) = 3.7901 \text{ ton m}$$

$$M_{17} = M_9 (0.5) = 3.7901 \text{ ton m}$$

$$M_{18} = M_{10} (0.5) = 3.79014 \text{ ton m}$$

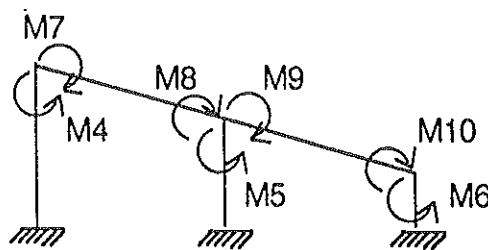
$$M_{19} = M_{10} (0.5) = 3.7901 \text{ ton m}$$

$$M_{20} = M_{11} (0.5) = 3.7901 \text{ ton m}$$

$$M_{21} = M_{11} (0.5) = 3.7901 \text{ ton m}$$

$$M_{22} = M_{12} (1) = 5.4141 \text{ ton m}$$

Marcos A y F



$$M_7 = M_4 (1.433 / 1.433) = 12.9632 \text{ ton m}$$

$$M_8 = M_5 (1.433 / 2.866) = 6.7405 \text{ ton m}$$

$$M_9 = M_5 (0.5) = 6.7405 \text{ ton m}$$

$$M_{10} = M_6 (1) = 7.8436 \text{ ton m}$$

Marcos B y E

$$M7 = M4 (1.433 / 1.433) = 11.2506 \text{ ton m}$$

$$M8 = M5 (1.433 / 2.866) = 5.90225 \text{ ton m}$$

$$M9 = M5 (0.5) = 5.90225 \text{ ton m}$$

$$M10 = M6 (1) = 6.8681 \text{ ton m}$$

Marcos C y D

$$M7 = M4 (1.433 / 1.433) = 9.6531 \text{ ton m}$$

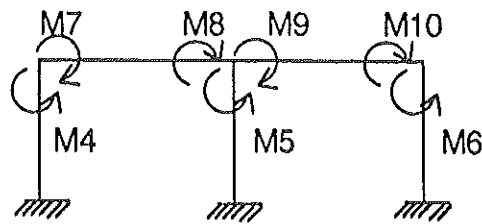
$$M8 = M5 (1.433 / 2.866) = 5.06415 \text{ ton m}$$

$$M9 = M5 (0.5) = 5.06415 \text{ ton m}$$

$$M10 = M6 (1) = 5.8929 \text{ ton m}$$

Graderío central:

Marco 4



$$M7 = M4 (0.9528 / 0.9528) = 16.4330 \text{ ton m}$$

$$M8 = M5 (0.9528 / 1.9056) = 9.5853 \text{ ton m}$$

$$M9 = M5 (0.5) = 9.5853 \text{ ton m}$$

$$M10 = M6 (1) = 16.4330 \text{ ton m}$$

Marco 5

$$M7 = M4 (0.9528 / 0.9528) = 9.0495 \text{ ton m}$$

$$M8 = M5 (0.9528 / 1.9056) = 5.657 \text{ ton m}$$

$$M9 = M5 (0.5) = 5.657 \text{ ton m}$$

$$M10 = M6 (1) = 9.0495 \text{ ton m}$$

Marco 6

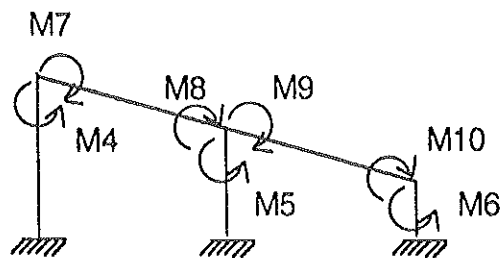
$$M7 = M4 (0.9528 / 0.9528) = 5.0919 \text{ ton m}$$

$$M8 = M5 (0.9528 / 1.9056) = 3.828 \text{ ton m}$$

$$M9 = M5 (0.5) = 3.828 \text{ ton m}$$

$$M10 = M6 (1) = 5.0919 \text{ ton m}$$

Marcos G e I



$$M7 = M4 (0.9528 / 0.9528) = 12.0198 \text{ ton m}$$

$$M8 = M5 (0.9528 / 1.9056) = 6.3086 \text{ ton m}$$

$$M9 = M5 (0.5) = 6.3086 \text{ ton m}$$

$$M10 = M6 (1) = 5.5642 \text{ ton m}$$

Marco H

$$M7 = M4 (0.9528 / 0.9528) = 10.0572 \text{ ton m}$$

$$M8 = M5 (0.9528 / 1.9056) = 5.275 \text{ ton m}$$

$$M9 = M5 (0.5) = 5.275 \text{ ton m}$$

$$M10 = M6 (1) = 4.6529 \text{ ton m}$$

LOSA DEL GRADERIO PRINCIPAL

$A = 7.50 \text{ m}^2$ $Wt = 1.71 \text{ TON / M}$
 $w_m = 432 \text{ kg/m}^2 \times A = 3240 \text{ kg}$
 $w_v = 450 \text{ kg/m}^2 \times A = 3375 \text{ kg}$
 $3240 \times \text{F.S. (1.4)} = 4536 \text{ kg ; / 7.5 m} = 604.8 \text{ kg/m}$
 $3375 \times \text{F.S. (1.7)} = 5737.5 \text{ kg ; / 7.5 m} = 765 \text{ kg/m}$

Se analiza una franja de un metro Factor de impacto = 1.25

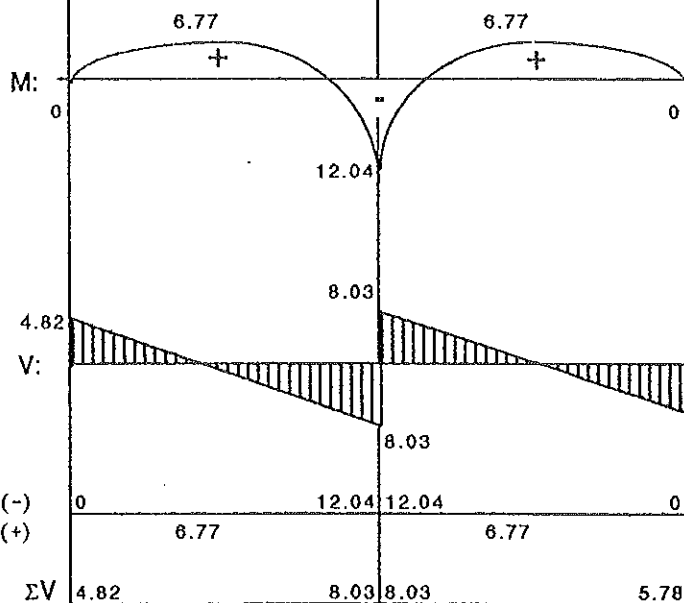
$w = 1.71 \text{ ton / m}$



LONGITUD:	7.5 m		7.5 m		m
F.D.	1.00	0.5	0.5	1.00	
F.T.	0.5			0.5	
M EMP. (-)	-8.02617187	8.026171875	-8.02617187	8.026171875	ton m
		0		8.026171875	
1a D	8.026171875	0 0		8.02617187	
T 0		4.013085937	-4.01308593	0	
		0		0	
2a D	0	0 0		0	
T 0		0 0		0	
		0		0	
3a D	0	0 0		0	

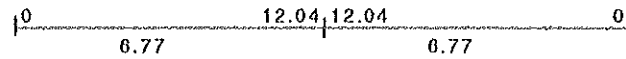
UNIDADES:

$\Sigma M (-)$	0	12.03925781	-12.0392578	0	ton m
V ISOS.	6.4209375	6.4209375	6.4209375	6.4209375	ton
V HIPER.	-1.60523437	1.605234375	1.605234375	-1.60523437	ton
V TOTAL	4.815703125	8.026171875	8.026171875	4.815703125	ton
R	4.815703125	16.05234375		4.815703125	ton
M (+)	6.772082519	6.772082519	6.772082519	6.772082519	ton m



$\Sigma M (-)$	0	12.04	12.04	0	ton m
$\Sigma M (+)$		6.77		6.77	
ΣV	4.82	8.03	8.03	5.78	ton

Momentos últimos: DISEÑO DE ARMADO PARA LOSA DEL GRADERIO PRINCIPAL Con un peralte efectivo de 12 cms
 $d = 0.12 \text{ m}$
 $b = 1.00 \text{ m}$



$$W_u = 1.4 \text{ w}_m + 1.7 \text{ w}_v$$

$$1.4 \times 432 = 604.8 \text{ kg/m}^2; \times \text{Area } 15.00 = 9072 \text{ Kg}; / 15 \text{ m} = 604.8 \text{ Kg/m} = 0.60480 \text{ Ton/m}$$

$$1.7 \times 450 = 765 \text{ kg/m}^2; \times \text{Area } 15.00 = 11475 \text{ Kg}; / 15 \text{ m} = 765 \text{ Kg/m} = 0.76500 \text{ Ton/m}$$

ACERO CORRIDO EN LA CAMA BAJA:

Factor de impacto = 1.25

$$W_u = \frac{1.36980}{1.25} = 1.171225 \text{ Ton/m}$$

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{6.77}{0.9} = 7.52 \text{ Ton m}$$

Se propone un valor para $a/d = 0.25000$

$$\text{si } d = 12.0 \text{ cms} \implies a = d \times 0.25000 \quad a = 3.00 \text{ cms.}$$

$$\rho = 0.18 \times \frac{f_c}{f_y} = 0.01259$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 16.98 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.01415$$

$$\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.28094 \implies \text{si } d = 12, a = 3.371 \text{ cms.}$$

Según el reglamento ACI la ρ mínima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.01415 > 0.00332 \therefore$ No es crítico en este caso.

$$\rho = 0.01520 \quad A_s = \rho bd = 18.24000 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.30185 \quad \text{si } d = 12.0 \text{ cms} \implies a = d \times 0.30185 \quad a = 3.622 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 784,200.2602 \text{ Kg cm} > 752,222.22 \text{ Kg cm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = 18.2400 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \# 5 = 2.00 \text{ cm}^2 \implies \boxed{9 \emptyset \# 5 = 18.00 \text{ cm}^2}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.01500 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.29788$$

$$\text{si } d = 12.0 \text{ cms} \implies a = d \times 0.29788 \quad a = 3.575$$

$$\boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 775,757.1388 \text{ Kg cm}} > M_t$$

Este refuerzo es suficiente para los momentos en los claros.

El refuerzo en los apoyos se calcula a continuación:

En base a los límites antes encontrados

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{12.04}{0.9} = 13.38 \text{ Ton m}$$

Se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.64800$

$$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f_c}{f_y} = 0.03263 \quad A_s = \rho bd = 39.16 \text{ cm}^2 \quad \text{si } d = 12.0 \text{ cms} \implies a = d \times 0.64800 \quad a = 7.78 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 1,340,426.88 \text{ Kg cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 39.08 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.03257$$

$$\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.64672 \implies$$

$$a = 7.761 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 1,339,044.96 \text{ Kg cm}$$

$$9 \emptyset \# 5 = 18.00 \text{ cm}^2$$

$$3 \emptyset \# 9 = 19.35 \text{ cm}^2$$

$$2 \emptyset \# 4 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{A_s = 39.93 \text{ cm}^2}$$

$$\boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 1,308,204.09 \text{ Kg cm}}$$

Revisión por cortante:

$$V_u = 8.03 \text{ Ton}$$

$$V_c = (0.85) 0.5 \sqrt{f_c} = 6.7198 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{act} = \frac{V}{bd} = 6.6917 \text{ Kg/cm}^2$$

$V_{act} < V_c$ No se requiere refuerzo por cortante.

LOSA DEL GRADERIO CENTRAL

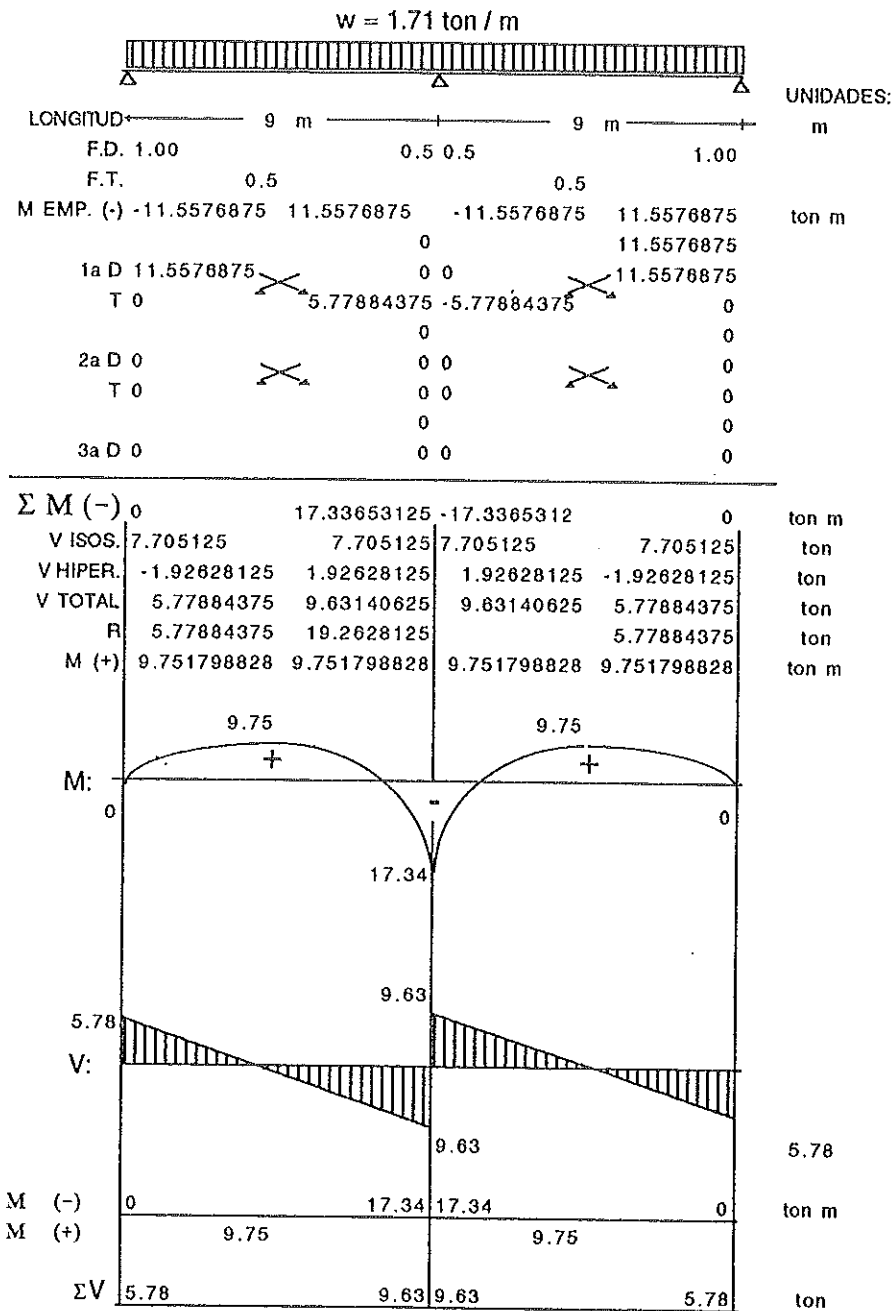
$Wl = 1.71 \text{ TON / M}$

$A = 9.00 \text{ m}^2$
 $w_m = 432 \text{ kg/m}^2 \times A = 3888 \text{ kg}$
 $w_v = 450 \text{ kg/m}^2 \times A = 4050 \text{ kg}$

$3888 \times F.S. = 1.4 = 5443.2 \text{ kg}; / 9 \text{ m} = 604.8 \text{ kg/m}$
 $4050 \times F.S. = 1.7 = 6885 \text{ kg}; / 9 \text{ m} = 765 \text{ kg/m}$

Se analiza una franja de un metro

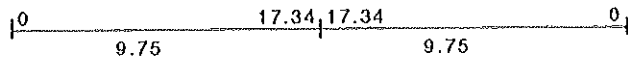
Factor de impacto = 1.25



DISEÑO DE ARMADO PARA LOSA DEL GRADERIO CENTRAL

Debido a la longitud de los claros el peralte real de la losa se aumenta a 18.0 cms

Momentos últimos:



Con un peralte efectivo de 15 cms

$$d = 0.15 \text{ m}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

La resistencia para el Momento último: Se considera una franja de 1.0 m de ancho: $1 \text{ m} \times 15 \text{ m} = 15 \text{ m}^2$

$$W_u = 1.4 w_m + 1.7 w_v$$

$$1.4 \times 432 = 604.8 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 15.00 = 9072 \text{ Kg} / 15 \text{ m} = 604.8 \text{ Kg/m} = 0.60480 \text{ Ton/m}$$

$$1.7 \times 450 = 765 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 15.00 = 11475 \text{ Kg} / 15 \text{ m} = 765 \text{ Kg/m} = 0.76500 \text{ Ton/m}$$

$$1.36980$$

ACERO CORRIDO EN LA CAMA BAJA:

Factor de impacto = 1.25

$$W_u = 1.71225 \text{ Ton/m}$$

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{9.75}{0.9} = 10.83 \text{ Ton m} = 1,083,333.33 \text{ Kg cm}$$

Se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.25000$

$$\rho = 0.18 \times \frac{f_c}{f_y} = 0.01071$$

$$\text{si } d = 15.0 \text{ cms} \implies a = d \times 0.25000 \quad a = 3.75 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 19.56 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.01304 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.25895 \implies a = 3.884 \text{ cms.}$$

Según el reglamento ACI la ρ mínima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.01304 > 0.00332 \therefore$ No es crítico en este caso.

$$\rho = 0.02320 \quad A_s = \rho bd = 34.80000 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.46072 \quad \text{si } d = 15 \text{ cms} \implies a = d \times 0.46072 a = 6.911 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 1,695,388.59 \text{ Kg cm} > 1,083,333.33 \text{ Kg cm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = 34.8000 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \# 6 = 2.84 \text{ cm}^2 \implies \boxed{10 \emptyset \# 6 = 28.40 \text{ cm}^2} \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.02367 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.46999$$

$$\text{si } d = 15.0 \text{ cms} \implies a = d \times 0.46999 \quad a = 7.050 \quad \boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 1,375,262.84 \text{ Kg cm}}$$

Este refuerzo es suficiente para los momentos en los claros.

El refuerzo en los apoyos se calcula a continuación:

En base a los límites antes encontrados

Se propone un valor para $a/d = 0.59800$

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{17.34}{0.9} = 19.27 \text{ Ton m} = 1,926,666.67 \text{ Kg cm}$$

$$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f_c}{f_y} = 0.03011 \quad A_s = \rho bd = 45.17 \text{ cm}^2 \quad \text{si } d = 15.0 \text{ cms} \implies a = d \times 0.59800 \quad a = 8.97 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 43.42 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.02895 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.57484 \implies a = 8.623 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 1,958,493.53 \text{ Kg cm}$$

$$9 \emptyset \# 5 = 28.40 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{A_s = 47.75 \text{ cm}^2}$$

$$3 \emptyset \# 9 = 19.35 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 2,153,826.23 \text{ Kg cm}}$$

Revisión por cortante:

$$V_u = 9.63 \text{ Ton}$$

$$V_c = (0.85) 0.5 \sqrt{f_c} = 6.7198 \text{ Kg / cm}^2$$

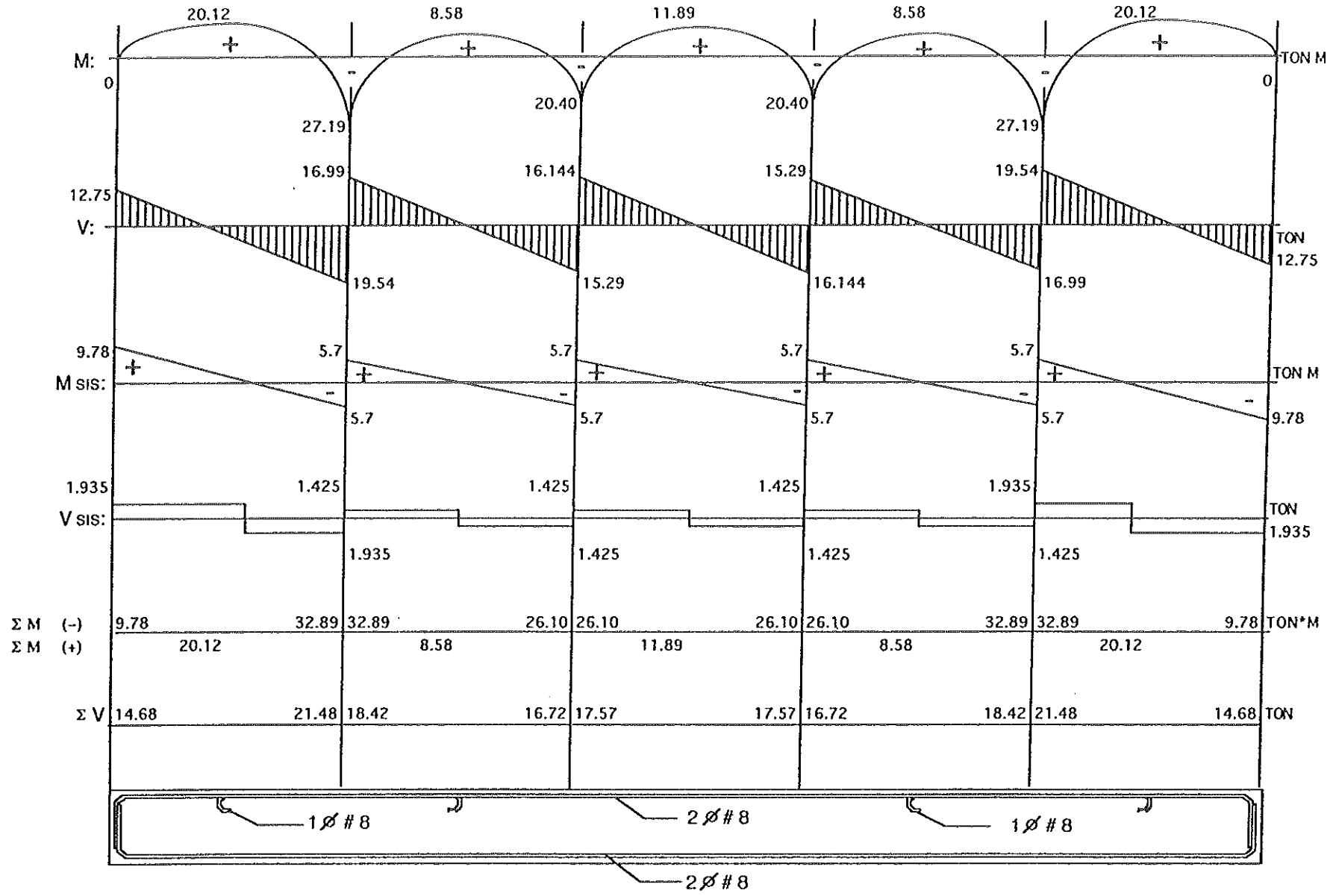
$$V_{act} = \frac{V}{bd} = 6.4200 \text{ Kg / cm}^2 \quad V_{act} < V_c \quad \text{No se requiere refuerzo por cortante.}$$

TRABE EJE 1 A-F

W TOTAL = 4.036 TON/M

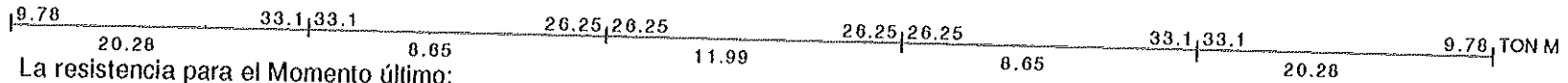


LONGITUD	8 m		8 m		8 m		8 m		8 m		8 m		
F.D.	1.00		0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	0.5		0.5	1.00
F.T.		0.5			0.5			0.5			0.5		
M EMP. (-)	-21.5253333	21.52533333	-21.5253333	21.52533333	-21.5253333	21.52533333	-21.5253333	21.52533333	-21.5253333	21.52533333	-21.5253333	21.52533333	UNIDADES
			0		0		0		0		0		TON M
1a D	21.52533333		0 0		0 0		0 0		0 0		0 0		"
T 0		10.76266666	0		0 0		0 0		0 0		0 -10.76266666		"
		10.76266666			0		0		-10.76266666				"
2a D	0		-5.38133333		0 0		0 0		5.38133333		5.38133333		0 "
T	-2.69066666		0 0		-2.69066666		0		2.69066666		0 0		"
			0		-2.69066666		2.69066666		0				"
3a D	2.69066666		0 0		1.34533333		1.34533333		-1.34533333		-1.34533333		0 "
T 0		1.34533333	6.7266666e-1		0		-6.726666e-1		6.726666e-1		0		"
		2.018			-6.726666e-1		6.726666e-1		-2.018				"
4a D	0		-1.009		-1.009		3.363333e-1		3.363333e-1		-3.363333e-1		0 "
T	-0.5045		0		1.681666e-1		-0.5045		-1.681666e-1		1.681666e-1		"
		1.681666e-1			-6.726666e-1		6.726666e-1		-1.681666e-1				"
5a D	0.5045		-8.408333e-2		-8.408333e-2		3.363333e-1		3.363333e-1		-3.363333e-1		0 "
T	-4.204166e-2		0.25225		1.681666e-1		-4.204166e-2		-1.681666e-1		1.681666e-1		"
		4.204166e-1			-2.102083e-1		2.102083e-1		-4.204166e-1				"
6a D	4.204166e-2		-2.102083e-1		-2.102083e-1		1.051041e-1		1.051041e-1		-1.051041e-1		0 "
T	-1.051041e-1		2.102083e-2		5.255208e-2		-1.051041e-1		-5.255208e-2		5.255208e-2		"
		7.357291e-2			-0.15765625		0.15765625		-7.357291e-2				"
7a D	1.051041e-1		-3.678645e-2		-3.678645e-2		0.078828125		0.078828125		-7.882812e-2		0 "
T	-1.839322e-2		5.255208e-2		3.941406e-2		-1.839322e-2		-3.941406e-2		3.941406e-2		"
		9.196614e-2			-5.780729e-2		5.780729e-2		-9.196614e-2				"
8a D	1.839322e-2		-4.598307e-2		-4.598307e-2		2.890364e-2		2.890364e-2		-2.890364e-2		0 "
					2.890364e-2		-2.890364e-2		2.890364e-2		-2.890364e-2		"
Σ M (-)	0	27.19176171	-27.1917617		20.39546354		-20.3954635		20.39546354		-20.3954635		0 TON M
V ISOS.	16.144		16.144		16.144		16.144		16.144		16.144		TON
V HIPER.	-3.39897021		3.398970214		0.849537		-0.849537		0		-0.849537		TON
V TOTAL	12.74502978		19.54297021		16.99353727		15.29446272		16.144		15.29446272		TON
R	12.74502978		36.53650748				31.43846272				31.43846272		TON
M (+)	20.12336276		20.12336276		8.583796881		8.583796881		11.89253645		11.89253645		TON M
					8.583796881		-8.583796881		8.583796881		-8.583796881		TON M



DISEÑO DE ARMADO TRABE 1

Momentos últimos:



La resistencia para el Momento último:

$$Mu = 1.4 w_m + 1.7 w_v$$

$$Mu = \begin{matrix} 1.4 & \times & 432 & = & 604.8 & \text{kg/m}^2 \times \text{Area } 15.94 & = & 9640.512 & \text{Kg} / 8 \text{ m} = & 1205.064 & \text{Kg/m} = & 1.20506 & \text{Ton/m} \\ 1.7 & \times & 450 & = & 765 & \text{kg/m}^2 \times \text{Area } 15.94 & = & 12194.1 & \text{Kg} / 8 \text{ m} = & 1524.2625 & \text{Kg/m} = & 1.52426 & \text{Ton/m} \\ & & & & & & & & & & & 0.525 & \text{Ton/m} \end{matrix}$$

ACERO CORRIDO EN LA CAMA BAJA:

Factor de impacto = 1.25

$$\text{Peso propio} = \frac{3.25433}{4.08791} \text{ Ton/m}$$

$$Mt = \frac{Mu}{0.90} = \frac{20.28}{0.9} = 22.53 \text{ Ton m} \quad \text{Para una sección balanceada:} \quad \frac{a}{d} = \beta_1 \frac{600,000}{600,000 + fy} = 0.84406$$

$$\rho = \frac{a}{d} + \frac{0.85 f'c}{fy} = 0.04250$$

$$\text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.84406 \quad a = 56.55 \text{ cms.}$$

$$As = \frac{Mt}{fy (d - a/2)} = 13.79 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{As}{bd} = 0.00686 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{fy}{0.85 f'c} = 0.84406$$

Según el reglamento ACI la ρ mínima es: $14 / fy = 0.003317 \implies 0.00686 < 0.00332 \therefore$ Se utiliza un ρ entre estos límites:

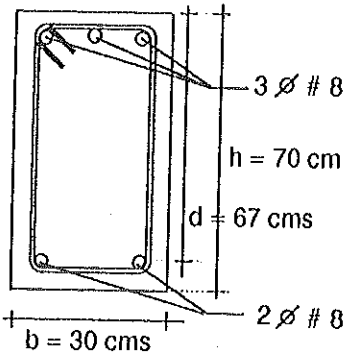
$$\rho = 0.00427 \quad As = \rho bd = 8.58270 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{fy}{0.85 f'c} = 0.08480 \quad \text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.08480 \quad a = 5.681 \text{ cms.}$$

$$Mt = As fy (d - a/2) = 2,323,785.10 \text{ Kg m} > 2,253,333.33 \text{ Kg m} \therefore \text{O.K.}$$

$$As = 8.5827 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \# 8 = 5.10 \text{ cm}^2 \implies \boxed{2 \emptyset \# 8 = 10.2 \text{ cm}^2} \therefore \rho = \frac{As}{bd} = 0.00507 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{fy}{0.85 f'c} = 0.10078$$

$$\text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.10078 \quad a = 6.752$$

$$\boxed{Mt = As fy (d - a/2) = 2,738,631.45}$$



Este refuerzo es suficiente para los momentos en los claros.
El refuerzo en los apoyos se calcula a continuación:

$$Mt = \frac{Mu}{0.90} = \frac{33.1}{0.9} = 36.778 \text{ Ton m} \quad \text{En base a los límites antes encontrados se propone un } \rho \text{ mayor al anterior:}$$

$$\rho = 0.00411 \quad As = \rho bd = 8.261 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{fy}{0.85 f'c} = 0.08162 \therefore a = 5.4685$$

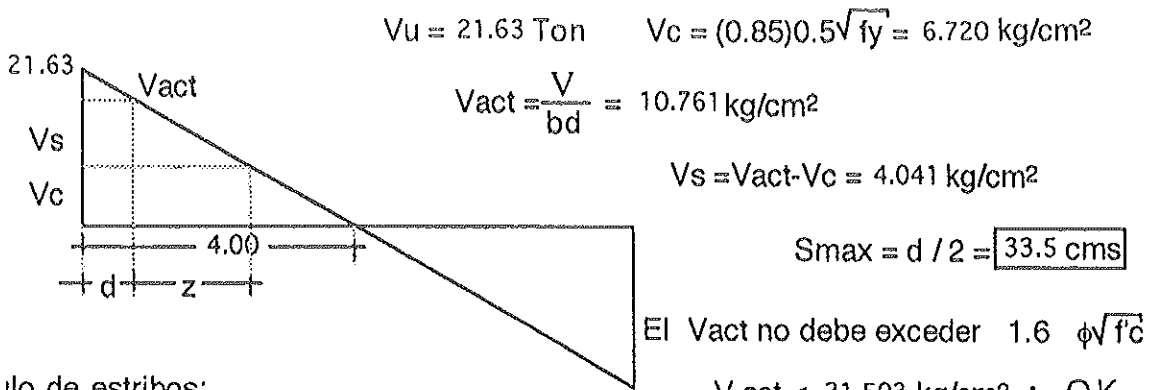
$$Mt = As fy (d - a/2) = 2,229,803.88 < 3,677,777.8 \therefore \text{Se propone un nuevo } \rho:$$

$$\rho = 0.007 \quad As = \rho bd = 14.070 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{fy}{0.85 f'c} = 0.13901 \therefore a = 9.3138$$

$$Mt = As fy (d - a/2) = 3,684,103.49 \text{ Kg cm} \quad \text{O.K.}$$

$$\boxed{3 \emptyset \# 8 = 15.3 \text{ cm}^2}$$

Cálculo del refuerzo por cortante:
Trabe 1



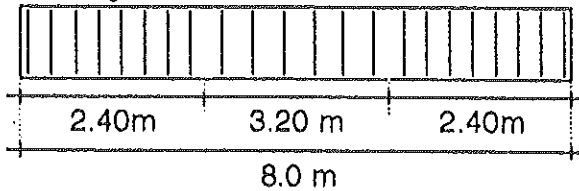
Cálculo de estribos:
por triángulos semejantes:

$$\frac{z}{4.041} = \frac{400}{10.761} \quad z = 150.220 \text{ cms}$$

$$T = \frac{V_s b l}{2} = 48,496.290 \text{ kg} \quad \text{Usando estribos del } \#3 \quad t = 2 A_s f_y = 5,992.4$$

Número de estribos: $N_o = \frac{T}{t} = 8.093$

Separación: $\frac{400}{8} = 50 \text{ cms}$ $S_{max} = \frac{A_s}{0.0015 b} = 31.56 \text{ cms}$

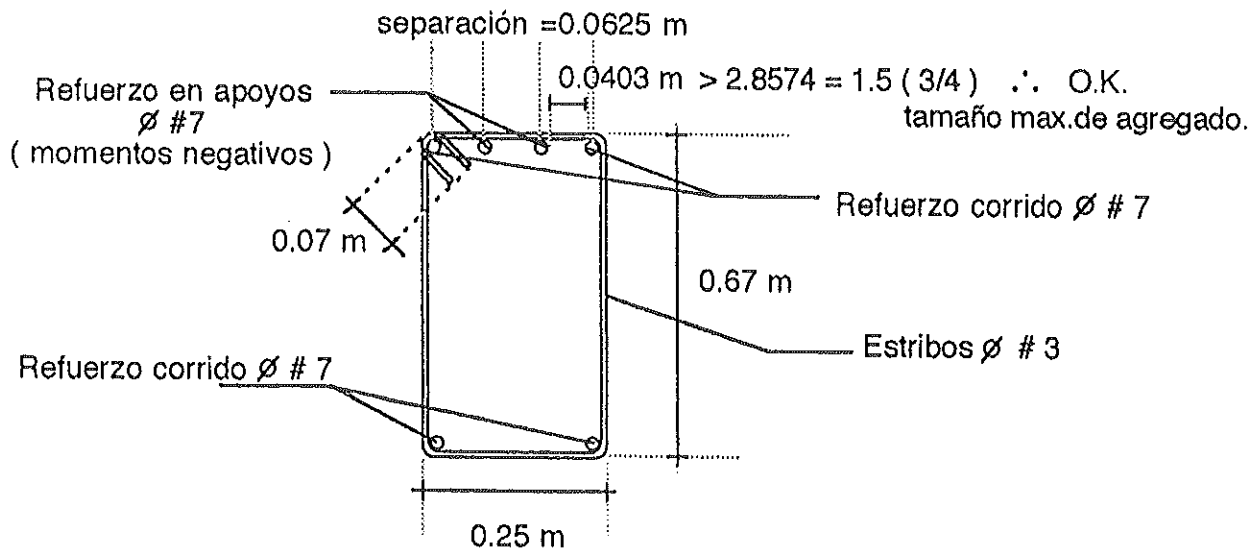


8 Estribos ϕ #3 @ 30 cms

8 Estribos ϕ #3 @ 30 cms

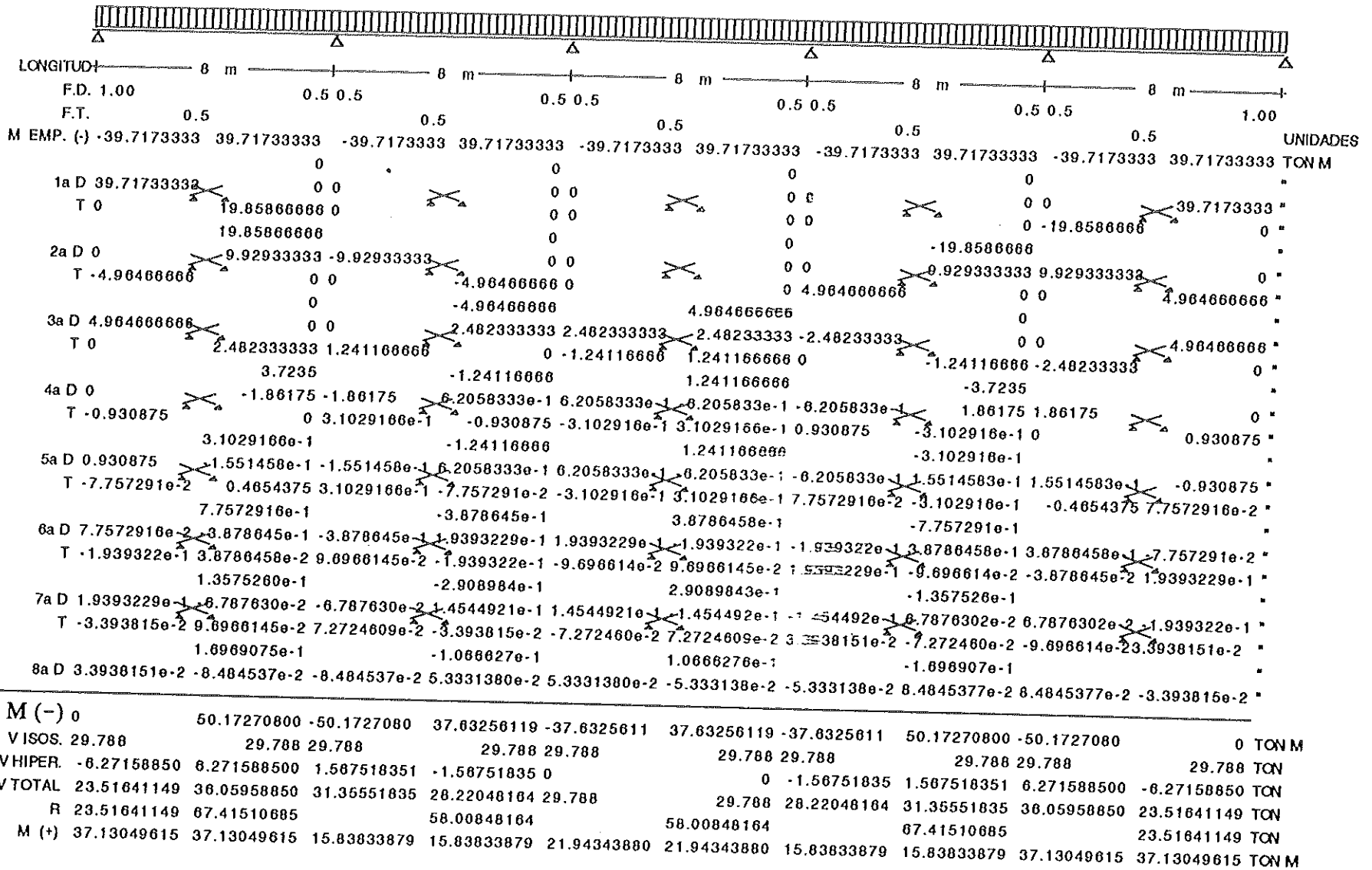
6 Estribos ϕ #3 @ 50 cms

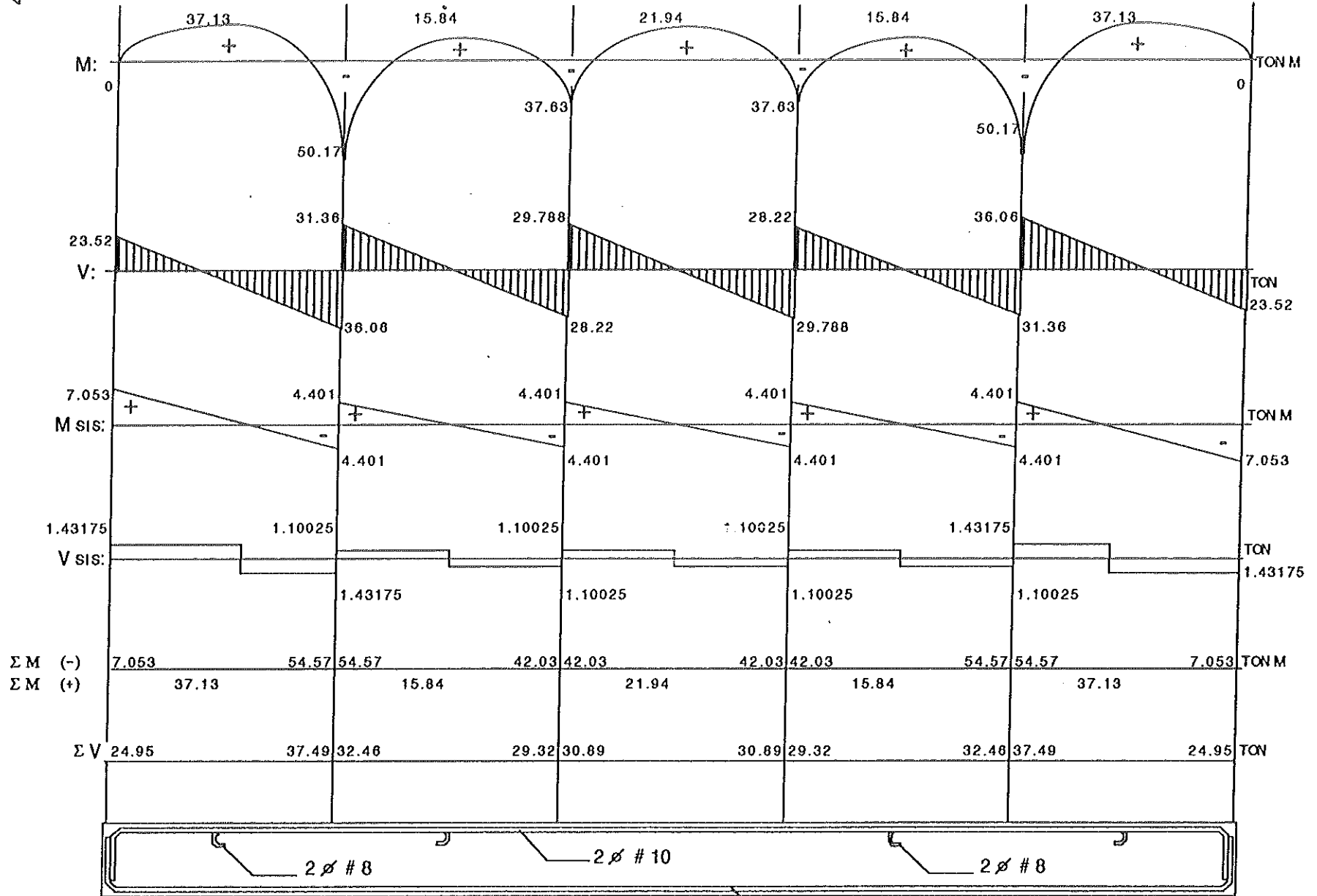
Tipo de estribo:



TRABE EJE 2 A-F

WTOTAL = 7.447 TON/M





DISEÑO DE ARMADO TRABE 2

Momentos ultimos:



La resistencia para el Momento ultimo:

$$W_u = 1.4 w_m + 1.7 w_v$$

$$\begin{aligned} 1.4 \times 432 &= 604.8 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 31.88 = 19281.024 \text{ Kg / 8 m} = 2410.128 \text{ Kg/m} = 2.41013 \text{ Ton/m} \\ 1.7 \times 450 &= 765 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 31.88 = 24388.2 \text{ Kg / 8 m} = 3048.525 \text{ Kg/m} = 3.04852 \text{ Ton/m} \end{aligned}$$

$$\text{Peso propio} = \underline{0.525 \text{ Ton/m}}$$

$$\frac{5.98365}{}$$

$$W_u = \underline{7.47957 \text{ Ton/m}}$$

ACERO CORRIDO EN LA CAMA BAJA:

Factor de impacto=1.25

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{37.13}{0.9} = 41.26 \text{ Ton m} \quad \text{Para una seccion balanceada:} \quad \frac{a}{d} = \beta_1 \frac{600,000}{600,000 + f_y} = 0.84406$$

$$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f_c}{f_y} = 0.04250$$

$$\text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.84406 \quad a = 56.55 \text{ cms.}$$

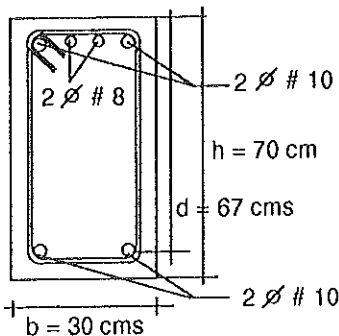
$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 25.25 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.01256 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.84406$$

Segun el reglamento ACI la ρ minima es: $200 / f_y = 0.003267 \implies 0.01256 > 0.00327 \therefore$ Se propone un valor de ρ algo menor al balanceado:

$$\rho = 0.0080 \quad A_s = \rho bd = 16.0800 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.15887 \quad \text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.15887 \quad a = 10.644 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 4,185,309.87 \text{ Kg cm} > 4,125,555.56 \text{ Kg cm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = 16.0800 \text{ cm}^2 \quad \varnothing \# 10 = 8.19 \text{ cm}^2 \implies \underline{2 \varnothing \# 10 = 16.38 \text{ cm}^2} \therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00815 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.16183$$



$$\text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.16183 \quad a = 10.84$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 4,256,530.44$$

Este refuerzo es suficiente para los momentos en los claros.
El refuerzo en los apoyos se calcula a continuacion:

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{54.57}{0.9} = 60.633 \text{ Ton m} \quad \text{En base a los limites antes encontrados se propone un } \rho \text{ mayor al anterior:}$$

$$\rho = 0.0095 \quad A_s = \rho bd = 19.095 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.18866 \therefore a = 12.640$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 4,866,469.65 < 6,063,333.3 \therefore \text{Se propone un nuevo } \rho:$$

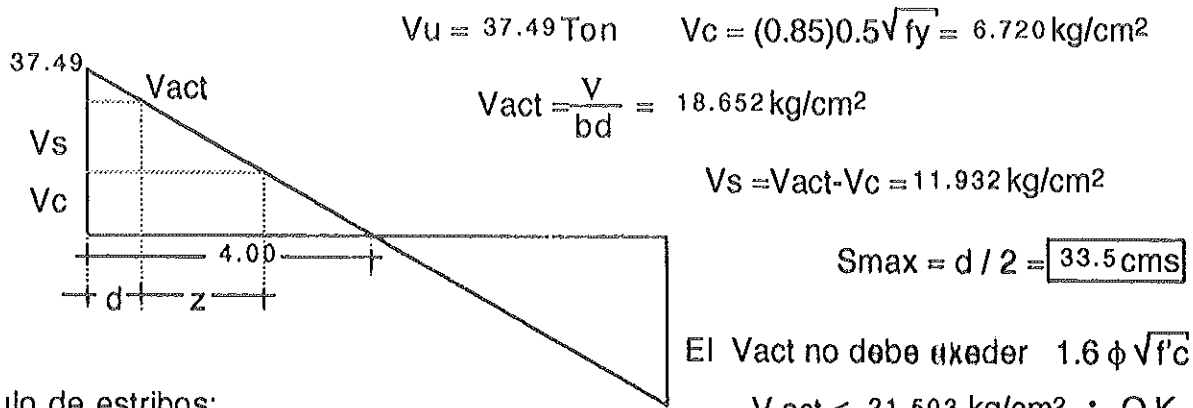
$$\rho = 0.013225 \quad A_s = \rho bd = 26.582 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.26263 \therefore a = 17.596$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 6,497,965.75 \text{ Kg cm} \text{ O.K.}$$

$$\begin{aligned} 2 \varnothing \# 10 &= 16.38 \text{ cm}^2 \\ 2 \varnothing \# 8 &= 10.2 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad \underline{A_s = 26.58 \text{ cm}^2} \quad M_t = 6,497,965.75 \text{ Kg cm}$$

Calculo del refuerzo por cortante:

Trabe 2



Calculo de estribos:

por triangulos semejantes:

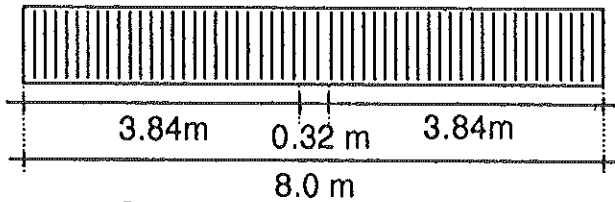
$$\frac{z}{11.932} = \frac{400}{18.652} \quad z = 255.888 \text{ cms}$$

$T = \frac{V_s b l}{2} = 143,182.858 \text{ kg}$ Usando estribos del #3 $t = 2 A_s f_y = 5,992.4$

Numero de estribos: $N_o = \frac{T}{t} = 23.894$

Separacion: $\frac{400}{24.00} = \boxed{16.67 \text{ cms}}$

$S_{max} = \frac{A_s}{0.0015 b} = \boxed{31.56 \text{ cms}}$

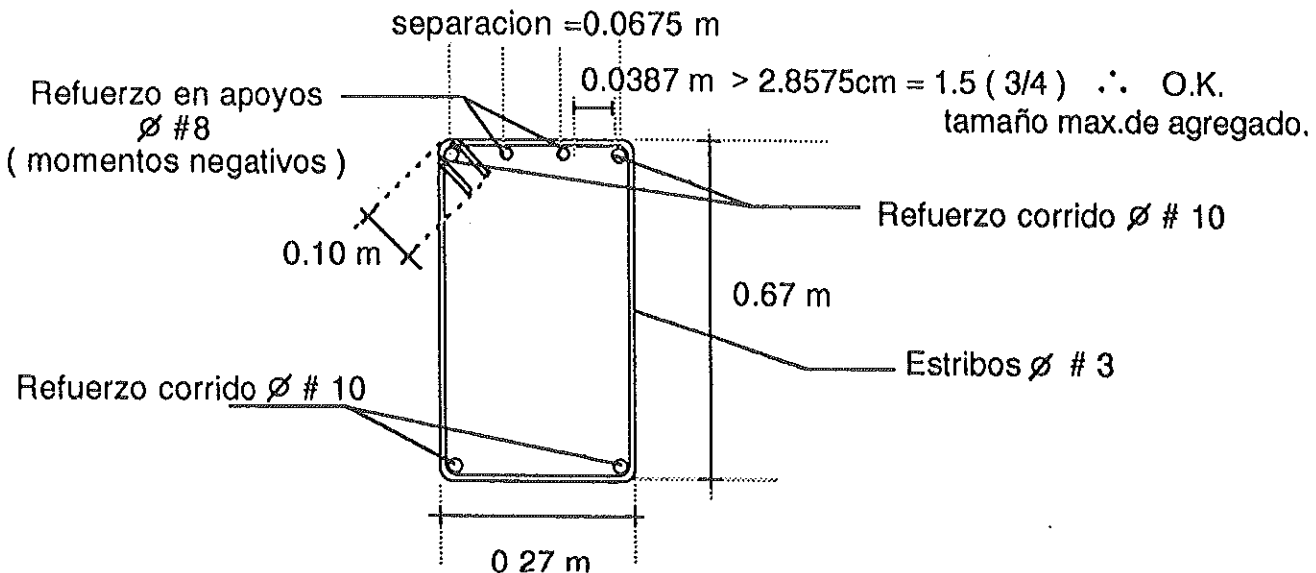


24 Estribos \emptyset # 3 @ 16 cms

24 Estribos \emptyset # 3 @ 16 cms

2 Estribos \emptyset # 3 @ 16 cms

Tipo de estribo:

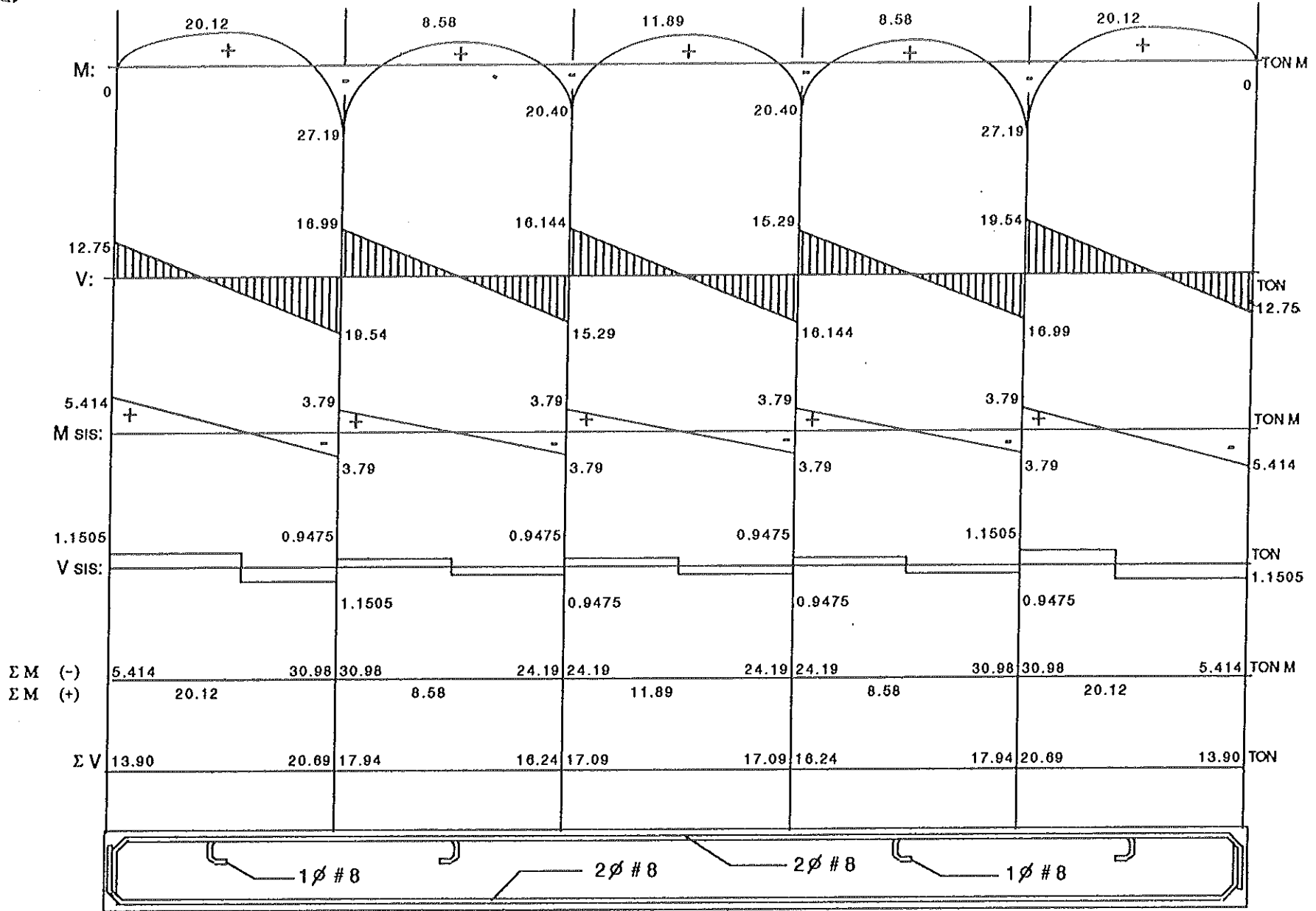


TRABE EJE 3 A-F

W TOTAL = 4.036 TON/M



LONGITUD	8 m		8 m		8 m		8 m		8 m		1.00	UNDADES	
F.D.	1.00	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1.00		
F.T.	0.5			0.5			0.5			0.5			
M EMP. (-)	-21.5253333	21.52533333	-21.5253333	21.52533333	-21.5253333	21.52533333	-21.5253333	21.52533333	-21.5253333	21.52533333	-21.5253333	21.52533333	TON M
1a D	21.52533333	0	0	0	0	0	0	0	0	0	21.5253333		
T 0	10.76266666	0	0	0	0	0	0	0	0	-10.76266666	0		
2a D	0	5.38133333	-5.38133333	0	0	0	0	5.38133333	5.38133333	0	0		
T -2.69066666	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2.69066666		
3a D	2.69066666	0	0	1.34533333	1.34533333	1.34533333	-1.34533333	0	0	0	2.69066666		
T 0	1.34533333	6.7266666e-1	0	0	-6.7266666e-1	6.7266666e-1	0	0	-6.7266666e-1	-1.34533333	0		
4a D	0	2.018	-1.009	-1.009	3.3633333e-1	3.3633333e-1	-3.3633333e-1	-3.3633333e-1	1.009	1.009	0		
T -0.5045	0	1.6816666e-1	0	0	-0.5045	-1.6816666e-1	1.6816666e-1	0.5045	0	0	0.5045		
5a D	0.5045	1.6816666e-1	-6.7266666e-1	0	0	6.7266666e-1	0	0	-1.6816666e-1	0	0		
T -4.204166e-2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
6a D	4.204166e-2	2.102083e-1	-2.102083e-1	1.051041e-1	1.051041e-1	-1.051041e-1	-1.051041e-1	2.102083e-1	2.102083e-1	-4.204166e-2	0		
T -1.051041e-1	2.102083e-2	5.2552083e-2	-1.051041e-1	0	0	0	0	0	0	0	0		
7a D	1.051041e-1	3.678645e-2	-3.678645e-2	0.078828125	0.078828125	-0.078828125	-0.078828125	0.078828125	0.078828125	-1.051041e-1	0		
T -1.839322e-2	5.2552083e-2	3.9414062e-2	-1.839322e-2	0	0	0	0	0	0	0	0		
8a D	1.8393229e-2	4.598307e-2	-4.598307e-2	2.8903645e-2	2.8903645e-2	-2.890364e-2	-2.890364e-2	2.890364e-2	2.890364e-2	-4.5983072e-2	-1.839322e-2		
$\Sigma M (-)$	0	27.19176171	-27.1917617	20.39546354	-20.3954635	20.39546354	-20.3954635	27.19176171	-27.1917617	0	0	TON M	
V ISOS.	16.144	16.144	16.144	16.144	16.144	16.144	16.144	16.144	16.144	16.144	16.144	TON	
V HIPER.	-3.39897021	3.398970214	8.4953727e-1	-8.495372e-1	0	0	-8.495372e-1	8.4953727e-1	3.398970214	-3.39897021	0	TON	
V TOTAL	12.74502978	19.54297021	18.99353727	15.29446272	10.144	16.144	15.29446272	18.99353727	19.54297021	12.74502978	0	TON	
R	12.74502978	36.53650748		31.43846272		31.43846272		36.53650748		12.74502978	0	TON	
M (+)	20.12336276	20.12336276	8.583796881	8.583796881	11.89253645	11.89253645	8.583796881	8.583796881	20.12336276	20.12336276	0	TON M	



DISEÑO DE ARMADO TRABE 3

Momentos últimos:



La resistencia para el Momento último:

$W_u = 1.4 w_m + 1.7 w_v$

$1.4 \times 432 = 604.8 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 15.94 = 9640.512 \text{ Kg / 8 m} = 1205.064 \text{ Kg/m} = 1.20506 \text{ Ton/m}$
 $1.7 \times 450 = 765 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 15.94 = 12194.1 \text{ Kg / 8 m} = 1524.2625 \text{ Kg/m} = 1.52426 \text{ Ton/m}$
 Peso propio = $\frac{0.525}{3.25433} \text{ Ton/m}$

ACERO CORRIDO EN LA CAMA BAJA:

Factor de impacto=1.25

$\frac{3.25433}{4.06791} \text{ Ton/m}$

$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{20.12}{0.9} = 22.36 \text{ Ton m}$
 $2,235,555.56 \text{ Kg cm}$

Para una sección balanceada: $\frac{a}{d} = \beta_1 \frac{600,000}{600,000 + f_y} = 0.84406$

$\rho = \frac{a}{d} + \frac{0.85 f_c}{f_y} = 0.04250$

si $d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.84406 \quad a = 56.55 \text{ cms.}$

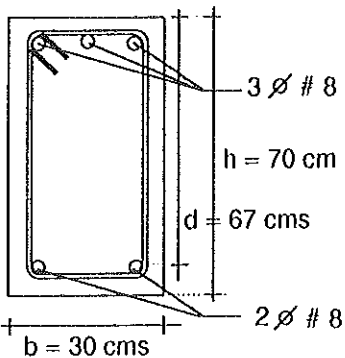
$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 13.68 \text{ cm}^2$
 $\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00681 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.84406$

Según el reglamento ACI la ρ mínima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.00681 < 0.00332 \therefore$ Se utiliza un ρ entre estos límites:

$\rho = 0.00427 \quad A_s = \rho bd = 8.58270 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.08480 \quad \text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.08480 \quad a = 5.681 \text{ cms.}$

$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 2,323,785.10 \text{ Kg m} > 2,235,555.56 \text{ Kg m} \therefore \text{O.K.}$

$A_s = 8.5827 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \# 8 = 5.10 \text{ cm}^2 \implies 2 \emptyset \# 8 = 10.2 \text{ cm}^2 \therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00507 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.10078$



si $d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.10078 \quad a = 6.752$

$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 2,738,031.45$

Este refuerzo es suficiente para los momentos en los claros.
 El refuerzo en los apoyos se calcula a continuación:

$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{30.98}{0.9} = 34.422 \text{ Ton m}$
 $3,442,222.22 \text{ Kg cm}$
 En base a los límites antes encontrados se propone un ρ mayor al anterior:

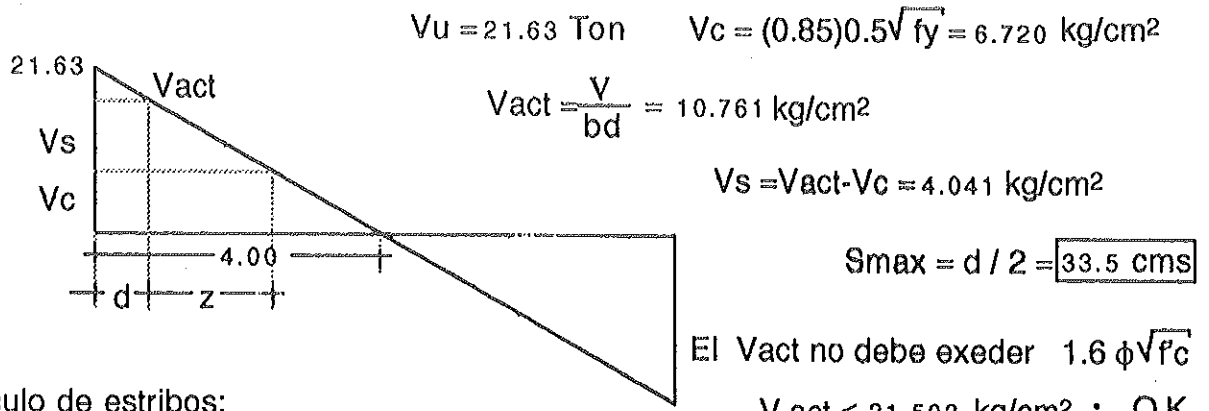
$\rho = 0.00411 \quad A_s = \rho bd = 8.261 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.08162 \therefore a = 5.4685$

$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 2,229,003.88 < 3,442,222.2 \therefore$ Se propone un nuevo ρ :

$\rho = 0.007 \quad A_s = \rho bd = 14.070 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.13901 \therefore a = 9.3138$
 $M_t = A_s f_y (d - a/2) = 3,684,103.49 \text{ Kg cm} \text{ O.K.}$

$3 \emptyset \# 8 = 15.3 \text{ cm}^2$

Calculo del refuerzo por cortante:
Trabe 3



Calculo de estribos:
por triangulos semejantes:

$$\frac{z}{4.041} = \frac{400}{10.761} \quad z = 150.220 \text{ cms}$$

$$T = \frac{V_s b l}{2} = 48,496.290 \text{ kg}$$

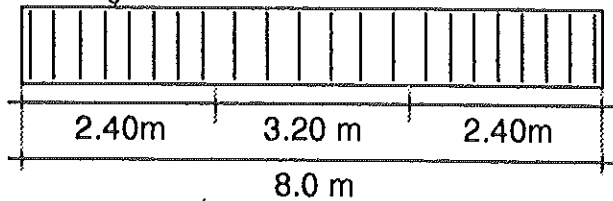
Usando estribos del #3

$$t = 2 A_s f_y = 5,992.4$$

Numero de estribos: $N_o = \frac{T}{t} = 8.093$

Separacion: $\frac{400}{8} = \boxed{50 \text{ cms}}$

$$S_{max} = \frac{A_s}{0.0015 b} = \boxed{31.56 \text{ cms}}$$

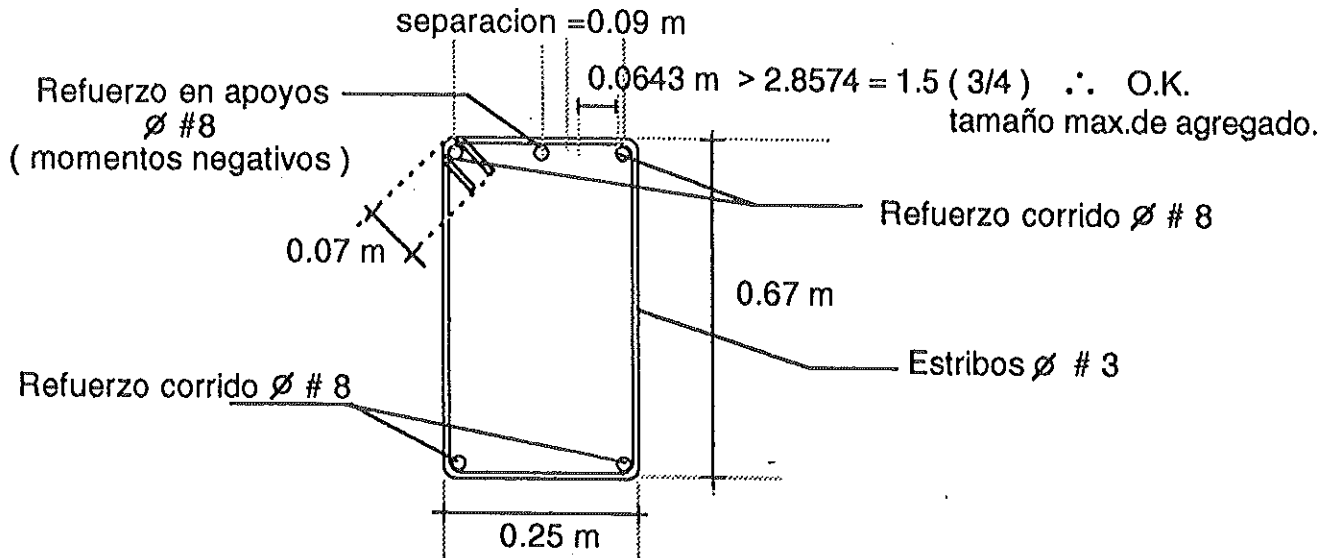


8 Estribos ϕ # 3 @ 30 cms

8 Estribos ϕ # 3 @ 30 cms

6 Estribos ϕ # 3 @ 50 cms

Tipo de estribo:



TRABES A Y F DE 1 A 3

A = 14.06 m²

Wt = 4.92 TON / M

wm = 432 kg/m² = 6073.92 kg x F.S.=1.4 = 8503.488 kg/l = 133.7984 kg/m

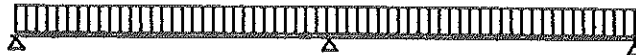
wv = 450 kg/m² = 6327 kg x F.S.=1.7 = 10755.9 kg/l = 1434.12 kg/m

Factor de impacto = 1.25

Peso Propio 504 kg/m

Peso Escalones 864 kg/m

w = 1.71 ton / m



LONGITUD: 7.5 m 7.5 m

UNIDADES:

F.D. 1.00 0.5 0.5 0.5 1.00

F.T. 0.5 0.5

M EMP. (-) -23.0620218 23.06202187 -23.0620218 23.06202187 ton m

1a D 23.06202187 0 0 23.06202187

T 0 1.53101093 -11.5310109 0

2a D 0 0 0 0

T 0 0 0 0

3a D 0 0 0 0

T 0 0 0 0

4a D 0 0 0 0

T 0 0 0 0

5a D 0 0 0 0

T 0 0 0 0

6a D 0 0 0 0

Σ M (-) 0 34.59303281 -34.5930328 0 ton m

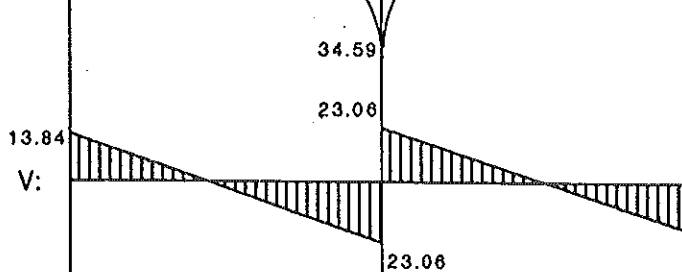
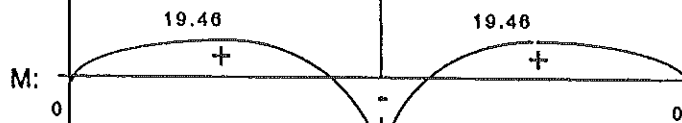
V ISOS. 18.4496175 18.4496175 18.4496175 18.4496175 ton

V HIPER. -4.61240437 4.612404375 4.612404375 -4.61240437 ton

V TOTAL 13.83721312 23.06202187 23.06202187 13.83721312 ton

R 13.83721312 46.12404375 13.83721312 ton

M (+) 19.45858095 19.45858095 19.45858095 19.45858095 ton m



Σ M (-) 0 34.59 34.59 0 ton m

Σ M (+) 19.46 19.46 ton m

Σ V 13.84 23.06 23.06 5.78 ton

DISEÑO DE ARMADO TRABES A y F

Momentos últimos: $\frac{12.96}{19.46} \quad \frac{41.33}{19.46} \quad \frac{41.33}{19.46} \quad \frac{7.84}{19.46}$

Con un peralte efectivo de 67 cms

 $d = 67.00 \text{ cm}$ $b = 30.00 \text{ cm}$

La resistencia para el Momento último:

$$W_u = 1.4 w_m + 1.7 w_v$$

$$1.4 \times 432 = 604.8 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 14.06 = 8503.488 \text{ Kg} / 7.5 \text{ m} = 1133.80 \text{ Kg/m} = 1.13380 \text{ Ton/m}$$

$$1.7 \times 450 = 765 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 14.06 = 10755.9 \text{ Kg} / 7.5 \text{ m} = 1434.12 \text{ Kg/m} = 1.43412 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Escalones: } 863.77 \text{ Kg/m} = 0.86377 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Peso propio} = \frac{0.504 \text{ Ton/m}}{3.93569} =$$

$$W_u = 4.91961 \text{ Ton/m}$$

ACERO CORRIDO EN LA CAMA BAJA:

Factor de impacto = 1.25

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{19.46}{0.9} = 21.62 \text{ Ton m} = 2,162,222.22 \text{ Kg cm}$$

Se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.25000$

$$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01259$$

$$\text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.25000 \quad a = 16.75 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 8.74 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00874 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.17356 \implies a = 11.63 \text{ cms.}$$

Según el reglamento ACI la ρ mínima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.00874 > 0.00332 \therefore$ No es crítico en este caso.

$$\rho = 0.00400 \quad A_s = \rho bd = 8.04000 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.07944 \quad \text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.07944 \quad a = 5.32 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 2,182,942.26 \text{ Kg cm} > 2,162,222.22 \text{ Kg cm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = 8.0400 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \# 8 = 5.10 \text{ cm}^2 \implies \boxed{2 \emptyset \# 8 = 10.20 \text{ cm}^2} \therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00507 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.10078$$

$$\text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.10078 \quad a = 6.752$$

$$\boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 2,738,631.45 \text{ Kg cm}}$$

Este refuerzo es suficiente para los momentos en los claros.

El refuerzo en los apoyos se calcula a continuación:

En base a los límites antes encontrados se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.25900$

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{41.33}{0.9} = 45.92 \text{ Ton m} = 4,592,222.22 \text{ Kg cm}$$

$$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01304 \quad A_s = \rho bd = 26.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.25900 \quad a = 17.35 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 6,452,059.06 \text{ Kg cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 18.66 \text{ cm}^2$$

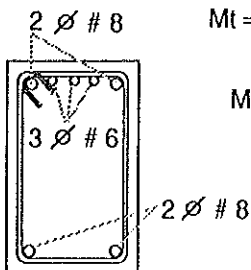
$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00928 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.18434 \implies a = 12.35 \text{ cms.}$$

$$2 \emptyset \# 8 = 10.2 \text{ cm}^2$$

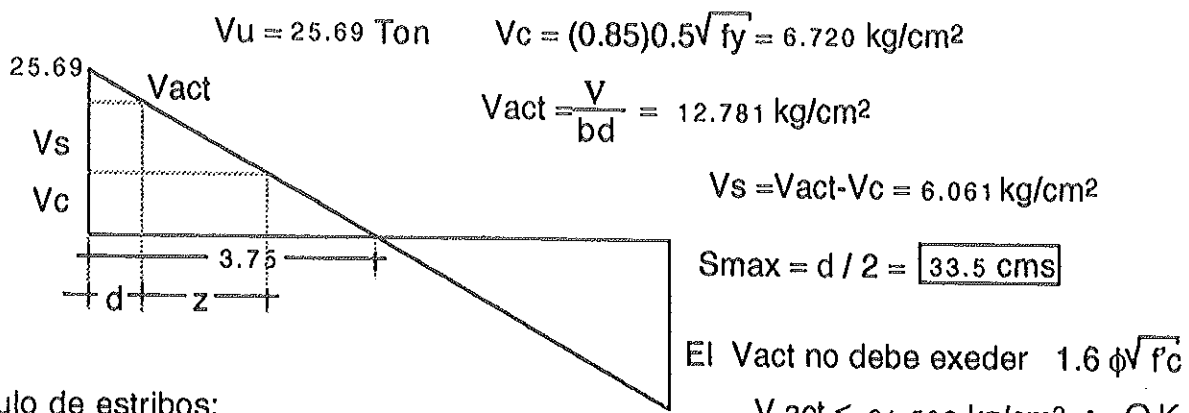
$$\boxed{A_s = 18.72 \text{ cm}^2}$$

$$3 \emptyset \# 6 = 8.52 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 4,789,147.02 \text{ Kg cm}} > M_t \therefore \text{O.K.}$$



Calculo del refuerzo por cortante:
Trabes A y F



Calculo de estribos:
por triangulos semejantes:

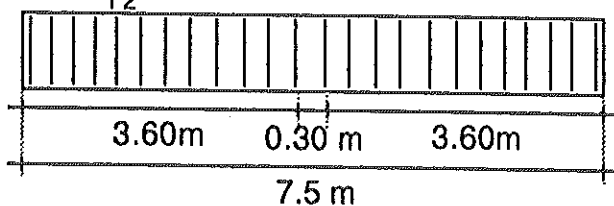
$$\frac{z}{6.061} = \frac{375}{12.781} \quad z = 177.839 \text{ cms}$$

$T = \frac{V_s b l}{2} = 68,189.153 \text{ kg}$ Usando estribos del #3 $t = 2 A_s f_y = 5,992.4$

Numero de estribos: $N_o = \frac{T}{t} = 11.379$

Separacion: $\frac{375}{12} = \boxed{31.25 \text{ cms}}$

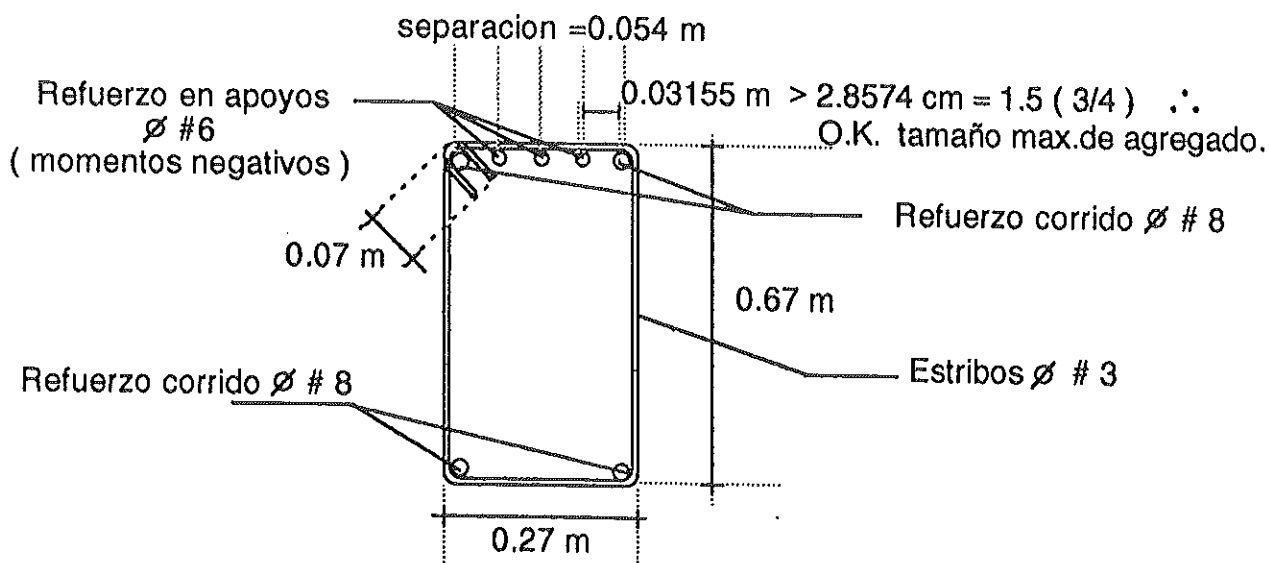
$S_{max} = \frac{A_s}{0.0015 b} = \boxed{31.56 \text{ cms}}$



12 Estribos ϕ #3 @ 30 cms

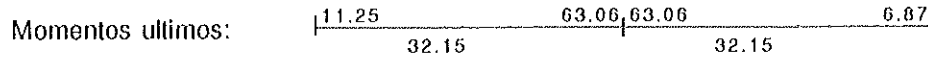
12 Estribos ϕ #3 @ 30 cms

Tipo de estribo:



DISEÑO DE ARMADO TRABES B y E

Con un peralte efectivo de 67 cms
 d = 67.00 cm
 b = 30.00 cm



La resistencia para el Momento ultimo:

$W_u = 1.4 w_m + 1.7 w_v$

Escalones: $863.77 \text{ Kg/m} = 0.86377 \text{ Ton/m}$
 $1.4 \times 432 = 604.8 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 28.12 = 17006.976 \text{ Kg} / 7.5 \text{ m} = 2267.60 \text{ Kg/m} = 2.26760 \text{ Ton/m}$
 $1.7 \times 450 = 765 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 28.12 = 21511.8 \text{ Kg} / 7.5 \text{ m} = 2868.24 \text{ Kg/m} = 2.86824 \text{ Ton/m}$

Peso propio = $\frac{0.504 \text{ Ton/m}}{6.50361}$

ACERO CORRIDO EN LA CAMA BAJA:

Factor de impacto = 1.25

$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{32.15}{0.9} = 35.72 \text{ Ton m}$
 $3,572,222.22 \text{ Kg cm}$

Se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.25000$

$W_u = 8.12951 \text{ Ton/m}$

$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01259$

si $d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.25000 \implies a = 16.75 \text{ cms.}$

$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 14.44 \text{ cm}^2$ $\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.01444$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.28675 \implies a = 19.21 \text{ cms.}$

Segun el reglamento ACI la ρ minima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.01444 > 0.00332 \therefore$ No es critico en este caso.

$\rho = 0.00675$ $A_s = \rho bd = 13.56750 \text{ cm}^2$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.13405$ si $d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.13405 \implies a = 8.98 \text{ cms.}$

$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 3,578,967.66 \text{ Kg cm} > 3,572,222.22 \text{ Kg cm} \therefore$ O.K.

$A_s = 13.5675 \text{ cm}^2$ $\emptyset \# 10 = 8.19 \text{ cm}^2 \implies 2 \emptyset \# 10 = 16.38 \text{ cm}^2$ $\therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00815$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.16183$

si $d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.16183 \implies a = 10.843$

Este refuerzo es suficiente para los momentos en los claros.

$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 4,256,530.44 \text{ Kg cm}$

El refuerzo en los apoyos se calcula a continuacion:

En base a los limites antes encontrados se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.28900$

2 $\emptyset \# 10$

$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{63.06}{0.9} = 70.07 \text{ Ton m}$
 $7,006,666.67 \text{ Kg cm}$

$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01455$

$A_s = \rho bd = 29.25 \text{ cm}^2$

si $d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.28900 \implies a = 19.36 \text{ cms.}$

$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 7,075,345.49 \text{ Kg cm}$

$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.01441$

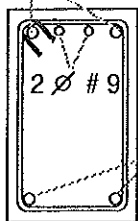
$\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.28619 \implies a = 19.18 \text{ cms.}$

$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 28.97 \text{ cm}^2$

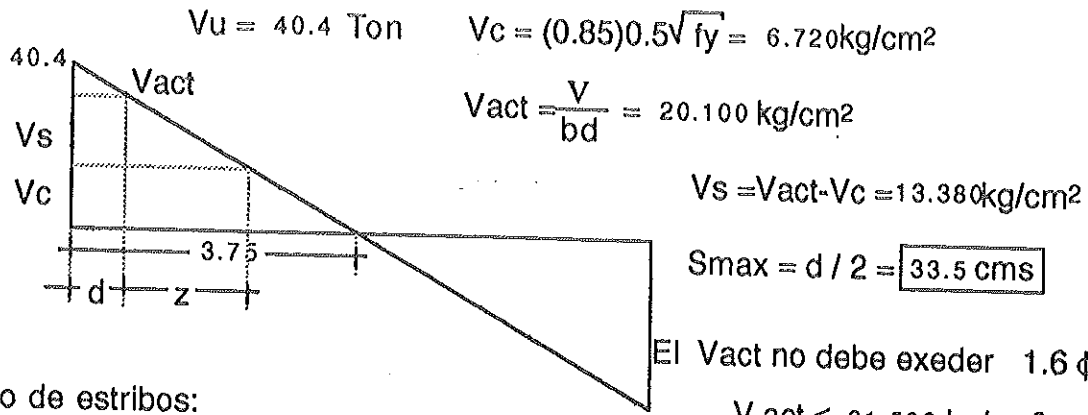
2 $\emptyset \# 10 = 16.38 \text{ cm}^2$
 2 $\emptyset \# 9 = 12.9 \text{ cm}^2$

$A_s = 29.28 \text{ cm}^2$

$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 7,018,154.4 \text{ Kg cm} > M_t \therefore$ O.K.



Calculo del refuerzo por cortante:
Trabes B y E



Calculo de estribos:
por triangulos semejantes:

$$\frac{z}{13.380} = \frac{375}{20.100} \quad z = 249.627 \text{ cms}$$

$$T = \frac{V_s b l}{2} = 150,521.24 \text{ kg}$$

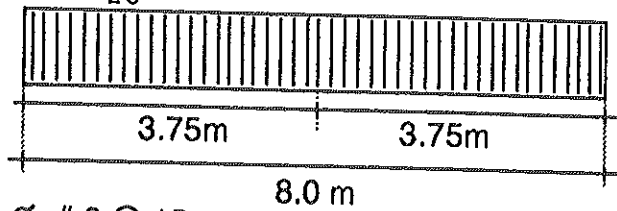
Usando estribos del #3

$$t = 2 A_s f_y = 5,992.4$$

Numero de estribos: $N_o = \frac{T}{t} = 25.119$

Separacion: $\frac{375}{25} = \boxed{15.00 \text{ cms}}$

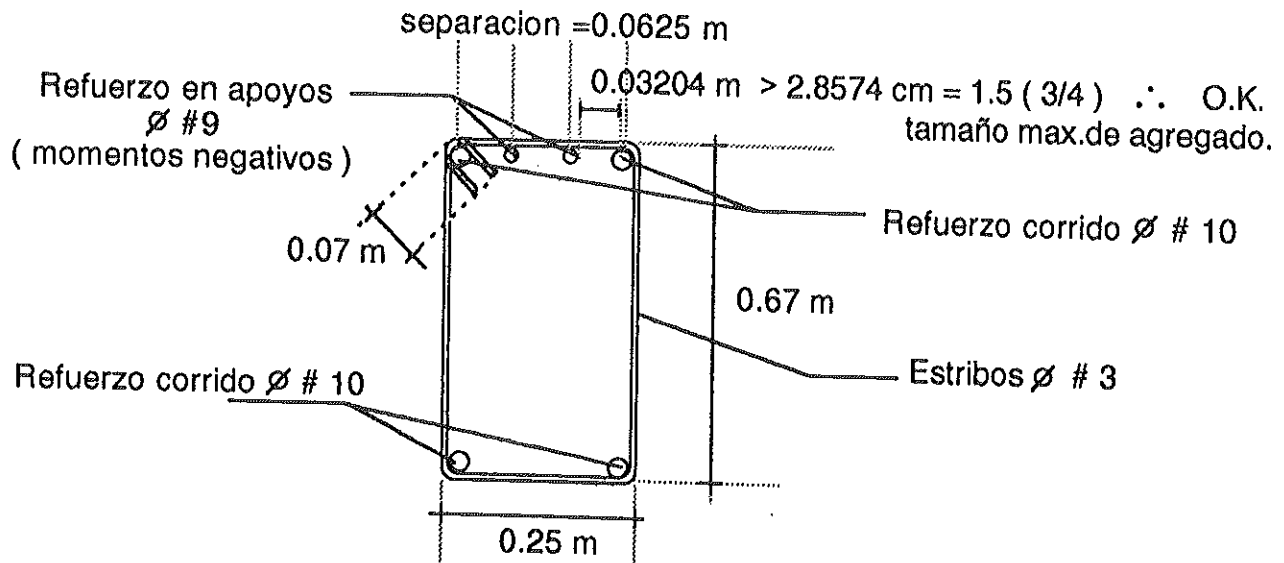
$$S_{max} = \frac{A_s}{0.0015 b} = \boxed{31.56 \text{ cms}}$$



25 Estribos ϕ # 3 @ 15 cms

25 Estribos ϕ # 3 @ 15 cms

Tipo de estribo:



DISEÑO DE ARMADO TRABES C y D

Con un peralte efectivo de 67 cms

Momentos ultimos:

$$\frac{9.65}{32.15} \quad \frac{63.06, 63.06}{32.15} \quad \frac{6.87}{32.15}$$

d = 67.00cm

b = 30.00cm

La resistencia para el Momento ultimo:

$$W_u = 1.4 w_m + 1.7 w_v$$

$$1.4 \times 432 = 604.8 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 28.12 = 17006.976 \text{ Kg} / 7.5 \text{ m} = 2267.60 \text{ Kg/m} = 2.26760 \text{ Ton/m}$$

$$1.7 \times 450 = 765 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 28.12 = 21511.8 \text{ Kg} / 7.5 \text{ m} = 2868.24 \text{ Kg/m} = 2.86824 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Escalones: } 863.77 \text{ Kg/m} = 0.86377 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Peso propio} = \frac{6.50361}{1} = 0.504 \text{ Ton/m}$$

ACERO CORRIDO EN LA CAMA BAJA:

Factor de impacto = 1.25

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{32.15}{0.9} = 35.72 \text{ Ton m} \\ 3,572,222.22 \text{ Kg cm}$$

Se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.25000$

$$W_u = \frac{6.50361}{1} = 8.12951 \text{ Ton/m}$$

$$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01259$$

$$\text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.25000 \quad a = 16.75 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 14.44 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.01444 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.28675 \implies a = 19.21 \text{ cms.}$$

Segun el reglamento ACI la ρ minima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.01444 > 0.00332 \therefore$ No es critico en este caso.

$$\rho = 0.00675 \quad A_s = \rho bd = 13.56750 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.13405 \quad \text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.13405 \quad a = 8.98 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 3,578,967.66 \text{ Kg cm} > 3,572,222.22 \text{ Kg cm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = 13.5675 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \# 10 = 8.19 \text{ cm}^2 \implies \boxed{2 \emptyset \# 10 = 16.38 \text{ cm}^2} \therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00815 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.16183$$

$$\text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.16183 \quad a = 10.843$$

Este refuerzo es suficiente para los momentos en los claros.

$$\boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 4,256,530.44 \text{ Kg cm}}$$

El refuerzo en los apoyos se calcula a continuacion:

En base a los limites antes encontrados se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.28900$ 2 \emptyset # 10

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{63.06}{0.9} = 70.07 \text{ Ton m} \\ 7,006,666.67 \text{ Kg cm} \quad \rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01455$$

$$A_s = \rho bd = 29.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.28900 \quad a = 19.36 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 7,075,345.49 \text{ Kg cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 28.97 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.01441$$

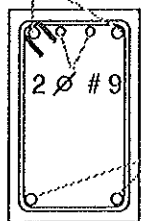
$$\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.28619 \implies a = 19.18 \text{ cms.}$$

$$2 \emptyset \# 10 = 16.38 \text{ cm}^2$$

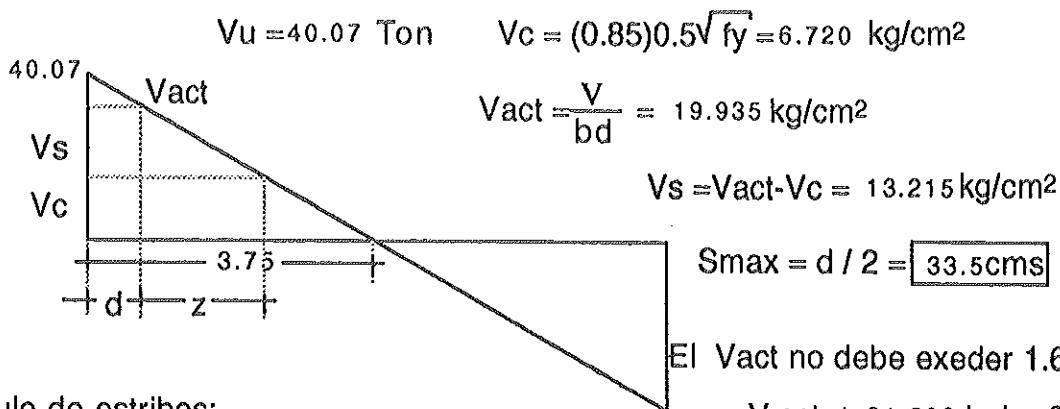
$$2 \emptyset \# 9 = 12.9 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{A_s = 29.28 \text{ cm}^2}$$

$$\boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 7,018,154.40 \text{ Kg cm}} > M_t \therefore \text{O.K.}$$



Calculo del refuerzo por cortante:
Trabes C y D



Calculo de estribos:
por triangulos semejantes:

$$\frac{z}{13.215} = \frac{375}{19.935} \quad z = 248.594 \text{ cms}$$

$$T = \frac{V_s b l}{2} = 148,674.22 \text{ kg}$$

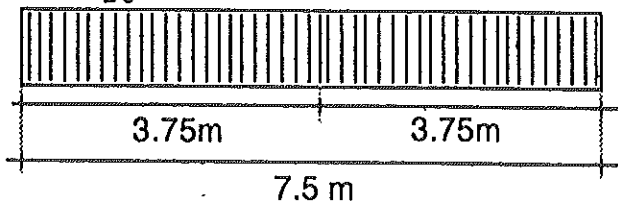
Usando estribos del #3

$$t = 2 A_s f_y = 5,992.4$$

Numero de estribos: $N_o = \frac{T}{t} = 24.810$

$$S_{max} = \frac{A_s}{0.0015 b} = \boxed{31.56 \text{ cms}}$$

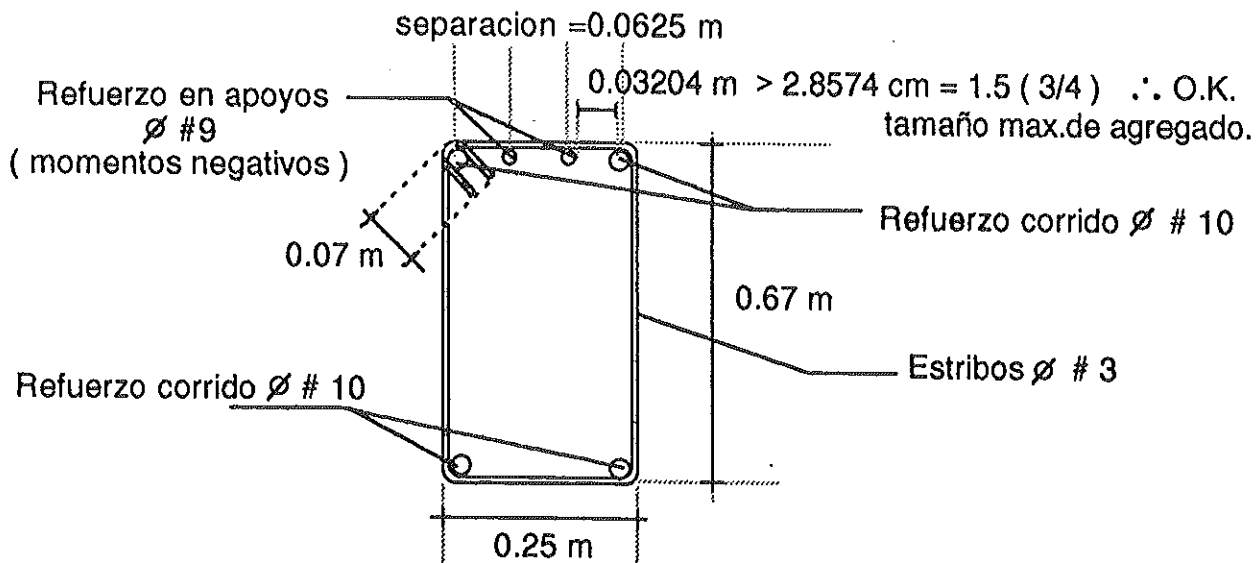
Separacion: $\frac{375}{25} = \boxed{15.00 \text{ cms}}$



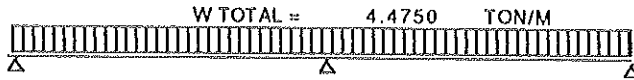
25 Estribos \emptyset # 3 @ 15 cms

25 Estribos \emptyset # 3 @ 15 cms

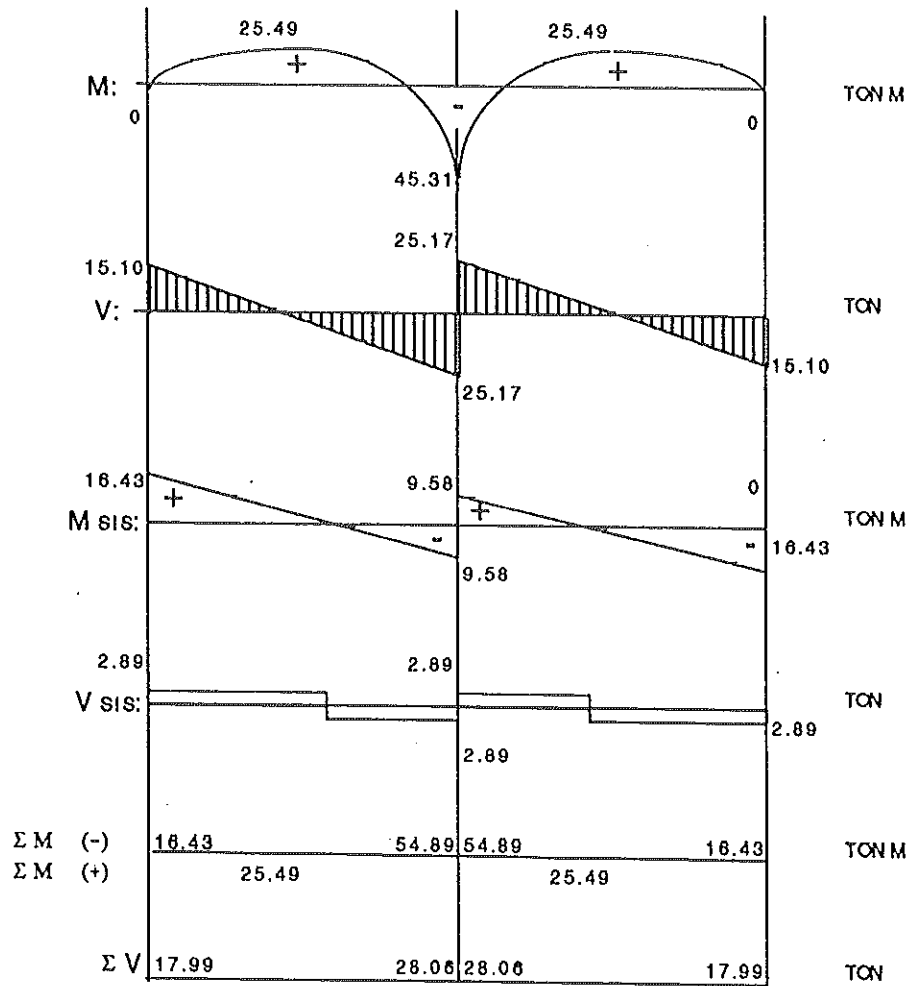
Tipo de estribo:



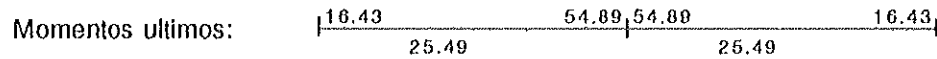
TRABE 4 de Gal



LONGITUD:	9 m		9 m	
F.D.	1.00	0.5	0.5	1.00
F.T.	0.5			0.5
M EMP. (-)	-30.20625	30.20625	-30.20625	30.20625
1a D	30.20625	0	0	-30.20625
T 0		15.103125	-15.103125	0
2a D	0	0	0	0
T 0		0	0	0
3a D	0	0	0	0
$\Sigma M (-)$	0	45.309375	-45.309375	0
V ISOS.	20.1375	20.1375	20.1375	20.1375
V HIPER.	-5.034375	5.034375	5.034375	-5.034375
V TOTAL	15.103125	25.171875	25.171875	15.103125
R	15.103125	50.34375	15.103125	
M (+)	25.48652343	25.48652343	25.48652343	25.48652343



DISEÑO DE ARMADO TRABE 4



Con un peralte efectivo de 67 cms
 $d = 67.00 \text{ cm}$
 $b = 30.00 \text{ cm}$

La resistencia para el Momento ultimo:

$W_u = 1.4 w_m + 1.7 w_v$

$1.4 \times 432 = 604.8 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 20.25 = 12247.2 \text{ Kg} / 9.00 \text{ m} = 1360.80 \text{ Kg/m} = 1.36080 \text{ Ton/m}$

$1.7 \times 450 = 765 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 20.25 = 15491.25 \text{ Kg} / 9.00 \text{ m} = 1721.25 \text{ Kg/m} = 1.72125 \text{ Ton/m}$

Peso propio = $\frac{0.504 \text{ Ton/m}}{3.58605}$

ACERO CORRIDO EN LA CAMA BAJA:

Factor de impacto = 1.25

$W_u = \boxed{4.48258 \text{ Ton/m}}$

$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{25.49}{0.9} = 28.32 \text{ Ton m}$ Se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.25000$
 $2,832,222.22 \text{ Kg cm}$

$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01259$ si $d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.25000 \quad a = 16.75 \text{ cms.}$

$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 11.45 \text{ cm}^2$ $\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.01145$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.22735 \implies a = 15.23 \text{ cms.}$

Segun el reglamento ACI la ρ minima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.01145 > 0.00332 \therefore$ O.K. En base a estos limites se propone ρ

$\rho = 0.00528 \quad A_s = \rho bd = 10.61280 \text{ cm}^2$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.10485$ si $d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.10485 \quad a = 7.03 \text{ cms.}$

$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 2,843,348.42 \text{ Kg cm} > 2,832,222.22 \text{ Kg cm} \therefore$ O.K.

$A_s = 10.6128 \text{ cm}^2 \quad \phi \# 9 = 6.45 \text{ cm}^2 \implies \boxed{2 \phi \# 9 = 12.90 \text{ cm}^2} \therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00642 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.12745$

si $d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.12745 \quad a = 8.539$ $M_t = A_s f_y (d - a/2) = \boxed{3,414,914.95 \text{ Kg cm}}$

Este refuerzo es suficiente para los momentos en los claros.

El refuerzo en los apoyos se calcula a continuacion:

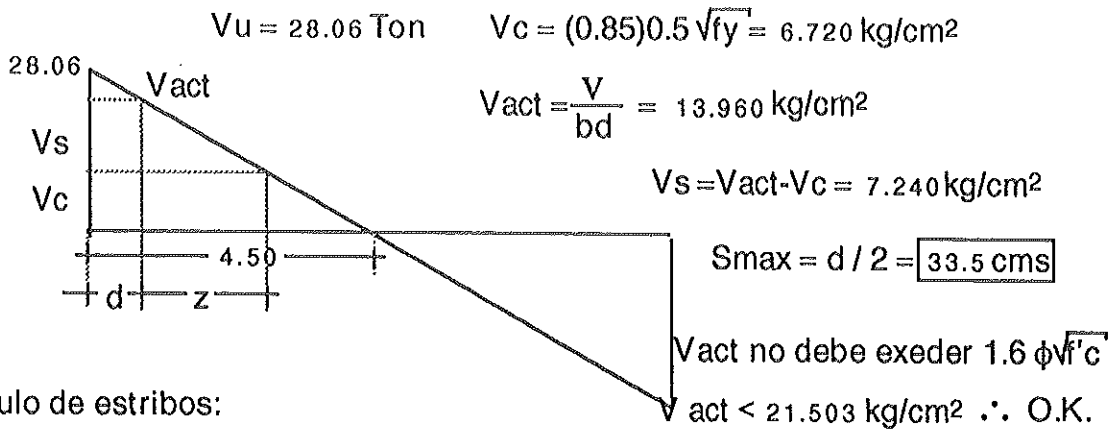
En base a los limites antes encontrados se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.24300$

$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{54.89}{0.9} = 60.99 \text{ Ton m}$
 $6,098,888.89 \text{ Kg cm} \quad \rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01224 \quad A_s = \rho bd = 24.60 \text{ cm}^2$
 si $d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.24300 \quad a = 16.28$

$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 6,109,108.44 \text{ Kg cm}$
 $A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 24.55 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.01222 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.24259 \implies a = 6.25 \text{ cms.}$

$\boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 6,100,299.93 \text{ Kg cm}} > M_t \therefore$ O.K. $2 \phi \# 9 = 12.9 \text{ cm}^2$ $\boxed{A_s = 24.51 \text{ cm}^2}$ O.K.
 $3 \phi \# 7 = 11.61 \text{ cm}^2$

Calculo del refuerzo por cortante:
Trabe 4



Calculo de estribos:
por triangulos semejantes:

$$\frac{z}{7.240} = \frac{450}{13.960} \quad z = 233.389 \text{ cms}$$

$$T = \frac{V_s b l}{2} = 97,744.894 \text{ kg}$$

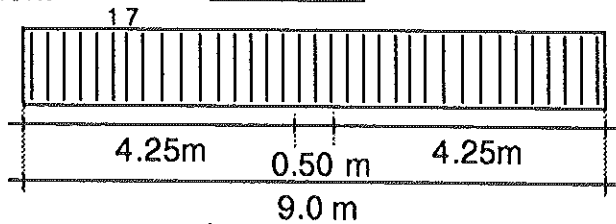
Usando estribos del #3

$$t = 2 A_s f_y = 5,992.4$$

Numero de estribos: $N_o = \frac{T}{t} = 16.311$

Separacion: $\frac{450}{17} = \boxed{26.47 \text{ cms}}$

$$S_{max} = \frac{A_s}{0.0015 b} = \boxed{31.56 \text{ cms}}$$

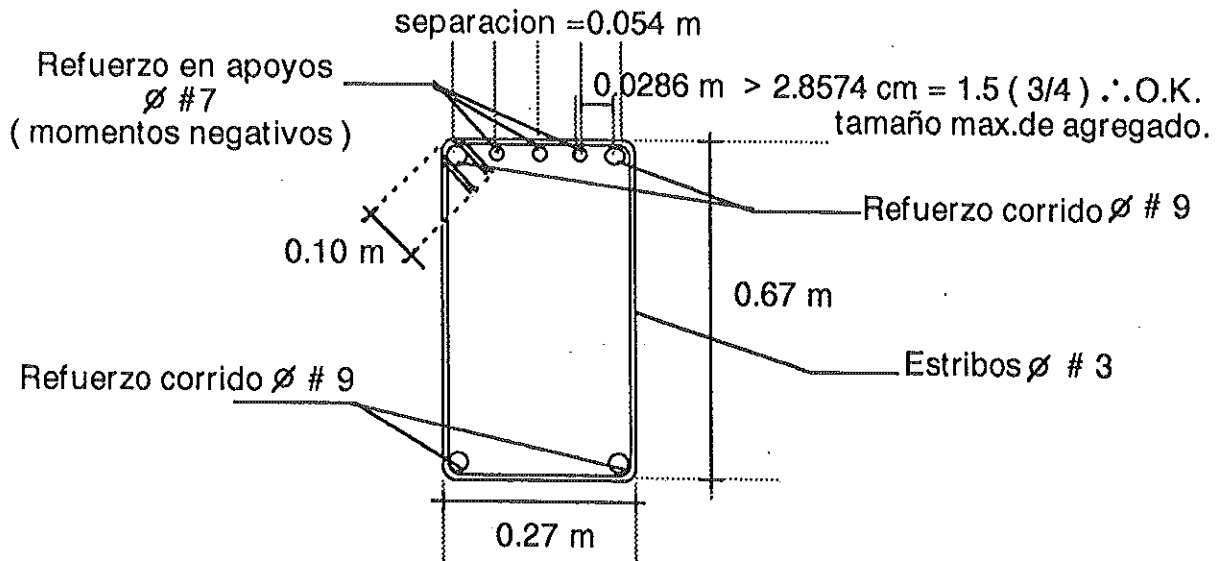


17 Estribos ϕ # 3 @ 25 cms

17 Estribos ϕ # 3 @ 25 cms

1 Estribo ϕ # 3 centro del claro

Tipo de estribo:



TRABE 5 de Gal

W TOTAL = 8.3250 TON/M



LONGITUD: 9 m 9 m

F.D. 1.00 0.5 0.5 1.00

F.T. 0.5 0.5

M EMP. (-) -58.19375 58.19375 -58.19375 58.19375

1a D 58.19375 0 0 -58.19375

T 0 28.096875 -28.096875 0

2a D 0 0 0 0

T 0 0 0 0

3a D 0 0 0 0

UNIDADES

TON M

$\Sigma M (-)$ 0 84.290825 -84.290825 0

VISOS 37.4825 37.4825 37.4825 37.4825

VHIPER. -9.385625 9.385625 9.385625 -9.385625

V TOTAL 28.096875 46.828125 46.828125 28.096875

R 28.096875 93.65625 28.096875

M (+) 47.41347658 47.41347658 47.41347658 47.41347658

TON M

TON

TON

TON

TON

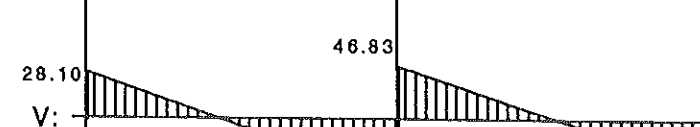
TON M



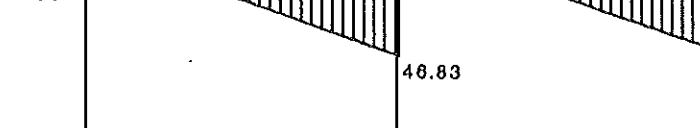
TON M



TON



TON M



TON

$\Sigma M (-)$ 9.05 89.95 89.95 9.05

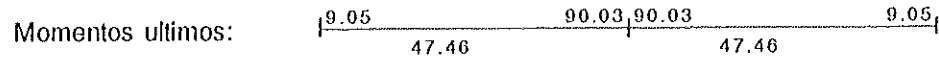
TON M

$\Sigma M (+)$ 47.41 47.41

ΣV 29.73 48.46 48.46 29.73

TON

DISEÑO DE ARMADO TRABE 5



Con un peralte efectivo de 67 cms
 $d = 77.00 \text{ cm}$
 $b = 35.00 \text{ cm}$

La resistencia para el Momento ultimo:

$W_u = 1.4 w_m + 1.7 w_v$

$1.4 \times 432 = 604.8 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 40.50 = 24494.4 \text{ Kg} / 9.00 \text{ m} = 2721.60 \text{ Kg/m} = 2.72160 \text{ Ton/m}$
 $1.7 \times 450 = 765 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 40.50 = 30982.5 \text{ Kg} / 9.00 \text{ m} = 3442.50 \text{ Kg/m} = 3.44250 \text{ Ton/m}$

Peso propio = $\frac{0.672 \text{ Ton/m}}{6.83610}$

ACERO CORRIDO EN LA CAMA BAJA:

Factor de impacto = 1.25

$W_u = \boxed{8.54513 \text{ Ton/m}}$

$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{47.46}{0.9} = 52.73 \text{ Ton m}$
 $5,273.333.33 \text{ Kg cm}$

Se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.25000$

$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01259$

si $d = 77 \text{ cms} \implies a = d \times 0.25000 \implies a = 19.25 \text{ cms.}$

$As = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 18.55 \text{ cm}^2$ $\rho = \frac{As}{bd} = 0.00688$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.13667 \implies a = 10.52 \text{ cms.}$

Segun el reglamento ACI la ρ minima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.00688 > 0.00332 \therefore$ O.K. En base a estos limites se propone ρ

$\rho = 0.00730$ $As = \rho bd = 19.67350 \text{ cm}^2$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.14497$ si $d = 77 \text{ cms} \implies a = d \times 0.14497 \implies a = 11.16 \text{ cms.}$

$M_t = As f_y (d - a/2) = 5,929,333.59 \text{ Kg cm} > 5,273,333.33 \text{ Kg cm} \therefore$ O.K.

$As = 19.6735 \text{ cm}^2$ $\emptyset \# 11 = 10.06 \text{ cm}^2 \implies \boxed{2 \emptyset \# 11 = 20.12 \text{ cm}^2}$ $\therefore \rho = \frac{As}{bd} = 0.00747$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.14826$

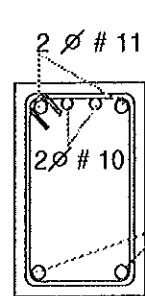
si $d = 77 \text{ cms} \implies a = d \times 0.14826 \implies a = 11.416$

$M_t = As f_y (d - a/2) = \boxed{6,053,147.63 \text{ Kg cm}}$

Este refuerzo es suficiente para los momentos en los claros.

El refuerzo en los apoyos se calcula a continuacion:

En base a los limites antes encontrados se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.27500$



$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{90.03}{0.9} = 100.03 \text{ Ton m}$
 $10,003.333.3 \text{ Kg cm}$

$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01385$

$As = \rho bd = 37.32 \text{ cm}^2$

si $d = 77 \text{ cms} \implies a = d \times 0.27500 \implies a = 21.18$

$M_t = As f_y (d - a/2) = 10,459,242.4 \text{ Kg cm}$

$As = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 35.69 \text{ cm}^2$

$\rho = \frac{As}{bd} = 0.01324$

$\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.26301 \implies a = 20.25 \text{ cms.}$

$M_t = As f_y (d - a/2) = \boxed{10,072,846.4 \text{ Kg cm}} > M_t \therefore$ O.K.

$2 \emptyset \# 11 = 20.12 \text{ cm}^2$
 $2 \emptyset \# 10 = 16.38 \text{ cm}^2$

$As = \boxed{36.5 \text{ cm}^2}$ O.K.

Calculo del refuerzo por cortante:

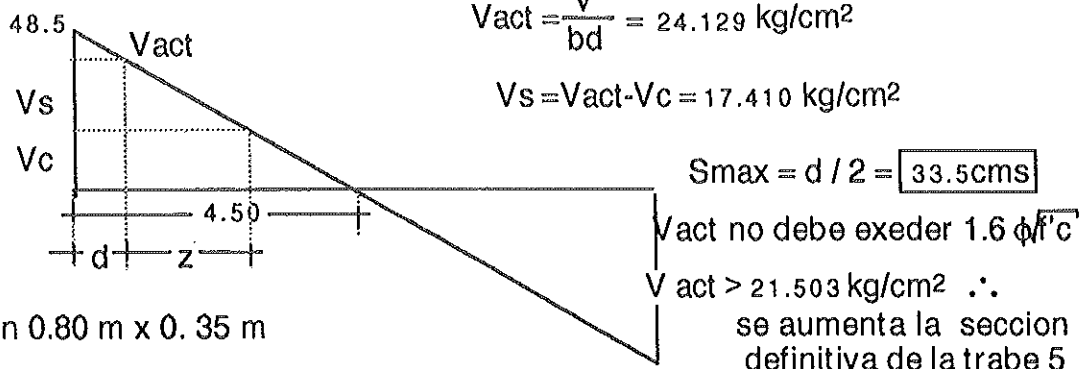
Trabe 5

$$V_u = 48.5 \text{ Ton}$$

$$V_c = (0.85)0.5 \sqrt{f'_c} = 6.720 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{act} = \frac{V}{bd} = 24.129 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_s = V_{act} - V_c = 17.410 \text{ kg/cm}^2$$



Seccion 0.80 m x 0.35 m

$$V_{act} = \frac{V}{bd} = 21.00 \text{ kg/cm}^2 \quad V_s = V_{act} - V_c = 14.276 \text{ kg/cm}^2$$

El V_{act} no debe exeder $1.6 \phi \sqrt{f'_c}$ $V_{act} < 21.503 \text{ kg/cm}^2$ \therefore O.K.

Calculo de estribos:

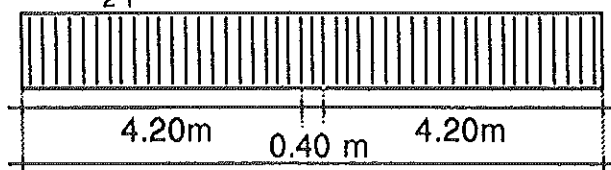
por triangulos semejantes:

$$\frac{z}{14.276} = \frac{450}{20.996} \quad z = 305.974 \text{ cms}$$

$$T = \frac{V_s b l}{2} = 224,844.393 \text{ kg} \quad \text{Usando estribos del \#4}$$

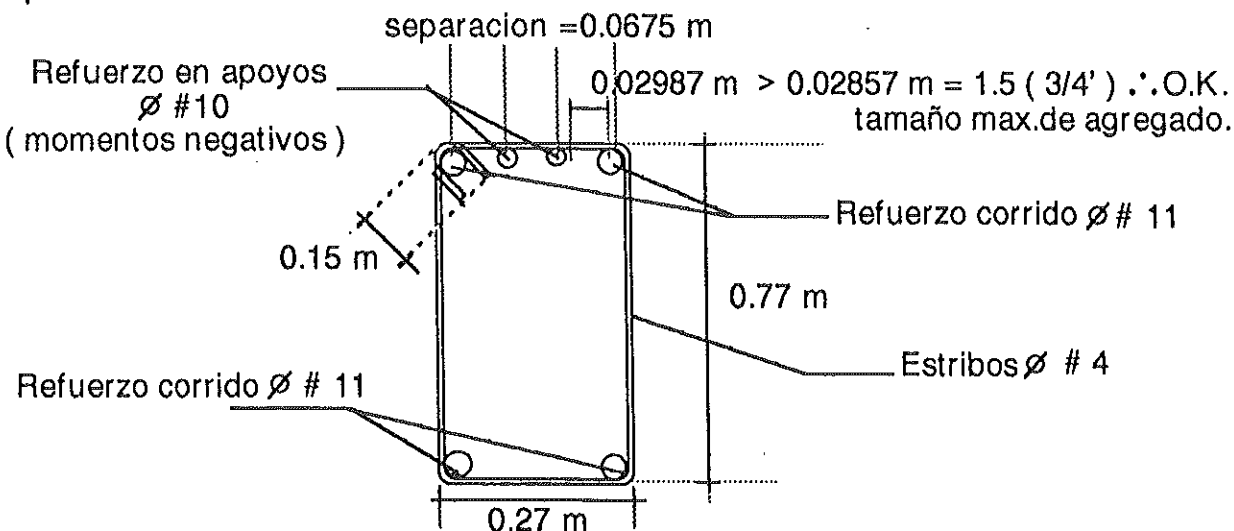
$$\text{Numero de estribos: } N_o = \frac{T}{t} = 20.651 \quad t = 2 A_s f_y = 10,887.6$$

$$\text{Separacion: } \frac{450}{21} = 21.43 \text{ cms} \quad S_{max} = \frac{A_s}{0.0015 b} = 27.05 \text{ cms}$$



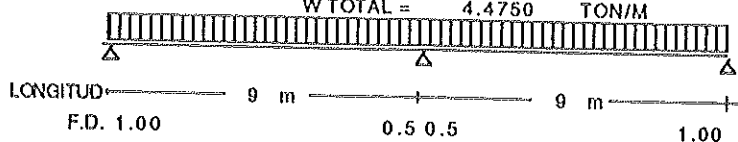
21 Estribos ϕ # 4 @ 20 cms 9.0 m 21 Estribos ϕ # 4 @ 20 cms

Tipo de estribo:

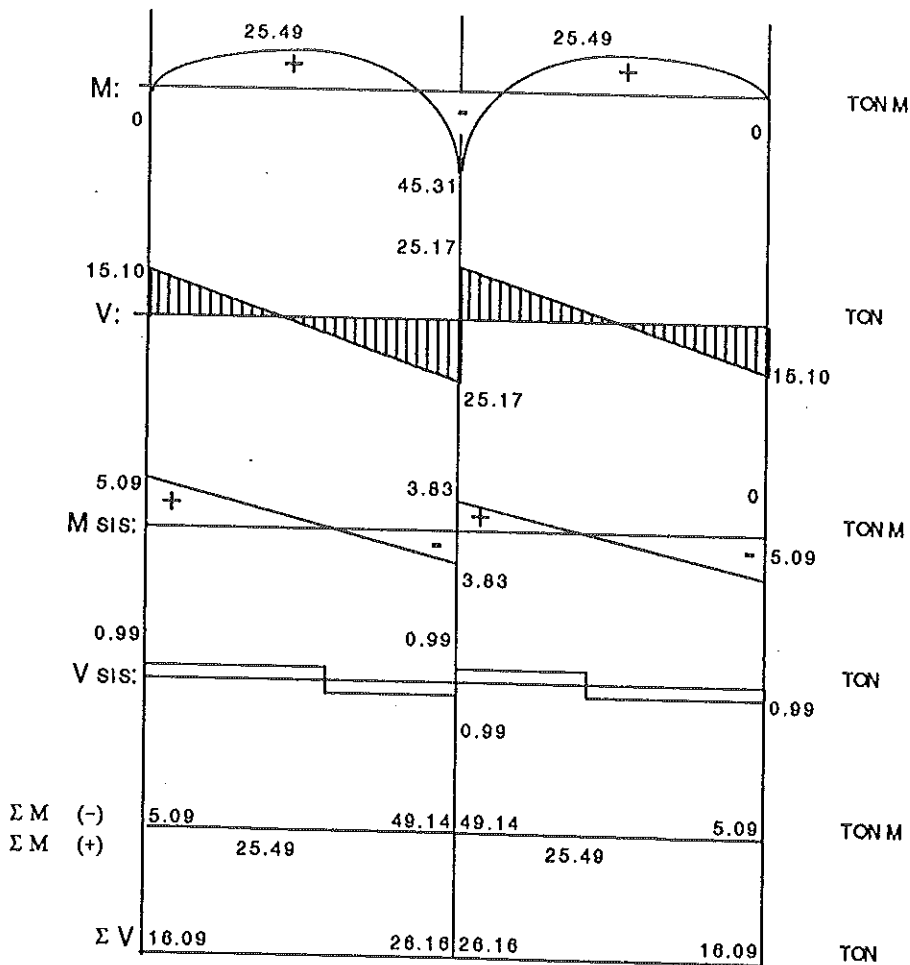


TRABE 6 de Gal

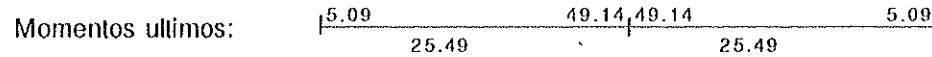
WTOTAL = 4.4750 TON/M



LONGITUD	9 m	0.5	0.5	9 m	
F.D.	1.00				1.00
F.T.		0.5		0.5	
M EMP. (-)	-30.20625	30.20625		-30.20625	30.20625
1a D	30.20625		0		-30.20625
T	0	15.103125	-15.103125	0	0
2a D	0		0		0
T	0	0	0	0	0
3a D	0		0		0
$\Sigma M (-)$	0	45.309375	-45.309375	0	0
VISOS.	20.1375	20.1375	20.1375	20.1375	
VHUPER.	-5.034375	5.034375	5.034375	-5.034375	
VTOTAL	15.103125	25.171875	25.171875	15.103125	
R	15.103125	50.34375		15.103125	
M (+)	25.48652343	25.48652343	25.48652343	25.48652343	



DISEÑO DE ARMADO TRABE 6



Con un peralte efectivo de 67 cms
 $d = 67.00 \text{ cm}$
 $b = 30.00 \text{ cm}$

La resistencia para el Momento ultimo:

$W_u = 1.4 w_m + 1.7 w_v$

$1.4 \times 432 = 604.8 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 20.25 = 12247.2 \text{ Kg} / 9.00 \text{ m} = 1360.80 \text{ Kg/m} = 1.36080 \text{ Ton/m}$
 $1.7 \times 450 = 765 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 20.25 = 15491.25 \text{ Kg} / 9.00 \text{ m} = 1721.25 \text{ Kg/m} = 1.72125 \text{ Ton/m}$
 Peso propio = $\frac{0.504}{3.58605} \text{ Ton/m}$

ACERO CORRIDO EN LA CAMA BAJA:

Factor de impacto = 1.25

$W_u = 4.48256 \text{ Ton/m}$

$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{25.49}{0.9} = 28.32 \text{ Ton m}$
 $2,832,222.22 \text{ Kg cm}$

Se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.25000$

$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'c}{f_y} = 0.01259$

si $d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.25000 \implies a = 16.75 \text{ cms.}$

$As = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 11.45 \text{ cm}^2$ $\rho = \frac{As}{bd} = 0.00570$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'c} = 0.11311 \implies a = 7.58 \text{ cms.}$

Segun el reglamento ACI la ρ minima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.00570 > 0.00332 \therefore$ O.K. En base a estos limites se propone ρ

$\rho = 0.00528$ $As = \rho bd = 10.61280 \text{ cm}^2$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'c} = 0.10485$ si $d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.10485 \implies a = 7.03 \text{ cms.}$

$M_t = As f_y (d - a/2) = 2,843,346.42 \text{ Kg cm} > 2,832,222.22 \text{ Kg cm} \therefore$ O.K.

$As = 10.6128 \text{ cm}^2$ $\emptyset \# 9 = 6.45 \text{ cm}^2 \implies 2 \emptyset \# 9 = 12.90 \text{ cm}^2 \therefore \rho = \frac{As}{bd} = 0.00642$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'c} = 0.12745$

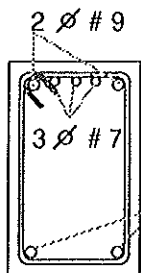
si $d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.12745 \implies a = 8.539$

$M_t = As f_y (d - a/2) = 3,414,914.95 \text{ Kg cm}$

Este refuerzo es suficiente para los momentos en los claros.

El refuerzo en los apoyos se calcula a continuacion:

En base a los limites antes encontrados se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.24300$



$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{49.14}{0.9} = 54.60 \text{ Ton m}$
 $5,460,000.00 \text{ Kg cm}$

$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'c}{f_y} = 0.01224$

$As = \rho bd = 24.60 \text{ cm}^2$

si $d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.24300 \implies a = 16.28$

$M_t = As f_y (d - a/2) = 6,109,108.44 \text{ Kg cm}$

$\rho = \frac{As}{bd} = 0.01094$

$\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'c} = 0.21718 \implies a = 4.55 \text{ cms.}$

$As = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 21.98 \text{ cm}^2$

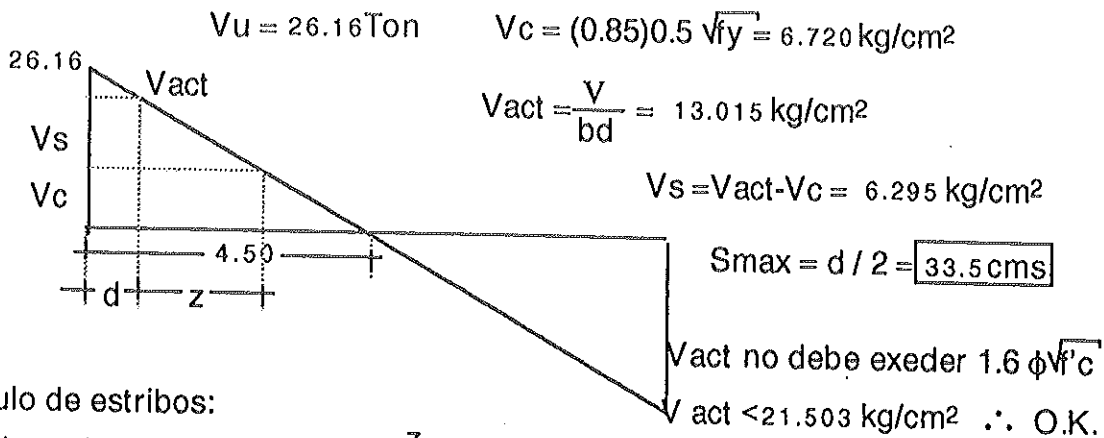
$2 \emptyset \# 9 = 12.9 \text{ cm}^2$

$As = 24.51 \text{ cm}^2$ O.K.

$3 \emptyset \# 7 = 11.61 \text{ cm}^2$

$M_t = As f_y (d - a/2) = 5,540,235.50 \text{ Kg cm} > M_t \therefore$ O.K.

Calculo del refuerzo por cortante:
Trabe 6



Calculo de estribos:
por triangulos semejantes:

$$\frac{z}{6.295} = \frac{450}{13.015} \quad z = 217.657 \text{ cms}$$

$$T = \frac{V_s b l}{2} = 84,983.700 \text{ kg}$$

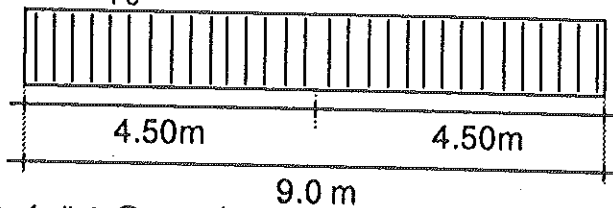
Usando estribos del #3

Numero de estribos: $N_o = \frac{T}{t} = 14.182$

$$t = 2 A_s f_y = 5,992.4$$

Separacion: $\frac{450}{15} = 30.00 \text{ cms}$

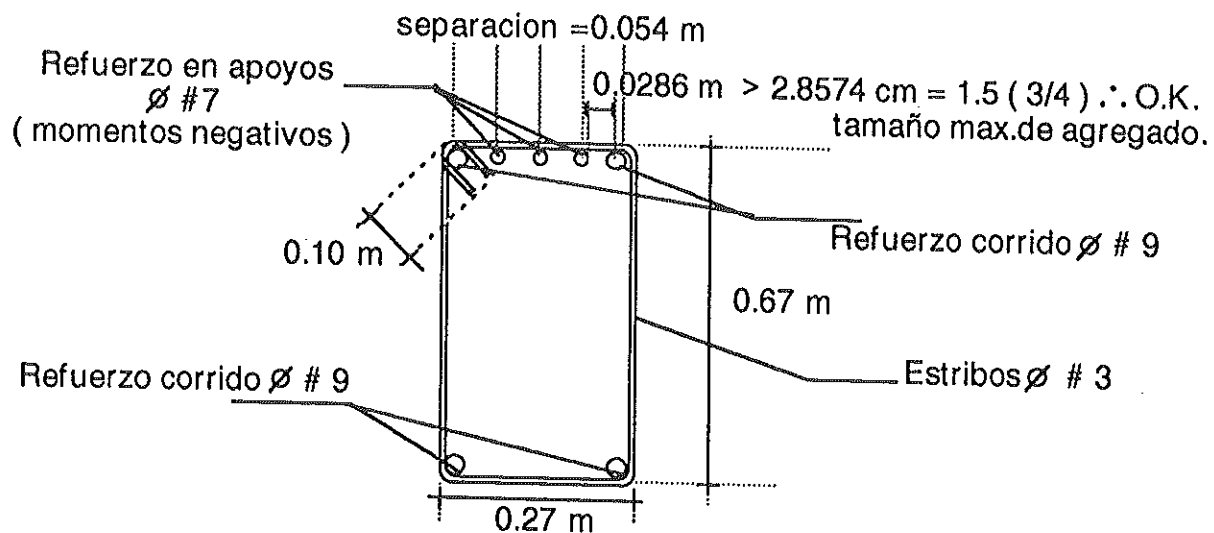
$$S_{max} = \frac{A_s}{0.0015 b} = 31.56 \text{ cms}$$



15 Estribos ϕ # 3 @ 30 cms

15 Estribos ϕ # 3 @ 30 cms

Tipo de estribo:

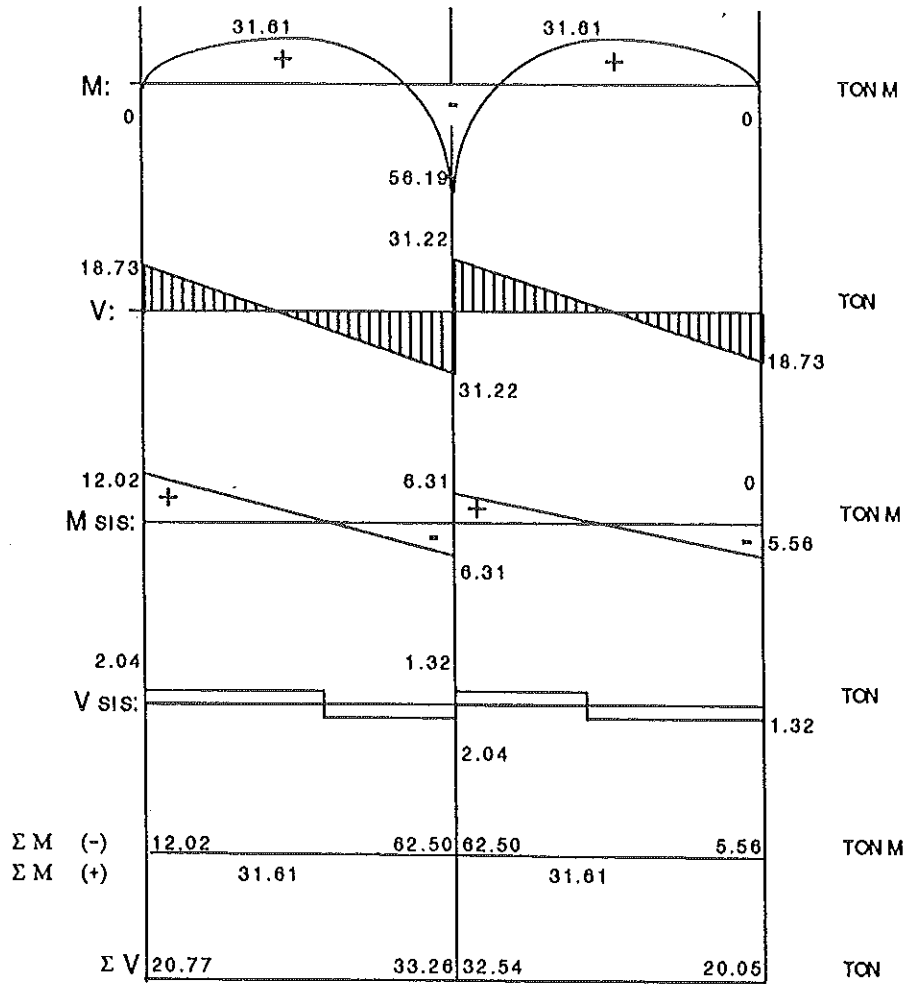


TRABE G de 4 a 6

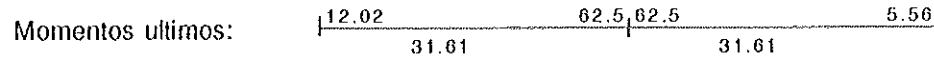
WTOTAL = 5.5500 TON/M



LONGITUD	9 m		9 m		
F.D.	1.00	0.5	0.5	1.00	
F.T.	0.5			0.5	UNIDADES
M EMP. (-)	-37.4625	37.4625	-37.4625	37.4625	TON M
				37.4625	"
1a D	37.4625	0	0	-37.4625	"
T 0		18.73125	-18.73125	0	"
				0	"
2a D	0	0	0	0	"
T 0		0	0	0	"
				0	"
3a D	0	0	0	0	"
				0	"
$\Sigma M (-)$	0	56.19375	-56.19375	0	TON M
V ISOS.	24.975	24.975	24.975	24.975	TON
V HIPER.	-8.24375	6.24375	6.24375	-8.24375	TON
V TOTAL	18.73125	31.21875	31.21875	18.73125	TON
R	18.73125	62.4375	18.73125		TON
M (+)	31.60898437	31.60898437	31.60898437	31.60898437	TON M



DISEÑO DE ARMADO TRABE G



Con un peralte efectivo de 67 cms

d = 67.00 cm

b = 30.00 cm

La resistencia para el Momento ultimo:

$$W_u = 1.4 w_m + 1.7 w_v$$

$$1.4 \times 432 = 604.8 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 20.25 = 12247.2 \text{ Kg} / 9.00 \text{ m} = 1360.80 \text{ Kg/m} = 1.36080 \text{ Ton/m}$$

$$1.7 \times 450 = 765 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 20.25 = 15491.25 \text{ Kg} / 9.00 \text{ m} = 1721.25 \text{ Kg/m} = 1.72125 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Peso propio} = \frac{0.504 \text{ Ton/m}}{4.45005}$$

ACERO CORRIDO EN LA CAMA BAJA:

Factor de impacto = 1.25

$$W_u = \boxed{5.56256 \text{ Ton/m}}$$

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{31.61}{0.9} = 35.12 \text{ Ton m} = 3,512,222.22 \text{ Kg cm}$$

Se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.25000$

$$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01259$$

$$\text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.25000 \quad a = 16.75 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 14.20 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00706 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.14026 \implies a = 9.40 \text{ cms.}$$

Segun el reglamento ACI la ρ minima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.00706 > 0.00332 \therefore$ O.K. En base a estos limites se propone ρ

$$\rho = 0.00668 \quad A_s = \rho bd = 13.42680 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.13266 \quad \text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.13266 \quad a = 8.89 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 3,544,491.09 \text{ Kg cm} > 3,512,222.22 \text{ Kg cm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = 13.4268 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \# 10 = 8.19 \text{ cm}^2 \implies \boxed{2 \emptyset \# 10 = 16.38 \text{ cm}^2} \therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00815 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.16183$$

$$\text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.16183 \quad a = 10.843$$

$$\boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 4,256,530.44 \text{ Kg cm}}$$

Este refuerzo es suficiente para los momentos en los claros.

El refuerzo en los apoyos se calcula a continuacion:

En base a los limites antes encontrados se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.28900$

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{62.5}{0.9} = 69.44 \text{ Ton m} = 6,944,444.44 \text{ Kg cm}$$

$$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01455 \quad A_s = \rho bd = 29.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.28900 \quad a = 19.36 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 7,075,345.49 \text{ Kg cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 28.71 \text{ cm}^2$$

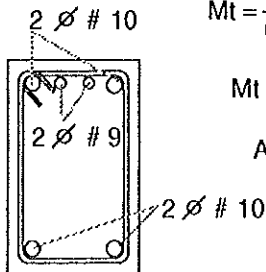
$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.01428 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.28365 \implies a = 9.00 \text{ cms.}$$

$$2 \emptyset \# 10 = 16.38 \text{ cm}^2$$

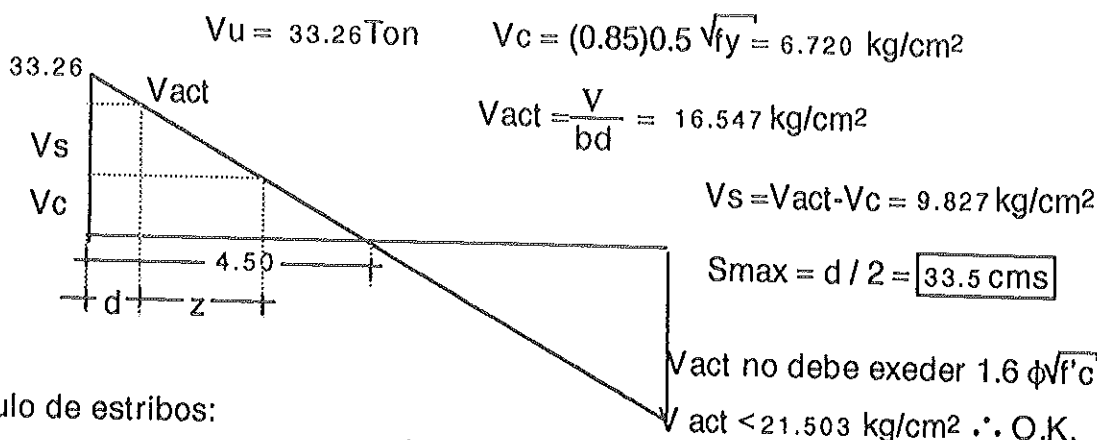
$$\boxed{A_s = 29.28 \text{ cm}^2} \text{ O.K.}$$

$$2 \emptyset \# 9 = 12.9 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 6,966,145.50 \text{ Kg cm}} > M_t \therefore \text{O.K.}$$



Calculo del refuerzo por cortante:
Trabe G



Calculo de estribos:
por triangulos semejantes:

$$\frac{z}{9.827} = \frac{450}{16.547} \quad z = 267.255 \text{ cms}$$

$$T = \frac{V_s b l}{2} = 132,670.267 \text{ kg}$$

Usando estribos del #3

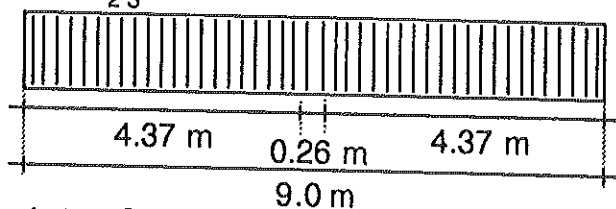
Numero de estribos:

$$N_o = \frac{T}{t} = 22.140$$

$$t = 2 A_s f_y = 5,992.4$$

Separacion: $\frac{450}{23} = \boxed{19.57 \text{ cms}}$

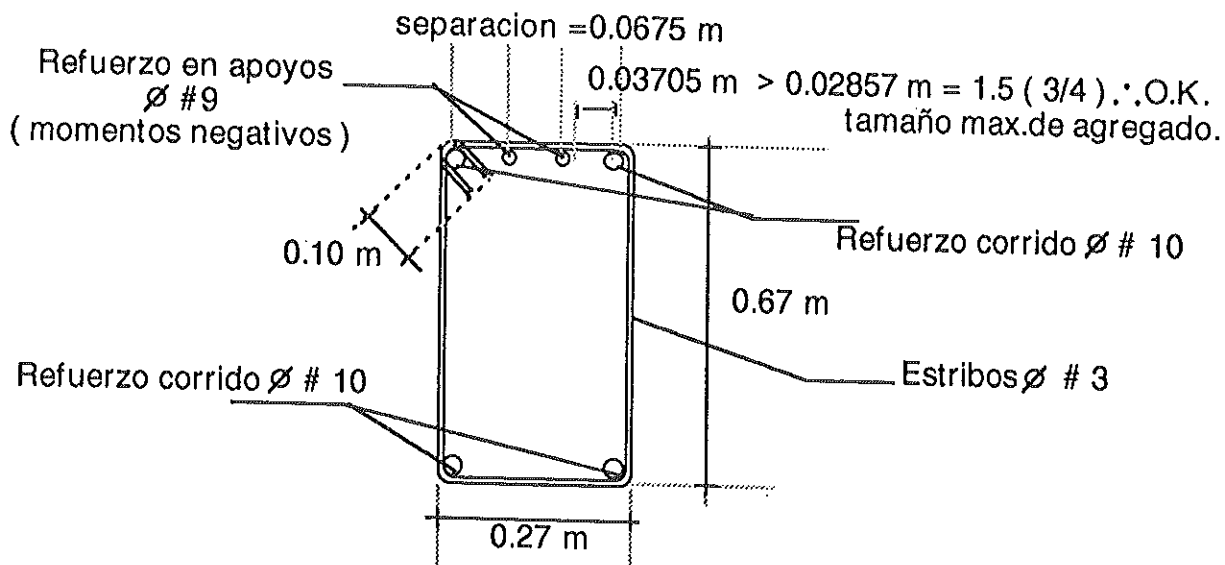
$$S_{max} = \frac{A_s}{0.0015 b} = \boxed{31.56 \text{ cms}}$$



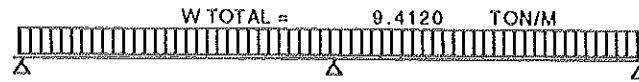
23 Estribos ϕ # 3 @ 19 cms

23 Estribos ϕ # 3 @ 19 cms

Tipo de estribo:

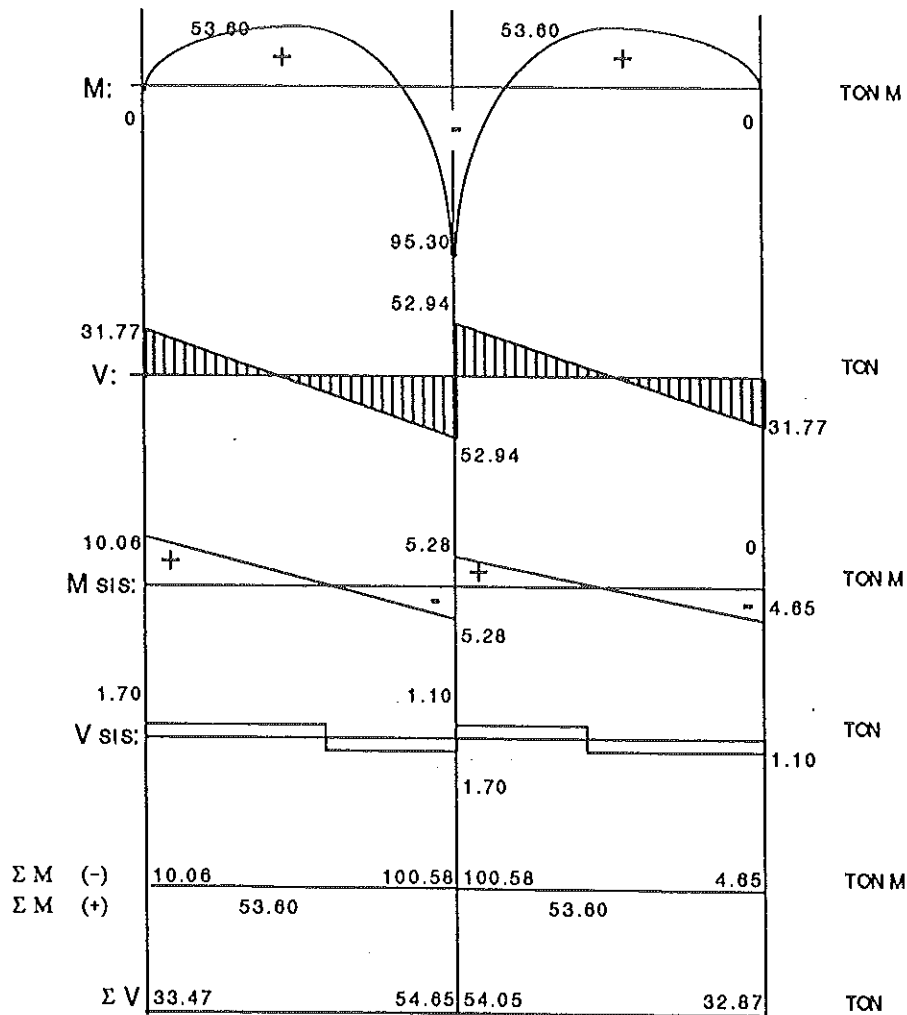


TRABE H de 4 a 6



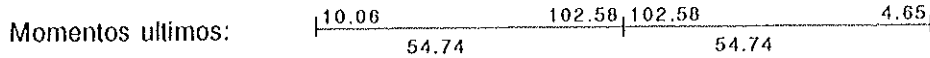
LONGITUD: 9 m 9 m

F.D.	1.00				1.00	
F.T.		0.5	0.5	0.5		
M EMP. (-)	-63.531	63.531		-63.531	63.531	TON M
			0		63.531	"
1a D	63.531		0 0		-63.531	"
T 0			31.7655 -31.7655		0	"
			0		0	"
2a D	0		0 0		0	"
T 0			0 0		0	"
			0		0	"
3a D	0		0 0		0	"
						"
$\Sigma M (-)$	0	95.2965	-95.2965	0		TON M
VISOS.	42.354	42.354	42.354		42.354	TON
VHUPER.	-10.5885	10.5885	10.5885	-10.5885		TON
VTOTAL	31.7655	52.9425	52.9425	31.7655		TON
R	31.7655	105.885		31.7655		TON
M (+)	53.60428125	53.60428125	53.60428125	53.60428125		TON M



DISEÑO DE ARMADO TRABE H

Con un peralte efectivo de 67 cms
 $d = 77.00 \text{ cm}$
 $b = 35.00 \text{ cm}$



La resistencia para el Momento ultimo:

$$W_u = 1.4 w_m + 1.7 w_v$$

$$1.4 \times 432 = 604.8 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 40.50 = 24494.4 \text{ Kg} / 9.00 \text{ m} = 2721.60 \text{ Kg/m} = 2.72160 \text{ Ton/m}$$

$$1.7 \times 450 = 765 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 40.50 = 30982.5 \text{ Kg} / 9.00 \text{ m} = 3442.50 \text{ Kg/m} = 3.44250 \text{ Ton/m}$$

Peso escalones: 0.064 Ton/m

$$\text{Peso propio} = \frac{0.672 \text{ Ton/m}}{7.70010}$$

$$W_u = 9.62513 \text{ Ton/m}$$

ACERO CORRIDO EN LA CAMA BAJA:

Factor de impacto = 1.25

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{54.74}{0.9} = 60.82 \text{ Ton m}$$

$$6,082,222.22 \text{ Kg cm}$$

Se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.25000$

$$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01259$$

si $d = 77 \text{ cms} \implies a = d \times 0.25000 \implies a = 19.25 \text{ cms.}$

$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 21.39 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00794 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.15763 \implies a = 12.14 \text{ cms.}$$

Segun el reglamento ACI la ρ minima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.00794 > 0.00332 \therefore \text{O.K.}$ En base a estos limites se propone ρ

$$\rho = 0.00753 \quad A_s = \rho bd = 20.29335 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.14954 \quad \text{si } d = 77 \text{ cms} \implies a = d \times 0.14954 \implies a = 11.51 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 6,101,088.79 \text{ Kg cm} > 6,082,222.22 \text{ Kg cm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = 20.2933 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \# 11 = 10.06 \text{ cm}^2 \implies \boxed{2 \emptyset \# 11 = 20.12 \text{ cm}^2} \quad \therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00794 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.15777$$

$$\boxed{1 \emptyset \# 4 = 1.29 \text{ cm}^2}$$

si $d = 77 \text{ cms} \implies a = d \times 0.15777 \implies a = 12.148$

$$\boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 6,408,181.62 \text{ Kg cm}}$$

Este refuerzo es suficiente para los momentos en los claros.
 El refuerzo en los apoyos se calcula a continuacion:

En base a los limites antes encontrados se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.30500$

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{102.58}{0.9} = 113.98 \text{ Ton m}$$

$$11,397,777.8 \text{ Kg cm}$$

$$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01536$$

$$A_s = \rho bd = 41.39 \text{ cm}^2$$

si $d = 77 \text{ cms} \implies a = d \times 0.30500 \implies a = 23.48$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 11,398,507.1 \text{ Kg cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.01536 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.30498 \implies a = 23.48 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 41.39 \text{ cm}^2$$

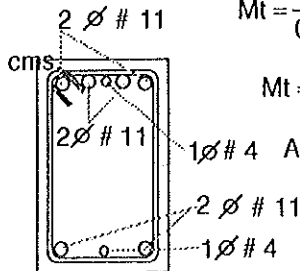
$$\boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 11,397,909.0 \text{ Kg cm}} > M_t \therefore \text{O.K.}$$

$$2 \emptyset \# 11 = 20.12 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{A_s = 41.53 \text{ cm}^2} \text{ O.K.}$$

$$2 \emptyset \# 11 = 20.12 \text{ cm}^2$$

$$1 \emptyset \# 4 = 1.29 \text{ cm}^2$$

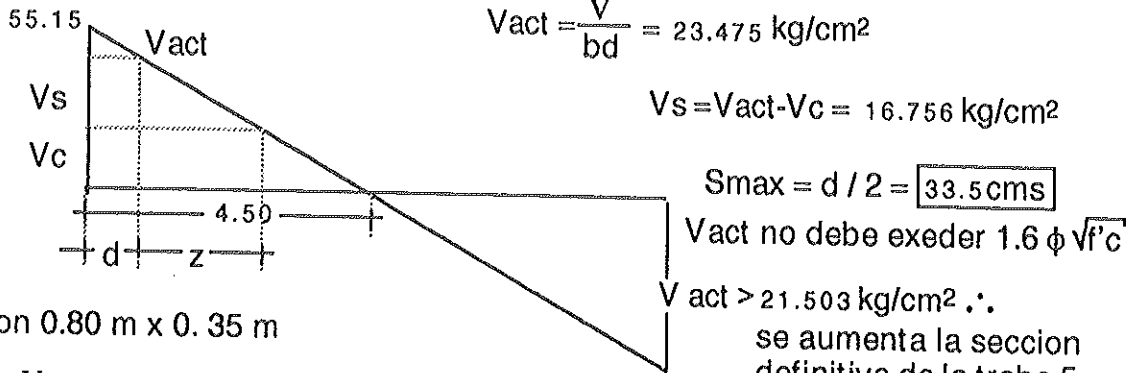


Calculo del refuerzo por cortante:
Trabe H

$V_u = 55.05 \text{ Ton}$ $V_c = (0.85)0.5 \sqrt{f_y} = 6.720 \text{ kg/cm}^2$

$V_{act} = \frac{V}{bd} = 23.475 \text{ kg/cm}^2$

$V_s = V_{act} - V_c = 16.756 \text{ kg/cm}^2$



Seccion 0.80 m x 0.35 m

$V_{act} = \frac{V}{bd} = 20.43 \text{ kg/cm}^2$ $V_s = V_{act} - V_c = 13.707 \text{ kg/cm}^2$

$V_{act} > 21.503 \text{ kg/cm}^2 \therefore$
se aumenta la seccion definitiva de la trabe 5

El V_{act} no debe exeder $1.6 \phi \sqrt{f'c}$ $V_{act} < 21.503 \text{ kg/cm}^2 \therefore$ O.K.

Calculo de estribos:

por triangulos semejantes:

$\frac{z}{450} = \frac{13.707}{20.427}$ $z = 301.962 \text{ cms}$

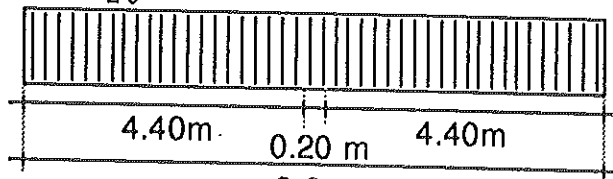
$T = \frac{V_s b l}{2} = 215,883.354 \text{ kg}$ Usando estribos del #4

$t = 2 A_s f_y = 10,887.6$

Numero de estribos: $N_o = \frac{T}{t} = 19.828$

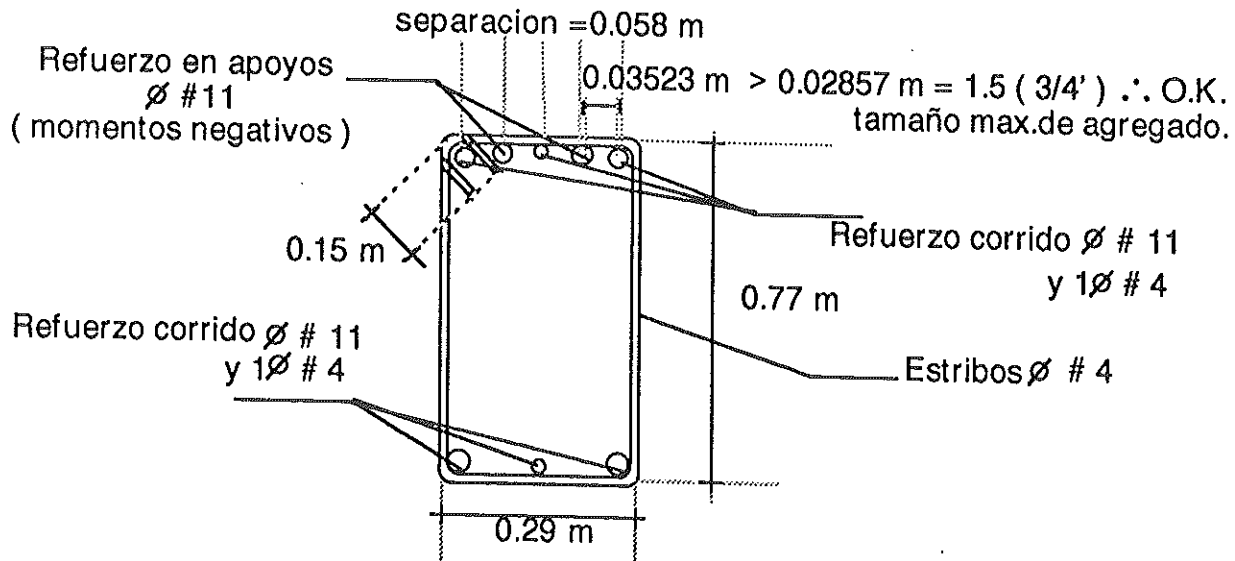
Separacion: $\frac{450}{20} = 22.50 \text{ cms}$

$S_{max} = \frac{A_s}{0.0015 b} = 27.05 \text{ cms}$

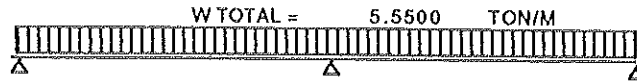


20 Estribos ϕ # 4 @ 22 cms 20 Estribos ϕ # 4 @ 22 cms

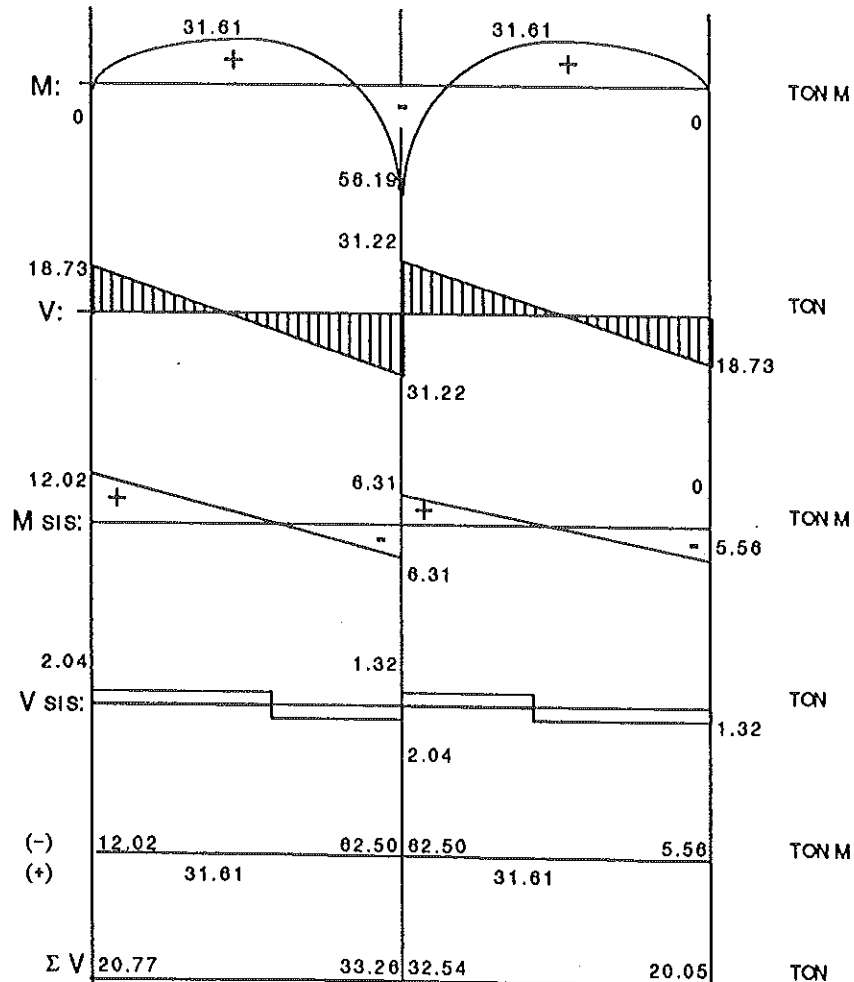
Tipo de estribo:



TRABE I de 4 a 6

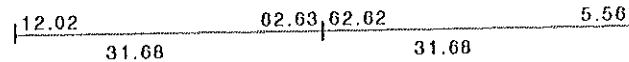


LONGITUD	9 m		9 m		
F.D.	1.00	0.5	0.5	1.00	
F.T.		0.5		0.5	
M EMP. (-)	-37.4625	37.4625	-37.4625	37.4625	UNIDADES
					TON M
		0		37.4625	.
1a D	37.4625	0 0	0 0	-37.4625	.
T 0		18.73125	-18.73125	0	.
		0		0	.
2a D	0	0 0	0 0	0	.
T 0		0 0	0 0	0	.
		0		0	.
3a D	0	0 0		0	.
					.
$\Sigma M (-)$	0	56.19375	-56.19375	0	TON M
V ISOS.	24.975	24.975	24.975	24.975	TON
V HIPER.	-6.24375	6.24375	6.24375	-6.24375	TON
V TOTAL	18.73125	31.21875	31.21875	18.73125	TON
R	18.73125	62.4375		18.73125	TON
M (+)	31.60898437	31.60898437	31.60898437	31.60898437	TON M



DISEÑO DE ARMADO TRABE I

Momentos ultimos:



Con un peralte efectivo de 67 cms
 $d = 67.00 \text{ cm}$
 $b = 30.00 \text{ cm}$

La resistencia para el Momento ultimo:

$$W_u = 1.4 w_m + 1.7 w_v$$

$$1.4 \times 432 = 604.8 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 20.25 = 12247.2 \text{ Kg} / 9.00 \text{ m} = 1360.80 \text{ Kg/m} = 1.36080 \text{ Ton/m}$$

$$1.7 \times 450 = 765 \text{ kg/m}^2 \times \text{Area } 20.25 = 15491.25 \text{ Kg} / 9.00 \text{ m} = 1721.25 \text{ Kg/m} = 1.72125 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Peso propio} = \frac{4.45005}{0.864} \text{ Ton/m}$$

ACERO CORRIDO EN LA CAMA BAJA:

Factor de impacto = 1.25

$$W_u = 5.58256 \text{ Ton/m}$$

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{31.68}{0.9} = 35.20 \text{ Ton m} = 3,520,000.00 \text{ Kg cm}$$

Se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.25000$

$$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01259$$

$$\text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.25000 \quad a = 16.75 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 14.23 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00708 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.14057 \implies a = 9.42 \text{ cms.}$$

Segun el reglamento ACI la ρ minima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.00708 > 0.00332 \therefore$ O.K. En base a estos limites se propone ρ

$$\rho = 0.00668 \quad A_s = \rho bd = 13.42680 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.13266 \quad \text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.13266 \quad a = 8.89 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 3,544,491.09 \text{ Kg cm} > 3,520,000.00 \text{ Kg cm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = 13.4268 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \# 10 = 0.19 \text{ cm}^2 \implies 2 \emptyset \# 10 = 16.38 \text{ cm}^2 \therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00815 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.16183$$

$$\text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.16183 \quad a = 10.843$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 4,256,530.44 \text{ Kg cm}$$

Este refuerzo es suficiente para los momentos en los claros.
 El refuerzo en los apoyos se calcula a continuacion:

En base a los limites antes encontrados se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.28900$

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{62.62}{0.9} = 69.58 \text{ Ton m} = 6,957,777.78 \text{ Kg cm} \quad \rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01455$$

$$A_s = \rho bd = 29.25 \text{ cm}^2 \quad \text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.28900 \quad a = 19.36 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 7,075,345.49 \text{ Kg cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.01431 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.28420 \implies a = 9.04 \text{ cms.}$$

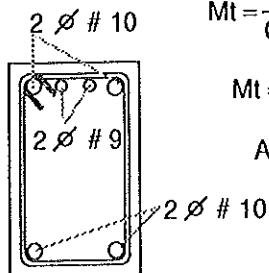
$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 28.76 \text{ cm}^2$$

$$2 \emptyset \# 10 = 16.38 \text{ cm}^2$$

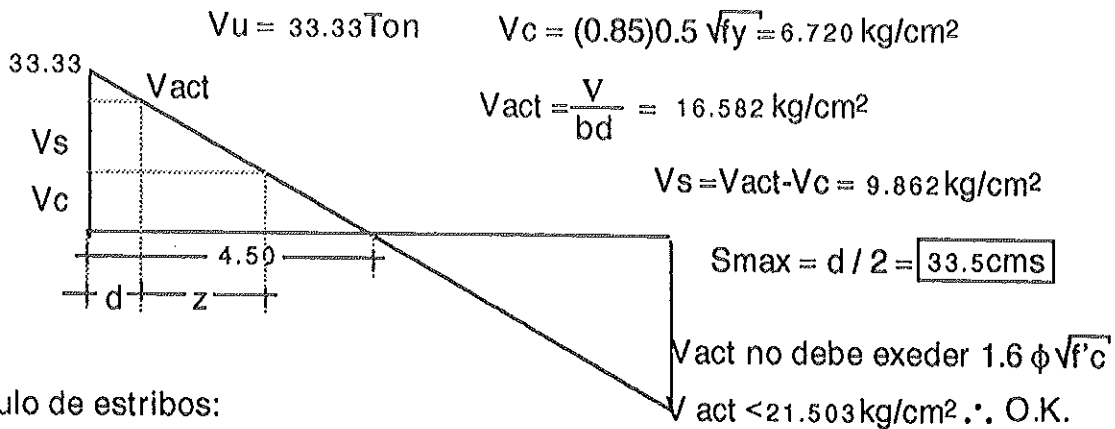
$$A_s = 29.28 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 6,977,305.82 \text{ Kg cm} > M_t \therefore \text{O.K.}$$

$$2 \emptyset \# 9 = 12.9 \text{ cm}^2$$



Calculo del refuerzo por cortante:
Trabe I



Calculo de estribos:

por triangulos semejantes:

$$\frac{z}{9.862} = \frac{450}{16.582} \quad z = 267.639 \text{ cms}$$

$$T = \frac{V_s b l}{2} = 133,140.41 \text{ kg}$$

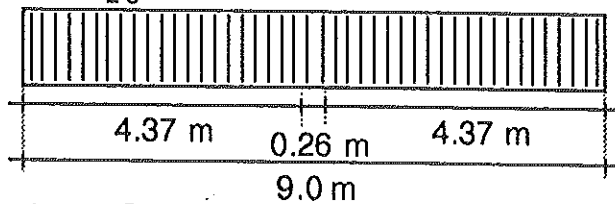
Usando estribos del #3

$$t = 2 A_s f_y = 5,992.4$$

Numero de estribos: $N_o = \frac{T}{t} = 22.218$

$$S_{max} = \frac{A_s}{0.0015 b} = 31.56 \text{ cms}$$

Separacion: $\frac{450}{23} = 19.57 \text{ cms}$



23 Estribos ϕ # 3 @ 19 cms

23 Estribos ϕ # 3 @ 19 cms

Tipo de estribo:

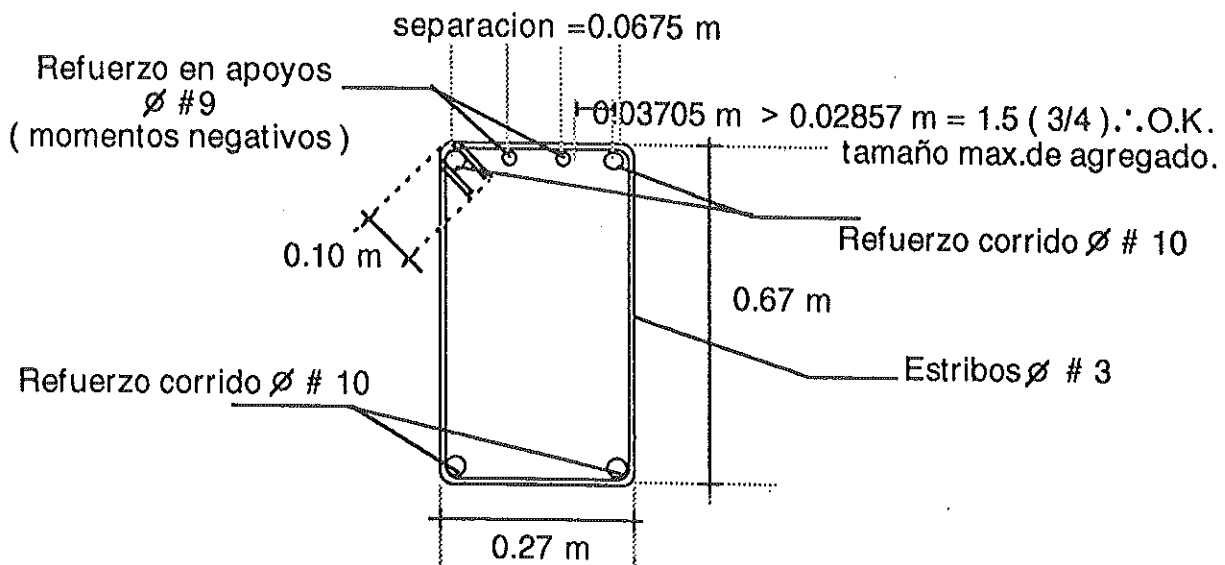


TABLA PARA DISEÑO DE COLUMNAS

GRAD. PRINCIPAL				GRAVITACIONAL					SISMO			
COL	AREA	ALTURA	SECCION	W VIVA	(WV+WM)AREA	P.P. COL	W TRABE	TOTAL	Mnumeros	Mletras	Vnumeros	Vletras
A1	15	8.00	0.45 X 0.45	228.45	9,906.69	3,888.00	3,906.00	17,700.69	14.6736	19.2725	3.057	4.015
A2	30	4.83	0.45 X 0.45	196.68	18,860.44	2,347.38	5,796.00	27,003.82	10.5797	20.2217	3.651	6.978
A3	15	2.39	0.45 X 0.45	228.45	9,906.69	1,161.54	3,906.00	14,974.23	8.1211	11.7653	5.663	8.205
B1	30	8.00	0.45 X 0.45	196.68	18,860.44	3,888.00	5,922.00	28,670.44	17.1072	16.8758	3.564	3.516
B2	60	4.83	0.45 X 0.45	174.22	36,373.33	2,347.38	7,812.00	46,532.71	13.205	17.7078	4.557	6.11
B3	30	2.39	0.45 X 0.45	196.68	18,860.44	1,161.54	5,922.00	25,943.98	11.3705	10.3023	7.929	7.184
C1	30	8.00	0.45 X 0.45	196.68	18,860.44	3,888.00	5,922.00	28,670.44	17.1072	14.4797	3.564	3.017
C2	60	4.83	0.45 X 0.45	174.22	36,373.33	2,347.38	7,812.00	46,532.71	13.205	15.1925	4.557	5.242
C3	30	2.39	0.45 X 0.45	196.68	18,860.44	1,161.54	5,922.00	25,943.98	11.3705	8.8393	7.929	6.1641

$$W_v = 120 + \frac{420}{\sqrt{\text{Atrib.}}}$$

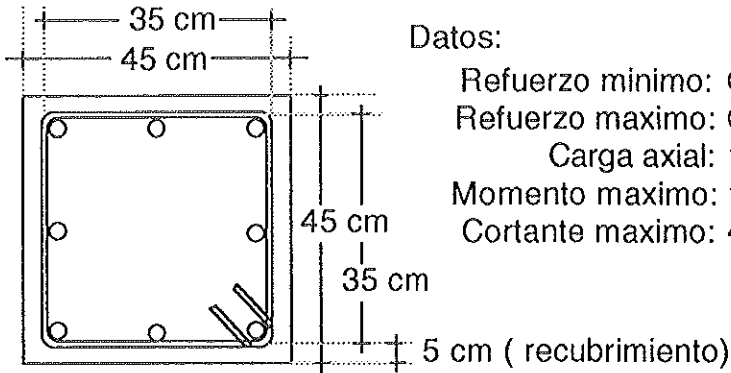
Debido a la simetria de la estructura se analiza y diseña los elementos de una mitad de ésta.

GRAD. CENTRAL				GRAVITACIONAL					SISMO			
COL	AREA	ALTURA	SECCION	W VIVA	(WV+WM)AREA	P.P. COL	W TRABE	TOTAL	Mnumeros	Mletras	Vnumeros	Vletras
G4	20.25	8.97	0.45 x 0.45	213.33	13,068.00	4,359.42	4,536.00	21,963.42	24.6496	18.0297	4.58	3.35
G5	40.5	5.37	0.45 x 0.45	186.00	25,028.89	2,609.82	6,804.00	34,442.71	13.5743	18.926	4.213	5.874
G6	20.25	1.77	0.45 x 0.45	213.33	13,068.00	860.22	4,536.00	18,464.22	7.6379	8.3463	7.192	7.859
H4	40.5	8.97	0.45 x 0.45	186.00	25,028.89	4,359.42	6,804.00	36,192.31	28.756	15.0857	5.343	2.803
H5	81	5.37	0.45 x 0.45	166.67	48,492.00	2,609.82	9,072.00	60,173.82	16.9703	15.8265	5.267	4.912
H6	40.5	1.77	0.45 x 0.45	186.00	25,028.89	860.22	6,804.00	32,693.11	11.4834	6.9795	10.813	6.572

Segun el reglamento ACI : $r' = \frac{\sum K \text{ columnas}}{\sum K \text{ piso}}$

DISEÑO DE COLUMNA A1

$$r = \frac{\Sigma K \text{ columnas}}{\Sigma K \text{ piso}} = \frac{0.4271}{1.0718} = 0.3984 < 1 \therefore \text{No se requiere corrección y } L'=L$$



Datos:

Refuerzo mínimo: $0.01 = 12.25 \text{ cm}^2$
 Refuerzo máximo: $0.08 = 98.00 \text{ cm}^2$
 Carga axial: $17,700.69 \text{ Kg}$
 Momento máximo: 19.2725 Ton m $1,927,250.0 \text{ Kg cm}$
 Cortante máximo: 4.015 Ton

$$P = 0.85 [A_g (0.25 f'c + f_s P_g)]$$

$$P_g = 0.01$$

$$A_g = 1225 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 0.4 f_y = 1688 \text{ kg / cm}^2$$

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

$$P = 82,654.43 \text{ kg}$$

$$82.65 \text{ Ton}$$

P = carga axial permisible máxima

A_g = área total de la columna

$f'c$ = resistencia última de compresión del concreto

$f_s = 0.4 f_y$

P_g = porcentaje de acero = A_s/A_g

A_s = área de la sección transversal del refuerzo

$$8 \varnothing \# 5 = 16 \text{ cm}^2$$

Se observa que el refuerzo mínimo admisible es suficiente para tomar la carga axial de $17,700.69 \text{ kg}$ \therefore O.K.

$$P_g = \frac{A_s}{A_g} = 0.013$$

$$P = 88,034.92 \text{ kg}$$

Momento resistente:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00429$$

$$\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'c} = 0.08511$$

$$\text{si } d = 35 \text{ cms} \Rightarrow a = d \times 0.08511$$

$$a = 2.98$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 2,262,634.92 \text{ Kg cm} > M \text{ max}$$

Revisión por cortante:

$$V = 4015$$

$$V_{act} = \frac{V}{bd} = 3.8238 \text{ kg / cm}^2$$

$$V_c = (0.85) 0.5 \sqrt{f_y} = 6.720 \text{ kg / cm}^2 > V_{act} \therefore \text{se utilizara el refuerzo mínimo}$$

Segun el reglamento ACI los estribos deberán ser al menos del No. 3 para varillas del No. 10 y menores.

El espaciamiento no sera mayor de 16 veces el diámetro de las varillas de refuerzo vertical, 48 veces el diámetro del estribo, o la dimencion mínima de la columna.

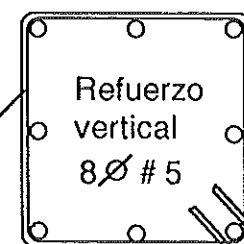
$$S < 16 \varnothing \text{ Vertical} = 25.41 \text{ cms}$$

$$S < 48 \varnothing \text{ Estribos} = 45.70 \text{ cms}$$

$$S < b = 30.00 \text{ cms}$$

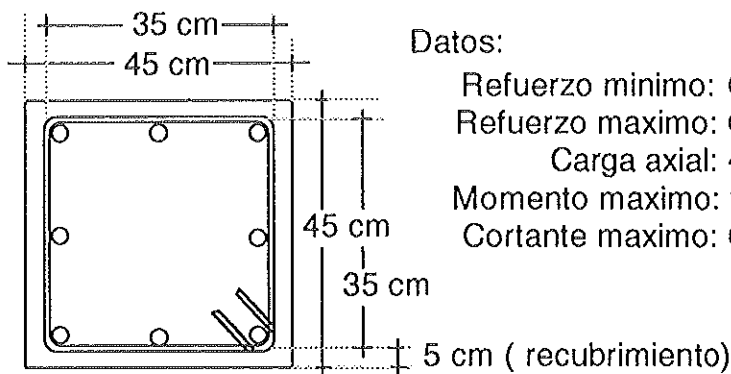
$$S = 25 \text{ cms}$$

$\varnothing \# 3 @ 25 \text{ cms}$



DISEÑO DE COLUMNA B2

$$r' = \frac{\Sigma K \text{ columnas}}{\Sigma K \text{ piso}} = \frac{0.7074}{1.0718+1.0718} = 0.3305 < 1 \quad \therefore \text{No se requiere corrección y } L'=L$$



Datos:

Refuerzo mínimo: $0.01 = 12.25 \text{ cm}^2$
 Refuerzo máximo: $0.08 = 98.00 \text{ cm}^2$
 Carga axial: $46,532.71 \text{ Kg}$
 Momento máximo: 17.7078 Ton m $1,770,780.0 \text{ Kg cm}$
 Cortante máximo: 6.11 Ton

$$P = 0.85 [A_g (0.25 f'c + f_s P_g)]$$

$$P_g = 0.01$$

$$A_g = 1225 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 0.4 f_y = 1688 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$P = 82,654.43 \text{ kg}$$

$$82.65 \text{ Ton}$$

P = carga axial permisible máxima
 A_g = área total de la columna
 $f'c$ = resistencia última de compresión del concreto
 $f_s = 0.4 f_y$
 P_g = porcentaje de acero = A_s/A_g
 A_s = área de la sección transversal del refuerzo

$$8 \varnothing \# 5 = 16 \text{ cm}^2$$

Se observa que el refuerzo mínimo admisible es suficiente para tomar la carga axial de $46,532.71 \text{ kg}$ \therefore O.K.

$$P_g = \frac{A_s}{A_g} = 0.013$$

$$P = 88,034.92 \text{ kg}$$

Momento resistente: $\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00429$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'c} = 0.08511$

si $d = 35 \text{ cms} \Rightarrow a = d \times 0.08511$ $a = 2.98$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 2,262,634.92 \text{ Kg cm} > M_{\text{max}}$$

Revision por cortante: $V = 6110$ $V_{\text{act}} = \frac{V}{bd} = 5.8190 \text{ kg/cm}^2$

$$V_c = (0.85) 0.5 \sqrt{f_y} = 6.720 \text{ kg/cm}^2 > V_{\text{act}} \quad \therefore \text{se utilizara el refuerzo mínimo}$$

Segun el reglamento ACI los estribos deberán ser al menos del No. 3 para varillas del No. 10 y menores.

El espaciamiento no sera mayor de 16 veces el diámetro de las varillas de refuerzo vertical, 48 veces el diámetro del estribo, o la dimencion mínima de la columna.

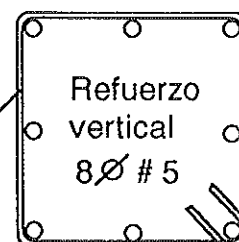
$$S < 16 \varnothing \text{ Vertical} = 25.41 \text{ cms}$$

$$S < 48 \varnothing \text{ Estribos} = 45.70 \text{ cms}$$

$$S < b = 30.00 \text{ cms}$$

$$S = 25 \text{ cms}$$

$$\varnothing \# 3 @ 25 \text{ cms}$$



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA COLUMNA A1, A3, F1 y F3

DATOS: $\sigma_a = 2.5 \text{ Kg/cm}^2$ $P = 17,700.69 \text{ Kg}$
 $\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$ $\text{Calculo del area: } \frac{P + \%P}{\sigma_a} = A = 7,646.70 \text{ cm}^2$
 $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4220 \text{ Kg/cm}^2$ $\text{El lado es: } \sqrt{A} = 87.4454 \text{ cm}$
 $b = 90 \text{ cm}$

$\sigma_n = \frac{P_u}{AR} = 2.36 \text{ Kg/cm}^2$ $\text{Calculo del momento: } \frac{\sigma_n \times C^2 \times B}{2} = 53,765.85 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$

Proponemos un peralte para la zapata $d = 30.0 \text{ cm}$
 Calculo del refuerzo:

$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{0.5377}{0.9} = 0.60 \text{ Ton m}$ $\text{Se propone un valor para } \frac{a}{d} = 0.38500$
 $59,739.83 \text{ Kg cm}$

$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f_c}{f_y} = 0.01939$ $\text{si } d = 30 \text{ cms} \implies a = d \times 0.38500 \quad a = 11.55 \text{ cms.}$

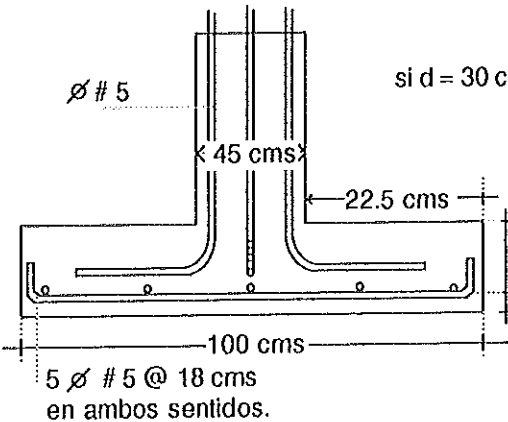
$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 0.58 \text{ cm}^2$ $\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00022$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.00430 \implies a = 0.13 \text{ cms.}$

Segun el reglamento ACI la ρ minima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.00022 < 0.00332 \therefore$ Se utiliza el refuerzo minimo:

$\rho = 0.00326$ $A_s = \rho bd = 8.80200 \text{ cm}^2$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.06474$ $\text{si } d = 30 \text{ cms} \implies a = d \times 0.06474 \quad a = 1.94 \text{ cms.}$

$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 1,078,262.36 \text{ Kg cm} > 59,739.83 \text{ Kg cm} \therefore \text{O.K.}$

$A_s = 8.8020 \text{ cm}^2$ $\emptyset \# 5 = 2.00 \text{ cm}^2 \implies \boxed{5 \emptyset \# 5 = 10.00 \text{ cm}^2}$ $\therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00370$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f_c} = 0.07355$



$\text{si } d = 30 \text{ cms} \implies a = d \times 0.07355 \quad a = 2.207$ $\boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 1,219,442.09 \text{ Kg cm}}$

Revision por cortante: $V_{act} = \sigma_n [B^2 - (e + d)^2] = 5,841.23 \text{ Kg/cm}^2$

EI V resistente: $V_r = 1.1 \sqrt{f_c} \times 4 (e + d) d = 156,532.66 \text{ Kg/cm}^2$ $V_r > V_{act} \therefore \text{O.K.}$

Longitud de desarrollo para el refuerzo de columnas:

$l_d = \frac{0.06 A_v f_y}{\sqrt{f_c}} = 32.03 \text{ cms}$

$l_d = 0.006 d_v f_y = 40.21 \text{ cms}$

$\boxed{l_d = 40.0 \text{ cms}}$

5 $\emptyset \# 5$ @ 18 cms
 en ambos sentidos.

DISEÑO DE LA ZAPATA PARA COLUMNA A2, B3, C1 y C3

DATOS: $\sigma_a = 2.5 \text{ Kg/cm}^2$ $P = 28,670.44 \text{ Kg}$
 $\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$
 $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4220 \text{ Kg/cm}^2$

Calculo del area: $\frac{P + \%P}{\sigma_a} = A = 12,385.63 \text{ cm}^2$
 El lado es: $\sqrt{A} = 111.2907 \text{ cm}$
 $b = 115 \text{ cm}$

$\sigma_n = \frac{Pu}{AR} = 2.34 \text{ Kg/cm}^2$
 Calculo del momento: $\frac{\sigma_n \times C^2 \times B}{2} = 164,917.36 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$

Proponemos un peralte para la zapata $d = 30.0 \text{ cm}$

Calculo del refuerzo:

$M_t = \frac{Mu}{0.90} = \frac{1.6492}{0.9} = 1.83 \text{ Ton m}$
 $183,241.51 \text{ Kg cm}$ Se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.48500$

$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.02442$ si $d = 30 \text{ cms} \implies a = d \times 0.48500 \quad a = 14.55 \text{ cms.}$

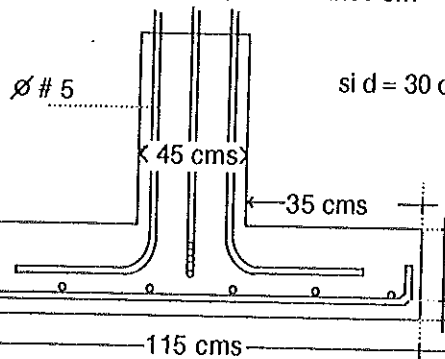
$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 1.91 \text{ cm}^2$ $\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00055$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.01100 \implies a = 0.33 \text{ cms.}$

Segun el reglamento ACI la ρ minima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.00055 < 0.00332 \therefore$ Se utiliza el refuerzo minimo:

$\rho = 0.00328$ $A_s = \rho bd = 11.24700 \text{ cm}^2$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.06474$ si $d = 30 \text{ cms} \implies a = d \times 0.06474 \quad a = 1.94 \text{ cms.}$

$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 1,377,779.68 \text{ Kg cm} > 183,241.51 \text{ Kg cm} \therefore$ O.K.

$A_s = 11.2470 \text{ cm}^2$ $\emptyset \# 5 = 2.00 \text{ cm}^2 \implies 6 \emptyset \# 5 = 12.00 \text{ cm}^2 \therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00348$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.06907$



6 $\emptyset \# 5$ @ 19 cms en ambos sentidos.

si $d = 30 \text{ cms} \implies a = d \times 0.06907 \quad a = 2.072$ $M_t = A_s f_y (d - a/2) = 1,466,731.26 \text{ Kg cm}$

Revisión por cortante: $V_{act} = \sigma_n [B^2 - (e + d)^2] = 17,794.10 \text{ Kg/cm}^2$

El V resistente: $V_r = 1.1 \sqrt{f'_c} \times 4 (e + d) d = 156,532.66 \text{ Kg/cm}^2$ $V_r > V_{act} \therefore$ O.K.

Longitud de desarrollo para el refuerzo de columnas:

$l_d = \frac{0.06 A_v f_y}{\sqrt{f'_c}} = 32.03 \text{ cms}$

$l_d = 0.006 d_v f_y = 40.21 \text{ cms}$

$l_d = 40.0 \text{ cms}$

DISEÑO DE LA ZAPATA PARA COLUMNA B2 y C2

DATOS: $\sigma_a = 2.5 \text{ Kg/cm}^2$ $P = 46,532.71 \text{ Kg}$
 $\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$ $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4220 \text{ Kg/cm}^2$

Calculo del area: $\frac{P + \%P}{\sigma_a} = A = 20,102.13 \text{ cm}^2$
 El lado es: $\sqrt{A} = 141.7819 \text{ cm}$
 $b = 145 \text{ cm}$

$$\sigma_n = \frac{P_u}{A_R} = 2.39 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculo del momento: $\frac{\sigma_n \times C^2 \times B}{2} = 433,235.58 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$

Proponemos un peralte para la zapata $d = 30.0 \text{ cm}$

Calculo del refuerzo:

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{4.3324}{0.9} = 4.81 \text{ Ton m} = 481,372.88 \text{ Kg cm}$$

Se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.58500$

$$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.02946$$

si $d = 30 \text{ cms} \Rightarrow a = d \times 0.58500 \quad a = 17.55 \text{ cms.}$

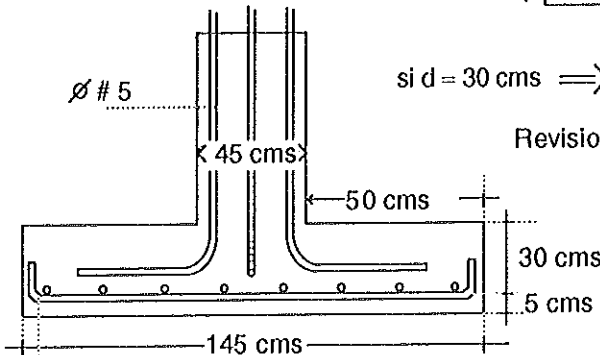
$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 5.37 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00124 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.02453 \Rightarrow a = 0.74 \text{ cms.}$$

Segun el reglamento ACI la ρ minima es: $14 / f_y = 0.003317 \Rightarrow 0.00124 < 0.00332 \therefore$ Se utiliza el refuerzo minimo:

$$\rho = 0.00320 \quad A_s = \rho bd = 14.18100 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.06474 \quad \text{si } d = 30 \text{ cms} \Rightarrow a = d \times 0.06474 \quad a = 1.94 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 1,737,200.47 \text{ Kg cm} > 481,372.88 \text{ Kg cm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = 14.1810 \text{ cm}^2 \quad \phi \# 5 = 2.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \phi \# 5 = 16.00 \text{ cm}^2 \therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00368 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.07304$$



8 $\phi \# 5 @ 18 \text{ cms}$
en ambos sentidos.

si $d = 30 \text{ cms} \Rightarrow a = d \times 0.07304 \quad a = 2.191$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 1,951,621.08 \text{ Kg cm}$$

Revisión por cortante: $V_{act} = \sigma_n [B^2 - (e + d)^2] = 36,810.08 \text{ Kg/cm}^2$

El V resistente: $V_r = 1.1 \sqrt{f'_c} \times 4 (e + d) d = 156,532.66 \text{ Kg/cm}^2 \quad V_r > V_{act} \therefore \text{O.K.}$

Longitud de desarrollo para el refuerzo de columnas:

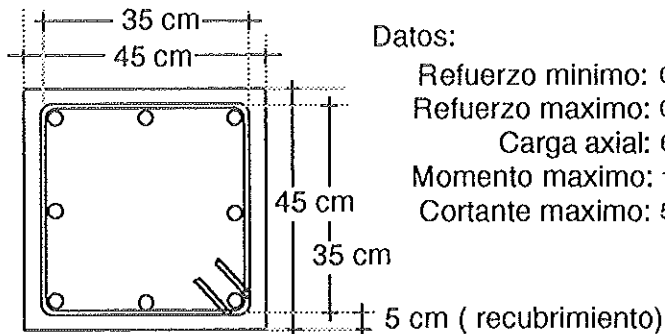
$$l_d = \frac{0.06 A_v f_y}{\sqrt{f'_c}} = 32.03 \text{ cms}$$

$$l_d = 0.006 d v f_y = 40.21 \text{ cms}$$

$$l_d = 40.0 \text{ cms}$$

DISEÑO DE COLUMNA H5

$$r' = \frac{\sum K \text{ columnas}}{\sum K \text{ piso}} = \frac{0.636}{0.9528+0.9528} = 0.3334 < 1 \therefore \text{No se requiere corrección y } L'=L$$



Datos:

$$\text{Refuerzo mínimo: } 0.01 = 12.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Refuerzo máximo: } 0.08 = 98.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Carga axial: } 60,173.82 \text{ Kg}$$

$$\text{Momento máximo: } 16.9703 \text{ Ton m } 1,697,030.0 \text{ Kg cm}$$

$$\text{Cortante máximo: } 5.267 \text{ Ton}$$

$$P = 0.85 [A_g (0.25 f'c + f_s P_g)]$$

$$P_g = 0.01$$

$$A_g = 1225 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 0.4 f_y = 1688 \text{ kg / cm}^2$$

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

$$P = 82,654.43 \text{ kg}$$

$$82.65 \text{ Ton}$$

P = carga axial permisible máxima

A_g = área total de la columna

$f'c$ = resistencia última de compresión del concreto

$$f_s = 0.4 f_y$$

P_g = porcentaje de acero = A_s/A_g

A_s = área de la sección transversal del refuerzo

$$8 \varnothing \# 5 = 16 \text{ cm}^2$$

Se observa que el refuerzo mínimo admisible es suficiente para tomar la carga axial de 60,173.82 kg \therefore O.K.

$$P_g = \frac{A_s}{A_g} = 0.013$$

$$P = 88,034.92 \text{ kg}$$

Momento resistente:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00429$$

$$\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'c} = 0.08511$$

$$\text{si } d = 35 \text{ cms} \Rightarrow a = d \times 0.08511 \quad a = 2.98$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 2,262,634.92 \text{ Kg cm} > M_{\text{max}}$$

$$\text{Revision por cortante: } V = 5267 \quad V_{\text{act}} = \frac{V}{bd} = 5.0162 \text{ kg / cm}^2$$

$$V_c = (0.85) 0.5 \sqrt{f_y} = 6.720 \text{ kg / cm}^2 > V_{\text{act}} \therefore \text{se utilizara el refuerzo mínimo}$$

Segun el reglamento ACI los estribos deberán ser al menos del No. 3 para varillas del No. 10 y menores.

El espaciamiento no sera mayor de 16 veces el diámetro de las varillas de refuerzo vertical, 48 veces el diámetro del estribo, o la dimencion mínima de la columna.

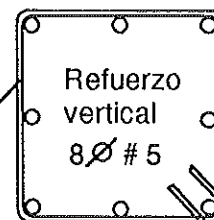
$$S < 16 \varnothing \text{ Vertical} = 25.41 \text{ cms}$$

$$S < 48 \varnothing \text{ Estribos} = 45.70 \text{ cms}$$

$$S < b = 30.00 \text{ cms}$$

$$S = 25 \text{ cms}$$

$$\varnothing \# 3 @ 25 \text{ cms}$$



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA COLUMNA H5

88

DATOS: $\sigma_a = 2.5 \text{ Kg/cm}^2$ $P = 60,173.82 \text{ Kg}$ $\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$ $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4220 \text{ Kg/cm}^2$

Calculo del area: $\frac{P + \%P}{\sigma_a} = A = 25,995.09 \text{ cm}^2$

El lado es: $\sqrt{A} = 161.2299 \text{ cm}$
 $b = 170 \text{ cm}$

$\sigma_n = \frac{Pu}{AR} = 2.25 \text{ Kg/cm}^2$

Calculo del momento: $\frac{\sigma_n \times C^2 \times B}{2} = 746,642.07 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$

Proponemos un peralte para la zapata $d = 30.0 \text{ cm}$

Calculo del refuerzo:

$M_t = \frac{Mu}{0.90} = \frac{7.47}{0.9} = 8.30 \text{ Ton m}$ $829,602.30 \text{ Kg cm}$

Se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.45200$

$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.02276$ $\text{si } d = 30 \text{ cms} \implies a = d \times 0.45200 \quad a = 13.56 \text{ cms.}$

$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 8.47 \text{ cm}^2$ $\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00166$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.03297 \implies a = 0.99 \text{ cms.}$

Segun el reglamento ACI la ρ minima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.00166 < 0.00332 \therefore$ Se utiliza el refuerzo minimo:

$\rho = 0.00326$ $A_s = \rho bd = 16.62600 \text{ cm}^2$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.06474$ $\text{si } d = 30 \text{ cms} \implies a = d \times 0.06474 \quad a = 1.94 \text{ cms.}$

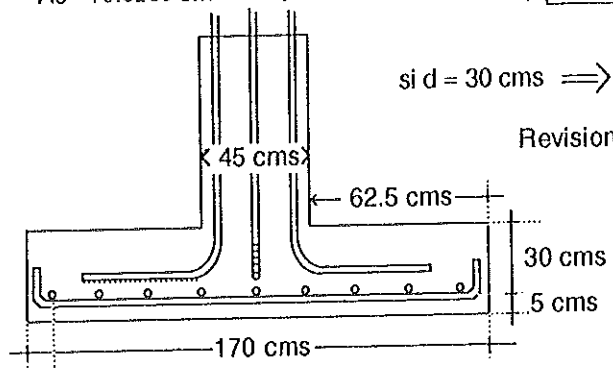
$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 2,036,717.80 \text{ Kg cm} > 829,602.30 \text{ Kg cm} \therefore$ O.K.

$A_s = 16.6260 \text{ cm}^2$ $\phi \# 5 = 2.00 \text{ cm}^2 \implies 9 \phi \# 5 = 18.00 \text{ cm}^2$ $\therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00353$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.07009$

$\text{si } d = 30 \text{ cms} \implies a = d \times 0.07009 \quad a = 2.103$ $M_t = A_s f_y (d - a/2) = 2,198,939.49 \text{ Kg cm}$

Revison por cortante: $V_{act} = \sigma_n [B^2 - (e + d)^2] = 52,338.73 \text{ Kg}$

El V resistente: $V_r = 1.1 \sqrt{f'_c} \times 4 (e + d) d = 156,532.66 \text{ Kg}$ $V_r > V_{act} \therefore$ O.K.



9 $\phi \# 5$ @ 18.9 cms en ambos sentidos.

Longitud de desarrollo para el refuerzo de columnas:
 $l_d = \frac{0.06 A_v f_y}{\sqrt{f'_c}} = 32.03 \text{ cms}$
 $l_d = 0.006 d_v f_y = 40.21 \text{ cms}$

$l_d = 40.0 \text{ cms}$

DISEÑO DE LA ZAPATA PARA COLUMNA G4 y G6

DATOS: $\sigma_a = 2.5 \text{ Kg/cm}^2$ $P = 21,963.42 \text{ Kg}$
 $\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$ $\text{Calculo del area: } \frac{P + \%P}{\sigma_a} = A = 9,488.20 \text{ cm}^2$
 $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4220 \text{ Kg/cm}^2$ El lado es: $\sqrt{A} = 97.4073 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$

$\sigma_n = \frac{Pu}{AR} = 2.37 \text{ Kg/cm}^2$ $\text{Calculo del momento: } \frac{\sigma_n \times C^2 \times B}{2} = 89,659.02 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$

Proponemos un peralte para la zapata $d = 30.0 \text{ cm}$

Calculo del refuerzo:

$M_t = \frac{Mu}{0.90} = \frac{0.90}{0.9} = 1.00 \text{ Ton m}$ $\text{Se propone un valor para } \frac{a}{d} = 0.25000$
 $99,659.02 \text{ Kg cm}$

$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01259$ $\text{si } d = 30 \text{ cms} \implies a = d \times 0.25000 \quad a = 7.50 \text{ cms.}$

$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 0.90 \text{ cm}^2$ $\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00030$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.00596 \implies a = 0.18 \text{ cms.}$

Segun el reglamento ACI la ρ minima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.00030 < 0.00332 \therefore$ Se utiliza el refuerzo minimo:

$\rho = 0.00326$ $A_s = \rho bd = 9.78000 \text{ cm}^2$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.06474$ $\text{si } d = 30 \text{ cms} \implies a = d \times 0.06474 \quad a = 1.94 \text{ cms.}$

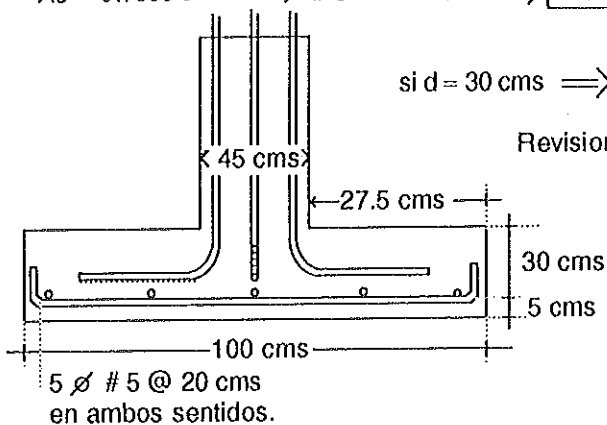
$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 1,198,069.29 \text{ Kg cm} > 99,659.02 \text{ Kg cm} \therefore \text{O.K.}$

$A_s = 9.7800 \text{ cm}^2$ $\phi \# 5 = 2.00 \text{ cm}^2 \implies 5 \phi \# 5 = 10.00 \text{ cm}^2$ $\therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00333$ $\frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.06620$

$\text{si } d = 30 \text{ cms} \implies a = d \times 0.06620 \quad a = 1.986$ $M_t = A_s f_y (d - a/2) = 1,224,097.88 \text{ Kg cm}$

Revison por cortante: $V_{act} = \sigma_n [B^2 - (e + d)^2] = 10,377.72 \text{ Kg}$

El V resistente: $V_r = 1.1\sqrt{f'_c} \times 4 (e + d) d = 156,532.66 \text{ Kg}$ $V_r > V_{act} \therefore \text{O.K.}$



Longitud de desarrollo para el refuerzo de columnas:

$l_d = \frac{0.06 A_v f_y}{\sqrt{f'_c}} = 32.03 \text{ cms}$

$l_d = 0.006 d v f_y = 40.21 \text{ cms}$

$l_d = 40.0 \text{ cms}$

DISEÑO DE LA ZAPATA PARA COLUMNA G5, H4, y H6

DATOS: $\sigma_a = 2.5 \text{ Kg/cm}^2$ $P = 38,192.31 \text{ Kg}$
 $\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$ $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4220 \text{ Kg/cm}^2$

Calculo del area: $\frac{P + \%P}{\sigma_a} = A = 15,635.08 \text{ cm}^2$

El lado es: $\sqrt{A} = 125.04 \text{ cm}$
 $b = 130 \text{ cm}$

$$\sigma_n = \frac{P_u}{A_R} = 2.31 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculo del momento: $\frac{\sigma_n \times C^2 \times B}{2} = 271,546.73 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$

Proponemos un peralte para la zapata $d = 30.0 \text{ cm}$

Calculo del refuerzo:

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{2.72}{0.9} = 3.02 \text{ Ton m} = 301,718.58 \text{ Kg cm}$$

Se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.45200$

$$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.02276$$

si $d = 30 \text{ cms} \implies a = d \times 0.45200 \quad a = 13.56 \text{ cms.}$

$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 3.08 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00079 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.01568 \implies a = 0.47 \text{ cms.}$$

Segun el reglamento ACI la ρ minima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.00079 < 0.00332 \therefore$ Se utiliza el refuerzo minimo:

$$\rho = 0.00326 \quad A_s = \rho bd = 12.71400 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.06474 \quad \text{si } d = 30 \text{ cms} \implies a = d \times 0.06474 \quad a = 1.94 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 1,557,490.08 \text{ Kg cm} > 301,718.58 \text{ Kg cm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = 12.7140 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \# 5 = 2.00 \text{ cm}^2 \implies \boxed{7 \emptyset \# 5 = 14.00 \text{ cm}^2} \therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00359 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.07129$$

si $d = 30 \text{ cms} \implies a = d \times 0.07129 \quad a = 2.139$

$$\boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 1,709,224.49 \text{ Kg cm}}$$

Revison por cortante: $V_{act} = \sigma_n [B^2 - (e + d)^2] = 26,077.74 \text{ Kg}$

El V resistente: $V_r = 1.1 \sqrt{f'_c} \times 4 (e + d) d = 156,532.66 \text{ Kg}$

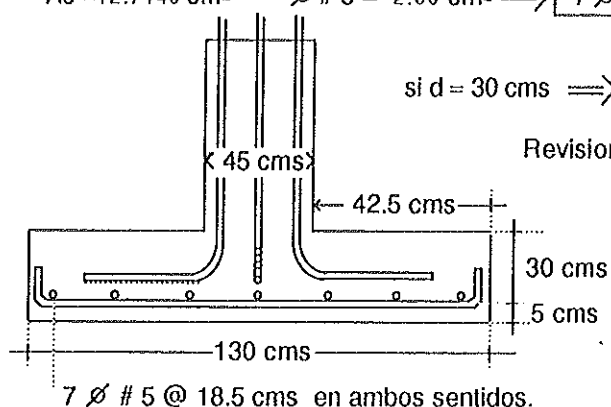
$$\boxed{V_r > V_{act} \therefore \text{O.K.}}$$

Longitud de desarrollo para el refuerzo de columnas:

$$l_d = \frac{0.06 A_v f_y}{\sqrt{f'_c}} = 32.03 \text{ cms}$$

$$l_d = 0.006 d_v f_y = 40.21 \text{ cms}$$

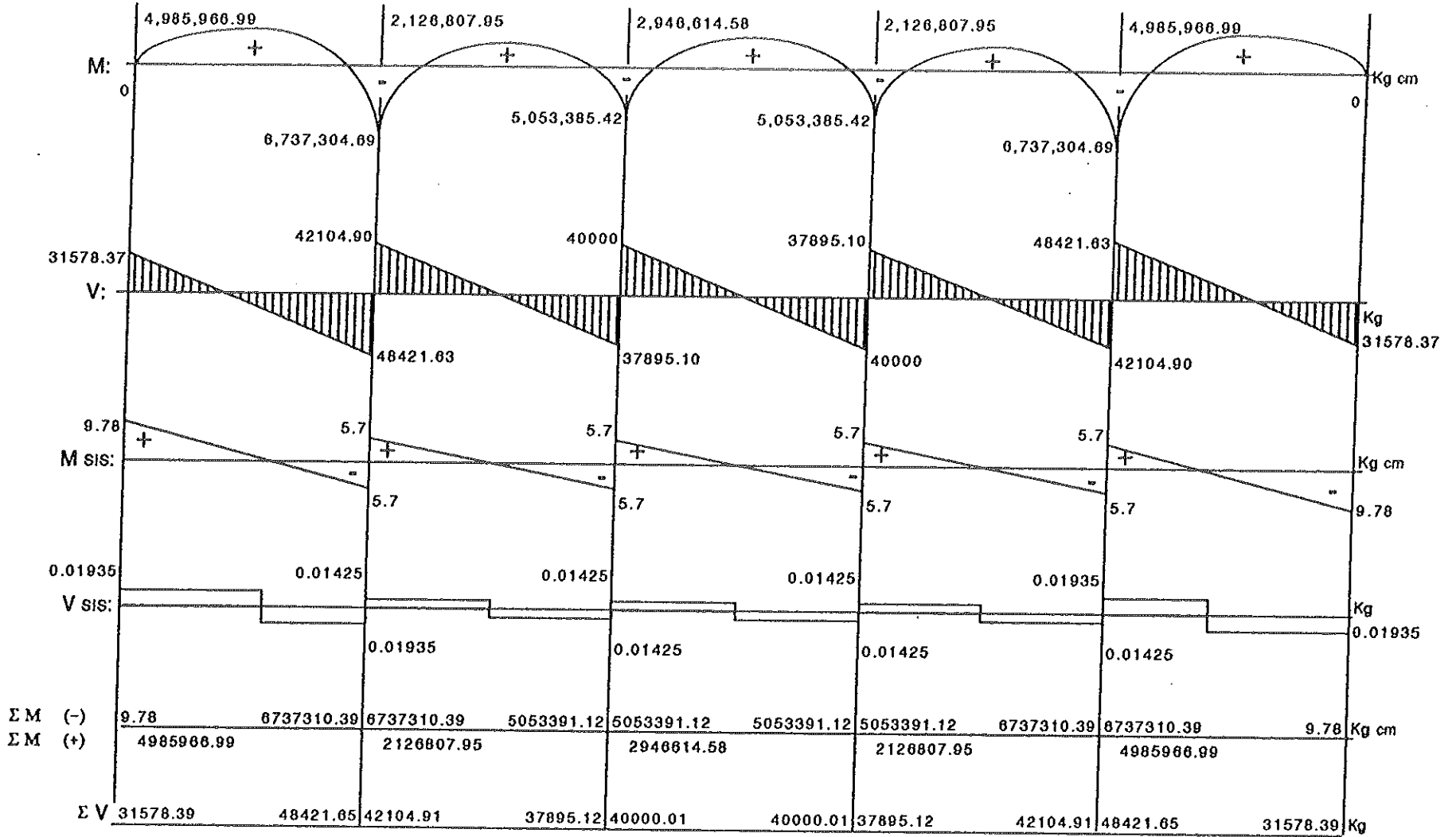
$$\boxed{l_d = 40.0 \text{ cms}}$$



TRABES DE LIGA (CLAROS DE 8 M)



LONGITUD	800 cm		800 cm		800 cm		800 cm		800 cm		1.00	UNIDADES	
F.D.	1.00	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1.00		
F.T.	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1.00		
M EMP. (-)	-5333333.33	5333333.333	-5333333.33	5333333.333	-5333333.33	5333333.333	-5333333.33	5333333.333	-5333333.33	5333333.333	-5333333.33	5333333.333	Kg cm
1a D	5333333.333	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	5333333.33	0	*
T 0	2666666.666	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-2666666.66	0	*
2a D	0	1333333.33	-1333333.33	0 0	0 0	0 0	1333333.333	1333333.333	0 0	0 0	0	0	*
T -666666.666	0	0	-666666.666	0	0	0	666666.666	666666.666	0	0	666666.666	0	*
3a D	666666.666	0 0	333333.3333	333333.3333	333333.3333	-333333.333	-333333.333	0 0	0 0	0 0	666666.666	0	*
T 0	333333.3333	166666.6666	0	-166666.666	166666.6666	0	-166666.666	-333333.333	0	0	0	0	*
4a D	0	-250000	-250000	83333.33333	83333.33333	-83333.3333	-83333.3333	250000	250000	0	0	0	*
T -125000	0	0	41666.66666	-125000	-41666.6666	41666.66666	125000	-41666.6666	0	0	125000	0	*
5a D	125000	20833.3333	-20833.3333	83333.33333	83333.33333	-83333.3333	-83333.3333	20833.33333	20833.33333	20833.33333	-125000	0	*
T -10416.6666	0	62500	41666.66666	-10416.6666	-41666.6666	41666.66666	10416.66666	-41666.6666	-62500	10416.66666	0	0	*
6a D	10416.66666	-52083.3333	-52083.3333	26041.66666	26041.66666	-26041.6666	-26041.6666	52083.33333	52083.33333	52083.33333	-10416.6666	0	*
T -26041.6666	52083.33333	13020.83333	-26041.6666	-13020.8333	13020.83333	26041.66666	-13020.8333	-52083.33333	-26041.66666	26041.66666	0	0	*
7a D	26041.66666	-9114.58333	-9114.58333	19531.25	19531.25	-19531.25	-19531.25	9114.583333	9114.583333	9114.583333	-26041.6666	0	*
T -4557.29166	13020.83333	9765.625	-4557.29166	-9765.625	9765.625	4557.291666	-9765.625	-13020.8333	4557.291666	4557.291666	0	0	*
8a D	4557.291666	-11393.2291	-11393.2291	7161.458333	7161.458333	-7161.45833	-7161.45833	11393.22916	11393.22916	11393.22916	-4557.29166	0	*
Σ M (-)	0	8737304.887	-8737304.88	5053385.416	-5053385.41	5053385.416	-5053385.41	8737304.887	-8737304.88	0	0	0	Kg cm
V ISOS. 40000	0	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	Kg
V HIPER.	-8421.63085	8421.630859	2104.899088	-2104.89908	0	0	-2104.89908	2104.899088	8421.630859	-8421.63085	0	0	Kg
V TOTAL	31578.36914	48421.63085	42104.89908	37895.10091	40000	40000	37895.10091	42104.89908	48421.63085	31578.36914	0	0	Kg
R	31578.36914	90526.52994	0	77895.10091	0	77895.10091	0	90526.52994	0	31578.36914	0	0	Kg
M (+)	4985966.987	4985966.987	2126807.948	2126807.948	2946614.583	2946614.583	2126807.948	2126807.948	4985966.987	4985966.987	0	0	Kg cm



DISEÑO DE ARMADO DE TRABE DE LIGA (Claros de 8 m.)

Se considera como una viga continua cargada con la presión del terreno sobre su superficie.

Se proponen las siguientes dimensiones: $h = 85.0 \text{ cms}$
 $d = 77.0 \text{ cms}$
 $b = 40.0 \text{ cms}$

Momentos últimos:



ACERO CORRIDO EN LA CAMA BAJA:

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{49.85}{0.9} = 55.39 \text{ Ton m} \quad \text{Para una sección balanceada: } \frac{a}{d} = \beta_1 \frac{600,000}{600,000 + f_y} = 0.84406$$

$$= \frac{55,390,888.89 \text{ Kg cm}}{5,538,888.89 \text{ Kg cm}} = 10.0$$

$$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.04250 \quad \text{si } d = 77 \text{ cms} \implies a = d \times 0.84406 \quad a = 64.99 \text{ cms.}$$

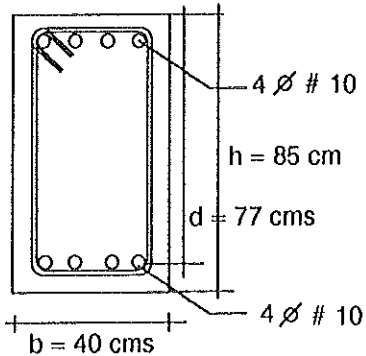
$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 29.49 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00958 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.84406$$

Según el reglamento ACI la ρ mínima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.00958 > 0.00332 \therefore$ No es crítico en este caso

$$\rho = 0.00960 \quad A_s = \rho bd = 29.56800 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.19064 \quad \text{si } d = 77 \text{ cms} \implies a = d \times 0.19064 \quad a = 14.680 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 8,691,985.34 \text{ Kg m} > 5,538,888.89 \text{ Kg m} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = 29.5680 \text{ cm}^2 \quad \phi \# 10 = 8.19 \text{ cm}^2 \implies 4 \phi \# 10 = 32.76 \text{ cm}^2 \therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.01064 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.21123$$



$$\text{si } d = 77 \text{ cms} \implies a = d \times 0.21123 \quad a = 16.264$$

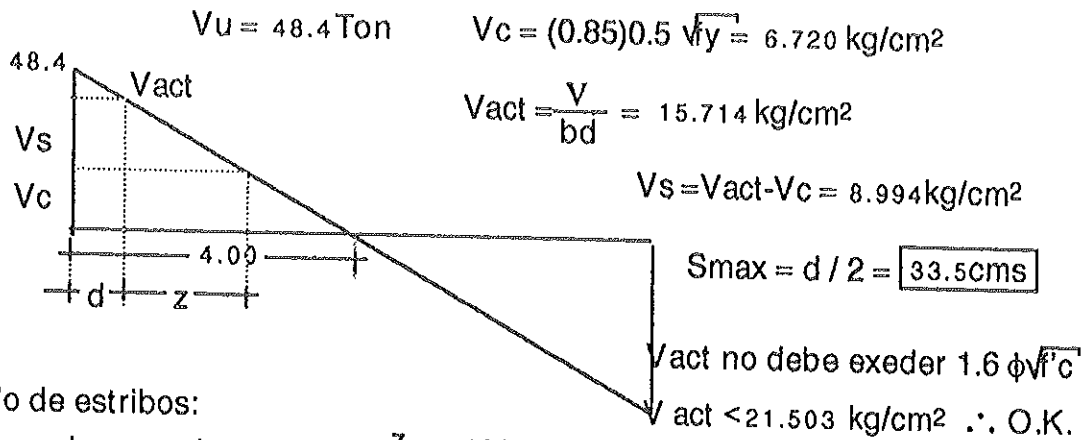
$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 9,520,782.14$$

Este refuerzo es suficiente para los momentos en los claros.
 El refuerzo en los apoyos se calcula a continuación:

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{67.37}{0.9} = 74.856 \text{ Ton m} \quad \text{Se observa que el refuerzo corrido es suficiente para tomar también los momentos negativos en los apoyos}$$

$$= \frac{74,856,000 \text{ Kg cm}}{7,485,555.56 \text{ Kg cm}} = 10.0$$

Calculo del refuerzo por cortante:
Trabes de liga para claros de 8.0 m



Calculo de estribos:
por triangulos semejantes:

$$\frac{z}{8.994} = \frac{400}{15.714} \quad z = 228.950 \text{ cms}$$

$$T = \frac{V_s b l}{2} = 143,911.187 \text{ kg}$$

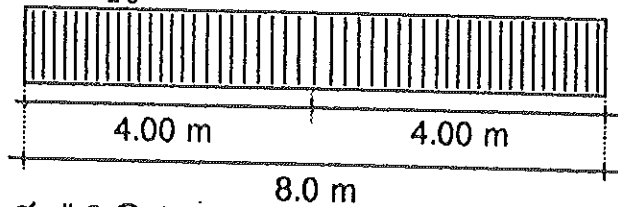
Usando estribos del #3

Numero de estribos: $N_o = \frac{T}{t} = 24.016$

$$t = 2 A_s f_y = 5,992.4$$

Separacion: $\frac{400}{25} = 16.00 \text{ cms}$

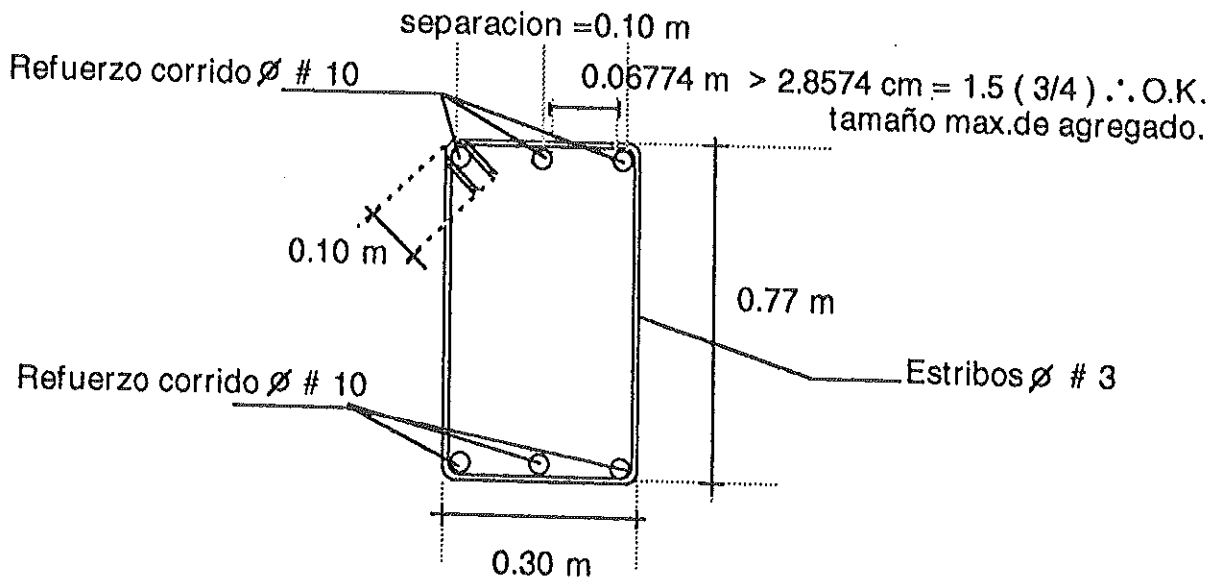
$$S_{max} = \frac{A_s}{0.0015 b} = 31.56 \text{ cms}$$



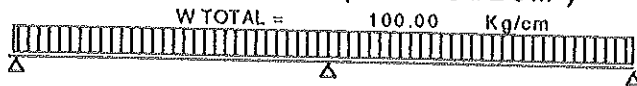
25 Estribos ϕ # 3 @ 16 cms

25 Estribos ϕ # 3 @ 16 cms

Tipo de estribo:



TRABES DE LIGA (CLAROS DE 9M)

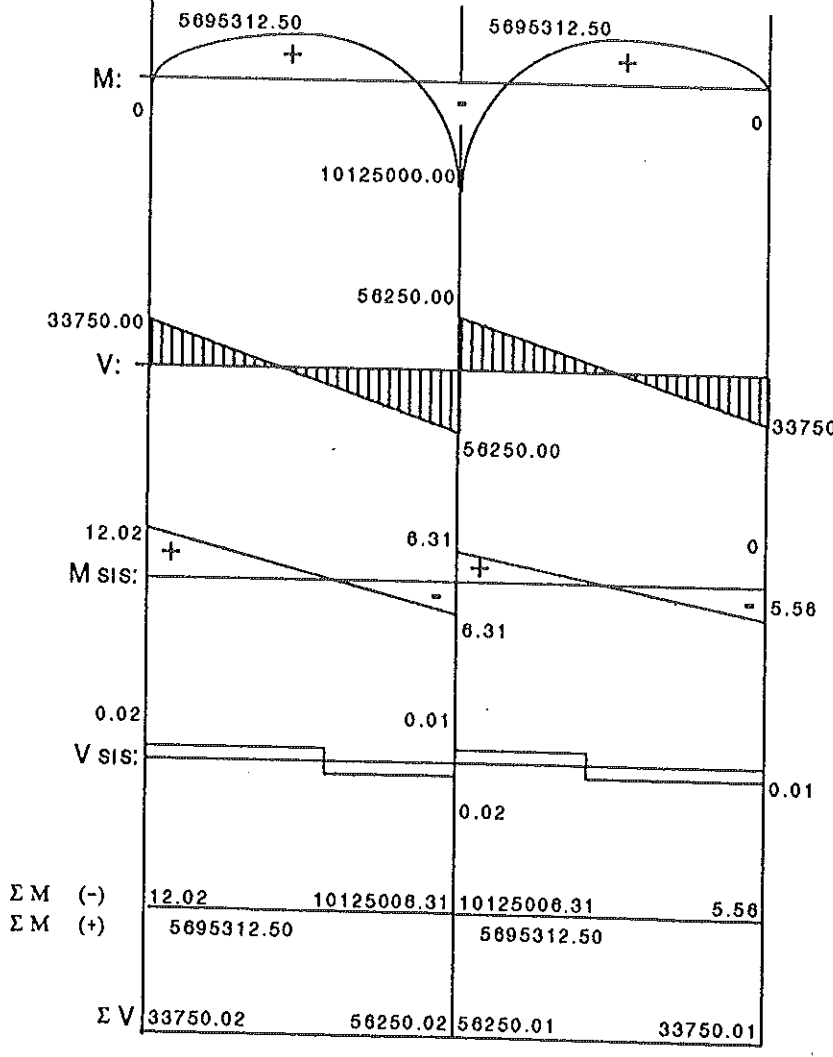


LONGITUD	900 cm		900 cm	
F.D.	1.00	0.5	0.5	1.00
F.T.	0.5			0.5
M EMP. (-)	-8750000	6750000	-6750000	6750000
1a D	6750000	0	0	-6750000
T 0		3375000	-3375000	0
2a D	0	0	0	0
T 0		0	0	0
3a D	0	0	0	0

UNIDADES
Kg cm
"
"
"
"
"
"
"

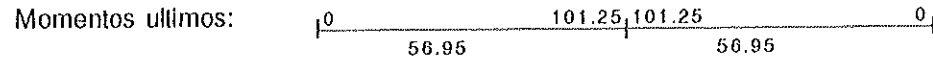
$\Sigma M (-)$	0	10125000	-10125000	0
V ISOS.	45000	45000	45000	45000
V HIPER.	-11250	11250	11250	-11250
V TOTAL	33750	56250	56250	33750
R	33750	112500	112500	33750
M (+)	5695312.5	5695312.5	5695312.5	5695312.5

Kg cm
Kg
Kg
Kg
Kg
Kg cm



Kg cm
Kg
Kg cm
Kg
Kg cm

DISEÑO DE ARMADO TRABE DE LIGA (CLARO DE 9 M)



Con un peralte efectivo de 67 cms

d = 67.00 cm

b = 30.00 cm

Se supone como doblemente semienpotrada.

Se proponen las siguientes dimensiones: h = 85.0 cms
d = 77.0 cms
b = 40.0 cms

ACERO CORRIDO EN LA CAMA BAJA:

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{56.95}{0.9} = 63.28 \text{ Ton m} \quad \text{Se propone un valor para } \frac{a}{d} = 0.25000$$

$$6,327,777.78 \text{ Kg cm}$$

$$\rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01259 \quad \text{si } d = 77 \text{ cms} \implies a = d \times 0.25000 \quad a = 19.25 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 22.26 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00723 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.14350 \implies a = 11.05 \text{ cms.}$$

Segun el reglamento ACI la ρ minima es: $14 / f_y = 0.003317 \implies 0.00723 > 0.00332 \therefore$ O.K. En base a estos limites se propone ρ

$$\rho = 0.00730 \quad A_s = \rho bd = 22.48400 \text{ cm}^2 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.14497 \quad \text{si } d = 77 \text{ cms} \implies a = d \times 0.14497 \quad a = 11.16 \text{ cms.}$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 6,776,381.25 \text{ Kg cm} > 6,327,777.78 \text{ Kg cm} \therefore \text{ O.K.}$$

$$A_s = 22.4840 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \# 10 = 8.19 \text{ cm}^2 \implies \boxed{3 \emptyset \# 10 = 24.57 \text{ cm}^2} \therefore \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00798 \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.15842$$

$$\text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.15842 \quad a = 10.614$$

$$\boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 6,396,658.72 \text{ Kg cm}}$$

Este refuerzo es suficiente para los momentos en los claros.

El refuerzo en los apoyos se calcula a continuacion:

En base a los limites antes encontrados se propone un valor para $\frac{a}{d} = 0.25800$

$$M_t = \frac{M_u}{0.90} = \frac{101.25}{0.9} = 112.50 \text{ Ton m} \quad \rho = \frac{a}{d} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y} = 0.01299 \quad A_s = \rho bd = 40.01 \text{ cm}^2$$

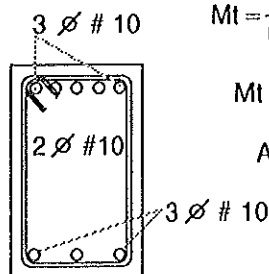
$$11,250,000.0 \text{ Kg cm} \quad \text{si } d = 67 \text{ cms} \implies a = d \times 0.25800 \quad a = 19.87$$

$$M_t = A_s f_y (d - a/2) = 11,325,000.7 \text{ Kg cm} \quad \frac{a}{d} = \rho \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.25629 \implies a = 9.73 \text{ cms.}$$

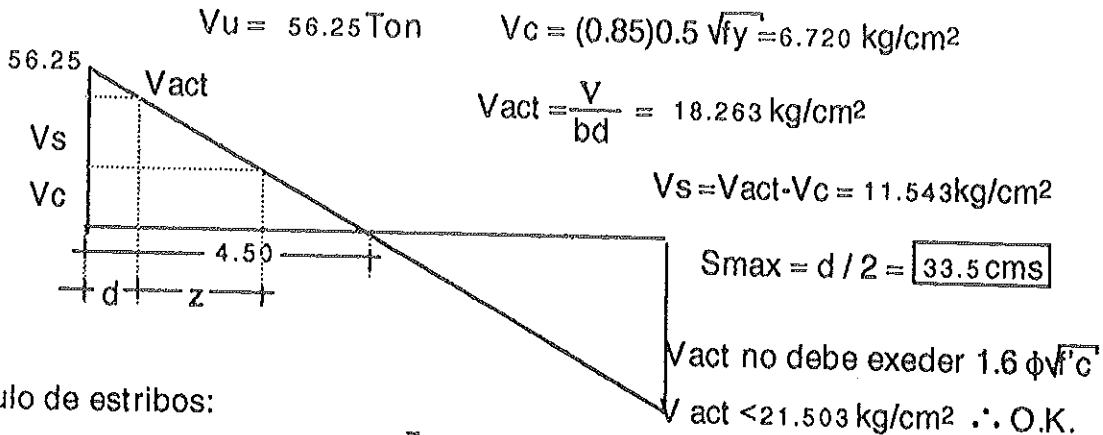
$$A_s = \frac{M_t}{f_y (d - a/2)} = 39.75 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.01291$$

$$\boxed{M_t = A_s f_y (d - a/2) = 11,281,034.5 \text{ Kg cm}} > M_t \therefore \text{ O.K.}$$

$$\boxed{A_s = 40.95 \text{ cm}^2} \text{ O.K.}$$



Calculo del refuerzo por cortante:
Trabe de liga para claros de 9 m



Calculo de estribos:

por triangulos semejantes:

$$\frac{z}{11.543} = \frac{450}{18.263} \quad z = 284.423 \text{ cms}$$

$$T = \frac{V_s b l}{2} = 207,776.70 \text{ kg}$$

Usando estribos del #3

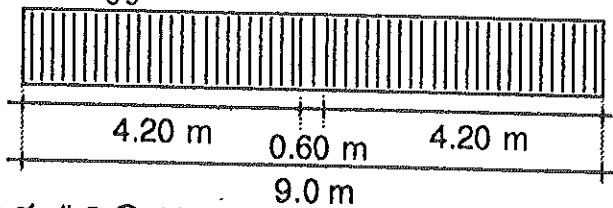
Numero de estribos:

$$N_o = \frac{T}{t} = 34.673$$

$$t = 2 A_s f_y = 5,992.4$$

Separacion: $\frac{450}{35} = \boxed{12.86 \text{ cms}}$

$$S_{max} = \frac{A_s}{0.0015 b} = \boxed{31.56 \text{ cms}}$$

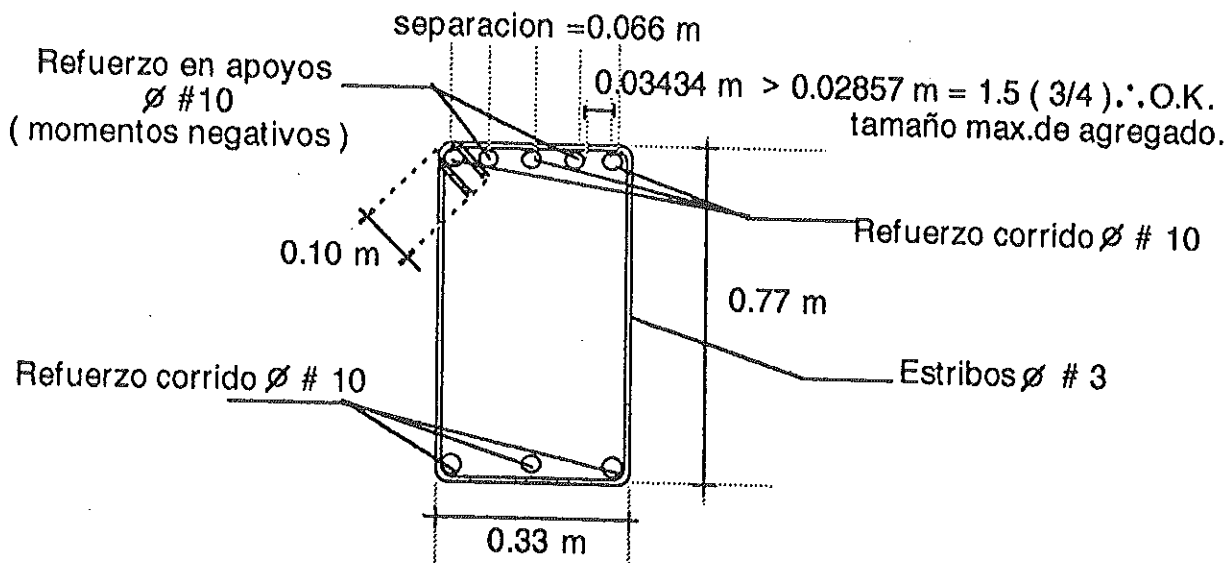


35 Estribos ϕ # 3 @ 12 cms

35 Estribos ϕ # 3 @ 12 cms

1 Estribo ϕ # 3 al centro del claro por armado.

Tipo de estribo:



ESPECIFICACIONES:**Concreto:**

Se utilizara concreto con $f'c = 250 \text{ kg / cm}^2$ lo cual se verificara por medio de la obtención periódica de probetas para ensayos de resistencia a la compresión, de cada uno de los elementos estructurales. Se utilizara agregado grueso de un tamaño máximo de 3 / 4 de pulg.

Recubrimiento del refuerzo:

Las varillas de acero se colocan tan cerca como sea posible de la superficie exterior de los elementos de concreto, para que sean más efectivas al resistir la flexión o ayudar a la reducción del agrietamiento externo, sin embargo existen requisitos para el espesor del recubrimiento. En el diseño de las zapatas se considera que estas se colaran sobre plantilla de concreto simple de 5 cm de espesor por lo que el recubrimiento del refuerzo en éstas sera de 5.0 cms. En columnas el recubrimiento será de 5.0 cms. En el caso de vigas y losas, debido a las características del armado, el recubrimiento varia ente 3.0 y 5.0 cms.

Espaciamiento del refuerzo:

El espacio mínimo entre varillas de refuerzo no deberá ser menor que 1.5 veces el tamaño máximo de agregado, siendo éste 3 / 4 pulg. En cada caso, esto se indica en el diseño de cada elemento estructural.

Doblado del refuerzo:

En las ocasiones en que se tenga que doblar la varilla de refuerzo se realizara con un diámetro de doblado adecuado para evitar que la varilla se quiebre. El diámetro mínimo del dobles para ganchos de estribos y amarres del No 5 y menores sera de 4 veces el diámetro de la varilla, para mayores diámetros, 5 veces el diámetro de la varilla. Para los ganchos estándar se deja una longitud mínima después del dobles de 7.0 cms. (2.5 pulg).

Refuerzo por contracción y cambios de temperatura:

El código ACI demanda una cantidad mínima de refuerzo en elementos como muros y losas, aun cuando las acciones estructurales no indiquen ninguna necesidad. En este caso, debido a la naturaleza de los armados de los elementos, éstos se consideran suficientes para soportar los efectos de torsión causados por esfuerzos de contracción en el concreto.

Refuerzo Mínimo:

En ocasiones el refuerzo obtenido por medio de cálculos resulta menor que el refuerzo mínimo conveniente, el código ACI tiene disposiciones expresas para tal refuerzo, en los casos en que esto sucede, éstas se indican en el calculo de cada uno de los elementos estructurales.

CONCLUSIONES:

El dimensionamiento de los elementos diferentes estructurales se basó inicialmente en las características de estructuras con claros similares, sin embargo, el análisis demostró que en el caso de los claros mas largos, las secciones no fueron suficientes para resistir el esfuerzo cortante por lo que en los casos que se indican se aumentaron las secciones supuestas originalmente.

Las trabes de liga para los claros de 7.5 m se arman de igual forma que las de los claros de 8.0 m debido a que los esfuerzos son similares, por lo que el calculo de éstas no se incluye.

Se hace la aclaración de que en el diseño de las trabes inclinadas, no se descompuso la fuerza en sus componentes debido a que la componente horizontal se considera despreciable, por considerarse casi nula junto a los valores de las fuerzas sísmicas, la componente vertical es de menor magnitud que la fuerza original por lo que se considera el caso mas desfavorable, esto es: la fuerza vertical original.

BIBLIOGRAFIA:

- 1.- Neufert, El arte de proyectar en arquitectura. Ediciones G Gilli S.A. (México D.F.)
- 2.- Merritt - Ambrose, Building Engineering and Systems Design. Second edition.
Editorial Van Nostrand Reinhold (New York)
- 3.- Harry Parker- James Ambrose, Diseño Simplificado de Concreto Reforzado 1992
Editorial Limusa (México D.F.)
- 4.- H.H. West, Análisis de Estructuras, 1984 Compañía Editorial Continental S.A. de
C.V. (México D.F.)
- 5.- Peck - Hanson - Thornburn, Ingeniería de cimentaciones, 1993 Editorial Limusa
(México D.F.)
- 6.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 14a Edición, 1993 Editorial
Porrúa S.A. (México D.F.)
- 7.- T. William Lambe - Robert V. Whitman, Mecánica de Suelos, 1991 Editorial Limusa
(México D.F.)
- 8.- Vicente Pérez Alamá, El Concreto Armado en las Estructuras Teoría Elástica, 1979
Editorial Trillas (México D.F.)
- 9.- Reglamento de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, 1992
Periódico Oficial del Estado de Baja California (Mexicali B.C.)
- 10.- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C. 1979 Reglamento de las
Construcciones de Concreto Reforzado (ACI - 318 - 77) y Comentarios
- 11.- Fundación ICA, a.c. 1988, Experiencias Derivadas de los Sismos de septiembre
de 1985, Editorial Limusa (México D.F.)